



MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N° 3

**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

EDICIÓN 2022

Derechos Reservados
© MOP-DGOP-Dirección de Vialidad – Chile, 2022



MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N° 3

INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

PRÓLOGO

Con el propósito de disponer de un documento íntegro, que facilite la consulta del Volumen N°3 “Instrucciones y Criterios de Diseño”, se ha preparado esta “**Edición 2022**”, cuyo contenido base es la edición 2021, actualizando referencias e incorporando precisiones a las definiciones de accesos direccionales, anchos mínimos necesarios en terraplenes para la adecuada instalación de barreras de contención, ajustes en las definiciones relativas a puentes e incorporación de algunas precisiones relativas al uso de travesaños en el diseño sísmico de Puentes para su consistencia con el Anexo Criterios Sísmicos.

EDICIÓN 2022

EDICIÓN 2022

Esta **Edición 2022** del MC-V3 "Instrucciones y Criterios de Diseño" es producto del trabajo de muchos profesionales que, a través de diversas actualizaciones o complementos editados en el tiempo, han aportado sus conocimientos, experiencias y criterios para generar esta obra, que recoge parte de la memoria institucional y de ingeniería del país en el quehacer vial.

JUNIO 2002

LEN Y ASOCIADOS INGENIEROS CONSULTORES LTDA..

REDACTORES:
Ing. Ing. Tomás Blánquez S.
Ing. Jaime Valenzuela Sch.
Ing. Dusan Dujisin Q
Ing. Luis Ayala R.
Geól. Hugo Delucchi F
Ing. Ejec. Paula Marangunic V.
Ing. Rodolfo Saragoni H.

Ing. Santiago Sánchez G.
CC C. Mario Inojosa L.
Ing. Roberto Alvarez W
Ing. Eduardo Varas C.
Ing. Jorge Rutllant F
Geól. Cedomir Marangunic T.
Ing. Adrián Fuentes R.
Ing. Pedro Ortigosa de P.

DIRECCIÓN DE VIALIDAD

REVISORES:
Ing. Ricardo Reginensi P.
Ing. Karime Darwiche F.
Ing. Alvaro Mujica R.
Ing. Andrés Carvajal G
Ing. Víctor Roco H.
Ing. María C. Bravo B.
Ing. María C. Montes

Ing. Sonia Morales P.
Ing. Oscar Asenjo G
Ing. Amalia Moraga V.
Ing. Nelson Toro U
Ing. Edgardo Parada V
Ing. Marcia Agurto C.
Ing. Gabriel Palma P.
Ing. Raúl Ramírez

Igualmente, la Dirección de Vialidad, agradece la colaboración prestada por la Asociación de Ingenieros Consultores A.G. y por la Cámara Chilena de la Construcción, por los aportes técnicos puntuales a la *Versión Previa a Impresión* de esta versión del Volumen.

SEPTIEMBRE 2003

Complemento confeccionado y editado por el Departamento Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad

JUNIO 2004 – DICIEMBRE 2004 – MARZO 2005 – JUNIO 2005

Complementos confeccionados y editados por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales, SDD-DV, con apoyo de especialistas del Servicio.

SEPTIEMBRE 2006

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales, SDD-DV, con apoyo de especialistas de Ingeniería, Puentes y Laboratorio Nacional.

JUNIO 2007

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Sonia Morales P.	Ing. Alex Unión V.	Ing. Ricardo Reginensi P.
Ing. Héctor Briones P.	Ing. Karime Darwiche E.	Ing. Víctor Reyes G.
Ing. Raúl Godoy I.		

MARZO 2008

Coordinación General:	Ing. Gustavo Nabalón S.	
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Víctor Reyes G.

JUNIO 2009

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Gustavo Nabalón S	Ing. Alberto Bull S
Ing. Gabriel Palma P.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Víctor Reyes G.
Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Cristian Solís Ch	

AGOSTO 2010

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Viales –SDD-DV.

Ing. Gustavo Nabalón S.	Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Amalia Moraga V.
Ing. Alberto Bull S.	Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Héctor Briones P.
Ing. Gabriel Palma P	Ing. Ejec. Walterio González B.	Ing. Víctor Reyes G.
Ing. Juan Sánchez A.	CC. Claudio González E.	

DICIEMBRE 2010

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.	
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Víctor Reyes G.

DICIEMBRE 2011

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Alberto Bull S.
Ing. Claudio Dañín D	Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Gustavo Nabalón S.
Ing. Víctor Reyes G		

MARZO 2012

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.	
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Víctor Reyes G.

ABRIL 2013

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Alberto Bull S.
Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Gustavo Nabalón S.	Ing. Víctor Reyes G.

JUNIO 2013

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.	
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Víctor Reyes G.

ENERO 2014

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Alberto Bull S.
Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Gabriel Palma P.	Ing. Víctor Reyes G.

JUNIO 2014

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.		
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Víctor Reyes G.

MARZO 2015

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Alberto Bull S.
Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Raul Godoy I.
Ing. Víctor Reyes G.	Ing. Rubén Valenzuela M.	

JUNIO 2015

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.		
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Víctor Reyes G.

MARZO 2016

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Alberto Bull S.
Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Ej. Antonio Cisneros S.	Ing. Cesar Lagos L.
Ing. Sergio Fernández B.	Ing. Ej. Carlos Llanos A.	Ing. Renán Fuentes A.
Ing. Víctor Reyes G.		

JUNIO 2016

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.		
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Víctor Reyes G.

MARZO 2017

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Alberto Bull S.
Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Ej. Antonio Cisneros S.	Ing. Jose Clavero
Ing. Cesar Lagos L.	Ing. Ej. Carlos Llanos A.	Ing. Renán Fuentes A.
Ing. Gabriela Muñoz R.	Ing. Víctor Reyes G.	Ing. Pablo Valenzuela

JUNIO 2017

Coordinación General:	Ing. Alberto Bull S.		
Edición y Revisión :	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Jaime Carramiñana B.	Ing. Víctor Reyes G.

En la elaboración del **Anexo 3.1000-A Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile** de la **Edición Junio 2017** se agradece la participación de los siguiente profesionales:

Redacción: Alex Unión V., Sandra Achurra T., Luis Aravena C., Víctor Díaz G.

Colaboración en la Redacción y Corrección: Julio Barrientos L., Paulina Sepúlveda G., Jorge Vargas B., Zeus Aguilera G., Janina Uribe R., Alexander Pinto I., Raúl Godoy I., Natalia Monsalve V.

SEPTIEMBRE 2017

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Oscar Asenjo G.	Ing. Héctor Briones P.	Ing. Jaime Carramiñana B.
Ing. Renán Fuentes A.	Ing. Víctor Reyes G.	

MARZO 2018

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Héctor Briones P. Ing. Víctor Reyes G. Ing. Jaime Carramiñana B.
Ing. Víctor Rocco H.

Agradecimientos

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV, y elaborado, gracias al trabajo colaborativo de los siguientes profesionales:

C.C. Claudio Gonzalez Ing. Alex Unión V. Ing. Fernando Montolio B.
Ing. Antonio Cisneros S. Ing. Gabriela Muñoz R. Ing. Cesar Lagos L.
Ing. Claudio Valdenegro C.

JUNIO 2018

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Héctor Briones P. Ing. Víctor Reyes G. Ing. Jaime Carramiñana B.
Ing. Víctor Rocco H. Ing. Lesly Fuentes I.

Agradecimientos

Se agradece la colaboración de los profesionales del Departamento de Proyectos de Estructuras de la División de Ingeniería en la elaboración de esta edición.

JUNIO 2019

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Víctor Reyes G. Ing. Lesly Fuentes I.

MARZO 2020

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Víctor Reyes G. Ing. Lesly Fuentes I. Ing. Jaime Carramiñana B. (Q.E.P.D.)

Agradecimientos

Complemento confeccionado y editado por Manual de Carreteras – Departamento de Estudios Viales –SDD-DV.

Ing. Alex Unión V. Ing. Jaime Campos C. Ing. Gabriela Muñoz R.
Ing. Manuel Caro Z. Ing. Juan José Sánchez A.

JUNIO 2020

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Víctor Reyes G. Ing. Lesly Fuentes I.

JUNIO 2021

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Víctor Reyes G. Ing. Lesly Fuentes I.

Agradecimientos

La presente edición fue elaborada gracias al trabajo colaborativo de los distintos especialistas del Grupo Técnico Manual de Carreteras y al aporte de profesionales tanto internos como externos a la Dirección de Vialidad.

JUNIO 2022

Coordinación General: Ing. Renán Fuentes A.
Edición y Revisión : Ing. Víctor Reyes G. Ing. Lesly Fuentes I.

Agradecimientos

La Edición Junio 2022 fue elaborada gracias al trabajo colaborativo de los distintos especialistas que integran el Grupo Técnico del Manual de Carreteras, y en particular, gracias a la experiencia proporcionada por los siguientes profesionales de la Dirección de Vialidad:

Ing. Alex Unión V. Ing. Jaime Campos C.
Ing. Manuel Caro Z. Ing. Gabriel Palma P.

MANUAL DE CARRETERAS

INTRODUCCIÓN

Qué es el Manual de Carreteras

El Manual de Carreteras (MC) de la Dirección de Vialidad (DV) es un documento técnico que sirve de guía y marco de referencia general para las diferentes acciones que son de competencia técnica del Servicio, y como tal, unifica los criterios, procedimientos, especificaciones y metodologías que implica el desarrollo de un proyecto vial y que guardan relación con las diversas fases que conforman el ciclo de vida del mismo, esto es, preinversión, inversión y operación, para otorgar así, un estándar técnico y de servicio mínimo en las carreteras y caminos de la Dirección de Vialidad.

El MC ha sido concebido como un instrumento para apoyar la gestión de infraestructura de los proyectos viales, y también, como un instrumento de gestión del conocimiento dentro de la Dirección de Vialidad, esto quiere decir, que va más allá de ser un documento que regule la forma en cómo se realizan los proyectos viales o un manual de instrucciones técnicas, sino que busca transferir el conocimiento dentro de los distintos equipos de trabajo que integran la Dirección y realizarse como una guía de infraestructura vial dinámica y en permanente actualización, y un referente técnico a nivel nacional e internacional del conocimiento en ingeniería y tecnología vial.

El MC no pretende abordar todos los aspectos técnicos que son parte del desarrollo de los proyectos viales, sino más bien, pretende ser un documento base que represente el eje central para otros documentos técnicos específicos de las áreas especializadas del Servicio, las que generarán sus propios documentos, más detallados pero consistentes y coherentes con la base y eje central que representa el Manual de Carreteras. El MC es por lo tanto una guía especializada en procedimientos, metodologías, especificaciones y criterios de carácter general que representa la base del sistema técnico regulatorio de la Dirección de Vialidad, y con el cual, son coherentes todos los instructivos técnicos, especificaciones especiales y bases específicas que generan las distintas áreas técnicas de la Dirección de Vialidad.

El objetivo del MC es ser un apoyo para asegurar el desempeño en la misión de la Dirección de Vialidad respecto de la red vial, entendiendo por desempeño aquellos resultados u objetivos que se requieren alcanzar en cada carretera o camino. Para estos efectos, son criterios de base esencial de desempeño de la red vial la conectividad, seguridad vial y sustentabilidad, que son sus tres principios rectores.

Asegurar el desempeño en conectividad implica que cada vía de la red necesita un determinado estándar, que haga posible los tiempos de viaje y costos de operación acordes con su importancia y con el servicio que presta, bajo consideraciones de beneficios y costos sociales, confort, estética y estado adecuados. Asimismo, debe estar el máximo de tiempo disponible al tránsito, lo que apunta a apropiadas intervenciones de mantenimiento, a la vez que de manejo de su vulnerabilidad a desastres naturales.

Asegurar el desempeño en seguridad vial implica que en cada vía de la red se persiga el objetivo de disminuir sistemáticamente las tasas de accidentabilidad de tránsito y su severidad, de tal manera de controlar los factores de riesgo de accidentes y actuar de manera preventiva para reducir el número de víctimas fatales, heridos graves e incapacitados, y mantener esta reducción en el tiempo.

Finalmente, asegurar el desempeño en sustentabilidad implica desarrollar proyectos viales con un enfoque integral que incluya no solo los aspectos económicos como rentabilidad, productividad, y otros, sino también aspectos sociales, como la equidad e inclusión, la vinculación con la comunidad y la participación ciudadana desde las etapas tempranas del proyecto, y aspectos medioambientales como la protección ambiental, la eficiencia energética, el uso eficiente del recurso hídrico, la economía circular, la adaptación y mitigación al cambio climático, y la gestión del riesgo de desastres, entre otros.

Es sustancial que en cada intervención en la red vial estén presentes todos los criterios de base mencionados, en su debida extensión y combinados armónicamente. Las disposiciones del MC han sido elaboradas teniéndolos en consideración.

Es así, como el MC recoge décadas de experiencia nacional e internacional en evaluación, diseño, construcción y operación de la infraestructura vial, y aún en una sola herramienta, la experiencia de los profesionales y técnicos, las investigaciones académicas aplicadas y los avances e innovaciones tecnológicas producidas en este campo.

Aplicación

El MC es utilizado por los profesionales y demás personas o entidades que realizan trabajos para la Dirección de Vialidad, o que estén bajo su supervisión. Asimismo, es considerado por profesionales como una herramienta de estudio y análisis al momento de desarrollar innovaciones alternativas a las especificaciones y metodologías tradicionales, y también, como un instrumento para impulsar la innovación desde la Dirección de Vialidad. Para efectos del Manual de Carreteras se entenderá por innovación, como todo aquel proceso en el que por hacer algo distinto causa un impacto que agrega valor a los usuarios, consumidores y/o clientes, ya sea a través del modelo de negocios, tecnología, diseño de un proceso, producto y/o servicio. Para quienes utilicen el MC y lo apliquen, la innovación debe ser considerada como una herramienta que facilite cumplir en forma óptima y eficiente los objetivos planteados en los ejes fundamentales del desarrollo de los proyectos viales que son la conectividad, seguridad vial y sustentabilidad.

Dado su carácter de marco de referencia técnico general de la DV, debe servir de guía, orientación y punto de partida, para construir los instrumentos específicos que se requieran para cumplir su función, como bases de licitación, instructivos específicos u otros documentos generados en las diferentes áreas especializadas.

Sin embargo, si los profesionales, personas o entidades que realizan trabajos para la DV proponen soluciones alternativas que con respaldo técnico apropiado demuestren ser una solución igual o mejor a las indicadas en el MC, podrán reemplazar las soluciones señaladas en el MC, siempre que, las nuevas soluciones propuestas sean aprobadas por la DV. Lo indicado en el MC no sustituye el conocimiento cabal de las situaciones particulares, como tampoco la experiencia y el buen criterio, ni eximen de la consideración a los criterios de base, todo lo que debe ser parte integral de cada proyecto a desarrollar. Además, cuando se trate de proyectos que cumplan los parámetros de caminos básicos, o caminos de bajo volumen de tránsito, podrán ajustarse soluciones distintas a las mínimas indicadas por el MC, siempre y cuando, estas cuenten con la justificación técnica aprobada por la DV.

El MC es parte de los documentos que integran los Contratos de Obras Públicas, y sus disposiciones son vinculantes para las partes que intervienen en él. Al explicitar el cumplimiento del MC en los Términos de Referencia y/o las Especificaciones Técnicas de la licitación respectiva, se vuelve un documento técnico-vinculante desde ese momento y deberá cumplirse de acuerdo a las estipulaciones del contrato. Con todo, el MC no es rígido ni imperativo y en tanto se respeten los criterios de base que inspiran sus disposiciones, la DV puede aceptar innovaciones y soluciones alternativas, siempre que las estime mejores o a lo menos de igual calidad que las indicadas en aquél. Lo anterior, también se traduce que en aquellas materias en que a juicio de la Dirección de Vialidad existan regulaciones alternativas con mejor estándar técnico y de servicio, estas podrán ser utilizadas en los proyectos, así como también, en los casos en que en el MC no exista la regulación respectiva.

Actualizaciones

Uno de los objetivos del MC es que se mantenga en el tiempo como uno de los referentes técnicos en innovación y tecnología vial, y por tal razón, una de las funciones principales en el quehacer de la DV es mantener actualizada su regulación técnica. Esto hace del MC un documento dinámico, con actualizaciones periódicas, y que se sostiene de distintas fuentes, la experiencia técnica de sus profesionales y la investigación realizada por sus distintas áreas especializadas, la investigación académica en áreas específicas relevantes, y los aportes tecnológicos del mundo privado. Su carácter dinámico le imprime la ventaja de propender a mantener las regulaciones ajustadas a los avances tecnológicos y a la mejora continua en los proyectos de la institución.

Como procedimiento de actualización, los cambios deben ser propuestos de manera formal y fundamentada a la instancia respectiva de la DV. Esta los analizará, y en conjunto con un comité formado por representantes de las distintas áreas técnicas de la DV, determinará si corresponde su aprobación como propuesta de modificación al MC en un Complemento o en una nueva Edición, que iniciará su vigencia de acuerdo a lo indicado en su respectivo documento de aprobación. Entendiéndose por Complemento, al conjunto de modificaciones que consensuadas por el comité para ser incorporadas al MC aún no son parte de la Edición, sino que a título informativo se difunden de forma pública con el objetivo de dar a conocer las próximas actualizaciones, no tienen fecha de vigencia y están sujetos a modificaciones, y por Edición, al documento que publicado con un mes y año determinado recoge todas las modificaciones estudiadas y analizadas por el comité, pudiendo o no incluir aquellas que se difundieron en los complementos, con la vigencia que se indique en su documento de aprobación.

Estructura

La estructura del Manual está conformada por nueve volúmenes, acordes con las diferentes etapas y/o especialidades involucradas. Ellos son los siguientes:

- Volumen N°1 (MC-V1) : Planificación, Evaluación y Desarrollo Vial
 - Tomo I : Planificación y Desarrollo Vial
 - Tomo II : Evaluación de Proyectos Viales Interurbanos
 - Tomo III : Evaluación de Proyectos Viales Urbanos
- Volumen N°2 (MC-V2) : Procedimientos de Estudios Viales
- Volumen N°3 (MC-V3) : Instrucciones y Criterios de Diseño
- Volumen N°4 (MC-V4) : Planos de Obras Tipo
- Volumen N°5 (MC-V5) : Especificaciones Técnicas Generales de Construcción
- Volumen N°6 (MC-V6) : Seguridad Vial
- Volumen N°7 (MC-V7) : Mantenimiento Vial
- Volumen N°8 (MC-V8) : Especificaciones y Métodos de Muestreo, Ensaye y Control
- Volumen N°9 (MC-V9) : Estudios y Criterios Ambientales en Proyectos Viales

El MC es un documento integrado y coherente, que mediante numerosas citas cruzadas, permite ligar y relacionar diversos aspectos de un mismo tema tratados en los diferentes volúmenes.

Volumen N°3

El presente Volumen N°3, Instrucciones y Criterios de Diseño, presenta los criterios básicos de diseño, geometría longitudinal y transversal, cruces y enlaces, pavimentos, drenaje y estructuras varias, consistiendo el desempeño en que el Proyecto asigne a cada camino las características que le correspondan, en función de la categoría a la que pertenezca y del periodo de servicio previsto.

En todo caso, en la aplicación de las disposiciones, el Proyectista debe tomar en cuenta las condiciones locales propias del terreno, las que deberán quedar adecuadamente consideradas en el diseño y las Especificaciones Técnicas Especiales. De resultar un diseño geométrico cercano a los límites admisibles, deberán considerarse, por razones de desempeño, consistentes medidas de seguridad vial.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

ÍNDICE GENERAL

**DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO
INDICE GENERAL

CAPITULO 3.000 INFORMACION GENERAL

SECCION 3.001 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL VOLUMEN

- 3.001.1 CAMPO DE APLICACION**
- 3.001.2 CONCEPCION DEL VOLUMEN**
- 3.001.3 VALIDEZ DE LIMITES NORMATIVOS Y RECOMENDACIONES**
- 3.001.4 RESPONSABILIDAD DEL PROYECTISTA**

SECCION 3.002 ESTRUCTURA DEL VOLUMEN INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

- 3.002.1 MATERIAS CUBIERTAS A NIVEL DE CAPITULOS**

CAPITULO 3.000 INFORMACION GENERAL

CAPITULO 3.100 CONTROLES BASICOS DE DISEÑO

CAPITULO 3.200 DISEÑO GEOMETRICO DEL TRAZADO

CAPITULO 3.300 LA SECCION TRANSVERSAL

CAPITULO 3.400 INTERSECCIONES

CAPITULO 3.500 ENLACES

CAPITULO 3.600 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BASICA Y DE LA PLATAFORMA

CAPITULO 3.700 DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO, MECANICA E HIDRAULICA FLUVIAL

CAPITULO 3.800 TUNELES

CAPITULO 3.900 RIESGO Y PROTECCION DE AVALANCHAS DE NIEVE

CAPITULO 3.1000 PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

- 3.002.2 FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA**

SECCION 3.003 NOMENCLATURA

- 3.003.1 ABREVIATURAS**
- 3.003.2 SIMBOLOS Y UNIDADES DE MEDIDA**

SECCION 3.004 SISTEMA DE UNIDADES

- 3.004.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.004.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA**
- 3.004.3 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES**

SECCION 3.005 VEHICULOS TIPO

- 3.005.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.005.2 DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIVIANOS**
- 3.005.3 DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS PESADOS**
- 3.005.4 PESOS MAXIMOS DE VEHICULOS EN CARRETERA**
- 3.005.5 GIRO MINIMO VEHICULOS TIPO**

CAPITULO 3.100 CONTROLES BASICOS DE DISEÑO

SECCION 3.101 FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE UNA CARRETERA O CAMINO

- 3.101.1 CLASIFICACION DE LOS FACTORES**
- 3.101.2 PONDERACION CUALITATIVA DE LOS FACTORES MAS RELEVANTES**

SECCION 3.102 CRITERIOS PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DE UNA CARRETERA O CAMINO

- 3.102.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.102.2 FUNCION DE LA CARRETERA O CAMINO**
- 3.102.3 DEMANDA Y CARACTERISTICAS DEL TRANSITO**
- 3.102.4 CONCEPTOS RELATIVOS A VELOCIDAD EN EL DISEÑO VIAL**
- 3.102.5 CONTROL DE ACCESO**
- 3.102.6 FACILIDADES PARA PEATONES**
- 3.102.7 VALORES ESTETICOS Y ECOLOGICOS**
- 3.102.8 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO**

SECCION 3.103 SISTEMA DE CLASIFICACION FUNCIONAL PARA DISEÑO

- 3.103.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.103.2 SISTEMA DE CLASIFICACION**
- 3.103.3 CARACTERISTICAS SEGUN CATEGORIA**
- 3.103.4 SELECCION DE VELOCIDADES**

CAPITULO 3.200 DISEÑO GEOMETRICO DEL TRAZADO

SECCION 3.201 ASPECTOS GENERALES

- 3.201.1 EL TRAZADO**
- 3.201.2 VARIABLES FUNDAMENTALES**
- 3.201.3 CRITERIOS BASICOS**
- 3.201.4 ORGANIZACION DEL CAPITULO**
- 3.201.5 RESUMEN DE CARACTERISTICAS MINIMAS SEGUN CATEGORIA DE LA CARRETERA O CAMINO**

SECCION 3.202 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD Y MANIOBRAS ASOCIADAS

- 3.202.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.202.2 DISTANCIA DE PARADA**
- 3.202.3 DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO**
- 3.202.4 VERIFICACION DE LA VISIBILIDAD**
- 3.202.5 CONTROL DE DESLUMBRAMIENTO**

SECCION 3.203 TRAZADO EN PLANTA

- 3.203.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.203.2 ALINEAMIENTO RECTO**
- 3.203.3 CURVAS CIRCULARES**
- 3.203.4 ARCOS DE ENLACE O TRANSICION**
- 3.203.5 COMPOSICION DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL**

SECCION 3.204 TRAZADO EN ALZADO

- 3.204.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.204.2 UBICACION DE LA RASANTE RESPECTO DEL PERFIL TRANSVERSAL**
- 3.204.3 INCLINACION DE LAS RASANTES**
- 3.204.4 ENLACES DE RASANTES**
- 3.204.5 DRENAJE EN CURVAS VERTICALES**
- 3.204.6 COMPOSICION DEL ALINEAMIENTO VERTICAL**

SECCION 3.205 DIRECTRICES PARA EL DISEÑO ESPACIAL DE UNA CARRETERA

- 3.205.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.205.2 ELEMENTOS DEL ALINEAMIENTO ESPACIAL**
- 3.205.3 DISEÑO ESPACIAL**

SECCION	3.206 CARACTERISTICAS MINIMAS ACEPTABLES PARA LA RECTIFICACION DE CAMINOS EXISTENTES
3.206.1	ANTECEDENTES GENERALES
3.206.2	MEJORAMIENTOS INDISPENSABLES EN PLANTA Y ALZADO
3.206.3	MEJORAMIENTOS DESEABLES EN PLANTA Y ALZADO
3.206.4	CRITERIOS DE DISEÑO MINIMOS ADMISIBLES PARA RECTIFICACIONES DE TRAZADOS EXISTENTES
3.206.5	CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS
3.206.6	NORMAS E INSTRUCTIVOS DE DISEÑO GEOMETRICOS ANALIZADOS
CAPITULO	3.300 LA SECCION TRANSVERSAL
SECCION	3.301 ASPECTOS GENERALES
3.301.1	DEFINICION DE SECCION TRANSVERSAL
3.301.2	ALCANCES Y OBJETIVOS DEL PRESENTE CAPITULO
SECCION	3.302 LA PLATAFORMA
3.302.1	DEFINICION DE LA PLATAFORMA
3.302.2	LA(S) CALZADA(S)
3.302.3	LAS BERMAS
3.302.4	SOBREANCHOS DE LA PLATAFORMA (SAP)
3.302.5	LA MEDIANA
3.302.6	PISTAS AUXILIARES COMPLEMENTARIAS
SECCION	3.303 LA SECCION TRANSVERSAL DE LA INFRAESTRUCTURA
3.303.1	ASPECTOS GENERALES
3.303.2	LA SECCION TRANSVERSAL DE LA PLATAFORMA DE SUBRASANTE
3.303.3	ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA PARA SECCION EN TERRAPLEN
3.303.4	ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA PARA SECCION EN CORTE
3.303.5	ALABEO DE TALUDES
3.303.6	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO DE TIERRAS
SECCION	3.304 OBRAS DE PROTECCION DE TALUDES
3.304.1	ASPECTOS GENERALES
3.304.2	LAS SOLERAS
3.304.3	LOS FOSOS
3.304.4	LOS CONTRAFOSOS
SECCION	3.305 REPOSICIONES DE SERVICIOS
3.305.1	ASPECTOS GENERALES
3.305.2	CAMINOS DE SERVICIO
3.305.3	OTRAS REPOSICIONES DE SERVICIOS
SECCION	3.306 SECCIONES TIPO
3.306.1	SECCIONES TIPO NORMALES
3.306.2	SECCIONES ESPECIALES; GALIBOS
SECCION	3.307 LA FAJA AFECTADA O DERECHO DE VIA
3.307.1	ASPECTOS GENERALES
3.307.2	LIMITES TEORICOS Y REALES DE EXPROPIACION
3.307.3	FAJAS DE EXPROPIACION ESTIMADAS
3.307.4	REGULACIONES AL DERECHO DE USO DE LA PROPIEDAD ADYACENTE
SECCION	3.308 INSTRUCCIONES Y CRITERIOS PARA OBRAS VARIAS
3.308.1	CERCOS
3.308.2	BARRERAS DE CONTENCIÓN
3.308.3	SEÑALIZACION DE OBRAS DE ARTE Y DE DRENAJE

- 3.308.4 PARALELISMO EN CAMINOS PUBLICOS
- 3.308.5 ATRAVIESOS EN CAMINOS PUBLICOS
- 3.308.6 ACCESO A INSTALACIONES DIVERSAS, ESTACIONES DE SERVICIO Y SIMILARES

SECCION 3.309 TRATAMIENTO DE ZONAS MARGINALES

- 3.309.1 ASPECTOS GENERALES
- 3.309.2 TRAZADO
- 3.309.3 CONSTRUCCION
- 3.309.4 ESTRUCTURAS
- 3.309.5 PLANTACIONES

CAPITULO 3.400 INTERSECCIONES

SECCION 3.401 ASPECTOS GENERALES

- 3.401.1 DEFINICIONES Y REFERENCIAS BASICAS
- 3.401.2 CAMPOS DE INFLUENCIA Y APLICACION
- 3.401.3 ESTRUCTURA DEL PROBLEMA Y DEL CAPITULO 3.400

SECCION 3.402 FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE UNA INTERSECCION

- 3.402.1 ASPECTOS GENERALES
- 3.402.2 FACTORES HUMANOS
- 3.402.3 CONSIDERACIONES DE TRANSITO
- 3.402.4 ELEMENTOS FISICOS
- 3.402.5 ANTECEDENTES ECONOMICOS

SECCION 3.403 ELECCION DE LA SOLUCION TIPO

- 3.403.1 ASPECTOS GENERALES
- 3.403.2 DENOMINACION Y CLASIFICACION DE INTERSECCIONES
- 3.403.3 TIPOS Y EJEMPLOS DE INTERSECCIONES FRANCAS

SECCION 3.404 DISEÑO GEOMETRICO DE UNA INTERSECCION

- 3.404.1 ASPECTOS BASICOS DEL TRAZADO
- 3.404.2 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
- 3.404.3 TRAZADO EN PLANTA DE LAS VIAS DE LA INTERSECCION
- 3.404.4 TRAZADO EN PLANTA DE ISLAS Y PISTAS CANALIZADAS
- 3.404.5 DEFINICION EN ELEVACION
- 3.404.6 DEFINICION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES
- 3.404.7 INTERSECCIONES ROTATORIAS O ROTONDAS

CAPITULO 3.500 ENLACES

SECCION 3.501 ASPECTOS GENERALES

- 3.501.1 DEFINICION DE ENLACES
- 3.501.2 EL PROBLEMA DE DISEÑAR UN ENLACE
- 3.501.3 CONTENIDO Y ALCANCES DEL PRESENTE CAPITULO

SECCION 3.502 ANTECEDENTES PARA ABORDAR EL DISEÑO DE UN ENLACE

- 3.502.1 ASPECTOS GENERALES
- 3.502.2 ANTECEDENTES FISICOS
- 3.502.3 ANTECEDENTES FUNCIONALES
- 3.502.4 ANTECEDENTES ECONOMICOS
- 3.502.5 ANTECEDENTES HUMANOS

SECCION 3.503 ELECCION DE LA SOLUCION TIPO

- 3.503.1 ASPECTOS GENERALES
- 3.503.2 DENOMINACION Y CLASIFICACION DE ENLACES
- 3.503.3 DENOMINACION Y CLASIFICACION DE RAMALES
- 3.503.4 TIPOS DE ENLACES
- 3.503.5 NUMERO Y EQUILIBRIO DE PISTAS

- SECCIÓN 3.504 DISEÑO GEOMÉTRICO DE UN ENLACE**
- 3.504.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.504.2 TRAZADO EN PLANTA**
- 3.504.3 DEFINICIÓN DE LA ELEVACIÓN**
- 3.504.4 DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES**

CAPÍTULO 3.600 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BÁSICA Y DE LA PLATAFORMA

- SECCIÓN 3.601 ASPECTOS GENERALES**
- 3.601.1 DEFINICIONES**
- 3.601.2 INFRAESTRUCTURA**
- 3.601.3 PAVIMENTOS**

- SECCIÓN 3.602 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA**
- 3.602.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.602.2 EFECTO DEL AGUA EN EL SUELO**
- 3.602.3 ESTABILIDAD DE CORTES**
- 3.602.4 ESTABILIDAD DE TERRAPLENES**
- 3.602.5 COMPACTACIÓN DE SUELOS**

- SECCIÓN 3.603 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS**
- 3.603.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE DISEÑO**
- 3.603.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO**

- SECCIÓN 3.604 DISEÑO DE PAVIMENTOS NUEVOS**
- 3.604.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES**
- 3.604.2 PAVIMENTOS RÍGIDOS**
- 3.604.3 TRATAMIENTOS SUPERFICIALES**
- 3.604.4 PAVIMENTOS PARA LA ZONA NORTE**
- 3.604.5 PENETRACIÓN DE HELADAS EN PAVIMENTOS**
- 3.604.6 ESTABILIZACIÓN QUÍMICA**

- SECCIÓN 3.605 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS**
- 3.605.1 CRITERIOS BÁSICOS**
- 3.605.2 RECARPETEOS ASFÁLTICOS SOBRE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**
- 3.605.3 RECARPETEOS ASFÁLTICOS SOBRE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN**
- 3.605.4 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS CON PAVIMENTOS DE HORMIGÓN**
- 3.605.5 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON HORMIGÓN NO ADHERIDO**
- 3.605.6 REPOSICIÓN CON LOSAS ADHERIDAS AL PAVIMENTO DE HORMIGÓN**

CAPÍTULO 3.700 DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO, MECÁNICA E HIDRÁULICA FLUVIAL

- SECCIÓN 3.701 ASPECTOS GENERALES**
- 3.701.1 OBJETIVOS**
- 3.701.2 ORGANIZACIÓN Y CONTENIDO**
- 3.701.3 RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO**

- SECCIÓN 3.702 HIDROLOGÍA**
- 3.702.1 ASPECTOS GENERALES**
- 3.702.2 PERIODO DE RETORNO PARA DISEÑO**
- 3.702.3 ANÁLISIS DE OBSERVACIONES EN EL PUNTO DE INTERÉS**
- 3.702.4 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA DE LLUVIAS**
- 3.702.5 MÉTODO RACIONAL**
- 3.702.6 MÉTODOS DGA**
- 3.702.7 HIDROGRAMAS UNITARIOS**
- 3.702.8 ANÁLISIS REGIONAL DE CRECIDAS**

SECCION	3.703 DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA
3.703.1	ASPECTOS GENERALES
3.703.2	UBICACION, ALINEACION Y PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS
3.703.3	DISEÑO HIDRAULICO
3.703.4	CRITERIOS DE INSTALACION
3.703.5	CONDICIONES DE SERVICIO
SECCION	3.704 DRENAJE DE LA PLATAFORMA
3.704.1	ASPECTOS GENERALES
3.704.2	CUNETAS, CANALES LONGITUDINALES Y BAJADAS DE AGUA
3.704.3	COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS
3.704.4	MODELOS COMPUTACIONALES
SECCION	3.705 DISEÑO DE CANALES EN REGIMEN UNIFORME
3.705.1	CARACTERISTICAS DEL FLUJO UNIFORME
3.705.2	CANALES REVESTIDOS O NO EROSIONABLES
3.705.3	CANALES EROSIONABLES
3.705.4	REVESTIMIENTO
3.705.5	MODIFICACIONES EN CANALES EXISTENTES
SECCION	3.706 DRENAJE SUBTERRANEO
3.706.1	ASPECTOS GENERALES
3.706.2	CALCULO HIDRAULICO
3.706.3	CONDICIONES DE INSTALACION DE SUBDRENES
SECCION	3.707 PROCEDIMIENTOS Y TECNICAS DE HIDRAULICA Y MECANICA FLUVIAL
3.707.1	INFORMACION BASICA
3.707.2	METODOS DE CALCULO HIDRAULICO FLUVIAL
3.707.3	METODOS DE CALCULO MECANICO FLUVIAL
3.707.4	METODOS DE CALCULO DE LA SOCAVACION
SECCION	3.708 DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSAS FLUVIALES
3.708.1	DEFINICIONES Y CONCEPTOS BASICOS
3.708.2	PROCEDIMIENTOS Y TECNICAS DE DISEÑO HIDRAULICO
3.708.3	CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO PARA OBRAS FLUVIALES
3.708.4	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE MANTENCION DE LAS OBRAS
CAPITULO	3.800 TUNELES
SECCION	3.801 ASPECTOS GENERALES
3.801.1	OBJETIVOS Y ALCANCES
3.801.2	CLASIFICACION DE OBRAS VIALES SUBTERRANEAS
SECCION	3.802 DEFINICION GEOMETRICA DE TUNELES
3.802.1	ASPECTOS GENERALES
3.802.2	TRAZADO EN PLANTA
3.802.3	TRAZADO EN ALZADO
3.802.4	SECCION TRANSVERSAL
SECCION	3.803 ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA
3.803.1	ASPECTOS GENERALES
3.803.2	ASPECTOS TOPOGRAFICOS
3.803.3	RECONOCIMIENTOS GEOLOGICOS
3.803.4	GEOTECNIA DE TUNELES Y PORTALES - PROSPECCIONES
3.803.5	HIDROGEOLOGIA
3.803.6	ANALISIS DE RIESGOS GEOLOGICOS
3.803.7	CATASTRO DE PERTENENCIAS MINERAS Y EXPROPIACIONES

SECCION	3.804 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
3.804.1	ASPECTOS GENERALES
3.804.2	PORTALES DE EXCAVACION Y EXCAVACIONES EXTERIORES
3.804.3	TUNELES FALSOS
3.804.4	TRINCHERAS CUBIERTAS
3.804.5	CONTROL DE INFILTRACIONES Y SANEAMIENTO
3.804.6	REVESTIMIENTO A LA VISTA
3.804.7	PAVIMENTOS, ACERAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
SECCION	3.805 CRITERIOS DE DISEÑO DE INSTALACIONES ELECTROMECANICAS, DE CONTROL Y SEGURIDAD
3.805.1	ASPECTOS GENERALES
3.805.2	ABASTECIMIENTO DE ENERGIA Y DE AGUA
3.805.3	SISTEMAS DE VENTILACION DE TUNELES
3.805.4	ILUMINACION DE TUNELES
3.805.5	SISTEMA DE CONTROL DE INCENDIOS
3.805.6	SISTEMAS DE MONITOREO Y CONTROL
SECCION	3.806 CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS
3.806.1	ASPECTOS GENERALES
3.806.2	UNIDADES Y PROCEDIMIENTOS DE MEDIDA Y PAGO
SECCION	3.807 ALCANCES SEGUN NIVEL DE LOS ESTUDIOS
3.807.1	ASPECTOS GENERALES
3.807.2	ESTUDIO PRELIMINAR Y PREFACTIBILIDAD ECONOMICA
3.807.3	ANTEPROYECTO Y FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA
3.807.4	ESTUDIO DEFINITIVO (PROYECTO DETALLADO)
CAPÍTULO	3.900 RIESGO Y PROTECCIÓN DE AVALANCHAS DE NIEVE
SECCIÓN	3.901 ASPECTOS GENERALES
3.901.1	OBJETIVO
3.901.2	DEFINICION DE TERMINOS, ABREVIATURAS Y UNIDADES
3.901.3	ANTECEDENTES Y AGRADECIMIENTOS
3.901.4	ORGANIZACION DEL CAPITULO DE AVALANCHAS
3.901.5	LIMITACIONES
SECCIÓN	3.902 LOS CRISTALES DE NIEVE
3.902.1	EL CRISTAL DE HIELO
3.902.2	DESCRIPCION COMUN DE LA PRECIPITACION
3.902.3	CONDICIONES EN QUE SE FORMAN LOS DIFERENTES TIPOS DE CRISTALES DE NIEVE
3.902.4	MECANISMO DE CRECIMIENTO DE CRISTALES DE NIEVE
3.902.5	CLASIFICACION DE LOS CRISTALES DE NIEVE
SECCIÓN	3.903 MEDICION DE LA PRECIPITACION SOLIDA
3.903.1	GUIA PARA LA MEDICION MANUAL DE LA PRECIPITACION SOLIDA
3.903.2	INSTRUMENTOS REGISTRADORES PARA LAS MEDICIONES DE NIEVE
SECCIÓN	3.904 METEOROLOGÍA DE MONTAÑA
3.904.1	CIRCULACIÓN GENERAL DE LAS MASAS DE AIRE
3.904.2	LA PRECIPITACIÓN
3.904.3	LA PRECIPITACION SÓLIDA
3.904.4	REDISTRIBUCION DE LA NIEVE POR EL VIENTO
3.904.5	LOCALIZACIÓN DE LOS DEPÓSITOS DE NIEVE DE ARRASTRE EÓLICO
3.904.6	INTERCAMBIO CALÓRICO EN LA SUPERFICIE DE NIEVE
3.904.7	ANÁLISIS DE TORMENTAS

- SECCIÓN 3.905 EVOLUCIÓN DEL MANTO DE NIEVE**
- 3.905.1 PROPIEDADES DEL MANTO DE NIEVE
 - 3.905.2 PROCESOS Y TIPOS DE METAMORFISMO
 - 3.905.3 METAMORFISMO EQUITERMAL
 - 3.905.4 METAMORFISMO CON GRADIENTE DE TEMPERATURA
 - 3.905.5 METAMORFISMO CON FUSIÓN Y CONGELAMIENTO
 - 3.905.6 DENSIDAD DE LA NIEVE RECIÉN CAÍDA
 - 3.905.7 DENSIFICACIÓN DEL MANTO DE NIEVE CON EL TIEMPO
 - 3.905.8 EVALUACIÓN DE LAS ACUMULACIONES NIVALES MÁXIMAS
 - 3.905.9 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MANTO DE NIEVE
- SECCIÓN 3.906 VARIABILIDAD REGIONAL DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MANTO NIVAL**
- 3.906.1 COTA MÍNIMA DE LA NIEVE PERMANENTE Y LÍNEA DE NIEVE
 - 3.906.2 COTA MÍNIMA HISTORICA DE LA PRECIPITACION NIVAL
 - 3.906.3 COTA MÍNIMA MEDIA ANUAL DE LA PRECIPITACIÓN NIVAL
 - 3.906.4 ACUMULACIONES NIVALES MÁXIMAS MEDIAS ANUALES
 - 3.906.5 ACUMULACIONES NIVALES MÁXIMAS EN UNA SOLA TORMENTA
 - 3.906.6 DENSIDADES DEL MANTO DE NIEVE
 - 3.906.7 DENSIFICACIÓN DEL MANTO DE NIEVE
- SECCIÓN 3.907 MEDICIONES EN EL MANTO DE NIEVE**
- 3.907.1 CLASIFICACIÓN INTERNACIONAL DE LA NIEVE DE TEMPORADA DEPOSITADA SOBRE EL SUELO
 - 3.907.2 TIPOS DE OBSERVACIONES Y PROCEDIMIENTOS PARA LAS MEDICIONES
 - 3.907.3 EQUIPOS Y ELEMENTOS PARA LAS MEDICIONES
 - 3.907.4 EJEMPLOS DE REGISTROS DE OBSERVACIONES EN EL MANTO DE NIEVE
- SECCIÓN 3.908 ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE Y MECANISMOS DE INICIO DE AVALANCHAS**
- 3.908.1 DEFORMACIÓN Y ESFUERZOS EN EL MANTO DE NIEVE
 - 3.908.2 MECANISMO DE FRACTURA DEL MANTO DE NIEVE INCLINADO
 - 3.908.3 INICIO DE MOVIMIENTO DE PLACAS DE NIEVE
 - 3.908.4 INICIO DE MOVIMIENTO EN MANTOS DE NIEVE SUELTA
 - 3.908.5 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE
 - 3.908.6 PREDICCIÓN DE OCURRENCIA DE AVALANCHAS
- SECCIÓN 3.909 TIPOS Y CLASIFICACIONES DE AVALANCHAS**
- 3.909.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE MOVIMIENTO INICIAL
 - 3.909.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL GRADO DE HUMEDAD DE LA NIEVE
 - 3.909.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE FLUJO PREDOMINANTE
 - 3.909.4 CLASIFICACIÓN SEGÚN LA FORMA DE LA SENDA
 - 3.909.5 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL PLANO DE DESLIZAMIENTO
 - 3.909.6 CLASIFICACIÓN SEGÚN LA MAGNITUD
 - 3.909.7 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL MECANISMO DE INICIO
 - 3.909.8 AVALANCHAS DE FRAGMENTOS DE HIELO
 - 3.909.9 CLASIFICACIÓN INTERNACIONAL DE AVALANCHAS
- SECCIÓN 3.910 SENDAS DE AVALANCHAS**
- 3.910.1 IDENTIFICACIÓN DE SENDAS DE AVALANCHAS
 - 3.910.2 DELIMITACIÓN DE LAS ZONAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS
 - 3.910.3 TRAYECTORIAS DE CAÍDA DE LAS AVALANCHAS EN UNA SENDA
 - 3.910.4 PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE DE UNA TRAYECTORIA DE AVALANCHA
 - 3.910.5 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS
- SECCIÓN 3.911 ZONIFICACIÓN DEL PELIGRO Y DEL RIESGO DE AVALANCHAS**
- 3.911.1 ASPECTOS GENERALES Y CRITERIOS DE ZONIFICACIÓN DEL PELIGRO
 - 3.911.2 ZONIFICACIÓN REGIONAL DEL PELIGRO DE AVALANCHAS
 - 3.911.3 ZONIFICACIÓN LOCAL DEL PELIGRO DE AVALANCHAS

- 3.911.4 MICROZONIFICACION.
- 3.911.5 INDICE DEL PELIGRO DE AVALANCHAS EN CARRETERAS.
- 3.911.6 COMPOSICION DEL RIESGO DE AVALANCHAS.
- 3.911.7 PROBABILIDAD DE DAÑO POR IMPACTO DE AVALANCHAS.

- SECCION 3.912 RECURRENCIA DE AVALANCHAS.
 - 3.912.1 ANALISIS ESTADISTICO DE ELEMENTOS CLIMATICOS
 - 3.912.2 DIAS CON PELIGRO DE AVALANCHA EN UN AÑO.
 - 3.912.3 AÑOS CON PELIGROS DE AVALANCHAS.
 - 3.912.4 VARIACION DEL PELIGRO DE AVALANCHAS EN LAS ESTACIONES DEL AÑO.
 - 3.912.5 RECURRENCIA DE AVALANCHAS.

- SECCION 3.913 DINAMICA DEL MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS
 - 3.913.1 ANALOGIA CON FLUIDOS
 - 3.913.2 PROPIEDADES DEL FLUIDO DE LA AVALANCHA
 - 3.913.3 VELOCIDADES DE LAS AVALANCHAS DE FLUJO MIXTO, O FLUJO SOBRE EL TERRENO, EN SENDAS ABIERTAS O PARCIALMENTE CONFINADAS
 - 3.913.4 VELOCIDADES DE LAS AVALANCHAS DE FLUJO MIXTO, O FLUJO SOBRE EL TERRENO, EN SENDAS CONFINADAS
 - 3.913.5 ALTURAS DE FLUJO DE LAS AVALANCHAS
 - 3.913.6 VELOCIDAD DE MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION
 - 3.913.7 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA VELOCIDAD EN LAS AVALANCHAS
 - 3.913.8 VIENTO QUE GENERA, Y ACOMPAÑA A LA AVALANCHA DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION
 - 3.913.9 DENSIDAD Y PROFUNDIDAD DE LA NIEVE EN LA ZONA DE DEPOSITACION DE LAS AVALANCHAS Y DISTANCIA DE CORRIDA

- SECCION 3.914 EFECTOS Y PRESIONES DE LAS AVALANCHAS
 - 3.914.1 EFECTOS DE CONTENCION EN LA ZONA DE DEPOSITACION
 - 3.914.2 PRESION DE IMPACTO
 - 3.914.3 PERDIDA DE ENERGIA DEBIDO A UN OBSTACULO EN LA SENDA
 - 3.914.4 EFECTOS DE SUCCION EN AVALANCHAS DE FLUJO DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION
 - 3.914.5 EFECTO DE EMPUJE Y LEVANTE SOBRE GRANDES OBSTACULOS
 - 3.914.6 PRESION SOBRE EL PISO
 - 3.914.7 IMPUREZAS INCLUIDAS EN LAS AVALANCHAS
 - 3.914.8 MODELOS COMPUTACIONALES PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE LAS AVALANCHAS

- SECCION 3.915 CONTROL DE AVALANCHAS Y PROTECCIONES ACTIVAS
 - 3.915.1 CONTROL DE AVALANCHAS
 - 3.915.2 RESTRICCION DE ACCESO A AREAS CON PELIGRO DE AVALANCHAS
 - 3.915.3 INDUCCION DE AVALANCHAS
 - 3.915.4 OTROS METODOS DE PROTECCION ACTIVA

- SECCION 3.916 PROTECCIONES PASIVAS DE AVALANCHAS
 - 3.916.1 CONSIDERACIONES BASICAS EN UN PLAN DE CONTROL DE AVALANCHAS CON PROTECCIONES PASIVAS
 - 3.916.2 ESTRUCTURAS SIMPLES PARA ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
 - 3.916.3 ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR Y ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
 - 3.916.4 ESTRUCTURAS PARA DESVIAR Y/O CANALIZAR AVALANCHAS
 - 3.916.5 ESTRUCTURAS PARA DETENER AVALANCHAS
 - 3.916.6 ESTRUCTURAS PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE AVALANCHAS
 - 3.916.7 COBERTIZOS
 - 3.916.8 TUNELES DE PROTECCION Y REFUGIO
 - 3.916.9 DEFLECTORES DE VIENTO Y VALLAS PARA LA NIEVE
 - 3.916.10 FORESTACION Y REFORESTACION
 - 3.916.11 UBICACION PREFERENTE DE LAS CARRETERAS CONSIDERANDO LAS CARACTERISTICAS DE LAS AVALANCHAS

SECCIÓN 3.917 SELECCION DE ALTERNATIVAS DE PROTECCION DE AVALANCHAS
3.917.1 CONSIDERACIONES BASICAS AL SELECCIONAR UNA ALTERNATIVA DE PROTECCION
3.917.2 CONSTRUCCION EN ETAPAS DE LAS PROTECCIONES

SECCIÓN 3.918 SEÑALIZACION VIAL
3.918.1 SEÑALIZACION PARA LA CONDICION GENERAL DEL RIESGO DE AVALANCHAS
3.918.2 SEÑALIZACION PARA LA IDENTIFICACION DE SENDAS DE AVALANCHAS
3.918.3 IDENTIFICACION DE ZONAS LIBRES DE RIESGOS Y REFUGIOS
3.918.4 OTRAS SEÑALES DE TRANSITO EMPLEADAS
3.918.5 ASPECTOS GENERALES

SECCIÓN 3.919 RESCATE DE VICTIMAS DE AVALANCHAS
3.919.1 LOS ACCIDENTES DE AVALANCHAS
3.919.2 EQUIPAMIENTO Y PRECAUCIONES MINIMAS EN ZONA DE AVALANCHAS
3.919.3 METODOS Y ELEMENTOS PARA RESCATE
3.919.4 ORGANIZACION DEL PROCEDIMIENTO DE RESCATE
3.919.5 BUSQUEDA DE VICTIMAS CON TRANSEPTOR ELECTRONICO
3.919.6 BUSQUEDA DE VICTIMAS CON VARILLAS DE SONDEO
3.919.7 EMPLEO DE PERROS ENTRENADOS
3.919.8 OTROS METODOS DE BUSQUEDA
3.919.9 RESUCITACION Y EVACUACION DE VICTIMAS

SECCIÓN 3.920 TERMINOS DE REFERENCIA GENERALES PARA LOS ESTUDIOS DE RIESGO Y PROTECCION DE AVALANCHAS
3.920.1 DEFINICION DE LOS NIVELES DE ESTUDIOS
3.920.2 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS EN PROYECTOS NUEVOS
3.920.3 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS PARA OBRAS EXISTENTES

CAPÍTULO 3.1000 PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

SECCIÓN 3.1001 ASPECTOS GENERALES
3.1001.1 OBJETIVOS Y ALCANCES
3.1001.2 ASPECTOS LEGALES
3.1001.3 CLASIFICACIONES Y DEFINICIONES BASICAS
3.1001.4 ESTANDARES Y NORMAS. UNIDADES
3.1001.5 CLASIFICACION Y NIVELES DE ESTUDIO PARA PROYECTOS DE PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

SECCIÓN 3.1002 INGENIERIA BASICA EN PROYECTOS DE PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES
3.1002.1 ASPECTOS GENERALES
3.1002.2 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEODESICOS Y TOPOGRAFICOS PARA PUENTES
3.1002.3 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS DE HIDROLOGIA DRENAJE E HIDRAULICA FLUVIAL PARA PUENTES
3.1002.4 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEOTECNICOS PARA PUENTES
3.1002.5 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS DE DEMANDA Y CARACTERISTICAS DEL TRANSITO
3.1002.6 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS AMBIENTALES Y DE MITIGACION DE IMPACTO

SECCIÓN 3.1003 DISPOSICIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO
3.1003.1 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO
3.1003.2 CARGAS
3.1003.3 FUNDACIONES
3.1003.4 MUROS DE CONTENCION
3.1003.5 ESTRUCTURAS ENTERRADAS TIPO MARCO O CAJON
3.1003.6 HORMIGÓN ARMADO
3.1003.7 HORMIGON PRETENSADO
3.1003.8 ACERO ESTRUCTURAL

3.1003.9 ACERO ESTRUCTURAL DE CORRUGACIÓN PROFUNDA
3.1003.10 APOYOS ELASTOMÉRICOS

SECCIÓN 3.1004 DISEÑO SÍSMICO

3.1004.1 INTRODUCCIÓN

3.1004.2 SIMBOLOGÍA

3.1004.3 REQUERIMIENTOS GENERALES

3.1004.4 FUERZAS MODIFICADAS DE DISEÑO

3.1004.5 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE FUNDACIONES, MUROS DE CONTENCIÓN Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS

3.1004.6 DISPOSICIONES DE DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO

3.1004.7 VIGAS TRAVESAÑO EN SUPERESTRUCTURA

3.1004.8 BARRAS DE ANCLAJE

3.1004.9 TOPES TRANSVERSALES

3.1004.10 JUNTAS SÍSMICAS

3.1004.11 AISLADORES SÍSMICOS

SECCIÓN 3.1005 PRESENTACIÓN DE LOS ESTUDIOS

3.1005.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

3.1005.2 PLANOS

3.1005.3 INFORMES Y DOCUMENTOS

ANEXO 3.1000-A CRITERIOS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES EN CHILE

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

ÍNDICE GENERAL DE LÁMINAS

**DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
CHILE**

ÍNDICE GENERAL DE LÁMINAS

CAPITULO 3.000

- 3.005.5.A GIROS MINIMOS - VEHICULOS TIPO
- 3.005.5.B GIROS MINIMOS - VEHICULOS TIPO
- 3.005.5.C BUS Y SEMIRREMOLQUE CORRIENTE LEGALMENTE AUTORIZADOS EN CHILE

CAPITULO 3.100

- 3.102.404.A DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EJEMPLO CARRETERA UNIDIRECCIONAL EN CUESTA
- 3.102.404.B DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EJEMPLO CAMINO BIDIRECCIONAL EN CUESTA

CAPITULO 3.200

- 3.202.2.A DISTANCIA DE PARADA INFLUENCIA DE LAS PENDIENTES
- 3.202.402.A VERIFICACION GRAFICA VISIBILIDAD CURVAS EN PLANTA
- 3.202.402.B DESPEJE LATERAL REQUERIDO POR VISIBILIDAD DE PARADA O ADELANTAMIENTO
- 3.202.403.A VERIFICACION GRAFICA DE LA VISIBILIDAD EN ALZADO
- 3.202.502.A CONTROL DE DESLUMBRAMIENTO
- 3.202.502.B SISTEMAS ANTIDESLUMBRANTES Y CÁLCULO DE VISIBILIDAD LATERAL
- 3.202.502.C SISTEMAS ANTIDESLUMBRANTES CÁLCULO DEL FACTOR DE TRANSMISIÓN
- 3.203.301.A ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR
- 3.203.303(1).A RELACION RADIO-PERALTE PARA CARRETERAS Y CAMINOS
- 3.203.303(2).A VELOCIDAD ESPECIFICA EN CURVAS HORIZONTALES SEGUN RADIO-PERALTE Y FRICCION TRANSVERSAL
- 3.203.304.A RELACION ENTRE RADIOS CONSECUTIVOS PARA $0 \leq L_r \leq 400$ m y $V_p \geq 80$ km/h
- 3.203.304.B RELACION ENTRE RADIOS CONSECUTIVOS PARA $0 \leq L_r \leq 400$ m y $V_p \geq 80$ km/h
- 3.203.305.A DESARROLLO DELPERALTE EN CURVAS CIRCULARES SIN CURVAS DE ENLACE
- 3.203.306(5).A TRANSICION DEL SOBREAÑO A LO LARGO DE LA CLOTOIDE DE ENLACE Y DEMARCACION
- 3.203.402(2).A CARACTERISTICAS GENERALES DE LA CLOTOIDE
- 3.203.403(1).A PARAMETROS MINIMOS Y NORMALES DE LA CLOTOIDE EN FUNCION DEL RADIO DE CURVATURA
- 3.203.404.A ELEMENTOS DEL CONJUNTO ARCO DE ENLACE-CURVA CIRCULAR
- 3.203.405.A DESARROLLO DEL PERALTE EN ARCOS DE ENLACE CALZADAS BIDIRECCIONALES
- 3.203.405.B DESARROLLO DEL PERALTE EN ARCOS DE ENLACE CALZADAS UNIDIRECCIONALES
- 3.203.405.C DESARROLLO DELPERALTE CALZADAS UNIDIRECCIONALES CASO CURVAS CONTRAPUESTAS O EN S
- 3.203.503.A ALINEACIONES COMPUESTAS CONFIGURACIONES RECOMENDABLES
- 3.203.503.B ALINEACIONES COMPUESTAS CONFIGURACIONES LIMITE
- 3.203.503.C ALINEACIONES COMPUESTAS CONFIGURACIONES NO RECOMENDABLES
- 3.203.504.A CURVAS DE RETORNO TIPO PARA CARRETERAS Y CAMINOS
- 3.204.303.A EFECTO DE LA PENDIENTE SOBRE LA VELOCIDAD DE OPERACION
- 3.204.401.A ELEMENTOS DE LA CURVA VERTICAL
- 3.205.2.A ELEMENTOS DEL ALINEAMIENTO ESPACIAL
- 3.205.302(1).A IMAGEN EN PERSPECTIVA Y GUÍA OPTICA
- 3.205.302(2).A ELEMENTOS DE LA PLANTA Y DISEÑO ESPACIAL
- 3.205.302(3).A ELEMENTOS DEL ALZADO EN EL DISEÑO ESPACIAL
- 3.205.302(4).A SUPERPOSICION DE PLANTA Y ELEVACION EN EL DISEÑO ESPACIAL
- 3.205.302(4).B PERDIDAS DE TRAZADO
- 3.205.302(5).A DISEÑO ESPACIAL EN INTERSECCIONES
- 3.205.302(5).B DISEÑO ESPACIAL EN ESTRUCTURAS
- 3.205.303.A EFECTOS DEL ENTORNO DE LA CARRETERA: MUROS

CAPITULO 3.300

- 3.301.1.A PERFIL TRANSVERSAL DESCRIPTIVO CALZADAS SEPARADAS EN RECTA
- 3.301.1.B PERFIL TRANSVERSAL DESCRIPTIVO CALZADA UNIDA EN CURVA
- 3.302.204.A BOMBEO Y EJES DE GIRO DEL PERALTE
- 3.302.601(3).A PARADERO DE BUSES SOBRE LA BERMA CAMINOS DE DESARROLLO Y LOCALES
- 3.302.601(4).A PARADERO DE BUSES FUERA DE LA BERMA CAMINOS BIDIRECCIONALES COLECTORES Y PRIMARIOS
- 3.302.601(4).B PARADERO DE BUSES FUERA DE LA BERMA EN CALZADAS UNIDIRECCIONALES
- 3.302.602(3).A LECHOS DE FRENADO EN PENDIENTE FUERTE

3.303.2.A	PLATAFORMA DE SUBRASANTE
3.303.401.A	DIVERSAS SECCIONES DE CUNETAS
3.308.107.A	UBICACION DE CERCOS EN AUTOPISTAS Y CAMINOS PRIMARIOS
CAPITULO 3.400	
3.402.305(2).A	EJEMPLOS DE TRAMOS DE TRENZADO
3.402.305(2).B	TIPOS DE TRENZADO
3.403.2.A	TIPOS BASICOS DE INTERSECCIONES EN CARRETERA
3.403.2.B	MODIFICACIONES DE TRAZADO POR NUMERO DE RAMAS Y ESIVIAJE
3.403.301.A	EMPALMES E INTERSECCIONES SIMPLES
3.403.302.A	ENSANCHES PARA EMPALMES "T" O "Y" E INTERSECCIONES EN CRUZ
3.403.303(2).A	EMPALMES CANALIZADOS VALIDOS PARA TIPOS "X" O "Y"
3.403.303(2).B	EMPALMES CANALIZADOS EN Y
3.403.303(2).C	EMPALMES CANALIZADOS DE ALTO COSTO
3.403.303(3).A	INTERSECCIONES CANALIZADAS
3.403.303(3).B	INTERSECCIONES CON IMPORTANTES GIROS A LA IZQUIERDA EN UN CUADRANTE
3.404.203.A	CONDICIONAMIENTO EN INTERSECCIONES
3.404.205(2).A	CONDICIONAMIENTO DE VISIBILIDAD PARA CRUZAR
3.404.208(4).A	ESQUEMA EN PLANTA Y ALZADO DE CRUCES A NIVEL CON VIAS FERREAS
3.404.302.A	TRAZADO DE CURVA DE TRES CENTROS
3.404.302.B	TRAZADOS MINIMOS PARA VEHICULOS LIVIANOS (L)
3.404.302.C	TRAZADOS MINIMOS PARA CAMION SIMPLE (C) APLICABLE A BUS
3.404.302.D	TRAZADOS MINIMOS PARA TRACTOCAMION CON SEMI-REMOLQUE CORRIENTE (VA)
3.404.303.A	TRAZADOS PARA RAMALES DE GIRO CON ISLAS MINIMAS
3.404.307(1).A	VIAS DE CAMBIO DE VELOCIDAD
3.404.307(2).A	CONDICIONAMIENTOS DE ACCELERACION
3.404.307(3).A	PISTAS DE DECELERACION CASO I: DIRECTA
3.404.307(3).B	PISTAS DE DECELERACION CASO II: EN PARALELO
3.404.307(3).C	LONGITUDES DE PISTAS DE DECELERACION ($L_D=f(i)$) CUANDO $i=0$ Y $V_c = 50, 60, 70$ Y 80 km/h
3.404.307(3).D	LONGITUDES DE PISTAS DE DECELERACION ($L_D=f(i)$) CUANDO $i=0$ Y $V_c = 90, 100, 110$ Y 120 km/h
3.404.307(4).A	PISTA DE DECELERACION CENTRAL
3.404.307(4).B	TRAZADO MINIMO CON CANALIZACION PARA GIROS A LA IZQUIERDA CON ENSANCHE DEL CAMINO Y PINTURA
3.404.308(3).A	ABERTURAS DE MEDIANA TRAZADOS PARA RADIOS DE GIRO MINIMOS CON Y SIN ESIVIAJE EN EL CRUCE
3.404.308(5).A	ABERTURAS DE MEDIANA DISEÑO SOBRE LOS MINIMOS PARA REMATES EN PUNTA DE PROYECTIL
3.404.308(8).A	APERTURA DE MEDIANA TRAZADOS MINIMOS PARA GIROS EN "U"
3.404.308(8).B	TRAZADOS PARA GIROS EN "U" CON MEDIANA ESTRECHA
3.404.402(2).A	TIPOS Y FORMAS GENERALES DE ISLAS
3.404.404.A	TRANSICIONES PARABOLICAS MAS CORRIENTES PARA EL RETRANQUEO DE VERTICES DE ISLAS
3.404.404.B	ISLAS: DETALLE DE TRAZADO
3.404.405(2).A	DISEÑOS PARA TERMINALES DE SALIDA
3.404.405(3).A	DISEÑOS PARA TERMINALES DE ENTRADA
3.404.502(2).A	ELEVACION EN INTERSECCIONES EJEMPLO: CASO DE PLATAFORMA UNICA
3.404.503(2).A	PERFIL LONGITUDINAL DE RAMAL EJEMPLO DE SOLUCION
3.404.602.A	RADIOS Y PERALTES DESEABLES EN INTERSECCIONES CUANDO NO EXISTEN EN CONDICIONAMIENTOS LIMITANTES
3.404.604.A	DESARROLLO RECOMENDABLE DEL PERALTE EN EMPALMES DE RAMAL Y CARRETERA
3.404.701.A	TIPO DE INTERSECCION APROPIADO SEGUN INTENSIDAD MEDIA DIARIA EN UN NUDO DE TRES RAMAS
3.404.701.B	ONDAS TIPICAS
3.404.701.C	ONDAS ESPECIALES
3.404.703.A	FACTORES RELEVANTES PARA EL DISEÑO DE ROTONDAS
3.404.706.A	CAPACIDAD DE ROTONDAS PARAMETROS GEOMETRICOS PARA EL CALCULO

CAPITULO 3.500

3.501.203.A	ESTRUCTURA DEL PROYECTO DE UN ENLACE
3.502.201.A	DISTANCIAS REQUERIDAS PARA DESNIVELACIONES EN TERRENO HORIZONTAL
3.503.2.A	ENLACES TIPO
3.503.3.A	RAMALES DE ENLACE
3.503.3.B	RAMALES DE ENLACE
3.503.305.A	FORMAS DE DESAPARICIÓN DE PISTAS AUXILIARES
3.503.401.A	ENLACES TIPO DE TRES RAMAS
3.503.402(1).A	ENLACES DE CUATRO RAMAS
3.503.402(2).A	ENLACES TIPO DIAMANTE CLÁSICO
3.503.402(2).B	MODIFICACIONES DE ENLACE TIPO DIAMANTE
3.503.402(2).C	ENLACES TIPO TRÉBOL PARCIAL
3.503.402(3).A	ENLACES SIMÉTRICOS DE LIBRE CIRCULACIÓN
3.503.404.A	ROTONDAS DESNIVELADAS
3.503.502.A	EJEMPLOS DE EQUILIBRIO DE PISTAS
3.504.102.A	ESQUEMA DEL PROCESO DE DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE UN ENLACE
3.504.207.A	TERMINALES SUCESIVOS
3.504.207.B	SEPARACIONES ENTRE TERMINALES SUCESIVOS
3.504.403.A	SECCIONES TRANSVERSALES TIPO DE RAMALES

CAPITULO 3.600

3.602.302.A	FALLAS DE TALUD DE CORTE EN SUELO
3.602.302.B	MÉTODO GRAFICO PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO
3.602.304.A	GRAFICO PARA DETERMINAR EL ESPESOR MÍNIMO DE MATERIAL FILTRO DE PROTECCIÓN TALUD
3.602.305.A	PROTECCIÓN EN SUELO COMPACTO DE TALUD CON MALLA DE ALAMBRE
3.602.305.B	REFUERZO DE TALUD CON MALLA DE ALAMBRE ROCA FRACTURADA
3.602.305.C	PROTECCIÓN DE TALUD CON MALLA DE ALAMBRE Y HORMIGÓN PROYECTADO
3.602.305.D	PROTECCIÓN TALUD SEMBRADO SOSTENIDO EN BARRO VEGETAL Y MALLA
3.602.305.E	TALUDES EN CORTES ALTOS CON ESCALONAMIENTO SUELOS Y ROCAS
3.602.401.A	EJEMPLO DE FALLA DE TERRAPLENES
3.602.402.A	TERRAPLENES EN LADERA
3.602.402.B	EJEMPLO MURO CON GEOTEXTIL
3.602.402.C	EJEMPLO DISPOSICIÓN GENERAL MURO GAVIÓN
3.602.402(1).A	MURO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO
3.602.404(2).A	AUMENTO DE PRESIONES BAJO TERRAPLÉN
3.602.404(3).A	EJEMPLO CALCULO DE ASENTAMIENTO TERRAPLÉN
3.602.404(3).B	ENSAYE EDOMETRICO - EJEMPLO (VALDIVIA)
3.602.405(2).A	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN UN TERRENO DE CIMENTACIÓN SEMIINFINITO
3.602.405(3).A	FALLAS POR APLASTAMIENTO
3.602.406(4).A	MÉTODO JAPONÉS
3.602.406(4).B	MÉTODO NYSDOT
3.602.406(4).C	RAZÓN DE ESFUERZO CÍCLICO RESISTENTE (1 DE 2)
3.602.406(4).D	RAZÓN DE ESFUERZO CÍCLICO RESISTENTE (2 DE 2)
3.602.407(2).A	SOLUCIONES PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS TERRAPLENES
3.602.407(2).B	SOLUCIONES PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN
3.602.407(3).A	CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES EN SUELOS INESTABLES
3.602.501(1).A	CURVA TÍPICA DENSIDAD - HUMEDAD
3.603.202.A1	FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES- RUEDA DOBLE
3.603.202.A2	FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES DOBLES- RUEDA DOBLE
3.603.202.A3	FACTORES DE EJES EQUIVALENTES EJES TRIPLES - RUEDA DOBLE
3.603.202.B1	FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES- RUEDA DOBLE
3.603.202.B2	FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES DOBLES- RUEDA DOBLE
3.603.202.B3	FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES TRIPLES - RUEDA DOBLE
3.603.202.C	EJES EQUIVALENTES POR VEHÍCULO
3.603.202.E	FORMULARIO DE CALCULO EJES EQUIVALENTES PARA DISEÑO
3.604.105.A	CALCULO DEL MODULO RESILIENTE DE DISEÑO TRAMO: CAMINO EJEMPLO
3.604.108.A	TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES (TMMA) Y TEMPERATURAS MEDIAS ANUALES PONDERADAS (TMPA)

3.604.108.B1	NUMERO ESTRUCTURAL CAPAS ASFALTICAS TMAPA 6°C
3.604.108.B2	NUMERO ESTRUCTURAL CAPAS ASFALTICAS TMAPA 14°C
3.604.108.B3	NUMERO ESTRUCTURAL CAPAS ASFALTICAS TMAPA 19°C
3.604.201.A	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE ESPESOR DE LOSA
3.604.201.B	VERIFICACION DE ESCALONAMIENTO EN JUNTAS TRANSVERSALES
3.604.201.C	VERIFICACION DEL ESPESOR POR CARGA DE ESQUINA
3.604.206.A	AJUSTE DE K PARA TERRAPLEN Y/O ESTRATO RIGIDO
3.604.206.B	CALCULO DEL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE; TRAMO: CAMINO EJEMPLO
3.604.211.A1	TENSION DE TRACCION EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCION COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE EMPERATURA
3.604.211.A2	TENSION DE TRACCION EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCION COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA
3.604.211.A3	TENSION DE TRACCION EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCION COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA
3.604.211.A4	TENSION DE TRACCION EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCION COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA
3.604.211.A5	TENSION DE TRACCION EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCION COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA
3.604.211.A6	TENSION DE TRACCION EN LA FIBRA SUPERIOR DE LA LOSA DEBIDO A LA ACCION COMBINADA DE CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA
3.604.211.A7	FACTOR DE AJUSTE SEGUN NIVEL DE ADHERENCIA, CONSIDERANDO CARGA DE ESQUINA Y UN DIFERENCIAL NEGATIVO DE TEMPERATURA
3.604.303.A	CALCULO DEL CBR DE DISEÑO; TRAMO: CAMINO EJEMPLO
3.604.4.A	TRATAMIENTOS SUPERFICIALES DOBLES PARA LA ZONA NORTE
3.604.503.A	INDICE DE CONGELAMIENTO

CAPITULO 3.700

3.702.3(1).A	PAPEL DE DISTRIBUCION LOG-NORMAL
3.702.3(1).B	PAPEL DE DISTRIBUCION DE VALORES EXTREMOS
3.702.402.A	ESTACIONES PLUVIOGRAFICAS
3.703.202.A	CAUCES CON FUERTE ESIVAJE RESPECTO DEL EJE DEL CAMINO
3.703.203.A	UBICACION DE ALCANTARILLAS RESPECTO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE
3.703.303.A	CLASIFICACION DE TUBOS Y CAJONES SEGUN CONDICIONES DE ENTRADA PARA CALCULO DE H_e CON CONTROL DE ENTRADA
3.703.303.B	ALCANTARILLAS DE TUBO DE HORMIGON CON CONTROL DE ENTRADA
3.703.303.C	ALCANTARILLAS DE TUBO CORRUGADO CIRCULAR CON CONTROL DE ENTRADA
3.703.303.D	ALCANTARILLAS DE CAJON CON CONTROL DE ENTRADA
3.703.303.E	ALCANTARILLA DE TUBO CORRUGADO ABOVEDADO CON CONTROL DE ENTRADA
3.703.303.F	ALCANTARILLAS CIRCULARES DE TUBO POLIETILENO ALTA DENSIDAD ESTRUCTURADO, INTERIOR LISO CON CONTROL DE ENTRADA, ESCALA H_e/D (1)
3.703.303.G	ALCANTARILLAS CIRCULARES DE TUBO POLIETILENO ALTA DENSIDAD ESTRUCTURADO, INTERIOR LISO CON CONTROL DE ENTRADA, ESCALA H_e/D (2) Y (3)
3.703.303(2).A	TUBOS CIRCULARES CON CONTROL DE ENTRADA EFICIENCIA HIDRAULICA SEGUN MATERIAL Y TIPO DE ENTRADA
3.703.303(2).B	CAJONES DE HORMIGON ARMADO CON CONTROL DE ENTRADA EFICIENCIA HIDRAULICA SEGUN TIPO DE ENTRADA
3.703.304.A	ESCURRIMIENTO EN ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA
3.703.304.B	ALCANTARILLAS DE CAJON CON CONTROL DE SALIDA $n = 0,012$
3.703.304.C	ALCANTARILLAS DE TUBO DE HORMIGON CON CONTROL DE SALIDA $n = 0,012$
3.703.304.D	ALCANTARILLAS DE TUBO CORRUGADO CIRCULAR CON CONTROL DE SALIDA $n=0,024$
3.703.304.E	ALCANTARILLAS DE TUBO CORRUGADO ABOVEDADO CON CONTROL DE SALIDA $n=0,024$
3.703.304.F	ALCANTARILLA CIRCULAR DE TUBO POLIETILENO ALTA DENSIDAD ESTRUCTURADO, INTERIOR LISO CON CONTROL DE SALIDA $n=0,012$
3.703.304.G	PROFUNDIDAD CRITICA EN TUBOS CIRCULARES
3.703.304.H	PROFUNDIDAD CRITICA EN TUBOS ABOVEDADOS
3.705.2.A	REVANCHAS RECOMENDADAS POR EL U.S.B.R.
3.705.2.B	CURVAS EMPIRICAS DEL U.S.B.R. PARA DIMENSIONAR CANALES REVESTIDOS
3.705.3(1).A	VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES EN SUELOS NO COHESIVOS
3.705.3(2).A	FUERZA TRACTRIZ PERMISIBLE EN SUELOS NO COHESIVOS
3.705.3(2).B	VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES EN SUELOS COHESIVOS
3.705.3(2).C	ANGULOS DE REPOSO EN MATERIAL NO COHESIVO
3.706.203.A	DISTANCIA FICTICIA d' EN FUNCION DEL ESPACIAMIENTO DE LOS SUB-DRENES
3.707.402.D	FACTOR K_R POR AFLORAMIENTO DE BASE EN PILAS RECTANGULARES
3.708.101(1).A	TIPO DE DEFENSAS LONGITUDINALES
3.708.101(1).B	DISPOSICION TIPICA DE DEFENSAS LONGITUDINALES PARA FIJAR EL CAUCE ACTUAL
3.708.101(2).A	SOLUCIONES PARA MINIMIZAR PROBLEMAS DE SOCAVACION AL PIE DE CEPAS DE PUENTES (1 de 2)

- 3.708.101(2).B SOLUCIONES PARA MINIMIZAR PROBLEMAS DE SOCAVACION AL PIE DE CEPAS DE PUENTES (2 de 2)
- 3.708.301(1).A(1/2) TRAZADO DEL EJE DEL RIO Y LINEAS EXTREMAS DE DEFENSA EN UNA RECTIFICACION DE CAUCE
- 3.708.301(1).A(2/2) TRAZADO DEL EJE DE UN RIO Y RADIOS DE CURVATURA
- 3.708.301(2).A ESPIGON EMPOTRADO EN LA RIBERA
- 3.708.301(3).A DISEÑO DE LOS PRIMEROS ESPIGONES EN UNA OBRA DE PROTECCION
- 3.708.301(4).A CONSTRUCCION DE LOS ESPIGONES EN FUNCION DE LA ALTURA DE LAS RIBERAS
- 3.708.301(6).A RECOMENDACIONES PARA EVITAR SOCAVACION LOCAL DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN ESPIGON
- 3.708.301(7).A RECOMENDACIONES PARA FORMA Y ESPACIAMIENTO ENTRE ESPIGONES
- 3.708.302(4).A FORMAS DE PROTEGER UNA DEFENSA LONGITUDINAL CONTRA LA SOCAVACION
- 3.708.303(1).A SISTEMA DE BARRERAS DE RETENCION DE SEDIMENTOS Y ESTABILIZACION DE LA PENDIENTE DE UN CAUCE
- 3.708.303(2).A POZA DE DECANTACION BAJO EL CAUCE

CAPITULO 3.800

- 3.804.109.A CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO Y SOPORTE RECOMENDADO
- 3.805.3.A SISTEMA DE VENTILACION DE TUNELES

CAPITULO 3.900

- 3.902.102.A ESTRUCTURA CRISTALINA DEL HIELO
- 3.902.102.B DISPOSICION DE PROTONES EN LA MOLECULA DE AGUA (H₂O) DEL CRISTAL DE HIELO
- 3.902.301.A FORMA BASICA Y CONDICIONES DE FORMACION DE LOS CRISTALES DE HIELO
- 3.902.303.A DIFERENTES TIPOS BASICOS DE FORMAS DE LOS CRISTALES DE HIELO
- 3.902.401.A CRECIMIENTO DE CRISTALES DE HIELO CONTROLADO POR EL PROCESO DE DIFUSION
- 3.902.403.A CRECIMIENTO DE CRISTALES DE HIELO
- 3.902.501.A CLASIFICACION DE LAS FORMAS TIPICAS DE LA PRECIPITACION SOLIDA SEGUN LA COMISION INTERNACIONAL DE NIEVE Y HIELO
- 3.902.501.B CLASIFICACION DE LOS CRISTALES DE NIEVE SEGUN MAGONO Y LEE.
- 3.902.501.C CLASIFICACION DE LOS CRISTALES DE NIEVE SEGUN MAGONO Y LEE.
- 3.903.101.A EQUIPOS PARA MEDIR LA PRECIPITACION SOLIDA
- 3.903.101.B ESQUEMA DE TUBO COLECTOR DE NIEVE CON PANTALLA PROTECTORA
- 3.904.101.A CIRCULACION GENERAL DE LAS MASAS DE AIRE
- 3.904.102.A VIENTOS EN LOS CICLONES Y ANTICICLONES DEL HEMISFERIO SUR
- 3.904.102.B TIPOS DE FRENTES
- 3.904.104.A CIRCULACION DEL VIENTO SOBRE TERRENOS MONTAÑOSOS
- 3.904.202.A EFECTOS OROGRAFICOS EN LA PRECIPITACION
- 3.904.402.A EROSION Y TRANSPORTE DE NIEVE
- 3.904.405.A FORMAS DE DEPOSITOS DE NIEVE EOLICA
- 3.904.405.B FORMAS DE DEPOSITOS DE NIEVE EOLICA
- 3.904.702.A EJEMPLO DE PERFILES NORMALIZADOS DE TORMENTAS EN UNA LOCALIDAD
- 3.905.102.A ESTRUCTURAS DEL MANTO DE NIEVE
- 3.905.103.A SINTERIZACION EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.905.104.A TEMPERATURA DEL MANTO DE NIEVE
- 3.905.105.A VARIACION DE LA DENSIDAD Y LA DUREZA EN UN MANTO DE NIEVE
- 3.905.301.A METAMORFISMO EQUITERMAL DEL MANTO DE NIEVE
- 3.905.402.A METAMORFISMO TG Y MF EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.905.702.A DENSIFICACION DEL MANTO DE NIEVE CON EL TIEMPO
- 3.905.902.A DENSIDAD Y RESISTENCIA MECANICA DEL MANTO DE NIEVE
- 3.905.905.A MODELO DE DEFORMACION MECANICA DEL MANTO DE NIEVE
- 3.905.906.A MODULO DE YOUNG Y RAZON DE POISSON DE LA NIEVE
- 3.905.907.A VISCOSIDAD DE LA NIEVE
- 3.905.908.A RESISTENCIA MECANICA DE LA NIEVE
- 3.905.909.A CONDUCTIVIDAD ELECTRICA Y VELOCIDAD DE ONDAS ELASTICAS EN LA NIEVE
- 3.905.911.A DUREZA DE LA NIEVE
- 3.906.1.A COTAS MINIMAS DE LA NIEVE EN CHILE
- 3.907.101.A EJEMPLOS DE FORMAS DE GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.907.101.B EJEMPLOS DE FORMAS DE GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.907.101.C EJEMPLOS DE FORMAS DE GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.907.101.D EJEMPLOS DE FORMAS DE GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.907.101.E EJEMPLOS DE FORMAS DE GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
- 3.907.304.A MUESTREO PARA MEDIR DENSIDADES Y MEDICIONES DE RESISTENCIA MECANICA CON PENETROMETRO MANUAL
- 3.907.306.A MEDICION DE RESISTENCIA MECANICA Y DUREZA DE LA NIEVE EN EL MANTO

3.907.4.A	EJEMPLO DE PERFIL EN EL MANTO DE NIEVE EMPLEANDO LA CLASIFICACION INTERNACIONAL
3.908.102.A	ESFUERZOS Y MOVIMIENTOS EN UN MANTO DE NIEVE INCLINADO
3.908.202.A	CAUSAS DE ESFUERZOS DE TENSION EN EL MANTO DE NIEVE INCLINADO
3.908.203.A	MODOS DE FALLAMIENTO EN EL MANTO DE NIEVE INCLINADO
3.908.304.A	SECUENCIA DE EVENTOS QUE GATILLAN EL INICIO DE FRACTURAS EN PLACAS DE NIEVE
3.908.602.A	METODO SINOPTICO DE EVALUACION DEL PELIGRO DE AVALANCHAS
3.908.603.A	EJEMPLO DE METODO DE RED DE NEURONES PARA EVALUAR EL PELIGRO DE AVALANCHAS
3.908.604.A	PARAMETROS PARA EL CALCULO DEL INDICE DE ESTABILIDAD
3.909.101.A	ESQUEMA DE CLASIFICACION GENERAL DE AVALANCHAS
3.909.301.A	TIPOS DE FLUJOS DE AVALANCHAS
3.909.902.A	ZONAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS
3.910.302.A	TRAYECTORIAS MULTIPLES DE AVALANCHAS EN SENDAS CON UNA ZONA DE INICIO COMPLEJA Y ZONA DE DEPOSITACION NO CONFINADA
3.910.304.A	SINUOSIDADES EN LA TRAYECTORIA DE UNA AVALANCHA
3.910.402.A	PERFIL POR EL EJE DE UNA SENDA DE AVALANCHA DIVIDIDO EN TRAMOS DE PENDIENTES HOMOGENEAS
3.910.502.A	EJEMPLOS DE ASPEREZAS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO
3.911.602.A	PARAMETROS DEL RIESGO DE AVALANCHAS EN CARRETERAS
3.912.101.A	HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS RELATIVAS DE LAS PRECIPITACIONES MENSUALES EN UNA ESTACION DE LA CORDILLERA DE LA ZONA CENTRAL DE CHILE
3.913.601.A	MOVIMIENTO DE UNA AVALANCHA CON FLUJO DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION
3.913.801.A	MOVIMIENTO DEL AIRE ALREDEDOR DEL FRENTE DE UNA AVALANCHA CON FLUJO DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION
3.913.902.A	ESQUEMA DE PARAMETROS PARA LA ESTIMACION DE LAS DISTANCIAS DE CORRIDA CON EL METODO DEL MODELO DEL TERRENO
3.914.501.A	EFFECTO DE EMPUJE DE LA AVALANCHA SOBRE UNA PARED VERTICAL
3.914.502.A	CARGAS DE LA AVALANCHA SOBRE UNA PARED VERTICAL
3.915.302.A	CURVAS DE PRESIONES (en bar) SOBRE EL MANTO DE NIEVE POR LA DETONACION DE CARGAS EXPLOSIVAS EN LA SUPERFICIE O EN EL AIRE
3.915.302.B	ARMADO DEL DETONADOR Y DE LA CARGA EXPLOSIVA
3.915.304.A	DESPRENDIMIENTO DE CORNISAS DE NIEVE CON EXPLOSIVOS
3.915.305.A	ARTILLERIA MILITAR EMPLEADA EN LA INDUCCION DE AVALANCHAS
3.915.306.A	CAÑON LOCAT DE PROPULSION A GAS
3.915.307.A	ESQUEMAS DE LOS SISTEMAS CATX Y GAZEX DE INDUCCION DE AVALANCHAS
3.915.308.A	DISEÑO DE LA CURVA DE PRESION DE 0,025 bar EJERCIDA SOBRE EL MANTO DE NIEVE POR LA DETONACION DE UN EXPLOSOR GAZEX
3.916.201.A	ESQUEMA DE BANCOS PARA ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.202.A	ESQUEMA DE PAREDES PARA ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.203.A	ESQUEMA DE PILOTES PARA ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.301.A	ESQUEMA DE CERCAS PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.301.B	ESQUEMA DE RASTRILLO PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.301.C	ESQUEMA DE REDES PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.302.A	DISPOSICION EN TERRENO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTROL DE AVALANCHAS
3.916.303.A	ALTURAS DE LAS ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.304.A	INTERVALOS DE SEPARACION ENTRE ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.305.A	LONGITUD MINIMA DE ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.306.A	COMPONENTES DE LA PRESION DE LA NIEVE SOBRE PLANOS PERPENDICULAR E INCLINADOS CON RESPECTO A LA PENDIENTE
3.916.306.B	PRESIONES EN LOS EXTREMOS DE ESTRUCTURAS INDIVIDUALES PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE Y FUERZA TOTAL RESULTANTE SOBRE LA ESTRUCTURA
3.916.307.A	CARGAS GENERALES SOBRE LA ESTRUCTURA PARA SOPORTAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.307.B	CARGAS PERPENDICULARES SOBRE EL PLANO RIGIDO Y LOS LARGUEROS DE UNA GRILLA DE CERCA O RASTRILLO
3.916.307.C	CARGAS PARALELAS AL PLANO RIGIDO DE UNA GRILLA Y QUE AFECTAN A LOS LARGUEROS DE UNA CERCA
3.916.307.D	CARGAS SOBRE POSTES O MASTILES POR REPTACION DEL MANTO DE NIEVE
3.916.307.E	TIPOS DE FUNDACIONES EN ESTRUCTURAS RIGIDAS Y POLIGONO DE ESFUERZOS
3.916.401.A	ESQUEMA DE MURO PARA DESVIO DE AVALANCHAS
3.916.401.B	ESQUEMAS DE CUÑAS PARA DESVIO DE AVALANCHAS
3.916.404.A	ONDA ESTACIONARIA EN EL MURO PARA DESVIO DE AVALANCHAS
3.916.404.B	CONFIGURACION GEOMETRICA DE UN MURO PARA DESVIO DE AVALANCHAS

3.916.601.A	MONTÍCULOS DE TIERRA PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE LAS AVALANCHAS
3.916.601.B	PEQUEÑOS MUROS DE TIERRA PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE LAS AVALANCHAS
3.916.601.C	ESQUEMA DE TRÍPODE PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE AVALANCHAS
3.916.701.A	ESQUEMA DE COBERTIZOS PARA PROTECCIÓN DE AVALANCHAS
3.916.703.A	ESQUEMA DE COBERTIZO DE MENOR LONGITUD CON MUROS PARA DESVIAR AVALANCHAS HACIA EL COBERTIZO
3.916.801.A	ESQUEMAS DE PERFILES EN ALTERNATIVAS DE FALSOS TÚNELES
3.916.901.A	ESQUEMA DE VALLA PARA NIEVE
3.916.902.A	ESQUEMA DE PANELES DE TURBULENCIA
3.916.902.B	ESQUEMA DE PÚLPITO Y TECHO JET PARA EVITAR LA FORMACIÓN DE CORNISAS DE NIEVE
3.916.902.C	ESQUEMA DE DEFLECTOR DE VIENTO OMNIDIRECCIONAL
3.919.103.A	PROBABILIDAD DE SOBREVIVIR DE PERSONAS ATRAPADAS EN UNA AVALANCHA, SEGÚN EL TIEMPO
3.919.501.A	PROCEDIMIENTO GENERAL DE BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS CON TRANSECTOR ELECTRÓNICO
3.919.501.B	FASE FINAL DE LA BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS CON TRANSECTOR ELECTRÓNICO
3.919.601.A	ESQUEMA DE ORGANIZACIÓN DE BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS DE AVALANCHAS POR LÍNEA DE SONDEO CON VARILLAS
3.919.602.A	TÉCNICAS DE SONDEO CON VARILLA PARA BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS ATRAPADAS EN LA NIEVE
3.919.603.A	PROCEDIMIENTO DE SONDEO FINO CON VARILLA, PARA BÚSQUEDA VÍCTIMAS ATRAPADAS EN NIEVE DE AVALANCHAS
3.919.702.A	EJERCICIOS BÁSICOS 1 Y 2 PARA ENTRENAMIENTO DE PERROS EN EL RESCATE DE VÍCTIMAS DE AVALANCHAS
3.919.702.B	EJERCICIOS BÁSICOS 3 Y 4 PARA ENTRENAMIENTO DE PERROS EN EL RESCATE DE VÍCTIMAS DE AVALANCHAS

CAPÍTULO 3.1000

3.1001.302(2).A	ELEMENTOS PRINCIPALES DE UN PUENTE - SIN ESCALA
3.1001.302(2).B	ESTRIBOS - SIN ESCALA
3.1001.302(2).C	ESTRIBOS - SIN ESCALA
3.1001.302(2).D	ESTRIBOS - SIN ESCALA
3.1001.302(2).E	CEPAS - SIN ESCALA
3.1001.302(2).F	CEPAS - SIN ESCALA
3.1001.302(2).G	CEPAS - SIN ESCALA
3.1001.302(2).H	CEPAS - SIN ESCALA
3.1002.205(2).A	PERFILES COMPLEMENTARIOS - SIN ESCALA
3.1002.404(1).A	PROFUNDIDAD DE LA PROSPECCIÓN PARA FUNDACIONES DIRECTAS - SIN ESCALA
3.1002.405.A	PRESIÓMETRO - SIN ESCALA
3.1002.406.A	VALORES DEL COEFICIENTE C, SEGÚN HOUGH
3.1003.101.A	SECCIÓN TIPO DE PUENTES Y PASOS SUPERIORES - SIN ESCALA
3.1003.102(1).A	LUCES LATERALES LIBRES Y GÁLIBOS EN PASOS BAJO NIVEL
3.1003.301(2).A	FACTOR DE MOVILIZACIÓN DE LA RESISTENCIA PASIVA EN ARENAS
3.1003.302(2).A	MODELO PILA RECTANGULAR - SIN ESCALA
3.1003.302(2).B	MODELO PILA CIRCULAR - SIN ESCALA
3.1003.302(3).D	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LA ALTURA COLABORANTE POR INTERACCIÓN ENTRE PILAS
3.1003.303(1).A1	COEFICIENTE PARA DEFINIR LA ELÁSTICA Y ESFUERZOS EN PILOTES CON CABEZA LIBRE (SUELOS CON RIGIDEZ VARIABLE LINEALMENTE EN PROFUNDIDAD)
3.1003.303(1).A2	COEFICIENTE PARA DEFINIR LA ELÁSTICA Y ESFUERZOS EN PILOTES CON CABEZA EMPOTRADA SIN GIRO (SUELOS CON RIGIDEZ VARIABLE LINEALMENTE EN PROFUNDIDAD)
3.1003.303(1).A3	DETERMINACIÓN DE LA ELÁSTICA Y ESFUERZOS EN PILOTES EMBEBIDOS EN SUELOS CON MODULO DE DEFORMACIÓN CONSTANTE CON LA PROFUNDIDAD
3.1003.303(1).B1	PLASTIFICACIÓN DEL SUELO CON VARIACIÓN LINEAL EN PROFUNDIDAD DE SU MODULO DE DEFORMACIÓN
3.1003.303(1).B2	PLASTIFICACIÓN DEL SUELO CON MODULO DE DEFORMACIÓN CONSTANTE CON LA PROFUNDIDAD
3.1003.303(1).D	CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ DEL SUELO EN UN GRUPO DE PILOTES - SIN ESCALA
3.1003.303(2).A	MARCO EQUIVALENTE PARA ANÁLISIS DE UN GRUPO DE PILOTES
3.1003.303(2).B	MODELACIÓN DE UN GRUPO DE PILOTES PARA SER RESUELTA MEDIANTE COMPUTADOR
3.1003.303(3).A	PILOTE SOMETIDO A LAS DEFORMACIONES HORIZONTALES DEL SUELO DE FUNDACIÓN DE UN TERRAPLÉN

3.1003.303(3).B	DIMENSIONES PARA EVALUAR LAS DEFORMACIONES HORIZONTALES DEL SUELO DE FUNDACION BAJO EL TALUD FRONTAL DE UN TERRAPLEN - SIN ESCALA
3.1003.401(1).A	TIPOLOGIA DE LOS MUROS DE CONTENCION CONSIDERADOS - SIN ESCALA
3.1003.401(3).A	MODIFICACION DE LA GEOMETRIA DEL SUELO RETENIDO PARA UN TALUD QUEBRADO - SIN ESCALA
3.1003.402(1).B	DEFINICION DE PARAMETROS BASE PARA EL SUELO RETENIDO - SIN ESCALA
3.1003.402(2).A	EMPUJE DE TIERRA ESTATICO EN MURO GRAVITACIONAL - SIN ESCALA
3.1003.402(2).B	EMPUJE DE TIERRA ESTATICO EN MURO CANTILEVER - SIN ESCALA
3.1003.403(1).A	COMPONENTE SISMICA DEL EMPUJE EN MURO GRAVITACIONAL DETERMINADA CON MONOBE Y OKABE
3.1003.403(1).B	COMPONENTE SISMICA DEL EMPUJE EN MURO CANTILEVER DETERMINADA CON MONOBE Y OKABE
3.1003.403(2).C	RELACION NORMALIZADA ENTRE EL CORRIMIENTO PERMANENTE Y EL COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO EN MUROS DE CONTENCION - SIN ESCALA
3.1003.403(2).F	FACTOR DE CARGA SISMICA EN EL SUELO SOBRE LA ZARPA TRASERA PARA EL DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MURO
3.1003.404.A	EMPUJE DE TIERRA ESTATICO PARA MUROS RIGIDOS
3.1003.404.B	COMPONENTE SISMICA DEL EMPUJE PARA MUROS RIGIDOS
3.1003.405.A	EMPUJES DE TIERRA SOBRE ESTRIBOS TRANSPARENTES
3.1003.501(1).A	MODELO PARA EL ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS TIPO MARCO O CAJON - SIN ESCALA
3.1003.501(2).A1	DESANGULACION SISMICA DE CAMPO LIBRE PROMEDIO - SIN ESCALA
3.1003.501(2).A2	COEFICIENTE DE CORTE SISMICO NORMALIZADO PARA SUELOS GRANULARES - SIN ESCALA
3.1003.501(2).A3	COEFICIENTE DE CORTE SISMICO NORMALIZADO PARA SUELOS FINOS CON RAZON DE PRECONSOLIDACION ENTRE 1 Y 15
3.1003.501(3).A	DESANGULACION SISMICA PROMEDIO DEL SUELO - SIN ESCALA
3.1003.501(3).B	TERMINO F_G PARA EL CALCULO DE LOS RESORTES DE INTERACCION SISMICA HORIZONTAL - SIN ESCALA
3.1003.501(3).C	LONGITUDES PARA EVALUAR EL TERMINO F_r UTILIZADO EN EL CALCULO DE LOS RESORTES DE INTERACCION SISMICA HORIZONTAL
3.1003.501(4).A	MODELO SIMPLIFICADO PARA EL ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS TIPO MARCO O CAJON
3.1004.304.A	ZONIFICACION SISMICA DE LAS REGIONES I, II Y III
3.1004.304.B	ZONIFICACION SISMICA DE LAS REGIONES IV, V, VI, VII, VIII, IX Y REGION METROPOLITANA
3.1004.304.C	ZONIFICACION SISMICA DE LAS REGIONES XI Y XII
3.1005.201.B	CARATULA LAMINAS A-1 Y A-2

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

ÍNDICE GENERAL DE FIGURAS

**DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
CHILE**

ÍNDICE GENERAL DE FIGURAS

CAPÍTULO 3.400

3.401.1.A	PRINCIPALES SUPERFICIES QUE CONFIGURAN UNA INTERSECCIÓN
3.401.1.B	CALZADA, BERMAS Y SUPERFICIES DE CAPA DEMARCADA
3.401.1.C	DETALLE DE ISLAS
3.401.1.D	CALZADAS DE PASO, PRINCIPALES Y SECUNDARIAS
3.401.1.E	ELEMENTOS DE DISEÑO DE UN RAMAL DE UNA INTERSECCIÓN

CAPÍTULO 3.600

3.602.406(2).A	POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN SUELOS
3.602.406(2).B	RIESGO DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS FINOS
3.602.406(3).A	RIESGO DE LICUEFACCIÓN SEGÚN ESTRATIGRAFÍA Y ACELERACIÓN LOCAL DEL SISMO
3.602.406(4).A	CPT
3.602.406(5).A	CAMBIO DE VOLUMEN
3.602.406(6).A	CORRECCIÓN ALTERNATIVA DE $(N1)_{60}$ DE LOS ESTRATOS POR CONTENIDO DE FINOS
3.602.406(6).B	RESISTENCIA RESIDUAL (S_u)
3.603.206(6).A	PERMEABILIDAD DE BASES Y SUB-BASES

CAPÍTULO 3.700

3.707.201.A	DEFINICIÓN DE VARIABLES EN LOS ESCURRIEMIENTOS CUASI-UNIFORME
3.707.202.A	FACTOR DE CORRECCIÓN PARA PAREDES EN TRANSICIÓN HIDRODINÁMICA DE LISA A RUGOSA. MÉTODO DE EINSTEIN-BARBAROSSA
3.707.202.B	$\frac{V}{V_*}$ COMO FUNCIÓN DE ψ' PARA PÉRDIDA DE CARGA POR ONDAS SEDIMENTARIAS. MÉTODO DE EINSTEIN-BARBAROSSA
3.707.202.C	RELACIÓN $\tau_* = f(\tau'_*)$ DEL MÉTODO DE ENGELUND
3.707.202.D	FUNCIÓN ϕ PARA CÁLCULO DE f'
3.707.202.E	FUNCIÓN Φ PARA CÁLCULO DE f''
3.707.202.F	FUNCIÓN DE SHIELDS MODIFICADA PARA D_*
3.707.301.A	ONDAS SEDIMENTARIAS EN CAUCES ALUVIALES (Lecho Móvil Fino Arenoso)
3.707.301.B	DIAGRAMAS PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ONDAS SEDIMENTARIAS
3.707.301.C	DIAGRAMA PARA IDENTIFICACIÓN DE RIZOS Y DUNAS DEL RÉGIMEN INFERIOR (VANONI)
3.707.303.A	DIAGRAMA DE SHIELDS
3.707.304.A	FUNCIÓN ξ MÉTODO DE EINSTEIN
3.707.304.B	FUNCIÓN Y MÉTODO DE EINSTEIN
3.707.305.A	SOCOVARCIÓN EN CURVAS SEGÚN ODGAARD
3.707.306.A	PERFIL DEL LECHO DEGRADADO
3.707.402.A	PILA CILÍNDRICA DE SECCIÓN CIRCULAR AFECTADA POR SOCOVARCIÓN
3.707.402.B	FACTOR DE ALINEAMIENTO PILAS DE SECCIÓN RECTANGULAR CON LA CORRIENTE (K_ω)
3.707.402.C	FACTOR POR GRADUACIÓN DE TAMAÑOS K_g EN FUNCIÓN DE σ_g
3.707.402.D	FACTOR K_R POR AFLORAMIENTO DE BASE EN PILAS RECTANGULARES
3.707.403.A	VISTA EN PLANTA Y CORTE DE UN ESTRIBO O ESPIGÓN AFECTADO POR SOCOVARCIÓN LOCAL
3.707.403.B	ESVIAJE DEL ESTRIBO CON RESPECTO AL FLUJO
3.707.403.C	TIPOS DE ESTRIBOS
3.707.403.D	EXTENSIÓN LATERAL DEL BULBO DE SOCOVARCIÓN AL PIE DE ESTRIBOS
3.707.404.A	SOCOVARCIÓN AL PIE DE VERTEDEROS ESQUEMA DE DEFINICIÓN DE VARIABLES
3.707.404.B	SOCOVARCIÓN AL PIE DE RADIERES PRODUCIDOS POR TORRENTES
3.707.404.C	SOCOVARCIÓN AL PIE DE RADIERES PRODUCIDA POR RÍOS
3.707.404.D	SOCOVARCIÓN AL PIE DE DESCARGAS
3.707.405.A	ESQUEMA PARA CÁLCULO DE SOCOVARCIÓN GENERAL SEGÚN MÉTODO DE NEILL
3.707.405.B	ESQUEMAS PARA CÁLCULO DE SOCOVARCIÓN GENERAL SEGÚN MÉTODO DE LISCHTVAN-LEVEDIEV

3.708.302(5).A **ÁNGULO DE REPOSO PARA MATERIAL NO COHESIVO COLOCADO POR VOLTEO**

CAPÍTULO 3.800

3.801.202(4).A **CLASIFICACIÓN DE TÚNELES SEGÚN FLUJO VEHICULAR Y LONGITUD**
3.804.104.A **CORRELACIÓN ENTRE CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS (BIENIAWSKI, 1979)**

3.804.106(3).A **PRESIONES SOBRE EL SOSTENIMIENTO, (BARTON ET AL, 1974)**
3.804.107.A **RELACIÓN ENTRE LONGITUDES DE TRAMOS DE TÚNELES Y TIEMPOS DE PERMANENCIA ESTABLE SIN SOPORTE, (BIENIAWSKI)**

3.804.202.A **PARTES BÁSICAS DE UN PORTAL**
3.804.204.A **PERFIL TRANSVERSAL DE PORTAL CON BERMA SUPERIOR**

CAPÍTULO 3.1000

3.1002.203(1).A **DETERMINACIÓN DE UN CUADRILÁTERO COMPLETO MEDIANTE GPS**
3.1002.203(1).B **CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DE UN CUADRILÁTERO AISLADO**
3.1003.302(2).A **COEFICIENTE K PARA DETERMINAR LA DENSIDAD RELATIVA (Ishihara, 1993)**
3.1003.407(3).A **DISTRIBUCIONES DEL EMPUJE DE DISEÑO PARA MUROS ANCLADOS CONSTRUIDOS DE ARRIBA HACIA ABAJO EN SUELOS NO COHESIVOS**

3.1003.407(3).B **DISTRIBUCIÓN DEL EMPUJE DE DISEÑO DEL SUELO PARA MUROS ANCLADOS CONSTRUIDOS DE ARRIBA HACIA ABAJO EN SUELOS COHESIVOS BLANDOS A MEDIANAMENTE RÍGIDOS**

3.1003.407(4).A **RED DE FLUJO PARA UN MURO DE CONTENCIÓN**
3.1003.407(4).B **PRESIÓN TOTAL Y NETA DE AGUA A TRAVÉS DE UN MURO DE CONTENCIÓN (Modificado por CIRIA, 1984)**

3.1003.407(5).A **DETERMINACIÓN DE UN EMPUJE SÍSMICO EN UN MURO ANCLADO PARA 1 O MÁS NIVELES DE ANCLAJES**

3.1003.407(5).B **PARÁMETROS GENERALES PARA EL DISEÑO DE UN MURO CON ANCLAJE ACTIVO**
3.1003.408(8).A **DEFINICIÓN DE SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO “INTERNA” Y “EXTERNA” PARA UNA CONDICIÓN DE CARGA SÍSMICA**

3.1003.9.A **EJEMPLO DE CORRUGACIÓN PROFUNDA (381 X 140 mm)**
3.1004.315.A **DIMENSIONES MÍNIMAS REQUERIDAS PARA LOS APOYOS**

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

ÍNDICE GENERAL DE TABLAS

**DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
CHILE**

ÍNDICE GENERAL DE TABLAS

CAPITULO 3.000

3.005.4.A PESOS MÁXIMOS POR EJE Y SUS COMBINACIONES

CAPITULO 3.100

- 3.102.805(2).A RESUMEN CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DE LOS NIVELES DE SERVICIO PARA CARRETERAS Y CAMINOS EN CONDICIONES IDEALES
- 3.102.805(3).A INTENSIDAD MAXIMA DE SERVICIO (I) DE UNA CALZADA BIDIRECCIONAL SEGUN NIVEL DE SERVICIO PARA FHP=1 MEDIDA EN VEHICULOS POR HORA EN AMBOS SENTIDOS DE TRANSITO
- 3.102.805(3).B INTENSIDAD MAXIMA DE SERVICIO (I) EN CARRETERAS UNIDIRECCIONALES (4 PISTAS TOTALES) CON CONTROL TOTAL DE ACCESOS -SEGUN NIVEL DE SERVICIO- POR SENTIDO (FHP=1)
- 3.103.201.A CLASIFICACION FUNCIONAL PARA DISEÑO CARRETERAS Y CAMINOS RURALES
- 3.103.3.A CARACTERISTICAS TIPICAS DE LAS CARRETERAS Y CAMINOS SEGUN LA CLASIFICACION FUNCIONAL

CAPITULO 3.200

- 3.201.301(1).A CRITERIOS DE PREDICCION DE LA V85 EN FUNCION DE Vp Y Lr PARA Vp ENTRE 40 Y 120 km/h
- 3.201.301(1).B V85% AL FINAL DE UNA RECTA SEGUN LONGITUD Y VELOCIDAD DE PROYECTO
- 3.201.5.A PARAMETROS DE DISEÑOS MINIMOS EN PLANTA Y ALZADO
- 3.201.5.B CARACTERISTICAS DE LA SECCION TRANSVERSAL
- 3.201.5.C RESUMEN DE ANCHOS DE PLATAFORMA EN TERRAPLEN Y DE SUS ELEMENTOS A NIVEL DE RASANTE
- 3.202.2.A DISTANCIA MINIMA DE PARADA EN HORIZONTAL "Dp"
- 3.202.3.A DISTANCIA MINIMA DE ADELANTAMIENTO
- 3.202.302.A PORCENTAJE DE LA CARRETERA CON VISIBILIDAD ADECUADA PARA ADELANTAR
- 3.202.402.A DISTANCIA DEL CONDUCTOR AL BORDE DE LA PISTA CRITICA "dc(m)"
- 3.202.502.A VALORES DE Hm PARA VEHÍCULOS LIVIANOS Y PESADOS
- 3.202.502.B VALORES DE INCREMENTO DE Hm POR DIFERENCIA DE ALTURA DE CALZADAS
- 3.203.203(1).A Lr MIN ENTRE CURVAS DE DISTINTO SENTIDO-CONDICION
- 3.203.203(2).A Lr MIN ENTRE CURVAS DEL MISMO SENTIDO
- 3.203.302.A VALORES MAXIMOS PARA EL PERALTE Y LA FRICCION TRANSVERSAL
- 3.203.302.B RADIOS MINIMOS ABSOLUTOS EN CURVAS HORIZONTALES
- 3.203.303(3).A RADIOS LIMITES EN CONTRAPERALTE EN TRAMOS SINGULARES
- 3.203.303(4).A DESARROLLO MINIMO PARA CURVAS CIRCULARES DE RADIO MINIMO
- 3.203.303(4).B DESARROLLOS MINIMOS PARA DEFLEXIONES $w \leq 6$
- 3.203.305(3).A VALORES ADMISIBLES PENDIENTE RELATIVA DE BORDE $\Delta \%$
- 3.203.305(4).A PROPORCION DEL PERALTE A DESARROLLAR EN RECTA
- 3.203.306(2).A ENSANCHE DE LA CALZADA E (m)
- 3.203.306(2).B ENSANCHE DE LA CALZADA EN CAMINOS CON $V_p \leq 60$ km/h
- 3.203.306(6).A DESARROLLO DEL SOBREAÑO PARA CURVAS CIRCULARES SIN CURVA DE ENLACE
- 3.203.403.A TASA MAXIMA DE DISTRIBUCION DE LA ACELERACION TRANSVERSAL
- 3.203.403(1).A PARAMETROS MINIMOS DE LA CLOTOIDE POR CRITERIO DE J máx y Δ máx
- 3.203.403(1).B TASA NORMAL DE DISTRIBUCION DE ACELERACION TRANSVERSAL
- 3.203.504.A DATOS PARA REPLANTEO DE LAS CURVAS DE RETORNO
- 3.204.301.A PENDIENTES MAXIMAS ADMISIBLES %
- 3.204.301.B CAMINO DE ALTA MONTAÑA. PENDIENTES MAXIMAS % SEGUN ALTURA S.N.M.
- 3.204.303.A LONGITUD CRITICA EN PENDIENTES PARA $\Delta V=24$ km/h y $\Delta V=40$ km/h
- 3.204.403.A PARAMETROS MINIMOS EN CURVAS VERTICALES POR CRITERIO DE VISIVILIDAD DE PARADA
- 3.204.403.B PARAMETROS MINIMOS PARA CURVAS CONCAVAS EN ZONAS CON ILUMINACION ARTIFICIAL
- 3.204.405.A PARAMETRO MINIMO CURVAS VERTICALES CONVEXAS PARA ASEGURAR VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO
- 3.205.302(4).A DISTANCIAS AL PUNTO DE ATENCION

CAPITULO 3.300

- 3.301.1.A CUADRO RESUMEN DE ANCHOS DE PLATAFORMA EN TERRAPLEN Y DE SUS ELEMENTOS A NIVEL DE RASANTE
- 3.302.203(1).A ANCHOS DE PISTAS AUXILIARES
- 3.302.203(1).B CUÑAS DE REINCORPORACION Y ZONA DE SEGURIDAD EN PISTAS PARA TRANSITO RAPIDO – AMBAS DE 3,5 m DE ANCHO TOTAL
- 3.302.203(2).A TRANS. DE ANCHO AL MODIFICAR EL NUMERO DE PISTAS
- 3.302.204.A BOMBEO DE LA CALZADA
- 3.302.402.A PENDIENTE TRANSVERSAL DEL SAP (is)
- 3.302.502.A ANCHOS DE MEDIANA (m)
- 3.302.602(1).A COEFICIENTES DE RETENCION Cr (m/m)
- 3.302.602(2).A TIEMPO TRANSCURRIDO PARA UN INCREMENTO DE 20 km/h SEGUN VALORES DE i (m/m) Y Cr CONSIDERADOS
- 3.302.602(2).B DISTANCIA RECORRIDA EN EL TIEMPO tx PARA EL CUAL SE ALCANZA LA VELOCIDAD Vp + 20 km/h
- 3.302.602(3).A LONGITUD TEORICA DEL LECHO DE FRENO Lo (m), MATERIAL DEL LECHO = ARENA GRUESA LIMPIA TAMAÑO MAXIMO 10 mm Y COEFICIENTE DE ROCE EN EL LECHO R = 0,22
- 3.302.602(3).B LONGITUD TEORICA DEL LECHO DE FRENO Lo (m), MATERIAL DEL LECHO = GRAVA DE CANTO RODADO TAMAÑO MAXIMO 25 mm Y COEFICIENTE DE ROCE EN EL LECHO R = 0,30
- 3.303.401(2).A INCLINACIONES MAXIMAS DEL TALUD INTERIOR DE CUNETAS
- 3.307.2.A HUELGAS MINIMAS DESEABLES ENTRE LIMITES DE OBRA Y DE EXPROPIACION (m)
- 3.307.2.B DISTANCIAS MINIMAS ENTRE PIE DE TALUDES O DE OBRAS DE CONTENCIÓN Y UN ELEMENTO EXTERIOR (m)
- 3.307.3.A ANCHOS DE EXPROPIACION TIPO
- 3.307.4.A DERECHO DE VIA
- 3.309.504(1).A DISTANCIA ENTRE ARBOLES EN HILERAS DISPUESTOS EN LOS COSTADOS DE CARRETERAS Y CAMINOS

CAPITULO 3.400

- 3.402.305(2).A GUIA PARA SELECCIONAR NIVELES DE SERVICIO PARA DISEÑO
- 3.404.205(1).A DISTANCIA DE PARADA (m) EN CRUCES E INTERSECCIONES
- 3.404.205(2).A TIEMPOS (ta) REQUERIDOS PARA CRUZAR UNA CARRETERA
- 3.404.207.A CORRECCION DE ta POR INCLINACION DE LA RASANTE
- 3.404.208(1).A TIEMPOS EN CRUCES A NIVEL CON VIAS FERREAS
- 3.404.208(1).B DISTANCIAS DE VISIBILIDAD EN CRUCES A NIVEL CON VIAS FERREAS
- 3.404.302.A TRAZADOS MINIMOS DEL BORDE INTERIOR DE LA CALZADA EN INTERSECCIONES NO CANALIZADAS CURVA SIMPLE ($V_p \leq 15$ km/h)
- 3.404.302.B TRAZADOS MINIMOS DEL BORDE INTERIOR DE LA CALZADA EN INTERSECCIONES NO CANALIZADAS CURVAS COMPUESTAS
- 3.404.303.A TRAZADOS MINIMOS ABSOLUTOS DEL BORDE INTERIOR DE RAMALES DE GIRO EN INTERSECCIONES CANALIZADAS.
- 3.404.304.A RADIOS MINIMOS ABSOLUTOS EN INTERSEC. CANALIZADAS
- 3.404.305(2).A VALORES MINIMOS DE A EN FUNCION DE Vp Y JP PARA RADIOS EN EL ORDEN DE LOS MINIMOS ABSOLUTOS
- 3.404.305(3).A DESARROLLO DE LA CURVA CIRCULAR DE ENLACE CUANDO LA RAZON RADIO MAYOR A RADIO MENOR ES 2
- 3.404.306(2).A ANCHOS DE PAVIMENTO Y BERMAS EN RAMALES
- 3.404.307(2).A LONGITUDES LT Y LC DE PISTAS DE ACELERACION: $L_T = L_A + L_C$ (i = 0)
- 3.404.307(2).B RELACION DE LONGITUD DE PISTAS DE ACELERACION ENTRE VIAS EN PENDIENTE Y EN HORIZONTAL
- 3.404.307(2).C LONGITUD Lt(m) DE PISTAS DE ACELERACION APLICANDO FACTORES DE PENDIENTE
- 3.404.307(3).A ANGULO DE INCIDENCIA DE PISTA DE DECELERACION SEGUN Vc
- 3.404.307(3).B Lc SEGUN Vc
- 3.404.307(3).C FV SEGUN Vc
- 3.404.307(4).A LONGITUD ADICIONAL EN PISTAS DE DECELERACION PARA ALMACENAMIENTO Y ESPERA DE VEHICULOS
- 3.404.308(4).A CARACTERISTICAS DE LA ZONA ABIERTA EN LA MEDIANA PARA CONDICIONES MINIMAS DE GIRO A LA IZQUIERDA
- 3.404.405(2).A LONGITUD DE TRANSICION (Z) PARA HACER DESAPARECER LA PISTA DE RECUPERACION
- 3.404.405(3).A LONGITUD PARA REDUCCION DE ANCHO DE PAVIMENTO EN NARICES CONVERGENTES

- 3.404.603.A VALORES ADMISIBLES PENDIENTE RELATIVA DE BORDE (Δ %)
- 3.404.604.A MÁXIMA DIFERENCIA ALGEBRAICA ACEPTABLE ENTRE LA PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA PISTA DEL CAMINO DE PASO Y EL PERALTE DEL RAMAL DE GIRO EN SU ARISTA COMÚN
- 3.404.703(3).A ANCHOS REQUERIDOS PARA EL GIRO DE VEHÍCULOS VA1 EN GLORIETAS NORMALES PEQUEÑAS
- 3.404.703(6).A RADIOS LÍMITES EN CONTRAPERALTE PARA ANILLOS DE ROTONDAS

CAPITULO 3.500

- 3.504.203(2).A VELOCIDADES DE PROYECTO MÍNIMAS EN RAMALES DE ENLACE
- 3.504.203(3).A RADIOS MÍNIMOS ABSOLUTOS CON PERALTES MÁXIMOS EN RAMALES DE ENLACE
- 3.504.203(4).A PARÁMETROS MÍNIMOS DE CLOTOIDES
- 3.504.204.A BERMAS MÍNIMAS EN RAMALES DE ENLACE
- 3.504.3.A PARÁMETROS MÍNIMOS ABSOLUTOS PARA EL PROYECTO EN ELEVACIÓN DE RAMALES

CAPTULO 3.600

- 3.602.302.A TIPOS DE FALLAS POR DESLIZAMIENTO
- 3.602.302.B FACTOR DE REDUCCIÓN DEL F.S. ESTÁTICO CON RESPECTO AL F.S. CON SISMO
- 3.602.406(1).A RIESGO DE LICUEFACCIÓN DE ACUERDO CON LA GEOMORFOLOGÍA
- 3.602.406(4).A EJEMPLO DE APLICACIÓN MÉTODO JAPONÉS
- 3.602.406(4).B EJEMPLO DE APLICACIÓN MÉTODO NYSDOT
- 3.602.406(4).C PROBABILIDAD DE LICUEFACCIÓN
- 3.602.406(4).D RIESGO DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE
- 3.602.406(4).E SEVERIDAD DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE
- 3.602.501(3).A DENSIDAD MÁXIMA EN COMPACTACIÓN SEGÚN TIPO DE SUELO
- 3.602.502.A GRADO DE COMPACIDAD SEGÚN DENSIDAD RELATIVA
- 3.602.504.A RECOMENDACIÓN DE EQUIPO DE COMPACTACIÓN SEGÚN TIPO DE SUELO (CLASIFICACIÓN H.R.B.)
- 3.603 202.D DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DEL TRANSITO PESADO EN CARRETERAS UNIDIRECCIONALES DE DOS Y MAS PISTAS
 - 3.603.204.A DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL PARA DIFERENTES NIVELES DE CONFIANZA
 - 3.604.102.A ÍNDICES DE SERVICIABILIDAD
 - 3.604.103.A VIDA DE DISEÑO
 - 3.604.104.A NIVEL DE CONFIANZA Y VALOR DEL S_o
 - 3.604.106.A CALIDAD DEL DRENAJE DE BASES Y SUBBASES
 - 3.604.106.B COEFICIENTES DE DRENAJE (mi)
 - 3.604.107.A COEFICIENTES ESTRUCTURALES PARA LAS CAPAS DE PAVIMENTO
 - 3.604.108.A LIMITACIONES A LOS ESPESORES DE LAS CAPAS ESTRUCTURALES
 - 3.604.108.B CALCULO DE LA TEMPERATURA MEDIA ANUAL PONDERADA DEL AIRE (TMAPA)
 - 3.604.203.A ÍNDICES DE SERVICIABILIDAD
 - 3.604.204.A VIDA DE DISEÑO
 - 3.604.205.A NIVEL DE CONFIANZA Y VALOR DEL S_o
 - 3.604.206.A VALORES DE A Y B PARA SUELOS FINOS
 - 3.604.206.B RANGOS DE VALORES DE k PARA SUELOS GRANULARES
 - 3.604.207.A RESISTENCIA A LA FLEXOTRACCIÓN (PROMEDIO A LOS 28 DÍAS)
 - 3.604.208.A MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTES DE FRICCIÓN DE LAS BASES
 - 3.604.209.A FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE BERMA
 - 3.604.210.A ESTADÍSTICAS CLIMÁTICAS
 - 3.604.212(4).A COEFICIENTE DE DRENAJE AASHTO MODIFICADO
 - 3.604.303.A COEFICIENTES ESTRUCTURALES
 - 3.605.101.A ALGUNOS PROCEDIMIENTOS DE REPOSICIÓN
 - 3.605.103.A FACTORES DE EQUIVALENCIA A UTILIZAR
 - 3.605.104.A VALORES DEL COEFICIENTE C
 - 3.605.104.B VALORES DEL COEFICIENTE B
 - 3.605.203.A COEFICIENTES ESTRUCTURALES RECOMENDADOS PARA PAVIMENTOS EXISTENTES
 - 3.605.303.A FACTORES DE CONVERSIÓN PARA TRANSFORMAR EL ESPESOR DEL PAVIMENTO EXISTENTE A ESPESOR EFECTIVO

CAPITULO

- 3.700 3.702.2.A PERIODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA SEGÚN VIDA ÚTIL
- 3.702.2.B PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO
- 3.702.402.A INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO (mm/h)
- 3.702.403.A COEFICIENTES DE DURACIÓN PARA 10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO
- 3.702.403.B COEFICIENTES DE FRECUENCIA

3.702.404.A	RELACIONES ENTRE LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS Y LLUVIA MAXIMA DIARIA
3.702.405.A	FACTORES DE DURACION Y FRECUENCIA
3.702.501.A	TIEMPOS DE CONCENTRACION PARA CUENCAS (T_c)
3.702.501.B	TIEMPOS DE CONCENTRACION AREAS PLANAS (T_c)
3.702.503.A	COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO (C)
3.702.503.B	COEFICIENTES DE ESCORRENTIA (C) PARA T = 10 AÑOS
3.702.801.A	LIMITES PARA EL TEST DE HOMOGENEIDAD
3.703.301.A	CARGA HIDRAULICA DE DISEÑO (H_e , m)
3.703.301.B	VELOCIDADES MAXIMAS ADMISIBLES (m/s) EN CANALES NO REVESTIDOS
3.703.303.A	COEFICIENTES DE REGRESION PARA ALCANTARILLAS CON CONTROL DE ENTRADA
3.703.304.A	COEFICIENTE DE PERDIDA DE CARGA A LA ENTRADA EN ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA
3.703.304.B	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA MATERIALES USADOS EN ALCANTARILLAS
3.703.503.A	VALORES GUIA SOBRE RESISTENCIA AL SULFATO DE TUBOS DE CONCRETO
3.703.504.A	GUIA PARA ANTICIPAR LA PROLONGACION DE LA VIDA DE SERVICIO DE TUBOS DE ACERO DETERMINADA POR EL REVESTIMIENTO BITUMINOSO
3.704.102.A	NORMAS PARA DRENAJE DE LA PLATAFORMA
3.704.201.A	CAPACIDAD HIDRAULICA DE CUNETAS Y CANALES TRIANGULARES
3.704.202.A	VELOCIDADES MAXIMAS ADMISIBLES EN CONTRAFOSOS Y CUNETAS REVESTIDAS
3.704.303.A	DIAMETROS MINIMOS DE TUBO EN INSTALACIONES DE COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS
3.705.1.A	VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING EN CANALES
3.705.2.A	TALUDES RECOMENDADOS PARA LA SECCION TRAPEZIAL
3.705.301.A	VELOCIDADES Y FUERZAS TRACTICES MAXIMAS PERMISIBLES
3.705.4.A	RECOMENDACIONES SOBRE ESPESORES DE REVESTIMIENTOS EN CANALES
3.706.201.A	RECOMENDACIONES PARA EL ESPACIAMIENTO DE SUB-DRENES
3.706.203.A	VALORES DE CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA
3.707.104.A	VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD O N DE MANNING CAUCES NATURALES
3.707.104.B	ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE MANNING SEGUN METODO DE COWAN
3.707.202.A	VALORES DE LOS PARAMETROS A, B Y C PARA RELACIONES HIDRAULICAS LOGARITMICAS PARA LECHOS GRUESOS
3.707.202.B	VALORES DE LOS PARAMETROS A Y B PARA RELACIONES HIDRAULICAS MONOMIAS
3.707.303.A	VALORES DE α , M Y N EN EXPRESION DE VELOCIDAD CRITICA DE ARRASTRE PARA FLUJOS MACRORRUGOSOS
3.707.402.A	FACTOR DE FORMA DE SECCION TRANSVERSAL DE PILAS (K_s)
3.707.402.B	FACTOR DE GRUPOS DE PILAS DE SECCION CIRCULAR (K_{gr}) PARA PARES DE PILAS
3.707.402.C	FACTOR K_R EFECTO DE LA BASE DE FUNDACION PARA PILAS DE SECCION CIRCULAR
3.707.402.D	VALORES DE K_D SEGUN FORMULAS ALTERNATIVAS
3.707.403.A	COEFICIENTE K_ϕ ANGULO DE INCLINACION
3.707.403.B	COEFICIENTE DE FORMA K_F PARA SOCAVACION DE ESTRIBOS O ESPIGONES
3.707.404.A	PARAMETROS DE FORMULA DE SOCAVACION AL PIE DE BARRERAS U OBRAS VERTEDORAS DE BAJA CARGA
3.707.404.B	PARAMETROS DE LA FORMULA DE SOCAVACION AL PIE DE PRESAS
3.707.404.C	PARAMETROS DE LA FORMULA DE SOCAVACION AL PIE DE RADIER PRECEDIDOS DE COMPUERTAS
3.707.404.D	PARAMETROS DE FORMULA ALTERNATIVA DE SOCAVACION AL PIE DE RADIERS PRECEDIDOS DE COMPUERTAS. TORRENTES AHOGADOS
3.707.404.E	FACTOR DE CORRECCION FORMULA DE HOFFMANS. TORRENTE AHOGADO
3.707.404.F	PARAMETROS DE FORMULAS DE SOCAVACION AL PIE DE DESCARGAS
3.707.405.A	VALORES DE β EN FUNCION DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DEL CAUDAL DE DISEÑO
3.707.405.B	VALORES DE ψ EN FUNCION DEL PESO ESPECIFICO DE LA MEZCLA AGUA – SEDIMENTO
3.707.405.C	VALORES DEL COEFICIENTE X PARA SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO COHESIVOS
3.707.405.D	VELOCIDAD CRITICA PARA 1 m DE PROFUNDIDAD SEDIMENTOS NO COHESIVOS
3.707.405.E	VELOCIDAD CRITICA PARA 1 m DE PROFUNDIDAD SEDIMENTOS COHESIVOS
3.708.302(5).A	DISTRIBUCIONES GRANULOMETRICAS DE ENROCADOS DE PROTECCION
CAPITULO 3.800	
3.801.202(4).A	EQUIPAMIENTO DE SEGURIDAD Y CONTROL EN TUNELES MAYORES DE 200 m
3.802.3.A	LONGITUD CRITICA EN PENDIENTE $\Delta \sim 23$ km/h
3.804.102.A	CLASIFICACION GEOMECANICA DE BIENIAWSKI (1979). PARAMETROS DE CLASIFICACION

3.804.102.B	CORRECCION POR LA ORIENTACION DE LAS DIACLASAS(1)
3.804.102.B1	ORIENTACION DE LAS DIACLASAS
3.804.102.C	CLASIFICACION
3.804.102.D	CARACTERISTICAS GEOTECNICAS
3.804.103.A	ESTIMACION DE PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN EL INDICE Q (SIMPLIFICADO DE BARTON ET AL., 1974)
3.804.104.A	CORRELACION ENTRE CLASIFICACIONES GEOMECAICAS (BIENIAWSKI, 1979)
3.804.104.B	EQUIVALENCIA APROXIMADA DE LAS CLASIFICACIONES
3.804.106.A	CARGAS PARA DIMENSIONAR EL SOSTENIMIENTO: CLASIFICACION DE TERZAGHI (1946)
3.804.108.A	SOSTENIMIENTOS PROPUESTOS POR BIENIAWSKI (1979) APLICADA A TUNELES DE SECCION EN HERRADURA, MAXIMO ANCHO 10 m, Y MAXIMA TENSION VERTICAL 250 kg/cm ²
3.804.109.A	VALORES DE ESR PARA DISTINTOS TIPOS DE EXCAVACION
 CAPITULO 3.900	
3.902.103.A	PROPIEDADES FISICAS DEL AGUA Y HIELO ORDINARIO
3.903.106.A	FORMATO Y EJEMPLO PARA INFORME DIARIO DE OBSERVACIONES DE PRECIPITACION SOLIDA
3.904.602.A	EJEMPLO DE VALORES DEL ALBEDO MEDIO MENSUAL EN LA CORDILLERA A LA LATITUD DE SANTIAGO, EN UN MANTO DE NIEVE INCLINADO APROXIMADO 10° AL NORTE Y A LA COTA APROXIMADA DE 4.200 m.
3.904.604.A	EJEMPLO DE VALORES MEDIOS MENSUALES ESTIMADOS PARA EL INDICE Nu DE LA POTENCIA DEL PERFIL DEL VIENTO SOBRE UN MANTO DE NIEVE EN LA CORDILLERA A LA LATITUD DE SANTIAGO Y A LA COTA APROXIMADA DE 4.200 m CON NIEVE PENITENTE EN PRIMAVERA Y VERANO.
3.904.607.A	EJEMPLO DE UN BALANCE CALORICO PARA UN PUNTO EN LA SUPERFICIE DE NIEVE EN LA CORDILLERA DE CHILE CENTRAL A LA COTA DE 4.200 m EXPRESADO EN TERMINOS MENSUALES (LY/MES)
3.906.4.A	POSIBLES ACUMULACIONES NIVALES MAXIMAS ANUALES EN LAS MAS ALTAS CUMBRES DE LA CORDILLERA DE LOS ANDES, EN LA LATITUD Y SEGUN ESTIMACIONES DE LAS PRECIPITACIONES MEDIAS ANUALES.
3.907.101(2).A	CLASIFICACION DE LAS FORMAS DE LOS GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
3.907.101(2).B	INFORMACION ADICIONAL PARA LA CLASIFICACION DE LAS FORMAS DE LOS GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE
3.907.101(4).A	CLASIFICACION DEL MANTO DE NIEVE, O SUS ESTRATOS, SEGUN EL CONTENIDO DE AGUA LIQUIDA
3.907.101(7).A	CLASIFICACION DE LA DUREZA DE LOS ESTRATOS DE NIEVE EN EL MANTO DE NIEVE
3.907.102(3).A	MEDICIONES EN UN PERFIL EN EL MANTO DE NIEVE
3.907.102(3).B	RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE DEL MANTO DE NIEVE
3.907.307.A	PLANILLA DE OBSERVACIONES DE LA SONDA DE PENETRACION
3.908.602.A	PARAMETROS GENERALMENTE EMPLEADOS EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE MEDIANTE EL METODO SINOPTICO.
3.908.602.B	EJEMPLO DE PREDICCION DE OCURRENCIA DE AVALANCHAS CON EL METODO DE ANALISIS ESTADISTICO, PARA UNA LOCALIDAD EN LA CORDILLERA DEL CENTRO DE CHILE Y SEGUN EL ESPESOR DE NIEVE NUEVA; BASADA EN 30 AÑOS DE OBSERVACIONES DE AVALANCHAS Y PARA EL CASO DE TEMPERATURA DEL AIRE ENTRE -2°C Y -10°C Y VELOCIDAD DE VIENTO INFERIOR A 4 m/s.
3.908.603.A	EJEMPLO DE UN CASO DE NORMALIZACION DE DATOS PARA EVALUAR EL PELIGRO DE AVALANCHAS CON RED NEURAL
3.909.902.A	CLASIFICACION MORFOLOGICA INTERNACIONAL DE AVALANCHAS
3.909.902.B	CLASIFICACION MORFOLOGICA DE AVALANCHAS
3.909.903.A	ESQUEMA DE CLASIFICACION Y DESCRIPCION GENETICA DE AVALANCHAS
3.909.904.A	ANTECEDENTES QUE DEBEN CONTENER LOS REGISTROS DE OCURRENCIA DE CADA AVALANCHA
3.910.501.A	COHESION Y GRANULOMETRIA DE SUELOS, PARA EMPLEO EN LA DESCRIPCION DE SENDAS DE AVALANCHAS
3.911.504.A	RELACION ENTRE LAS CATEGORIAS DEL INDICE DE PELIGRO DE AVALANCHAS EN LAS CARRETERAS Y LAS PRACTICAS DE OPERACION DE CARRETERAS.
3.911.702.A	PROBABILIDAD DE IMPACTO DE AVALANCHAS SEGUN EL PERIODO DE RETORNO DE ESTAS Y LA VIDA UTIL DE LAS ESTRUCTURAS.
3.912.101.A	PRECIPITACIONES MENSUALES (mm), 1987 - 1996; ESTACION EN LA CORDILLERA DE LA ZONA CENTRAL DE CHILE
3.912.203.A	ESTIMACION DE DIAS CON PELIGRO DE AVALANCHAS, BASADA EN REGISTROS DIARIOS DE PROFUNDIDAD DEL MANTO DE NIEVE
3.912.301.A	EJEMPLO DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE ACUMULACIONES NIVALES MAXIMAS ANUALES DEPOSITADAS DURANTE UNA TORMENTA, BASADO EN LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE PRECIPITACIONES LIQUIDAS MAXIMAS ANUALES EN 24, 48 Y 72 HORAS.

- 3.913.303.A VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN KÍNÉTICA (μ) PARA DISTINTAS PENDIENTES DEL TERRENO, SEGÚN EXPERIENCIAS EN AVALANCHAS EN LOS ANDES CENTRALES DE CHILE
- 3.916.306.A CRITERIOS PARA EVALUAR EL FACTOR DE DESLIZAMIENTO (N) DEL MANTO DE NIEVE EN ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR EL MANTO
- 3.918.101.A DESCRIPTORES DE ADVERTENCIA DEL NIVEL DE PELIGRO DE AVALANCHAS

CAPÍTULO 3.1000

- 3.1002.203(1).A NÚMERO DE SESIONES EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE RECEPTORES PARA LA DETERMINACIÓN DE LÍNEAS INDEPENDIENTES
- 3.1002.302.A PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO
- 3.1002.403.A PROSPECCIONES RECOMENDABLES EN PUENTES
- 3.1002.403.B PROSPECCIONES RECOMENDABLES EN EL RESTO DE LAS ESTRUCTURAS
- 3.1002.404(2).A PENETRACIÓN DE LA EXPLORACIÓN BAJO LA PUNTA O SELLO DE FUND. PARA GRUPOS DE PILOTES O PILAS
- 3.1002.405.A RANGO DE DIÁMETROS DEL SONDAJE VERSUS DIÁMETRO DE LA SONDA PRESIOMÉTRICA
- 3.1002.405.B ENSAYES EN SITIO
- 3.1002.406.A CONSTANTES ELÁSTICAS DE DIFERENTES SUELOS
- 3.1003.101.A ANCHOS MÍNIMOS DE TABLEROS EN PUENTES Y PASOS SUPERIORES
- 3.1003.202.A PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES
- 3.1003.301(1).A LONGITUD DE CÁLCULO PARA DETERMINAR RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN
- 3.1003.301(2).A FACTOR DE RIGIDEZ SÍSMICA PARA FUNDACIONES SUPERFICIALES
- 3.1003.301(3).A COEFICIENTE SÍSMICO C_s PARA ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE FUNDACIONES EN O CERCANAS A TALUDES
- 3.1003.302(2).A COEFICIENTE DE INCREMENTO LINEAL REAL CON LA PROFUNDIDAD DEL MÓDULO DE DEFORMACION DEL SUELO COLABORANTE
- 3.1003.302(3).A FACTOR DE RIGIDEZ SÍSMICA PARA FUNDACIONES PROFUNDAS
- 3.1003.303(1).A FACTOR DE RIGIDEZ SÍSMICA PARA FUNDACIONES PROFUNDAS
- 3.1003.303(3).A MÓDULOS DE DEFORMACIÓN PARA ANÁLISIS DEL DESPLAZAMIENTO DE SUELOS BLANDOS EN TORNO A PILOTES
- 3.1003.402(1).A DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL NORMALIZADO PARA ALCANZAR CONDICIÓN ACTIVA
- 3.1003.402(1).B ÁNGULO DE FRICCIÓN EQUIVALENTE
- 3.1003.404.A COEFICIENTE DE EMPUJE SÍSMICO PARA MUROS RÍGIDOS, K_{sr}
- 3.1003.406.A VIDA ÚTIL DE DISEÑO
- 3.1003.501(2).A COEFICIENTE DE CORTE MÁXIMO PARA PEQUEÑAS DEFORMACIONES, $K_{2máx}$
- 3.1003.501(3).A DESANGULACIÓN SÍSMICA DE DISEÑO
- 3.1003.501(3).B FACTOR DE RIGIDEZ PARA EVALUAR LOS RESORTES DE INTERACCIÓN SÍSMICA HORIZONTAL, FR
- 3.1003.601.A CLASIFICACIÓN DE LOS HORMIGONES POR RESISTENCIA A COMPRESIÓN
- 3.1003.601.B MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN SOMETIDO A LA ACCIÓN DE CONGELACIÓN Y DESHIELO
- 3.1003.601.C GRADOS DE EXPOSICIÓN DEL HORMIGÓN A ATAQUE EXTERNO DE SULFATOS
- 3.1003.601.D MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN SEGÚN GRADO DE EXPOSICIÓN A SULFATOS
- 3.1003.601.E GRADOS DE EXPOSICIÓN QUE PROVOCAN CORROSIÓN
- 3.1003.601.F MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN SEGÚN GRADO DE EXPOSICIÓN A AGENTES EXTERNOS QUE PROVOCAN CORROSIÓN
- 3.1003.601.G GRADOS DE EXPOSICIÓN PARA HORMIGONES DE BAJA PERMEABILIDAD
- 3.1003.601.H PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO
- 3.1003.602(1).A FACTOR ξ EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN DE LA CARGA
- 3.1003.605.A CUANTÍAS MÍNIMAS EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCIÓN EN FUNCIÓN DEL ESPESOR DEL ELEMENTO
- 3.1003.608.A CUANTÍAS MÍNIMAS EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCIÓN EN FUNCIÓN DEL ESPESOR DEL ELEMENTO, POR METRO DE LARGO
- 3.1003.801.A DESIGNACIÓN DE ZONAS DE TEMPERATURAS PARA ENSAYES DE PROBETA CHARPY
- 3.1004.302.A VALOR DE ACELERACIÓN EFECTIVA MÁXIMA A_o Y COEFICIENTE DE ACELERACIÓN EFECTIVA MÁXIMA $A'o$
- 3.1004.303.A VALOR DE ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO a_o COMPARACIÓN CON VALOR ACELER. EFECTIVA MÁXIMA A_o .
- 3.1004.304.A ZONIFICACIÓN SÍSMICA POR COMUNAS PARA LAS REGIONES CUARTA A NOVENA
- 3.1004.306.A PELIGRO DE SOCAVACIÓN SÍSMICA (PSS)
- 3.1004.307.A CATEGORÍAS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (CCS)

3.1004.308.A	COEFICIENTE DEL SUELO (S)
3.1004.308.B	DEFINICIÓN DE LOS TIPOS DE SUELOS DE FUNDACIÓN (SOLO PARA SER USADA CON LA TABLA 3.1004.308.A)
3.1004.309(1).A	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA K1.
3.1004.309(2).A	CONSTANTES ESPECTRALES T1 Y K2
3.1004.309(2).B	PERIODOS FUNDAMENTALES DE PUENTES FUNDADOS EN FORMA DIRECTA O SOBRE PILOTES
3.1004.310.A	FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA (R)
3.1005.201.A	DIMENSIONES DE LÁMINAS NORMALIZADAS
3.1005.201.B	DISTRIBUCIÓN Y CONTENIDO DE LA CARÁTULA
3.1005.202.A	PLANOS QUE DEBEN PRESENTARSE SEGÚN NIVEL DEL ESTUDIO

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

**INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE
DISEÑO**

ÍNDICE GENERAL DE ECUACIONES

**DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
CHILE**

ÍNDICE GENERAL DE ECUACIONES

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.202.2.1	Distancia de Parada	$D_p = \frac{V \cdot t_p}{3,6} + \frac{V^2}{254 (r \pm i)}$
3.202.402.1	Despeje lateral visibilidad en planta	$a_{m\acute{a}x.} = R \left[1 - \cos \left(\frac{100 \cdot D_v}{\pi \cdot R} \right) \right]$
3.202.502(3).1	Ecuación del Rayo Luminoso	$y = \frac{H_e - H_b}{D_b + D_a} x \operatorname{sen} \alpha + \frac{H_c D_b + H_b D_e}{D_b + D_e}$
3.202.502(3).2	Altura Eficaz	$H_m = \frac{H_c D_b + H_b D_e}{D_b + D_e}$
3.202.502(3).3	Pendiente del Rayo Incidente	$\tan \beta = \frac{H_c - H_b}{D_b + D_e} \operatorname{sen} \alpha$
3.202.502(3).4	Límite Físico	$\frac{H_c - H_b}{D_b + D_e} = 0,563$
3.202.502(3).5	Altura Eficaz	$H_m = \frac{H_c D_b + H_b D_e}{D_b + D_e} + \frac{d}{2} \left[\frac{D_e - D_b}{D_e + D_b} \right]$
3.203.202.1	Largo de la Alineación Recta	$L_r \text{ [m]} = 20 V_p$
3.203.302.1	Radio Mínimo Absoluto	$R_m = \frac{V_p^2}{127 (p_{m\acute{a}x} + t_{m\acute{a}x})}$
3.203.302(1).1	R mín en el Eje de Trazado	$R \text{ mín en Eje de Trazado} = R \text{ mín absoluto} + m/2 + (n-1) \cdot a$
3.203.303(5).1	Línea de Máxima Pendiente	$q\% = (i\% + p\%) / \sqrt{2}$
3.203.305(3).1	Longitud del desarrollo del peralte	$l = \frac{n \cdot a \cdot \Delta p}{\Delta}$
3.203.305(3).2	Tasa de giro	$\operatorname{tg} = n \cdot a / \Delta$
3.203.305(3).3	Longitud de transición	$l = (2 \cdot n \cdot a \cdot p) / \Delta$
3.203.306(4).1	Ensanche parcial	$e_n = (E/L) \cdot l_n$
3.203.402(2).1	Ecuación paramétrica clotoide	$A^2 = R \cdot L$
3.203.402(2).2	Expresión que liga R, L y τ	$\tau_{\text{radianes}} = \frac{L^2}{2 \cdot A^2} = 0,5 \cdot \frac{L}{R}$
3.203.402(2).3	Expresión que liga R, L y τ	$\tau_{\text{grados cent.}} = 31,831 \cdot \frac{L}{R}$
3.203.403.1	Criterio para parámetro A de ec. 3.203.402(2).1	$R/3 \leq A \leq R$
3.203.403.2	Criterio para parámetro A de ec. 3.203.402(2).1	$A \geq (12R^3)^{0,25}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.203.403.3	Criterio para parámetro A de ec. 3.203.402(2).1	$A \geq \left(\frac{n \cdot a \cdot p \cdot R}{\Delta} \right)^{1/2}$
3.203.403.4	Criterio para parámetro A de ec. 3.203.402(2).1	$A = \left(\frac{V_e R}{46,656 J} \left(\frac{V_e^2}{R} - 1,27 p \right) \right)^{1/2}$
3.203.404(1).1	Desarrollo de la curva circular retranqueada	$Dc = R (-\omega 2\tau p) / 63,662$
3.203.405(2).1	Longitud desarrollo de peralte	$l = l_0 + L$
3.203.405(2).2	Desarrollo en la recta para pasar de -b% a 0%	$l_0 = (n \cdot a \cdot b) / \Delta$
3.203.405(2).3	Pendiente relativa de borde	$\Delta_{ce} = \frac{n \cdot a \cdot (p - b)}{L - l_0}$
3.203.405(2).4	Pendiente relativa única a lo largo de la clotoide	$\Delta = (n \cdot a \cdot p) / l$
3.204.401.1	Angulo de deflexión entre dos rasantes que se cortan	$\theta \text{ [radianes]} = (i_1 - i_2)$
3.204.401.2	Desarrollo de la curva vertical de enlace	$L_v = R \cdot \theta = R \cdot (i_1 - i_2)$
3.204.401.3	Longitud de la curva vertical de enlace	$2T = K \cdot \theta = K \cdot i_1 - i_2 $
3.204.403(1).1	Parámetro Curva Vertical Convexa	$K_v = Dp^2 / 2 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2$
3.204.403(2).1	Parámetro Curva Vertical Cóncava	$K_c = Dp^2 / 2 (h + Dp \text{ sen } \beta)$
3.204.403(3).1	Parámetro Mínimo para curva vertical cóncava bajo estructuras	$K_{ce} = \frac{Dv^2}{8c - 4(h_s + h)}$
3.204.404.1	Longitud mínima de las curvas verticales, por condición de comodidad y estética	$2T \text{ [m]} \geq Vp \text{ [km/h]} $
3.204.404.2	Ecuación para determinar el parámetro mínimo admisible	$K = 2T \text{ Mínimo} / \theta = Vp / \theta$
3.204.405.1	Parámetro Mínimo para Visibilidad Adelantamiento	$K_a = D_a^2 / 2 (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_5})^2$
3.302.503.1	Angulo del centro de curvas circulares	$\Omega = 2 \text{ arc sen } \sqrt{\frac{Em}{4R}}$
3.302.503.2	Desarrollo total a lo largo de las curvas	$Dt = 2 R \Omega / 63,662$
3.302.503.3	Longitud de proyección recta	$Lt = 2T (1 + \cos \Omega)$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.302.503.4	Factor ec. 3.302.503.3	$T = R \operatorname{tg} \left(\frac{\Omega}{2} \right)$
3.302.602(2).1	Velocidad en un tiempo tx(s) para un vehículo sin frenos circulando a la Velocidad de Proyecto Vp	$V[\text{m/s}] = V_p + g \operatorname{tg} (i - C_r)$
3.302.602(2).2	Distancia recorrida por vehículo sin frenos circulando a la Velocidad de Proyecto Vp	$D[\text{m}] = V_p \cdot t_x + \frac{1}{2} g t_x^2 (i - C_r)$
3.302.602(3).1	Longitud Teórica del lecho de frenado	$L_o = V^2 / 254 (R \pm i)$
3.302.602(3).2	Longitud de diseño efectiva del lecho de frenado	$L_e [\text{m}] = 1,25 L_o$
3.302.602(4).1	Velocidad Final en lechos de frenado con pendiente variable	$V_{f_1}^2 = V_o^2 - 254 L_1 (R - i_1)$
3.404.205(2).1	Distancia total de cruzamiento	$S = d + C + L$
3.404.208(1).1	Tiempo de cruce requerido en línea férrea	$t_c = t_{pr} + \sqrt{\frac{2(L_v + a)}{9,81J}}$
3.404.305(2).1	Cálculo de la longitud de la clotoide. Utilizando la expresión de Shortt	$L = \frac{0,02144 V_p^3}{R_j}$
3.404.307(3).1	Longitud de deceleración	$L_D = \frac{(F_v \cdot v_c)^2 - v_f^2}{26 \cdot \left(\frac{d-i}{10} \right)}$
3.404.706.1	Flujo de entrada en veq (vehículos equivalentes: 1 vehículo pesado = 2 vehículos livanos)	$Q_E = k (F - f_c Q_c)$
3.602.402.1	Factor de Seguridad al Deslizamiento de laderas	$F.S. = \frac{N \operatorname{tg} \phi + cL}{T}$
3.602.402(1).1	Espesor de las capas relleno muros de geotextil	$S = \frac{T_a}{\sigma_t \cdot F.S.}$
3.602.402(1).2	Resistencia a la Tracción, por Unidad de Longitud	$T_a = \frac{T_{ult}}{R.F.}$
3.602.402(1).3	Longitud de la Tela	$L = L_E + L_R$
3.602.402(1).4	Factor ec. 3.602.402(1).3	$L_E = \frac{S \cdot \sigma_t \cdot F.S.}{2 (c + Z \operatorname{tg} \delta \gamma)}$
3.602.402(1).5	Factor ec. 3.602.402(1).3	$L_R = (H - Z) \operatorname{tg} (45 - \phi/2)$
3.602.404(1).1	Magnitud del asentamiento Terzaghi	$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_p}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.602.404(2).1	Expresión de Carothers Sobrepresión del suelo	$\Delta p = \frac{\gamma h}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{\beta_2 \cdot x}{h \cot \alpha} + \frac{z}{R^2} (1 - x) \right]$
3.602.405(1).1	Valor del parámetro c Resistencia al corte	$\frac{q_u}{2} = c$
3.602.405(2).1	Expresión de Hogentogler Esfuerzo cortante inducido por el terraplén en un punto	$S_{xz} = \frac{z p}{\pi h \cot \alpha} \sqrt{\text{Log}_e^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 - \beta_3)^2}$
3.602.405(2).2	Expresión de Hogentogler Para los puntos situados bajo el centro del terraplén	$S_{xz} = \frac{z p}{\pi h \cot \alpha} \text{Log}_e \frac{R_1^2}{R_z^2}$
3.602.405(2).3	Altura máxima de terraplén capaz de producir flujo plástico en el terreno	$h = \frac{c}{0,3 \cdot \gamma_m}$
3.602.405(3).1	Aplastamiento entre dos placas rígidas, Altura máxima del terraplén	$h = \frac{B}{2 \cot \alpha} \left(\sqrt{\frac{1}{1-r}} - 1 \right)$
3.602.406(4).1	Razón de Esfuerzo Cíclico en Profundidad para el Método Japonés	$\frac{\tau_d}{\sigma_z'} = \gamma_n \frac{a_0 \sigma_z}{g \sigma_z'} \gamma_d$
3.602.406(4).2	Probabilidad de Licuefacción de un Estrato	$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FL}{0,96}\right)^{4,5}}$
3.602.406(4).3	Índice del Potencial de Licuefacción	$L_i = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$
3.602.406(4).4	Índice de Severidad de Licuefacción	$L_s = \int_0^{20} P_L(z)W(z)dz$
3.602.407(1)	Presión total	$p_t = p_e + u$
3.602.502.1	Energía de compactación	$E = \frac{P \times h \times n \times N}{V}$
3.602.502.2	Densidad relativa del suelo.	$DR = \frac{\gamma_{d \max} (\gamma_d - \gamma_{d \min})}{\gamma_d (\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min})} \times 100$
3.603.203.1	Índice de Serviciabilidad Pavimentos flexibles	$p_a = 5,85 - 1,68 \text{ IRI}^{0,5}$
3.603.203.2	Índice de Serviciabilidad Pavimentos rígidos	$p_a = 7,10 - 2,19 \text{ IRI}^{0,5}$
3.603.204(1).1	El factor de confiabilidad	$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{-Z_R \times S_0}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.603.204(1).2	La variación en los EE que se acepta en un diseño	$\log (EE \text{ dis}) = \log (EE_{\text{presupuestados}}) - Z_R \cdot S_0$
3.603.204(2).1	Confiabilidad de cada etapa	$R_E = (R_T)^{1/n}$
3.604.101.1	Ejes equivalentes solicitantes	$EE = (NE + 25,4)^{9,36} \cdot 10^{-(16,40 + ZR \times So)} \cdot M_R^{2,32} \cdot \left[\frac{(p_i - p_f)}{(p_i - 1,5)} \right]^{1/\beta}$
3.604.101.2	Coefficiente dependiente del número estructural	$\beta = 0,40 + [97,81/(NE+25,4)]^{5,19}$
3.604.105(1).1	Módulo Resiliente para CBR < 12%	$M_R \text{ (MPa)} = 17,6 \text{ (CBR)}^{0,64}$
3.604.105(1).2	Módulo Resiliente Para $12 \leq \text{CBR} < 80\%$	$M_R \text{ (MPa)} = 22,1 \text{ (CBR)}^{0,55}$
3.604.105(2).1	Asentamiento elástico	$\Delta = \frac{1,5 p a^2}{E_o} \left\{ \frac{a}{\left[a^2 + h^2 \left(\frac{E_1}{E_o} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \left(1 - \frac{E_o}{E_1} \right) + \frac{E_o}{E_1} \right\}$
3.604.105(2).2	Módulo resiliente de diseño	$M_{Rd} = F \cdot M_{R0}$
3.604.105(2).3	Factor de ec. 3.604.105(2).2	$1/F = \frac{0,125}{\left[0,0156 + h^2 \left(\frac{M_{R1}}{M_{R0}} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \left(1 - \frac{M_{R0}}{M_{R1}} \right) + \frac{M_{R0}}{M_{R1}}$
3.604.107.1	Coefficiente estructural concreto asfáltico en función del módulo elástico	$a_1 = 0,0052 \cdot E^{0,555}$
3.604.107.2	Coefficiente estructural concreto asfáltico en función de la Estabilidad Marshall	$a_1 = 0,0078 \cdot EM^{0,441}$
3.604.107.3	Coefficiente estructural de bases granulares	$a_2 = 0,032 \cdot (\text{CBR})^{0,32}$
3.604.107.4	Coefficiente estructural de subbases granulares	$a_3 = 0,058 \cdot (\text{CBR})^{0,19}$
3.604.107.5	Coefficiente estructural de bases tratadas con cemento	$a_2 = 0,0918 \cdot (f_c)^{0,514}$
3.604.107.6	Coefficiente estructural de bases tratadas con asfalto	$a_2 = 0,0074 \cdot (EM)^{0,415}$
3.604.108(1).1	El número estructural	$NE \text{ (mm)} = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 \times m_2 + a_3 \times h_3 \times m_3$
3.604.108(2).1	Temperatura media mensual anual	$TMMA \text{ (}^\circ\text{C)} = 20,348 + 17,5683 \log W_i$
3.604.108(2).2	Número estructural capas asfálticas	$NE_A \text{ (mm)} = \sum a_i \cdot h_i$
3.604.108(2).3	Relación para capas no Ligadas	$(NE_T - NE_A) \text{ (mm)} = a_2 \cdot h_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot h_3 \cdot m_3$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.604.202.1	Ecuación básica de diseño Pavimentos Rígidos	$\log W_{18} = \log R + \frac{G}{F} + (5,065 - 0,03295 \cdot p_i^{2,4}) \cdot \left(\log \left(\frac{S_c'}{\sigma_i'} \right) - \log \left(\frac{4,754}{\sigma_i} \right) \right) + Z_R \cdot S_0$
3.604.202.2	Ecuación básica de diseño Pavimentos Rígidos	$\log R = 5,85 + 7,35 \cdot \log \left(\left(\frac{D}{25,4} \right) + 1 \right) - 4,62 \cdot \log \left(\left(\frac{L_1}{4,45} \right) + L_2 \right) + 3,28 \cdot \log(L_2)$
3.604.202.3	Ecuación básica de diseño Pavimentos Rígidos	$F = 1,00 + \frac{3,63 \cdot \left(\left(\frac{L_1}{4,45} \right) + L_2 \right)^{5,2}}{\left(\left(\frac{D}{25,4} \right) + 1 \right)^{8,46} \cdot L_2^{3,52}}$
3.604.202.4	Ecuación básica de diseño Pavimentos Rígidos	$G = \log \left(\frac{p_i - p_f}{p_f - 1,5} \right)$
3.604.206(1).1	Nivel de saturación	$S_r = \frac{\omega(\%)}{\frac{1000}{\gamma_d} - \frac{16}{G}}$
3.604.206(1).2	Módulo de reacción de la subrasante	$k \text{ (MPa/m)} = A \cdot S_r + B$
3.604.206(3).1	Módulo de reacción de la subrasante	$k \text{ (MPa/m)} = 69,78 \log_{10}(\text{CBR}) - 10,16$
3.604.207.1	Módulo de Elasticidad de hormigones	$E_c = 4.779,4 \times f^{0,5}$
3.604.212(1).1	Tensión de tracción máxima carga de borde y temperatura	$\sigma_t' = \sigma_t \cdot TB \cdot F \cdot \left(1,0 + \left(\frac{5}{9} \right) \cdot b \cdot \Delta T(+) \right)$
3.604.212(1).2	Tensión de tracción máxima carga de borde	$\sigma_F = \frac{80.012,743}{D^2} \cdot \left[\begin{array}{l} 4,227 - 4,547 \cdot \left(\frac{180}{5,622 \times l} \right)^{0,2} - 0,00158 \cdot \left(\frac{E_b \times H_b}{k} \right)^{0,5} \\ - 0,0308 \cdot \left(H_b \cdot \left(\frac{E_b}{E_c} \right)^{0,75} \right)^{0,5} \end{array} \right]$
3.604.212(1).3	Factor de ec. 3.604.212(1).2	$l = 4 \sqrt{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}}$
3.604.212(1).4	Factor de ajuste por fricción	$F = 1,177 - 2,457 \cdot 10^{-7} \cdot D \cdot E_b - 4,549 \cdot 10^{-4} \cdot D + 9,100 \cdot 10^{-5} \cdot E_b - 0,000315 \cdot f$
3.604.212(1).5	Factor de ajuste por longitud de losa	$\log b = -1,944 + 2,279 \cdot \frac{D}{l} + 91,7 \cdot \frac{L}{l} - 75718996,95 \cdot \frac{D^2}{k \cdot l^4} + \left(\frac{0,731}{l} \right) \cdot \left(\frac{E_b \cdot H_b^{1,5}}{k} \right)^{0,5} - 118,872 \cdot \frac{D^2}{k \cdot l^2} - 8,711 \cdot 10^{10} \cdot \frac{D^3 \cdot L}{k \cdot l^6}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.604.212(1).6	Diferencial efectivo de temperatura positivo	$\Delta T(+) = 12,33 - \frac{2385,715}{D} + 0,707 \cdot \text{WIND} + 0,596 \cdot \text{TEMP} - 5,924 \cdot 10^{-4} \cdot \text{PRECIP}$
3.604.212(2).1	Tensión de tracción máxima (AASHO) carga de borde y T°	$\sigma_l = \sigma_{l(AASHO)} \cdot F_{AASHO} \cdot \left(1,0 + \left(\frac{5}{9} \right) \cdot b_{AASHO} \cdot \Delta T(+)_{AASHO} \right)$
3.604.212(2).2	Tensión de tracción máxima (AASHO)	$\sigma_l = \frac{80012,743}{D^2} \cdot \left[4,125 - \left(\frac{7,286}{D^{0,15}} \right) \right]$
3.604.212(2).3	Factor de ajuste por fricción (AASHO)	$F_{AASHO} = 1,192 - 0,000497 \cdot D$
3.604.212(2).4	Factor de ajuste por longitud de losa (AASHO)	$\log b_{AASHO} = -1,944 + 0,134 \cdot D^{0,25} - 0,0137 \cdot D^{0,5} + \frac{29,0679}{D^{0,75}} - \frac{30,150}{D} - \frac{546,368}{D^{1,5}}$
3.604.212(2).5	Diferencial efectivo de temperatura positivo (AASHO)	$\Delta T(+)_{AASHO} = 25,308 - \frac{2527,859}{D}$
3.604.212(3).1	Escalonamiento juntas transversales pavimentos sobre Base Tratada con Cemento	$\text{ESCAL}_{BTC} = W_{18}^{0,434729} \cdot \left(0,009539 \cdot N_5 + \text{DEFLE} \cdot 0,378606 \right) + 0,058668 \cdot \text{DREN} - 0,150972$
3.604.212(3).2	Deflexión de esquina de la losa	$\text{DEFLEX} = \left(\frac{P}{k \cdot l^2} \right) \cdot \left(1,1 - \frac{0,88 \cdot a \cdot \sqrt{2}}{l} \right)$
3.604.212(3).3	Radio de rigidez relativa sistema losa fundación	$l = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}}$
3.604.212(3).4	Escalonamiento promedio de juntas transversales	$\text{ESCAL}_{GR,BAL} = W_{18}^{0,461188} \cdot (0,006742 \cdot N_5 - 0,125288 \cdot \text{GR} - 0,148135 \cdot \text{BAL} + \text{DEFLEX}^{0,369655} + 0,457194 \cdot \text{DREN} - 0,373423)$
3.604.212(4).1	Diferencial efectivo de temperatura negativo	$\Delta T(-) = -28,62 + \frac{2377,897}{D} + 0,817 \cdot \text{WIND} + 0,227 \cdot \text{TEMP} + 2,884 \cdot 10^{-4} \cdot \text{PRECIP}$
3.604.213.1	Escalonamiento promedio predicho para pavimentos de hormigón simple con juntas con barras de traspaso de carga	$\text{FAULTD} = 2,54 \cdot \text{CESAL}^{0,25} \cdot (0,0628 - 0,0628 \cdot C_d + 7,7245023 \cdot 10^{-5} \cdot \text{Bstress}^2 + 4,424617 \cdot 10^{-11} \cdot \text{Jtspace}^2 + 1,4814 \cdot 10^{-10} \cdot (1,8 \cdot \text{FI} + 32)^2 \cdot \text{PRECIP}^{0,5} - 0,009503 \cdot \text{Basetype} - 0,01917 \cdot \text{Widenlane} + 0,0009217 \cdot \text{Age})$
3.604.213.2	Tensión de compresión máxima en el hormigón por flexión de la barra	$\text{Bstress} = 32,560631 \cdot f_d \cdot P \cdot T \cdot \left(\frac{K_d \cdot \left(2 + \text{BETA} \cdot \frac{\text{OPENING}}{2,54} \right)}{4 \cdot E_s \cdot l \cdot \text{BETA}^3} \right)$
3.604.213.3	Rigidez relativa del sistema hormigón - barra	$\text{BETA} = 4,5188379 \cdot \sqrt[4]{\frac{K_d \cdot \text{DOWEL}}{4 \cdot E_s \cdot l}}$
3.604.213.4	Factor de Distribución	$f_d = \frac{2 \cdot 12}{\frac{l}{2,54} + 12}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.604.213.5	Momento de inercia sección transversal barra transferencia de carga	$I = 0.25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{DOWEL}}{2} \right)^4$
3.604.213.6	Abertura promedio de la junta transversal	$\text{OPENING} = 0,9997 \cdot \text{CON} \cdot \text{Jtspace} \cdot \left(\frac{1,08 \cdot 10^{-5} \cdot \text{TRANGE} + 1,92 \cdot 10^{-4}}{2 + e} \right)$
3.604.302(3).1	Índice estructural	$\text{IE}(\text{mm}) = 1024 v^{0,354} \left[\frac{9,56}{1149 - \log \text{EE}} - 1 \right]$
3.604.304(1).1	Espesor mínimo recubrimiento	$e \text{ mín (mm)} = 592 - 308 \log (\text{CBR})$
3.604.304(2).1	Índice Estructural	$\text{IE} = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 + \dots + a_n \times h_n$
3.604.304(2).2	Condición de 3.604.304(2).1	$h_1 + h_2 + \dots + h_n = 900 \text{ mm}$
3.605.104(3).1	Módulo resiliente Pavimentos flexibles	$M_R = C \cdot E_{sr}$
3.605.104(3).2	Módulo resiliente Pavimentos Rígidos	$K = B \cdot K_{sr}$
3.605.104(3).3	Vida útil remanente	$VR = 100 \frac{1 - EE_p}{EE_{1,5}}$
3.605.104(3).4	Número estructural efectivo	$NE_{ef} = NE_o \cdot (0,5 + 0,096 \cdot VR^{0,385})$
3.605.203.1	Número estructural del recarpeteo	$NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}$
3.605.204.1	Espesor de recarpeteo	$h = \left[\left(1,216 \cdot R^2 \cdot T^{0,4876} - 1 \right) \frac{4,430}{R^{2/3}} \right]^{0,5}$
3.605.204.2	Deflexión viga Benkelman	$D_{vb} = 1,16 D_0$
3.605.303(3).1	Deflexión del pavimento medido con Viga Benkelman	$D_{vb} = D_0 - 6,264/E_s$
3.605.303(3).2	Número estructural efectivo (existente)	$NE_{ef} = 10,789 \times D_{vb} - 0,421$
3.605.503.1	Espesor de la losa de reposición	$D_{rep} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0,5}$
3.605.503(4).1	El espesor efectivo del pavimento existente	$D_{ef} = F_{jg} \cdot D$
3.605.503(4).2	Factor de ajuste por juntas y grietas deterioradas	$F_{jg} = 1,77 \cdot 10^{-6} (\text{JYG})^2 - 9,6 \cdot 10^{-4} (\text{JYG}) + 0,9917$
3.605.503(4).3	Espesor efectivo	$D_{ef} = D \cdot (0,5 + 0,096 \cdot VR^{0,358})$
3.702.2.1	Probabilidad de falla o riesgo	$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^n$
3.702.301.1	Periodo de retorno	$T = \frac{m+1}{m}$
3.702.404.1	Precipitación con período de retorno de T años y duración t horas	$P_t^T = K \cdot CD_t \cdot CF_T \cdot P_D^{10}$
3.702.405.1	Precipitación con período de retorno de T años y duración menor a una hora	$P_t^T = (0,54t^{0,25} - 0,50)(0,21 \ln T + 0,52)P_1^{10}$
3.702.405.2	Intensidad de Precipitación con período de retorno de T años y duración menor a una hora	$I_t^T (\text{mm/h}) = P_t^T / (t/60)$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.702.5.1	Caudal en [m ³ /s]	$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6}$
3.703.301(4).1	Ecuación de Manning	$Q = \frac{1}{n} \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$
3.703.303(1).1	Carga Hidráulica a la Entrada	$H_e = [a + bzF + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f(zF)^5 - 0,5ij]D$
3.703.304(1).1	Carga, necesaria para hacer circular un gasto dado por la alcantarilla	$H = \left[1 + Ke + \frac{19,6n^2L}{R^{1,33}} \right] \frac{V^2}{19,6}$
3.703.304(2).1	Profundidad de agua en la entrada	$H_e = H_1 + H - L_i$
3.703.304(2).2	Altura sección rectangular	$h_c = 0,467 (Q/B)^{2/3}$
3.704.302(3).1	Gasto cuando sumidero se comporta como vertedero	$Q = C \cdot P \cdot H^{3/2}$
3.705.1.1	Velocidad media en flujo uniforme	$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot i^{1/2}$
3.705.1.2	Gasto en flujo uniforme	$Q = V \cdot \Omega$
3.705.302.1	Fuerza tratriz crítica	$\tau_s = \tau_f \cdot \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$
3.705.302.2	Fuerza tratriz en el fondo	$\tau_f = \gamma \cdot R \cdot i$
3.706.203.1	Espaciamiento de los drenes	$E^2 = \frac{4 \cdot k \cdot h}{l} \cdot (h + 2 \cdot d) - 8 \cdot (h + d)^2 \cdot \frac{h}{3 \cdot h + d}$
3.706.203.2	Conductividad hidráulica	$K = 523.000 \cdot \frac{a^2}{\Delta t} \cdot \log_{10} Y_0 / Y_1$
3.707.102(3).1	Diámetro medio	$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100}$
3.707.104.1	Coefficiente de rugosidad método de Cowan	$n = m (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$
3.707.104.2	Ecuación de Strickler	$n_0 = 0,038D^{1/6}$
3.707.105(1).1	Ecuación de Einstein y Banks	$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m (n_i^{3/2} \chi_i)}{\chi} \right\}^{2/3}$
3.707.105(2).1	Fórmula de Lotter	$n_c = \frac{\chi R^{5/3}}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{\chi_i R_i^{5/3}}{n_i} \right)}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.105(3).1	Fórmula de Colebach	$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m (\Omega_i n_i^{3/2})}{\Omega} \right\}^{2/3}$
3.707.105(4).1	Fórmula del Distrito de Los Angeles, EEUU	$n_c = \frac{\sum_{i=1}^m (\Omega_i n_i)}{\Omega}$
3.707.201(1).1	Gasto	$Q = K\sqrt{i}$
3.707.201(1).2	Coefficiente o factor de conducción hidráulica	$K = \frac{\Omega R^{2/3}}{n}$
3.707.201(1).3	caudal total <i>m</i> subsecciones	$Q = \left(\sum_{j=1}^m K_j \right) \sqrt{i}$
3.707.201(1).4	Factor de conducción hidráulica de la subsección <i>j</i>	$K_j = \frac{\Omega_j R_j^{2/3}}{n_j}$
3.707.201(1).5	Coefficiente de Coriolis	$\alpha = \frac{\int_{\Omega} v^3 d\Omega}{V^3 \Omega}$
3.707.201(1).6	Coefficiente de Coriolis discretizado en <i>m</i> subsecciones	$\alpha = \frac{\left(\sum_{j=1}^m \Omega_j \right)^2}{\left(\sum_{j=1}^m K_j \right)^3} \sum_{j=1}^m \left(\frac{K_j^3}{\Omega_j^2} \right)$
3.707.201(1).7	Coefficiente de Boussinesq	$\beta = \frac{\int_{\Omega} v^2 d\Omega}{V^2 \Omega}$
3.707.201(1).8	Coefficiente de Boussinesq discretizado en <i>m</i> subsecciones	$\beta = \frac{\sum_{j=1}^m \Omega_j}{\left(\sum_{j=1}^m K_j \right)^2} \sum_{j=1}^m \left(\frac{K_j^2}{\Omega_j} \right)$
3.707.201(2).1	Pérdida de carga	$\Lambda = i_s L + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$
3.707.201(2).2	Pérdida de carga unitaria o Pendiente de energía	$J = \frac{\Lambda}{L} = i_s + \frac{C}{L} \left(\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right)$
3.707.201(2).3	Coefficiente o factor de conducción hidráulica	$K = \sqrt{K_1 K_2}$
3.707.201(3).1	Ecuación diferencial del régimen gradualmente variado	$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - F^2}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.201(3).2	Bernoulli Sección 2 conocido Bernoulli Sección 1	$B_2 = B_1 \pm \Lambda$
3.707.201(3).3	Bernoulli Sección 1 y Sección 2	$B_1 = z_1 + \alpha_1 \frac{Q^2}{2g\Omega_1^2}$ y $B_2 = z_2 + \alpha_2 \frac{Q^2}{2g\Omega_2^2}$
3.707.201(3).4	Pendiente media del plano de carga	$J_m = (J_1 + J_2) / 2$
3.707.202(2).1	Método Einstein – Barbarossa	$R = R' + R''$
3.707.202(2).2	Relación de Keulegan pared hidrodinámicamente lisa	$\frac{V}{V_*} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(3,7 \frac{V_* k_s}{\nu} \right)$
3.707.202(2).3	Relación de Keulegan pared hidrodinámicamente rugosa	$\frac{V}{V_*} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(12 \frac{R' x}{k_s} \right)$
3.707.202(2).4	Parametros gráfico Fig. 3.707.202.B	$\Psi' = (s-1) \frac{gD_{35}}{V_*'^2}$ y $\frac{V}{V_*''}$
3.707.202(2).5	Una curva analítica en método de Einstein – Barbarossa	$\operatorname{Ln} \left(\frac{V}{V_*''} \right) = -0,037 (\operatorname{Ln} \psi')^3 + 0,28 (\operatorname{Ln} \psi')^2 - 1,129 \operatorname{Ln} \psi' + 3,68$
3.707.202(2).6	Método de Engelund pérdida total de energía	$J = J' + J''$
3.707.202(2).7	Relación en el método de Engelund	$\tau_*' = \frac{h' J}{(s-1) D_{50}} = \frac{h J'}{(s-1) D_{50}}$
3.707.202(2).8	Relación en el método de Engelund	$\frac{V}{V_*''} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(\frac{11 h'}{2 D_{65}} \right)$
3.707.202(2).9	Funcion empírica método de Lovera, Alam y Kennedy	$f' = \phi \left(\frac{V R_b}{\nu}, \frac{R_b}{D_{50}} \right)$
3.707.202(2).10	Funcion empírica método de Lovera, Alam y Kennedy	$f'' = \phi \left(\frac{R_b}{D_{50}}, \left(\frac{V}{g D_{50}} \right)^{1/2} \right)$
3.707.202(2).11	Ecuación que relaciona las variables V, f y R_b : método de Lovera, Alam y Kennedy	$V = \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{g R_b J}$
3.707.202(2).12	Diámetro adimensional de las partículas método de van Rijn	$D_* = \left(\frac{(s-1) g D_{50}^3}{\nu^2} \right)^{1/3}$
3.707.202(2).13	Esfuerzo de corte crítico adimensional método de van Rijn	$\tau_{*c}' = \frac{V_*'^2}{(s-1) g D_{50}}$
3.707.202(2).14	Ley de resistencia hidráulica para rugosidad granular (tipo Keulegan)	$\frac{V}{V_*''} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(\frac{12 R'}{3 D_{90}} \right)$
3.707.202(2).15	Factor de ec. 3.707.202(2).14 método de van Rijn	$V_*' = \sqrt{g R' i}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.202(2).16	Exceso del esfuerzo de corte sobre la condición crítica de arrastre	$T = \left\{ \left(\frac{V_*'}{V_{*c}'} \right)^2 - 1 \right\}$
3.707.202(2).17	Altura adimensional de las ondas sedimentarias	$\frac{\eta}{h} = 0,11 \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{0,3} (1 - e^{-0,5T}) (25 - T)$
3.707.202(2).18	Longitud adimensional de las ondas sedimentarias	$\frac{\lambda}{h} = 7,3$
3.707.202(2).19	Rugosidad adimensional equivalente	$\frac{k_s}{h} = 3 \left(\frac{D_{90}}{h} \right) + 1,1 \left(\frac{\eta}{h} \right) (1 - e^{-25 \eta/\lambda})$
3.707.202(2).20	Ley de resistencia para la rugosidad total del lecho	$\frac{V}{V_*} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(\frac{12 R_b}{k_s} \right)$
3.707.202(2).21	Factor de ec. 3.707.202(2).20	$V_* = \sqrt{g R_b i}$
3.707.202(3).1	Ajuste de datos, enfoque fenomenológico, predicción de la Pérdida de Carga	$\frac{V}{V_*} = A \operatorname{Ln} \left(B \frac{R}{D_x} \right) + C \frac{D_x}{R}$
3.707.202(3).2	Razón que permite evaluar directamente el factor de resistencia del escurrimiento	$\frac{V}{V_*} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad V_* = \sqrt{g R J}$
3.707.202(3).3	Expresión monomía	$\frac{V}{V_*} = A \left(\frac{R}{D_x} \right)^B$
3.707.202(3).4	Coefficiente de Strickler, expresión para evaluar el coeficiente de Manning	$\frac{n}{D_x^{1/6}} = \frac{\left(\frac{R}{D_x} \right)^{1/6}}{\sqrt{g} A \operatorname{Ln} \left(B \frac{R}{D_x} \right) + C \left(\frac{D_x}{R} \right)}$
3.707.202(3).5	Coefficiente de Manning, Enfoque Empírico	$n = A i^B R^C$
3.707.301.1	relación funcional adimensional de Vanoni	$\Psi \left(\operatorname{Re}_g, \frac{h}{D_{50}}, F \right) = 0$
3.707.301.2	Número de Reynolds	$\operatorname{Re}_g = \frac{D_{50} \sqrt{g D_{50}}}{\nu}$
3.707.301.3	Número de Froude	$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$
3.707.302(2).1	Probabilidad de que una partícula de tamaño específico no sea arrastrada por la corriente	$q = \frac{1}{\sigma(2\pi)^{1/2}} \int_{-\infty}^{\left(\frac{\tau_c}{\tau_o} \right) - 1} \exp \left(\frac{-x^2}{2\sigma^2} \right) dx$
3.707.302(2).2	Distribución de frecuencias acumuladas	$P_o(D) = \int_{D_{\min}}^D p_o(x) dx$
3.707.302(2).3	Función de frecuencias del material de la coraza del lecho	$p_a(D) = C q(D) p_o(D)$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.302(2).4	Condición, área bajo la curva de frecuencias relativas de tamaños sea la unidad	$\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} p_a(x) dx = C \int_{D_{\min}}^{D_{\max}} q(x)p_o(x)dx = 1$
3.707.302(2).5	Función de distribución de frecuencias acumuladas del material de la coraza	$P_a(D) = \frac{\int_{D_{\min}}^D q(x)p_o(x) dx}{\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} q(x)p_o(x)dx}$
3.707.303(2).1	Relación de arrastre crítico propuesta por Neill	$\frac{V_c}{\sqrt{gD}} = 1,41(s-1)^{1/2} \left(\frac{h}{D}\right)^{1/6}$
3.707.303(3).1	Esfuerzo de corte crítico	$\tau_c = K(\gamma_s - \gamma)Dtg\theta$
3.707.303(3).2	Esfuerzo de corte crítico adimensional	$\tau_{c*} = \frac{\tau_c}{(\gamma - \gamma)D} = K tg\theta$
3.707.303(4).1	esfuerzo de corte crítico adimensional Diagrama de Shields	$\tau_{c*} = \varphi(Re_*)$
3.707.303(5).1	fórmula del tipo general, transporte incipiente para flujos macro-rugosos	$\frac{V_c}{\sqrt{gh}} = \alpha (s-1)^{1/2} \frac{\left(\frac{h}{D}\right)^{-m}}{(\cos \phi)^n}$
3.707.303(5).2	Fórmula Ayala y Campos para flujo rugoso, permite determinar una banda de arrastre crítico	$\frac{V_c}{\sqrt{gh}} = S_t^{-1} \left(K \frac{(s-1)}{g} \right)^{1/2} \left(\frac{h}{D}\right)^{-1/3}$
3.707.304(1).1	Difusión Turbulenta del Sedimento en Suspensión	$c V_s + \varepsilon_s \frac{dc}{dy} = 0$
3.707.304(1).2	Distribución Vertical del Sedimento en Suspensión	$\frac{c}{c_a} = e^{-\frac{V_s}{\varepsilon_s}(y-a)} \quad \text{con } z = \frac{V_s}{(\beta \kappa V_*')} \quad \text{donde } V_*' = \sqrt{ghi}$
3.707.304(1).3	Variación de Concentración de Sedimento en la Vertical	$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{(h-y)}{y} \frac{a}{(h-a)} \right)^z$
3.707.304(1).1	Gasto sólido en suspensión por unidad de ancho	$g_s = \int_a^h c(y)u(y)dy$
3.707.304(2).1	gasto sólido de fondo de sedimento fino arenoso. Método de Einstein	$\frac{A_* \phi_*}{(1 + A_* \phi_*)} = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi_*^{-2}}^{+B_* \psi_*^{-2}} e^{-t^2} dt$
3.707.304(2).2	Función incorporada en ec. 3.707.304(2).1	$\phi_* = \frac{g_{SF}}{\gamma_s} \frac{1}{[(s-1)(gD^3)]^{1/2}} \left(\frac{i_F}{i_L} \right)$
3.707.304(2).3	Función incorporada en ec. 3.707.304(2).1	$\psi_* = \xi Y \Psi \left(\frac{b}{b_x} \right)^2$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.304(2).4	Función incorporada en ec. 3.707.304(2).3	$\psi' = (s-1) \frac{D}{R'J}$
3.707.304(2).5	Función incorporada en ec. 3.707.304(2).3	$\left(\frac{b}{b_x} \right) = \frac{\text{Ln}(10,6)}{\text{Ln}(10,6x)}$
3.707.304(2).6	Gasto sólido de fondo total por unidad de ancho	$g_{SF} = \sum_{j=1}^m (g_{SF} i_{Fj})$
3.707.304(2).7	gasto sólido en suspensión por unidad de ancho asociado a la fracción granulométrica i_s	$g_{SS} i_s = g_{SF} i_F \left(\text{Ln} \left(\frac{30,2hx}{k_s} \right) I_1 + I_2 \right)$
3.707.304(2).8	Integral incorporada en ec. 3.707.304(2).7	$I_1 = 0,216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y'}{y'} \right)^z dy'$
3.707.304(2).9	Integral incorporada en ec. 3.707.304(2).7	$I_2 = 0,216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y'}{y'} \right)^z \text{Ln}(y') dy'$
3.707.304(2).10	Factores incorporados en ec. 3.707.304(2).8 y 3.707.304(2).9	$z = \frac{V_s}{\beta \cdot K \cdot V_*'} \quad y' = y/h \quad y \quad A = 2 \cdot D/h$
3.707.304(2).11	Gasto sólido total por unidad de ancho asociado a la fracción granulométrica correspondiente i_T	$i_T g_{ST} = i_F g_{SF} \left(\text{Ln} \left(\frac{30,2hx}{D_{65}} \right) I_1 + I_2 + 1 \right)$
3.707.304(2).12	gasto sólido total por unidad de ancho	$g_{ST} = \sum_{j=1}^n (i_T g_{STj})$
3.707.304(2).13	Gasto sólido de fondo	$\frac{g_{SF}}{\gamma_s} \frac{1}{\sqrt{(s-1)gD_{50}^3}} = 0,053 \frac{T^{2,1}}{D_*^{0,3}}$
3.707.304(2).14	Diámetro de las partículas adimensional	$D_* = \left(\frac{(s-1)gD_{50}^3}{v^2} \right)^{1/3}$
3.707.304(2).15	Exceso del esfuerzo de corte adimensional sobre la condición crítica de arrastre	$T = \left\{ \left(\frac{V_*'}{V_{*c}'} \right)^2 - 1 \right\}$
3.707.304(2).16	Esfuerzo de corte crítico adimensional (Shields).	$\tau_{*c}' = \frac{V_{*c}'^2}{(s-1)gD_{50}}$
3.707.304(2).17	transporte de sólidos en suspensión	$g_{SS} = F \cdot V \cdot h \cdot C_a \cdot \gamma_s$
3.707.304(2).18	Función incorporada en ec. 3.707.304(2).17	$F = \frac{\left[\frac{a}{h} \right]^{z'} - \left[\frac{a}{h} \right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{h} \right]^{z'} [1,2 - z']}$
3.707.304(2).19	Factores incorporados en ec. 3.707.304(2).18	$z = \frac{V_s}{\beta \kappa V} \quad z' = z + \phi$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.304(2).20	Factor incorporado en ec. 3.707.304(2).19	$\beta = 1 + 2 \left[\frac{V_s}{V_*} \right]^2$ para $0,1 < \frac{V_s}{V_*} < 1$
3.707.304(2).21	Factor incorporado en ec. 3.707.304(2).19	$\phi = 2,5 \left[\frac{V_s}{V_*} \right]^{0,8} \left[\frac{C_a}{C_o} \right]^{0,4}$ para $0,01 \leq \frac{V_s}{V_*} < 1$
3.707.304(2).22	Función incorporada en ec. 3.707.304(2).17	$C_a = 0,015 \frac{D_{50}}{a} \frac{T^{1,5}}{D_*^{0,3}}$
3.707.304(2).23	Velocidad de sedimentación	$V_s = \frac{1}{18} \frac{(s-1)gD_s^2}{\nu}$ (Stokes) si $D_s < 100\mu m$
3.707.304(2).24	Velocidad de sedimentación	$V_s = 10 \frac{\nu}{D_s} \left\{ \left[1 + \frac{0,01(s-1)gD_s^3}{\nu^2} \right]^{0,5} - 1 \right\}$ si $100 < D_s < 1000\mu m$
3.707.304(2).25	Velocidad de sedimentación	$V_s = 1,1[(s-1)gD_s]^{0,5}$
3.707.304(2).26	Diámetro medio del sedimento suspendido	$\frac{D_s}{D_{50}} = 1 + 0,011(\sigma_g - 1)(T - 25)$
3.707.304(3).1	Gasto sólido unitario total. Método de Meyer – Peter y Müller	$g_{SF} = 1,273 (\tau' - \tau_c)^{3/2}$
3.707.304(3).2	Gasto sólido de fondo Método de Ackers y White	$g_{SF} = G_{gr} \gamma_s \frac{V^{n+1}}{V_*^n} D$
3.707.304(3).3	Tasa de transporte del lecho adimensional	$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m$
3.707.304(3).4	Parámetro de movilidad del lecho	$F_{gr} = \frac{V_*^n}{\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot D}} \left(\frac{V}{2,46 \cdot \ln \left(10 \frac{h}{D} \right)} \right)^{1-n}$
3.707.304(3).5	Tamaño adimensional del sedimento	$D_* = \left[\frac{(s-1)gD^3}{\nu^2} \right]^{1/3}$
3.707.304(3).6	Tamaño adimensional del sedimento Si $1 \leq D_* \leq 60$ (sedimento fino)	$n = 1 - 0,56 \log_{10}(D_*)$
3.707.304(3).7	Tamaño adimensional del sedimento Si $1 \leq D_* \leq 60$ (sedimento fino)	$A = \frac{0,23}{\sqrt{D_*}} + 0,14$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.304(3).8	Tamaño adimensional del sedimento Si $1 \leq D_* \leq 60$ (sedimento fino)	$m = \frac{9,66}{D_*} + 1,34$
3.707.304(3).9	Tamaño adimensional del sedimento Si $1 \leq D_* \leq 60$ (sedimento fino)	$\log_{10}(C) = 2,86 \log_{10}(D_*) - [\log_{10}(D_*)]^2 - 3,53$
3.707.304(4).1	Gasto sólido de fondo unitario para realizar una estimación rápida	$g_{SF} = a q^b$
3.707.305(1).1	Socavación en Contracciones (Straub)	$\frac{S + h_o}{h_o} = \frac{1}{\left(1 - \frac{B_2}{B_1}\right)^{0,8}}$
3.707.305(2).1	Socavación en una curva Relación. de Thorne	$\frac{S}{h_o} = 1,07 - \log_{10}\left(\frac{r}{B} - 2\right) \quad 2 < \frac{r}{B} < 22$
3.707.305(2).2	Factor en abcisas en relación gráfica para Socavación en una curva procedimiento de Odgaard	$A\sqrt{\psi} = 10,6 \left[1 - \frac{1}{\text{Ln}\left(12 \frac{R}{k_s}\right)} \right] \frac{V_*}{\sqrt{(s-1)gD}}$
3.707.305(3).1	Relación de Breusers y Randkivi, socavación aguas abajo de una confluencia	$\frac{S}{h_o} = 2,24 + 0,037\theta$
3.707.402(1).1	Breusers, Nicollet y Shen (BNSh):	$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$
3.707.402(1).2	Envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores: socavación al pie de pilas de sección circular en un lecho de arena	$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases}$
3.707.402(1).3	Relación de Richardson (R) para Números de Froude mayores a 0,5	$\frac{S_c}{b} = 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} F^{0,43}$
3.707.402(2).1	Corrección para la Socavación al Pie de Pilas	$S = K \cdot S_c$
3.707.402(2).2	Coefficiente de corrección Socavación al Pie de Pilas	$K = K_s K_\omega K_g K_{gr} K_R K_d$
3.707.402(2).3	Factor recomendado pr Froelich	$K_\omega = \left(\cos\omega + \frac{L}{b} \text{sen}\omega \right)^{0,62}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.402(2).4	Factor recomendado por Johnson	$K_g = \sigma_g^{-0,24}$
3.707.402(2).5	Factor propuesta por Kothyari para $e > b$	$K_{gr} = \left(\frac{e-b}{e}\right)^{-0,3}$
3.707.402(2).6	Ancho de pila equivalente afloramiento de la base de fundación sobre el lecho	$b^* = \left(\frac{a}{h} \left(\frac{B}{b} - 1\right) + 1\right) b$
3.707.402(2).7	Factor de Tamaño del Sedimento	$K_d = 0,25 \text{Ln} \left(2,24 \frac{b}{D_{50}}\right)$
3.707.402(2).8	Factor de Tamaño del Sedimento sugerido por Chiew y Melville	$K_d = \begin{cases} 0,398 \text{Ln}\left(\frac{b}{D_{50}}\right) - 0,034 \text{Ln}^2\left(\frac{b}{D_{50}}\right) & 1 < \frac{b}{D_{50}} < 50 \\ 1,0 & \frac{b}{D_{50}} \geq 50 \end{cases}$
3.707.403(1).1	Relación Melville, cálculo de la socavación al pie de estribos fundados en lechos de arena	$\frac{S_e}{h} = K_\phi \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_\sigma \cdot K_l$
3.707.403(2).1	Relación de Froelich para Factor de Angulo de Esviaje	$K_\phi = \left(\frac{\phi}{90}\right)^{-0,13}$
3.707.403(2).2	Relación envolvente de datos experimentales, propuesta por Melville	$K_\phi \cdot K_F \cdot K_h = \begin{cases} 2K_F \frac{L}{h} & \frac{L}{h} < 1 \\ 2K_F \cdot K_\phi \left(\frac{L}{h}\right)^{0,5} & 1 \leq \frac{L}{h} < 25 \\ 10 \cdot K_\phi & 25 \leq \frac{L}{h} \end{cases}$
3.707.403(2).3	Relaciones de Liu, verificadas y readecuadas por Ayala, Durán y De Jourdan	$K_h = \begin{cases} 2,4 \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0,4} F^{0,33} & \frac{L}{h} < 25 \\ 4,0 \cdot F^{0,33} & \frac{L}{h} \geq 25 \end{cases}$
3.707.403(2).4	Factor de Intensidad del Flujo recomendada por Melville	$K_l = \begin{cases} \frac{V}{V_c} & \text{si } \frac{V}{V_c} < 1,0 \\ 1 & \text{si } \frac{V}{V_c} \geq 1,0 \end{cases}$
3.707.403(2).5	Extensión lateral del bulbo fórmula de Laursen verificada por Ayala, Durán y De Jourdan	$e = 2,75S_e$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.404(1).1	Socavación máxima al pie de barrera con baja carga	$S + h_d = A \cdot \frac{H^x q^y}{D^z} h_d^w$
3.707.404(1).2	fórmula genérica para la máxima socavación al pie de presas con alta carga	$S + h_d = A \cdot \frac{H^x q^y}{D^z}$
3.707.404(2).1	Socavación máxima para el caso de torrentes desarrollados y torrentes con resaltos ahogados	$S + h_d = A \cdot \frac{H^x q^y}{D_{90}^z} h_d^w$
3.707.404(2).2	Socavación máxima al pie del radier para torrentes ahogados altura explícita del torrente	$S = A \cdot \frac{q^x}{h_1^y \cdot D_{50}^z}$
3.707.404(2).3	Socavación máxima fórmula desarrollada por Hoffmans	$S = \frac{50}{\lambda} \cdot h_1 \left(1 - \frac{h_1}{h_d} \right)$
3.707.404(2).4	Fórmula de Bormann y Julien	$S+c = 3,19 \left(\frac{q^{0,6} U_1}{D_{90}^{0,4}} \right) \cdot \text{Sen} \theta \cdot \left[\frac{\text{Sen} \phi}{\text{Sen}(\phi + \theta)} \right]^{0,8}$
3.707.404(2).5	Fórmula de Fahlbusch – Hoffmans	$s + h_d = \frac{6,4}{\lambda} \sqrt{q U_1 \text{Sen} \theta}$
3.707.404(3).1	Socavación máxima dentro de la fosa	$\frac{S}{d} = A \frac{Q^x}{d^y} \frac{\sigma_g^z}{D_{50}^w} + B$
3.707.404(3).2	Longitud de la Fosa	$\frac{L_s}{d} = 9,3 \frac{Q^{0,58}}{d^{1,45}}$
3.707.404(3).3	Ancho de la Fosa	$\frac{B_s}{d} = 4,1 \frac{Q^{0,66}}{d^{1,65}}$
3.707.404(3).4	Longitud y ancho de la fosa de socavación según recomendaciones de Hoffmans.	$L_s = 7 \cdot S$ $B_s = 5 \cdot S$
3.707.404(3).5	Relación de Bohan estimación preliminar Diámetro nominal del enrocado	$De = 0,10 \frac{Q}{d^{1,5}}$
3.707.405(2).1	Fórmula de velocidad crítica de arrastre Método de Neill Para sedimentos finos	$\frac{V_c}{\sqrt{g h_c}} = 0,787 \left(\frac{h_c}{D} \right)^{-0,5} \text{Ln} \left(\frac{12 h_c}{k_s} \right)$
3.707.405(2).2	Fórmula de velocidad crítica de arrastre Método de Neill Para sedimentos gruesos	$\frac{V_c}{\sqrt{g h_c}} = 1,81 \left(\frac{h_c}{D} \right)^{-0,33}$
3.707.405(2).3	Socavación de la franja o subsección j	$S_j = h_{cj} - h_j$
3.707.405(2).4	Método de Neill Altura de la franja socavada Sedimentos finos	$h_{cj}^{-\frac{2}{3}} \text{Ln} \left(\frac{12 h_{cj}}{k_s} \right) = \frac{q_j}{0,787 \sqrt{g D}}$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.707.405(2).5	Método de Neill Altura de la franja socavada Sedimentos gruesos	$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1,81 \sqrt{g} D^{0,33}} \right)^{0,855}$
3.707.405(2).6	caudal por unidad de ancho asociado a la franja j	$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \cdot \left(\frac{\Omega_j}{\Omega} \right) \cdot \left(\frac{R_j}{R} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{n_j}{n} \right) \cdot Q$
3.707.405(2).7	Profundidad máxima de escurrimiento Sedimentos no – Cohesivos	$h_j = \left(\frac{q_j}{0,68 \beta D^{0,28} \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$
3.707.405(2).8	Profundidad máxima de escurrimiento Sedimentos Cohesivos	$h_j = \left(\frac{q_j}{0,60 \beta \gamma_s^{1,18} \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$
3.707.405(2).9	Altura del escurrimiento en la franja socavada Cauces con Múltiples Subsecciones	$h_j = \left(\frac{q_j}{V_{c1}} \right)^{0,536}$
3.708.301(2).1	Longitud de Espigones	$L = L_t + L_e$
3.708.301(2).2	Cotas para la longitud de trabajo	$h \leq L_t \leq B / 4$
3.708.301(8).1	Separación entre espigones en un tramo recto	$S_s = L_t \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen} \beta}$
3.708.301(8).2	Límites para Ec 3.708.301(8).1	$4L_t \leq S_s \leq 6,3L_t$
3.708.301(8).3	Límites para separación entre espigones en curvas	$2,5L_t \leq S_c \leq 4L_t$
3.708.302(5).1	Peso del enrocado de la coraza de una defensa longitudinal California Highway División	$W = \frac{0,0113 \cdot s \cdot V^6}{[(s-1) \cdot \text{sen}(\phi - \theta)]^3}$
3.708.302(5).2	Peso mínimo de las rocas Corazas de Defensas Sujetas a Oleaje aguas profundas	$W = \frac{0,106 \cdot s \cdot h^3}{[(s-1) \cdot \text{sen}(\phi - \theta)]^3}$
3.708.302(5).3	Peso mínimo de las rocas Corazas de Defensas Sujetas a Oleaje aguas poco profundas	$W = \frac{0,082 \cdot s \cdot H^3}{[(s-1) \cdot \text{sen}(\phi - \theta)]^3}$
3.708.302(7).1	Relación de Olivier tamaño del enrocado de la coraza de la barrera vertedora	$q = 0,2335 \cdot D^{1,5} \cdot (s-1)^{1,667} \cdot i^{-1,167}$
3.804.103.1	Índice Q Clasificación de macizos rocosos para sistemas de sostenimientos en túneles y caverna	$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$
3.804.104.1	Regresión. Kaiser y Gale para -RMR (Rock Mass Rating) y Q	$RMR = 8,5 \text{ Ln } Q + 35$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.804.106(2).1	Carga sobre el sostenimiento Expresión de Unal	$P = \frac{100 - RMR}{100} \cdot \gamma \cdot B = \gamma \cdot ht$
3.804.106(2).2	Altura de la carga de rocas en ec. 3.804.106(2).1	$ht = \frac{100 - RMR}{100} \cdot B$
3.804.106(3).1	Presión en la clave	$Pr = \frac{2 \cdot Jn^{1/2} \cdot Q^{1/3}}{3 \cdot Jr}$
3.804.106(3).2	Presión en la clave para tres familias de discontinuidades (Jn = 9)	$Pr = \frac{2 \cdot Q^{1/3}}{Jr}$
3.804.109(1).1	Diámetro Equivalente	$D_e = \frac{B}{ESR}$
3.804.109(2).1	Espesor del hormigón revestimiento	$t = \frac{P \cdot R}{\sigma_c}$
3.804.109(3).1	Longitud de pernos Bóveda	$L = \frac{2 + 0,15B}{ESR}$
3.804.109(3).2	Longitud de pernos Muros	$L = \frac{2 + 0,15H}{ESR}$
3.804.109(3).3	Longitud de los pernos para apernado sistemático	$L = 1,4 + 0,184 \times B$
3.902.103.1	Ley de flujo de hielo policristalino	$\alpha = B_0 \times \tau^n$
3.904.204.1	Fórmula de Mathias variación de la precipitación con la altura	$P = P_0 + K \times H$
3.904.204.2	constante de proporcionalidad	$K = (P - P_0) / H$
3.904.601.1	Energía calórica recibida en una superficie de nieve	$Q_{RS} + Q_{RL} + Q_A + Q_L + Q_P = Q_C$
3.904.602.1	Balance de la radiación neta en onda corta (radiación solar).	$Q_{RS} = I \times (1 - a) \times t$
3.904.602.2	Albedo para superficies de nieve en diversas condiciones de nubosidad	$a = a_c - [(a_c - a_N) / 10] \times N$
3.904.602.3	Nubosidad	$N = [1 - (R_D / R_X)] \times 10$
3.904.603.1	Estimación paradiación neta en onda larga	$Q_{RL} = 0,085 \times (1 - 1,4 \times N^2) \times t$
3.904.604.1	Ecuación de intercambio turbulento de calor sensible	$Q_A = B \times T \times U \times t$
3.904.604.2	Parametro de la ec. 3.904.604.1	$B = Cp \times \left(\frac{K}{n_T} \right) \times z \left[\left(\frac{1}{n_T} \right) + \left(\frac{1}{n_V} \right) \right]$
3.904.605.1	Intercambio turbulento de calor latente	$Q_L = B \times m \times (e - 4,58) \times U \times t$
3.904.605.2	Presión de vapor	$m = (600 / c_p) \times (0,623 / p)$
3.904.605.3	Presión de Vapor a la Cota Estudiada	$e = F_s \times H_R$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.904.605.4	Presión de vapor saturado	$\text{Log } f_s = 5,195590 - (3,1473172 - 0,00295944 \times X + 0,0004191398 \times X^2 + 0,0000001829924 \times X^3 + 0,00000008243516 \times X^4) \times (d - T) / T$
3.904.606.1	Calor Aportado por la Precipitación	$Q_P = C_W \times (T - T_0) \times P$
3.905.905.1	deformaciones en respuesta a una carga constante σ_0 , aplicada en el tiempo $t = 0$	$\varepsilon(t) = \sigma_0 \cdot \left\{ \frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \cdot \left[1 - \exp\left(-E_2 \times \frac{t}{\eta_2}\right) \right] \right\}$
3.905.907.1	relación de la viscosidad compactiva en función de la densidad	$\eta = 7,0 \times 10^{-3} \times \rho^{(5,0 - 0,025 \times T)}$
3.905.912.1	Porosidad de la nieve	$P = 100 \times \left[1 - \frac{D}{D_0} \right]$
3.907.307.1	Valor o número de la prueba con Sonda de Penetración $\eta = 1$	$R = [(W_M \times N \times H) / e] + W_M + W_S$
3.907.307.2	Valor o número de la prueba con Sonda de Penetración $\eta = 0,5$	$R\eta = R \times [0,63 \times H / (e + 2)] / [H / (e + 2)]$
3.907.308.1	Contenido de Agua Líquida por medio de la ecuación de cambio de temperatura	$(M + n) \times (T - t) = (m \times t) + m \times (1 - w) \times L$
3.908.102.1	Esfuerzos de compresión en un Manto de Nieve Inclinado	$S_C = \rho \times D \times g \times \cos \theta$
3.908.102.2	esfuerzos de corte en un Manto de Nieve Inclinado	$S_S = \rho \times D \times g \times \text{sen } \theta$
3.908.604.1	Índice de Estabilidad del Manto de Nieve	$FS = T_{\text{ruptura}} / \Sigma(\rho \times D \times g)$
3.909.6.1	masa de la avalancha límite	$M_L = (S - R) \times A$
3.911.501.1	Índice simplificado de peligro de avalancha	$I_s = A \times P \times N / 100$
3.911.601.1	Ecuación básica de riesgo, eventos descritos por la probabilidad de daño	$R = P_s \times A_s$
3.911.601.2	Riesgo si los eventos naturales se describen por las probabilidades de ocurrencia	$R = P_l \times A_l$
3.911.601.3	Riesgo general de avalanchas	$R = P_L \times P_O \times f(A_L, S_O) \times V_O \times \gamma \times \delta$
3.911.602.1	El riesgo de avalanchas en las carreteras	$R = [(D \times P_A \times \beta) / 24] \times \Sigma(L \times V / T)$
3.911.702.1	Probabilidad de daño por el impacto	$E_1 = 1 - (1 - (1/T_1))^t$
3.911.702.2	Probabilidad de daño por el impacto sin restricción en la escala de tiempo	$E_2 = 1 - e^{-b}$
3.911.703.1	Probabilidad de coincidencia de peligros múltiples	$E_m = P_A + P_S - (P_A \times P_S)$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.912.101(2).1	Magnitud del intervalo de clase	$W = (M - m) / 20$
3.912.101(2).2	Modo o valor más frecuente	$D = L_m + (F_a / (F_a + F_b)) \times W$
3.912.101(3).1	Promedio aritmético	$A_p = (A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n) / n$
3.912.101(3).2	Desviación del promedio aritmético de cada dato	$D_1 = A_1 - A_p \quad D_2 = A_2 - A_p \quad \text{y así sucesivamente.}$
3.912.101(3).3	Variabilidad promedio	$V = (D_1 + D_2 + D_3 + \dots + D_n) / n$
3.912.101(3).4	Variabilidad absoluta	$V_A = (1 / n) \times \sum P_i - P_a $
3.912.101(3).5	Variabilidad relativa	$V_R = V_A \times 100 / P_A$
3.912.101(3).6	Desviación estándar	$\sigma = [(\sum D_i^2) / n]^{0,5}$
3.912.101(3).7	Coefficiente de variación	$C_v = 100 \times \sigma / A_p$
3.912.101(3).8	Error probable	$F = 0,67449 \times \sigma$
3.912.101(3).9	Desviación promedio	$\mu = (D_1 + D_2 + D_3 + \dots + D_n) / n$
3.912.102(2).1	Probabilidad de ocurrencia	$P = 1 / T$
3.912.102(2).2	Probabilidad de ocurrencia	$P = m / (n + 1)$
3.912.102(2).3	Período de retorno	$T = (n + 1) / m$
3.912.102(2).4	Probabilidad de un evento que como mínimo iguala o excede al evento T en una serie de n eventos	$J = 1 - (1 - P)^n$
3.912.102(3).1	Distribución de Gumbel	$P = 1 - e^{-b}$
3.913.2.1	Resistencia del flujo fluido Voellmy	$\tau = (b \times p) + (s \times U^2)$
3.913.302.1	velocidad máxima de las avalanchas de flujo sobre el terreno	$V_{max}^2 = \xi \times h' (1 - \gamma_a / \gamma) \times (\text{sen } \psi - \mu \times \text{cos } \psi)$
3.913.302.2	densidad del aire en las sendas de avalanchas durante las tormentas	$\gamma_a = 1,1 - (C / 10.000)$
3.913.303.1	coeficiente de fricción kinética	$\mu = \omega / V_{max}$
3.913.304.1	coeficiente de fricción turbulenta	$\xi = g \times k$
3.913.305.1	Distancias Requeridas para Alcanzar la Velocidad Máxima	$S_t = 0,5 \times \xi \times h' / g$
3.913.306.1	Cambio de Velocidad de la Avalancha en Cambios de Pendiente	$V_n / V_{n+1} \cong (\text{sen } \psi_n / \text{sen } \psi_{n+1})^{1/3}$
3.913.308.1	Velocidad de Avalanchas de Nieve Saturada de Agua Líquida	$V_{max} = 18 \times (h')^{0,5}$
3.913.402.1	velocidades de flujos uniformes en sendas confinadas	$V_{max}^2 = \xi \times (1 - \gamma_a / \gamma) \times \{(R \times \text{sen } \psi) - (D \times [5 / V_{max}] \times \text{cos } \psi)\}$
3.913.403.1	Distancias de Corrida para Alcanzar las Velocidades Máximas	$S_t = 0,5 \times \xi \times R / g$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.913.504.1	Altura de Flujo en Avalanchas con Flujo de Nieve Polvo en Suspensión	$h' = (\gamma_r / \gamma) \times (h + h_a)$
3.913.504.2	peso específico del flujo de nieve polvo en suspensión	$\gamma = \{(\gamma_a \times \xi) / (2 \times g)\} \times \text{sen } \Psi$
3.913.505.1	Variación de la Altura de Flujo en Cambios de Pendiente	$h'_{n+1} / h'_n \cong (\text{sen } \Psi_n / \text{sen } \Psi_{n+1})^{1/3}$
3.913.601.1	Sobrepresión en el frente de la nube fluidizada	$P_f = 0,5 \times \gamma_a \times V_a^2$
3.913.601.2	Relación en el Mecanismo de Movimiento	$0,5 \times \gamma_a \times V_l = \gamma_l \times g \times h$
3.913.602.1	Velocidad de avalanchas de nieve polvo en suspensión	$V^2 = 2 \times g \times (h + h_a) \times (\gamma_r / \gamma_a)$
3.913.701.1	Velocidad a la profundidad z bajo la superficie de la avalancha	$V' = V_h \times \{(4/3) - (z / h')^2\}$
3.913.701.2	Razón entre velocidades	$R = V_h / V_o = 1 + 0,78 \times h'$
3.913.803.1	desaceleración de la masa de aire	$-5 \times 10^{-3} \times u_w = H_a \times (du_w / dt)$
3.913.803.2	Tiempo que toma la desaceleración	$t = \{H_a / (5 \times 10^{-3})\} \times \{(1 / u_{w1}) - (1 / u_{w2})\}$
3.913.805.1	Esfuerzo de corte que produce la carga del viento de la avalancha contra un objeto	$F_D = (C_D \times A \times \gamma_e \times V^2) / (2 \times g)$
3.913.805.2	Peso específico efecto de fluido de aire y partículas de nieve que constituye el viento de la avalancha	$\gamma_e = \gamma_s + \gamma_a - (\gamma_a \times \gamma_s / \gamma_i)$
3.913.902(1).1	Distancia de corrida	$s \cong [\xi \times h' / (2 \times g)] \times \ln \{1 + V^2 / [\xi \times h' \times (\mu \times \cos \Psi_u - \text{sen } \Psi_u)]\}$
3.913.902(2).1	Relación entre los ángulos	$\alpha = (M \times \beta) - N$
3.913.904(1).1	Profundidad Teórica del Depósito de Nieve.	$H_D = h' + V^2 / (2 \times g)$
3.913.904(2).1	Profundidad del depósito de nieve sin restricciones laterales	$H_D = h' + (0,5 \times V)^2 / (2 \times g)$
3.913.905.1	Profundidad del Depósito de una Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión	$H_D = 0,4 \times \{h' + [V^2 / (2 \times g)]\}$
3.914.201.1	Presión Específica de Impacto	$P = \gamma_m \times (h' + V^2 / (2 \times g))$
3.914.202.1	Presión máxima teórica de Impacto	$P_{\max} = \gamma_m \times [h' + (V^2 / g)]$
3.914.202.2	peso específico promedio de la nieve	$\gamma_m = (\gamma_o + \gamma_d) / 2$
3.914.202.3	Presión máxima real de Impacto	$P_{\max} = \gamma_u \times V^2 / (2 \times g)$
3.914.203.1	Presión de Impacto sobre una superficie Inclínada a la Dirección de Flujo	$P_\beta = \gamma_u \times [V^2 / (2 \times g)] \times \text{sen } \beta$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.914.301.1	Presión de impacto sobre objeto cilíndrico de radio r	$P = (\pi / 2) \times [r \times \gamma \times V^2 / (2 \times g)]$
3.914.302.1	Presión de impacto sobre un objeto de amplitud determinada	$P = (V \times B \times h \times \gamma / g) \times [V \times b / (2 \times B)]$
3.914.4.1	Presión por efecto de succión detrás de los obstáculos que la avalancha sobrepasa	$P_{(-)} = \gamma_a \times V^2 / (2 \times g)$
3.914.502(1).1	Empuje dinámico total de la avalancha sobre una pared vertical	$P_V = [K_P \times (G_1 \times g \times h_1)] + (G_1 \times V^2)$
3.914.502(1).2	Carga estática	$P_S = K_A \times S_V$
3.914.502(1).3	Carga vertical de nieve	$S_V = S_A + S_E$
3.914.502(1).4	Carga vertical de nieve	$S_V = (G_1 \times g \times h_1) + (G_2 \times g \times h_2)$
3.914.502(1).5	Carga de nieve polvo	$P_P = G_3 \times V^2$
3.914.503(1).1	Altura de Levante	$H' = (\gamma_m \times \gamma_{max}) \times [h' + V^2 / (2 \times g)]$
3.914.503(2).1	Velocidad vertical	$V_u = [2 \times g \times (H' - h_u)]^{0,5}$
3.914.503(3).1	Presión de levante sobre la superficie saliente de un obstáculo	$P_V = \gamma_{max} \times V_u^2 / (2 \times g)$
3.914.503(4).1	Fuerza unitaria de levante por fricción	$R_u = 0,5 \times (P_V + P_{VD}) \times \mu \times h_1$
3.914.602(1).1	Presión Sobre una Superficie Horizontal	$P_H = \gamma \times h' \times [(h' / 2) + (V^2 / g)] \times \tan \psi / 2$
3.914.602(3).1	Fricción por la Nieve en Movimiento	$F_O = \mu \times \gamma \times h'$
3.916.303(1).1	Profundidad extrema	$H_x = H_m \times H_e / H_p$
3.916.303(2).1	Espesor de la Nieve	$D_x = H_x \times \cos \psi$
3.916.304(1).1	Distancia a lo largo de la pendiente	$L = f_L \times H_K / 1,5$
3.916.304(1).2	Factor de distancia	$f_L = (2 \times \tan \psi) / (\tan \psi - \tan \phi)$
3.916.305.1	longitud efectiva para soportar el manto de nieve	$L_w = l + 2 \times A / 2$
3.916.306(1).1	Factor del efecto en el extremo lateral de cada estructura	$f_R = (0,92 + 0,65 \times N) \times A / 2$
3.916.306(1).2	Factor del efecto para el caso del extremo abierto en la primera (o última) estructura	$f_R = (1,00 + 1,25 \times N)$
3.916.306(2).1	Presión paralela a la pendiente para cercas y rastrillos	$S_N = \gamma_s \times K \times N \times H_x^2 / 2$
3.916.306(2).2	Presión paralela a la pendiente en el caso de las redes	$S_N = \gamma_s \times K \times N \times f_S \times H_x^2 / 2$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.916.306(2).3	Presión perpendicular a la pendiente	$S_O = S_N \times a / (N \times \tan \psi)$
3.916.306(2).4	Ángulo de la fuerza resultant de la suma vectorial de S_N y S_O e	$\tan \varepsilon = S_O / S_N = a / (N \times \tan \psi)$
3.916.306(2).5	Peso de la nieve en el prisma entre la perpendicular al terreno y el plano inclinado	$G = \gamma_s \times \tan \rho \times D_x^2 / 2$
3.916.306(2).6	Fuerza de la estructura y paralela a la pendiente	$S_R = f_R \times S_N$
3.916.306(2).7	Distancia de aplicación de S_R en extremos de estructuras vecinas línea discontinua o escalonadas	$\Delta l = 0,6 \times A / 2$
3.916.306(2).8	Distancia de aplicación de S_R . en extremos abiertos de estructuras al inicio o término de una línea continua, discontinua o escalonada	$\Delta l = D_x / 3$
3.916.306(2).9	Fuerza resultante	$R = (R_N^2 + R_Q^2)^{0,5}$
3.916.306(2).10	Angulo entre la fuerza resultante y una línea paralela a la pendiente	$\tan \varepsilon = R_Q / R_N$
3.916.307(3).1	Límite elástico reducido	$\sigma_{RS} = (1 + \lambda_5) \times \sigma_s / 2$
3.916.307(6).1	Profundidad para el cálculo de la carga de segundo tipo	$h = 0,77 \times H_x$
3.916.307(6).2	Carga lateral	$S_S = 0,10 \times S_N \times l_o$
3.916.307(7).1	Carga de segundo tipo sobre una grilla	$P = R \times \cos (\rho - \varepsilon_R)$
3.916.307(7).2	Presión específica del manto de nieve perpendicular al plano rígido de la grilla	$P_H = (P \times \cos \rho) / (0,77 \times D_x) = P / (0,77 \times B_K)$
3.916.307(7).3	Carga perpendicular sobre un larguero individual ubicado en el plano de la grilla	$P_B = P_H \times b$
3.916.307(7).4	Componente de una carga resultante R, que actúa de manera paralela al plano de la grilla	$Q = R \times \sin (\varepsilon_R - \rho)$
3.916.307(7).5	Carga específica transversal	$Q_H = (Q \times \cos \rho) / (0,77 \times D_x) = Q / (0,77 \times B_K)$
3.916.307(7).6	Carga específica sobre cada larguero	$Q_B = Q_H \times b$
3.916.307(7).7	Carga para caso de largueros de un rastrillo	$Q_B = 0,10 \times P_B$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.916.307(8).1	Estimación de la carga transversal	$Q_s = 0,10 \times \eta \times H_x^2 \times N \times D_p / L_p$
3.916.307(8).2	Carga transversal total	$Q_s = I P(z) f_\varphi d_z$
3.916.307(8).3	Presión en ec.3.916.307(8).2	$P = K \times f_\beta \times z^e$
3.916.307(8).4	Factor que depende del diámetro del mástil en ec. 3.916.307(8).3	$f_\beta = d^{0,63} + 0,42$
3.916.307(8).5	Factor de inclinación del terreno en ec. 3.916.307(8).2	$f_\varphi = \text{sen } \varphi / \text{sen } 25^\circ$
3.916.404.1	Altura vertical neta, onda estacionaria en muro curvo	$d_2 = d_1 + V^2 \times B / (g \times r)$
3.916.404.2	Altura vertical neta, onda estacionaria en muro recto	$d_2 = d_1 + (V \times \text{sen } \kappa)^2 / (2 \times g)$
3.916.404.3	Angulo de desvío entre la dirección de la avalancha, y la línea por el pie del muro	$\kappa = 90^\circ - \varphi$ donde $\tan \varphi = \tan \chi / \cos \beta$
3.916.405.1	Fricción	$Fr = M \times g \times C$
3.916.405.2	Desplazamiento de muro	$d = Ec / Fr$
3.1002.304(3).1	Longitud a Especificar para Levantamientos de Cauces	$L_m = 5 A_m$
3.1003.301(1).1	Condición de rigidez de la fundación	$L \cdot 4 \sqrt{\frac{k_v}{4 \cdot E \cdot I}} \leq 1.0$
3.1003.301(2).1	Resistencia pasiva movilizada	$E_{pm} = F_r \cdot E_p$
3.1003.301(3).1	Resistencia última al Deslizamiento Condición drenada	$R_d = \bar{N} \cdot \text{tg} \phi_b + c_b \cdot \Omega_c + E_{pm}$
3.1003.301(3).2	Resistencia última al Deslizamiento Condición no drenada	$R_d = S_u \cdot \Omega_c + E_{pm}$
3.1003.302(2).1	Constante de balasto restricción al giro en la base de la pila	$k_\theta = 1.7 \frac{E_B}{A_2} (1 + 0.83 \frac{A_2}{B})$ si $A_2 \leq 0.6 B$
3.1003.302(2).2	Constante de balasto restricción al giro en la base de la pila	$k_\theta = 2.8 \frac{E_B}{B} (1 + 0.30 \frac{B}{A_2})$ si $A_2 > 0.6 B$
3.1003.302(2).3	Constante de balasto restricción lateral del suelo, módulo de deformación constante con la profundidad	$k_s = 2,2 \frac{E_0}{D}$
3.1003.302(2).4	Constante de balasto restricción lateral del suelo, módulo de deformación constante con la profundidad	$k_i = 7,3 \frac{E_0}{D}$
3.1003.302(2).5	Constante de balasto restricción lateral del suelo, Módulo de deformación variable linealmente con la profundidad	$k_s = 2,2 \frac{f_{eq}}{D} Z$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.1003.302(2).6	Constante de balasto restricción lateral del suelo, Módulo de deformación variable linealmente con la profundidad	$k_i = 6,3 f_{eq}$
3.1003.302(2).7	Coefficiente equivalente	$f_{eq} = f \cdot (1 + 3,3 \cdot \frac{d_s}{D})$
3.1003.302(2).8	Constante del resorte la restricción al desplazamiento horizontal de la base de la pila	$K_H = 0,77 E_B \sqrt{A_2 \cdot B}$
3.1003.302(2).9	Densidad Relativa para Suelos Arenosos	$DR(\%) = 100 \sqrt{\frac{1,7 \cdot N_{spt}}{K \cdot (\bar{\sigma}_{v0} + 0,7)}}$
3.1003.302(2).10	Constante de balasto Pilas de Sección Circular	$k_\theta = 3,6 \cdot \frac{E_B}{D_2}$
3.1003.302(2).11	Constante del resorte basal Pilas de Sección Circular	$K_H = 0,77 E_B D_2$
3.1003.302(3).1	Relacion tensión horizontal σ_{zs} a la profundidad z. Solicitación estática	$\frac{\sigma_{zp}}{\sigma_{zs}} \geq 1,5$
3.1003.302(3).2	Relación tensión horizontal σ_{zs} a la profundidad z .Solicitación sísmica	$\frac{\sigma_{zp}}{\sigma_{zs}} \geq 1,3$
3.1003.302(3).3	Resistencia pasiva	$\sigma_{zp} = \bar{\sigma}_{vz} K_p^* + c \left\{ 2\sqrt{K_p} + \frac{0,75D}{L} \frac{\cos(45 - \phi / 2)}{\text{tg}(45 - \phi / 2)} \right\}$
3.1003.302(3).4	Factor de ec. 3.1003.302(3).3	$K_p^* = \left[0,5 K_L \cdot \frac{D}{L} \cdot \text{tg}\phi \sqrt{K_p} \cos(45 - \phi / 2) + K_p \right]$
3.1003.302(3).5	Factor de ec. 3.1003.302(3).4	$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$
3.1003.302(3).6	relación Deslizamiento en la Base de la Pila Solicitación estática	$\frac{R_d}{Q_H} \geq 1,5$
3.1003.302(3).7	relación Deslizamiento en la Base de la Pila Solicitación sísmica	$\frac{R_d}{Q_H} \geq 1,3$
3.1003.302(3).8	Coefficiente equivalente corregido	$f_{eq}^* = 4 \cdot f_{eq} \cdot \left(\frac{1 - 0,75 C_r}{C_r} \right)$
3.1003.303(1).1	Relacion para la tensión horizontal, σ_{HZ} .Solicitación estática	$\frac{\sigma_{Hp}}{\sigma_{HZ}} \geq 1,5$
3.1003.303(1).2	Relacion para la tensión horizontal, σ_{HZ} profundidad z. Solicitación sísmica	$\frac{\sigma_{Hp}}{\sigma_{HZ}} > 1,3$
3.1003.303(1).3	Resistencia pasiva zona colaborante a la profundidad z	$\sigma_{Hp} = 3 \left(\bar{\sigma}_{vz} K_p + 2c \sqrt{K_p} \right)$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.1003.303(1).4	Factor ec. 3.1003.303(1).3	$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$
3.1003.303(3).1	desplazamiento horizontal en el centro de la capa i del suelo blando	$\delta_i = \left(\sum_i^n \theta_i \cdot h \right) - 0.5 \theta_i h$
3.1003.303(3).2	Desangulación en capa i del suelo blando incluida en ec. 3.1003.303(3).1	$\theta_i = 0.5 \frac{\gamma_t H_t}{E_i} \frac{BL}{(B + Z_i)(L + Z_i)}$
3.1003.303(3).3	Constante del resorte en el centro de la capa i	$K_i = k_i \cdot h$
3.1003.303(3).4	Constante de balasto horizontal en el centro de la capa i	$k_i = 0.9 \frac{E_i}{b}$
3.1003.402(1).1	Cohesión del suelo retenido Corregido	$c = c^* \cdot C_r \quad (1)$
3.1003.402(1).2	Angulo de fricción interna del suelo retenido corregido	$\phi = \phi_o + C_r (\phi^* - \phi_o); \quad \text{Si } C_r > 1.0 \text{ usar } C_r = 1.0$
3.1003.402(1).3	Coefficiente de Corrección para parametros del suelo retenido	$C_r = \frac{\Delta / H_m}{(\Delta / H_m)_A}$
3.1003.402(3).1	Factores de seguridad al deslizamiento para la condición estática en muros	$FSED = \frac{\sum \text{Fuerzas horizontales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales solicitantes}} \geq 1.5$
3.1003.402(3).2	Factores de seguridad al volcamiento para la condición estática en muros	$FSEV = \frac{\sum \text{Momentos volcantes resistentes}}{\sum \text{Momentos volcantes solicitantes}} \geq 1.5$
3.1003.403(2).1	Fuerza de inercia del suelo sobre la zarpa trasera	$F_i = C_s \cdot W_s \cdot R_i$
3.1003.404.1	Empuje estático muro rígido	$\sigma_{er} = (1 - \operatorname{sen} \phi_r) (\gamma_r z + q)$
3.1003.404.2	Empuje sísmico muro rígido	$\sigma_{sr} = K_{sr} \cdot \sigma_{er}^*$
3.1003.407(3).1	Máxima Ordenada del diagrama de empuje para muros con un solo nivel de anclajes	$Pa = Ka \gamma H$
3.1003.407(3).2	Máxima Ordenada del diagrama de empuje para muros con múltiples niveles de anclajes	$Pa = \frac{0,65 Ka \gamma H^2}{H \left(\frac{1}{3H_1} + \frac{1}{3H_{n+1}} \right)}$
3.1003.407(3).3	Número de Estabilidad para Suelos Cohesivos	$N_s = \frac{\gamma \cdot H \cdot 9,806}{S_u}$
3.1003.407(3).4	Pa, Suelos Cohesivos Rígidos a Duros	$Pa = 0,2 \gamma H \text{ a } 0,4 \gamma H$
3.1003.407(3).5	Pa, Suelos Blandos a Medianamente Rígidos	$Pa = Ka \gamma H$
3.1003.407(3).6	Ka, Suelos Blandos a Medianamente Rígidos	$Ka = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5,14S_{ub}}{\gamma H} \right) \geq 0,22$
3.1003.407(4).1	Presión Intersticial del Agua en el Fondo del Muro	$U_f = \frac{2(d + H - j)(d - i)}{2d + H - i - j} \gamma_w$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.1003.407(4).2	Presión Neta de Agua en el Nivel Freático de la Excavación	$U_c = (H + i - j) \frac{2(d - i)}{2d + H - i - j} \gamma_w$
3.1003.407(4).3	Presión Neta del Agua para condición sin Escurrimiento	$U_n = (H + i - j) \gamma_w$
3.1003.407(5).1	Presión Activa Sísmica	$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 - k_v)$
3.1003.407(5).2	Angulo de inclinación Superficie de falla sísmica	$\rho_A = 45^\circ + \Phi / 2 - \arctg C_s$
3.1003.407(6).1	Carga de Fluencia del Anclaje si $C_s = A'_0$	$T_f \geq 1,1 T_t$
3.1003.407(6).2	Carga de Fluencia del Anclaje si $C_s = 0,5 A'_0$	$T_f = FS \times T_t$
3.1003.407(8).1	Carga de Prueba Máxima	$T_p = 0,8 T_u$
3.1003.501(2).1	Desplazamiento sísmico horizontal en la frontera superior de la capa i	$\delta_{Si} = \sum_i^n \theta_{Si} \cdot h$
3.1003.501(2).2	Desangulación sísmica de corte inducida por la aceleración, a_o , en el centro de la capa i	$\theta_{Si} = \frac{(1 - 0,0167 \cdot z_i) \cdot a_o \cdot \gamma \cdot z_i}{G_{ci}}$
3.1003.501(2).3	Módulo de corte del suelo para solicitaciones sísmicas en el centro de la capa i	$G_{ci} = 53 \cdot K_{2i} \cdot \sqrt{\sigma_{vi}}$
3.1003.501(2).4	Constante del resorte de interacción horizontal en el centro de la capa i	$K_{hi} = k_{hi} \cdot h$
3.1003.501(2).5	Constante de balasto horizontal en el centro de la capa i	$k_{hi} = \frac{2,7 \cdot G_c}{H} \frac{1}{\sqrt{1 - (z_i^*/H)^2}}$
3.1003.501(2).6	Módulo de corte del suelo en ec. 3.1003.501(2).5	$G_c = 53 \cdot K_2 \sqrt{\sigma_{vi}}$
3.1003.501(2).7	Coefficiente de corte en ec. 3.1003.501(2).6.	$K_2 = (K_2 / K_{2m\acute{a}x}) \cdot K_{2m\acute{a}x}$
3.1003.501(3).1	Constante del resorte de interacción horizontal entre el muro y el suelo	$K_h = k_h \cdot h$
3.1003.501(3).2	Constante de balasto horizontal entre el muro y el suelo	$k_h = \frac{F_G \cdot F_R}{H} \sqrt{Z}$
3.1003.501(3).3	Termino de ec. 3.1003.501(3).2 Para rellenos compactados entre el talud de las excavaciones y los muros laterales de la estructura	$F_R = \frac{L_R \cdot F_{RR} + L_N F_{RN}}{L_R + L_N}$
3.1003.602(1).1	Factor para Estimar Flecha a Largo Plazo debida a Retracción y Fluencia	$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho}$
3.1003.602(1).2	Factor dependiente del Tiempo para Cargas Sostenidas	$\xi = \xi(t) - \xi(j)$

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
3.1003.606.1	Límite Inferior Tensión de Tracción en las Armaduras	$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$
3.1003.805.1	Fuerza horizontal a transferir	$V_h = \frac{A_{sr} \cdot f_{yr}}{2}$
3.1004.309(1).1	Coefficiente sísmico horizontal de diseño	$K_h = K_1 \cdot S \cdot \frac{A_0}{2g} \geq 0,10$
3.1004.309(3).1	Valor espectral de aceleración absoluta correspondiente al modo "m"	$S_a(T_m) = \begin{cases} 1,5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 & T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{T_m^{2/3}} & T_1 < T_m \end{cases}$
3.1004.309(3).2	Expresión para la superposición de los valores máximos modales S_i	$S = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} S_i S_j}$
3.1004.309(3).3	Coefficientes de acoplamiento modal	$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad r = \frac{T_i}{T_j} \leq 1,0$
3.1004.311.1	Corte basal mínimo Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural	$0,25 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S$
3.1004.311.2	Corte basal mínimo Método Modal Espectral	$0,20 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S$
3.1004.315.1	Largo de Apoyo Mínimo Para categorías de comportamiento sísmico a o b	$N = (203 + 1,67 \cdot L + 6,66 \cdot H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2)$
3.1004.315.2	Largo de Apoyo Mínimo. Para categorías de comportamiento sísmico c o d	$N = (305 + 2,5 \cdot L + 10 \cdot H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2)$
3.1004.401.1	Grupo de combinación de cargas de fuerzas sísmicas con las fuerzas correspondientes a otras cargas	$\text{Grupo de carga} = 1,0(D + B + SF + E + EQM)$
3.1004.402.1	Grupo de combinación de carga para determinar dos combinaciones de cargas alternativas para las fundaciones	$\text{Grupo de carga} = 1,0(D + B + SF + E + EQF)$
3.1004.10.1	Separación mínima de la junta sísmica	$S_j \geq 6,25 \cdot \frac{A_0}{g} + S_1 + S_2$

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.000 INFORMACIÓN GENERAL

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.000 INFORMACIÓN GENERAL

SECCIÓN	3.001 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL VOLUMEN
3.001.1	CAMPO DE APLICACIÓN
3.001.2	CONCEPCIÓN DEL VOLUMEN
3.001.3	VALIDEZ DE LÍMITES NORMATIVOS Y RECOMENDACIONES
3.001.301	Límites Normativos
3.001.302	Métodos y Procedimientos Recomendados
3.001.303	Términos de Referencia Específicos
3.001.4	RESPONSABILIDAD DEL PROYECTISTA
SECCIÓN	3.002 ESTRUCTURA DEL VOLUMEN INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO
3.002.1	MATERIAS CUBIERTAS A NIVEL DE CAPÍTULOS
3.002.2	FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA
SECCIÓN	3.003 NOMENCLATURA
3.003.1	ABREVIATURAS
3.003.101	Abreviaturas Instituciones Nacionales
3.003.102	Abreviaturas Instituciones Extranjeras
3.003.2	SÍMBOLOS Y UNIDADES DE MEDIDA
SECCIÓN	3.004 SISTEMA DE UNIDADES
3.004.1	ASPECTOS GENERALES
3.004.2	OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA
3.004.3	LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES
SECCIÓN	3.005 VEHÍCULOS TIPO
3.005.1	ASPECTOS GENERALES
3.005.2	DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS LIVIANOS
3.005.3	DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS PESADOS
3.005.4	PESOS MÁXIMOS DE VEHÍCULOS EN CARRETERA
3.005.5	GIRO MÍNIMO VEHICULOS TIPO

CAPITULO 3.000 INFORMACION GENERAL

SECCION 3.001 OBJETIVOS Y ALCANCES DEL VOLUMEN

3.001.1 CAMPO DE APLICACION

El presente Volumen N°3 del Manual de Carreteras cubre los aspectos relativos a INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO de carreteras y caminos en áreas rurales, los que también son válidos en gran medida, para las carreteras y dispositivos viales empleados en áreas urbanas, salvo aquellas que sean modificadas o complementadas explícitamente por la Dirección de Vialidad, mediante documentos emitidos al efecto. Su contenido está íntimamente ligado a las normas y recomendaciones que se exponen en el MC-V2 PROCEDIMIENTOS DE ESTUDIOS VIALES.

3.001.2 CONCEPCION DEL VOLUMEN

Las distintas materias se tratan en términos de un Instructivo que establece procedimientos y límites normativos. Ello implica analizar y detallar suficientemente los fundamentos de los procedimientos, límites normativos y recomendaciones que el volumen contiene. En el caso de materias aún poco difundidas en el ambiente vial, el texto adquiere mayor relevancia con el fin de facilitar la incorporación de estos conceptos a la práctica habitual del diseño de carreteras. En la Sección 3.002 se resume el contenido de cada Capítulo.

En ningún caso se pretende que el Manual reemplace el conocimiento y experiencia del Especialista. Por el contrario, ante problemas complejos, sólo la labor conjunta del proyectista de carreteras y del especialista permitirá alcanzar la solución más adecuada desde los puntos de vista técnico, económico, operacional y medio ambiental.

3.001.3 VALIDEZ DE LIMITES NORMATIVOS Y RECOMENDACIONES

3.001.301 Límites Normativos. Los límites normativos de diseño que se indican en este Volumen corresponden a valores mínimos según la situación que se está resolviendo, es decir, representan el límite inferior de tolerancia en el diseño. Por lo tanto, ellos constituyen una norma que no puede ser transgredida sin la autorización expresa de la Dirección de Vialidad. Dentro de límites económicos razonables el proyectista procurará usar valores más amplios que los mínimos de norma, cuando ello signifique un aumento en la seguridad para el usuario, en la calidad del servicio a brindar o en la vida útil de la obra misma.

Cabe destacar, como una mala práctica, la tendencia a reducir costos de construcción extremando el uso de elementos geométricos mínimos. En efecto, resulta difícil y oneroso mejorar posteriormente los sectores conflictivos que resultan de implantar dichos elementos. Cuando exista limitación de fondos para ejecutar una obra cuya categoría esté bien definida, se debe analizar primero la posibilidad de construirla por etapas, antes que minimizar las características geométricas que le corresponden. Por ejemplo, un pavimento inicial más económico, aunque de vida de diseño más corta, puede ser reforzado o repavimentado en el momento oportuno, aportando al nuevo diseño su capacidad estructural remanente.

3.001.302 Métodos y Procedimientos Recomendados. Los métodos y procedimientos que no estén redactados en términos imperativos, no constituyen norma, sin embargo, son los que la Dirección de Vialidad estima como los más adecuados en cada caso. En estas situaciones el Proyectista no queda limitado al uso exclusivo del método recomendado, pero deberá justificar adecuadamente la validez del procedimiento propuesto en su reemplazo, debiendo en todo caso, solicitar la autorización correspondiente de la Dirección de Vialidad para emplearlo.

3.001.303 Términos de Referencia Específicos. Mediante Términos de Referencia Específicos (TRE), emitidos para cada proyecto en particular, la Dirección de Vialidad señalará aquellos aspectos contenidos en éste o en otros Volúmenes del Manual que deben modificarse o complementarse según lo especificado en dichos TRE.

3.001.4 RESPONSABILIDAD DEL PROYECTISTA

Los procedimientos y recomendaciones generales contenidas en este Volumen están orientadas a facilitar la labor del proyectista y a conseguir una razonable uniformidad en los métodos de diseño.

En ningún caso el contenido del Volumen reemplaza al conocimiento de los principios básicos de la Ingeniería y técnicas afines, así como tampoco el adecuado criterio profesional. En consecuencia el Proyectista será responsable de la calidad de los diseños que proponga.

Finalmente, la Dirección de Vialidad se reserva la facultad de exigir, en casos particulares justificados, previa notificación anticipada al proyectista, la utilización de normas o criterios de diseño más estrictos que los incluidos en el Manual de Carreteras.

SECCION 3.002 ESTRUCTURA DEL VOLUMEN INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

3.002.1 MATERIAS CUBIERTAS A NIVEL DE CAPÍTULO

El Volumen se compone de once Capítulos, cuyos temas principales se resumen a continuación:

CAPÍTULO 3.000

INFORMACIÓN GENERAL

Presenta los objetivos y alcances del Volumen, la estructura general y contenido del mismo, así como un resumen de la nomenclatura utilizada. La Sección 3.004 "Sistema de Unidades" hace referencia a la Norma Nch 30 Of98 que reproduce la Norma ISO 1000, relativa al Sistema Internacional de Unidades, cuya síntesis se incluye en la Sección 2.004. Su empleo será obligatorio en los proyectos de la Dirección de Vialidad. La Sección 3.005 resume la normativa vigente a la fecha de edición de este Volumen, en relación con las dimensiones y pesos de los vehículos autorizados para circular por los caminos del país sin requerir permisos especiales. Cuando no existan normas legales al respecto, se indican los valores considerados para el diseño.

CAPÍTULO 3.100

CONTROLES BÁSICOS DE DISEÑO

El Capítulo trata inicialmente los factores que intervienen en la definición de las características de las carreteras y caminos, distinguiéndose aquellos funcionales, físicos, de costo, humanos y ambientales, para luego desarrollar una ponderación cualitativa de los más relevantes. A partir de lo anterior se desarrollan los criterios que deberá considerar el Proyectista para definir las características de la ruta, atendiendo a la función asignada, la demanda y característica del tránsito, los conceptos de velocidad que intervienen en el diseño (Velocidades de Proyecto, Específica de los elementos curvos, de Operación del conjunto de usuarios y Percentil 85%), los que reemplazan al antiguo concepto de Velocidad de Diseño. Se describen los conceptos y alcances del Control de Acceso, las Facilidades para Peatones que se relacionan con la vía y los valores estéticos y ecológicos.

Con el objeto de introducir al Proyectista en la comprensión de las relaciones que definen la Capacidad y Calidad del Servicio que se brinda al conjunto de usuarios de una carretera o camino, se dedica un Tópico a Capacidad y Niveles de Servicio, mediante una breve síntesis de la teoría de Capacidad de Carreteras expuesta en el Highway Capacity Manual (Transportation Research Board (TRB) – 1997).

Finalmente se presenta el Sistema de Clasificación Funcional para Diseño, distinguiendo por categorías:

Carreteras : Autopistas, Autorrutas y Primarias
Caminos : Colectores, Locales y de Desarrollo

Se entrega la definición conceptual de cada una de ellas, para finalmente resumir el contenido del Capítulo mediante las Tablas 3.103.201.A "Clasificación Funcional para Diseño" y 3.103.3.A "Características Típicas de las Obras Viales según la Clasificación Funcional".

CAPITULO 3.200

DISEÑO GEOMETRICO DEL TRAZADO

Desarrolla los criterios, límites normativos y recomendaciones que deberá emplear el Proyectista para el diseño de la Planta y el Alzado.

Se incorpora al diseño el concepto de Velocidad Percentil 85 (V85%) y los criterios de predicción de dicha velocidad en rectas cuya longitud supere los 400 m, de lo que se derivan implicancias fundamentales para un diseño más seguro del trazado en planta para aquellos usuarios que superan la Velocidad de Proyecto; de igual modo, se establecen los criterios que definen la V^* que se empleará para la verificación de las distancias de visibilidad de parada y el diseño en alzado, respecto de aquel mismo grupo de usuarios.

Sobre dichas bases se desarrollan las Secciones relativas a, Distancia de Visibilidad, Verificación de las Distancias de Visibilidad, Trazado en Planta, Trazado en Alzado y Directrices para el Diseño Especial de una Carretera.

En todos estas secciones se han actualizado los factores que intervienen en el cálculo, ponderando la experiencia consignada en diversas normas e instructivos vigentes en los países de mayor desarrollo. Se incorporan nuevos criterios en el tratamiento de parámetros tan importantes como el peralte en elementos curvos para radios mínimos y sobre los mínimos; el concepto Velocidad Específica en los elementos curvos y la relación entre elementos curvos consecutivos, que al estar muy próximos se consideran dependientes. Todo ello en la perspectiva de brindar mayor seguridad a los usuarios sin incrementar los costos de la obra.

En definitiva, este Capítulo presenta modificaciones sustanciales respecto de los criterios de diseño considerados en el Capítulo 3.200 de la Versión de 1981, y en consecuencia, los Proyectistas deberán prestar especial atención a los fundamentos que en él se exponen.

CAPITULO 3.300

LA SECCION TRANSVERSAL

Este capítulo norma las dimensiones de los elementos de la plataforma: calzada, bermas, medianas y sobreebanco de la plataforma (SAP), los que son función básicamente de la Velocidad de Proyecto y de la demanda prevista al año horizonte del proyecto, todo lo cual tiene relación directa con la Capacidad y Seguridad de la ruta.

El Concepto de "SAP" que reemplaza al antiguo "sac", incorpora mayores anchos a este elemento en función de la velocidad de proyecto, con el objeto de dar cabida a los elementos de seguridad vial, cuyas dimensiones y huelgas respecto del borde de la berma aumentan en función de la velocidad de Proyecto.

Los elementos asociados a la plataforma de subrasante, taludes y cunetas, son objeto de normas específicas, en las que se han incorporado las nuevas tendencias respecto de la seguridad vial.

Elementos auxiliares, tales como estructuras de sostenimiento, soleras, fosos, contrafosos, caminos de servicio y otras reposiciones, son también objeto de normas y recomendaciones, inscribiéndoselos, junto a los demás ya citados, en el contexto más amplio de las franjas de expropiación y derecho de vía.

Finalmente se incorporan a este Capítulo los antiguos Capítulos 3.800 "Normas para Obras Varias" y 3.900 "Tratamiento de las Zonas Marginales", que figuran en la versión de 1981 y que ahora se presentan en las Secciones 3.308 y 3.309, respectivamente, debidamente actualizados.

CAPITULO 3.400

INTERSECCIONES

El tratamiento de cruces y empalmes a nivel se desarrolla casi con la extensión de un texto, acompañado de Láminas que ilustran las soluciones tipo, además de las respectivas Tablas y gráficos para abordar el diseño de los diversos elementos constituyentes.

En primer término se identifica y define las unidades constitutivas de una intersección, con imágenes que constituyen un apoyo a la búsqueda de los respectivos temas. Luego se presenta los conceptos generales que determinan las características de una intersección y se sugiere un método para abordar el proyecto. A continuación se presenta las soluciones tipo más comunes que ayudan al análisis de alternativas. Finalmente se entrega las normas y recomendaciones aplicables al diseño geométrico de una intersección.

Se incorpora también un tratamiento más amplio de las Intersecciones Rotatorias o Rotondas a las que se dedica un Tópico especial al final del Capítulo. Se actualizan las Tablas relativas a elementos mínimos del diseño considerando los vehículos tipo legalmente autorizados para circular por los caminos públicos.

CAPITULO 3.500

ENLACES

El tratamiento de los dispositivos viales que permiten el intercambio de vehículos entre dos o más vías que se cruzan a distinto nivel, o que eventualmente no se cruzan, se presenta bajo un ordenamiento similar al descrito para el caso de Intersecciones. De hecho existe entre ambos capítulos una estrecha ligazón y en diversos aspectos el Capítulo de Enlaces hace referencia a materias tratadas en Intersecciones. Se recomienda por lo tanto un cabal conocimiento del Capítulo 3.400 antes de proceder con el diseño de enlaces, que constituyen una etapa más avanzada de este tipo de proyectos.

Esta versión actualizada del Capítulo ha sido revisada a la luz de la experiencia internacional vigente y la práctica de diseño en el país en los últimos años.

CAPITULO 3.600

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BASICA Y DE LA PLATAFORMA

Este Capítulo aborda en primer término (Sección 3.602), las materias relativas al diseño de la infraestructura de las obras viales, entendiéndose como tales, las obras generadas por el movimiento de tierras y/o roca requerido para materializar la plataforma del camino a nivel de subrasante, y los taludes de terraplén y corte que su implantación requiere; los que a su vez pueden generar la necesidad de obras complementarias a nivel de la fundación de terraplenes, elementos de contención de terraplenes y cortes, etc. La Sección ha sido actualizada totalmente, incluyendo criterios y recomendaciones de diseño acordes con las prácticas vigentes de la ingeniería geotécnica.

El diseño de la Superestructura del Camino se desarrolla en las tres Secciones siguientes, comenzando por los criterios para el Diseño de Pavimentos, el Diseño de Pavimentos Nuevos (Flexibles Rígidos y Tratamientos Superficiales) para finalmente abordar la Rehabilitación de Pavimentos de Asfalto y Hormigón, considerando los diversos procedimientos de recarpeteo y reposición aprobados por La Dirección de Vialidad a la fecha de edición de la presente versión.

Los Pavimentos Flexibles (capas de mezclas asfálticas apoyadas sobre capas de suelos seleccionados, con y sin tratar, o apoyados directamente sobre la subrasante), así como los Pavimentos Rígidos (losas de hormigón apoyados sobre una base) se diseñan mediante el método propuesto por AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) en sus versiones de los años 1993 y 1998 respectivamente. Ambos procedimientos se presentan con algunos ajustes y adaptaciones a las condiciones nacionales.

Los Tratamientos Superficiales se diseñan de acuerdo con el procedimiento denominado Tropical Procedures for Flexibles Pavements, desarrollado por W.J. Morin y Peter Todor.

CAPITULO 3.700

DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO, MECANICA E HIDRAULICA FLUVIAL

Se abordan en primer término los aspectos relativos a hidrología, o cálculo del caudal que puede llegar a escurrir por una Sección de una hoya hidrográfica, asociado a un período de retorno dado. Se presentan varios métodos según sea el tipo de información estadística disponible y se señala cuando la complejidad del problema supera el ámbito del manual y es aconsejable la participación del especialista particularmente para caracterizar el comportamiento de las cuencas ante eventos extraordinarios.

Esta versión actualizada precisa los Períodos de Retorno a emplear en el diseño, según el tipo de obra, asociándolos al Riesgo de Falla correspondiente según la vida útil asignada a la obra. Se incorporan los datos de la estadística actualizada para las estaciones pluviográficas procesadas en 1981 y 23 nuevas estaciones con lo que las estaciones disponibles pasa de 13 a 36, para las que se determinan Coeficientes de Duración y Frecuencia con una amplia cobertura a nivel nacional.

La Sección relativa a drenaje transversal de la carretera analiza los problemas de ubicación y dimensionamiento de obras de arte tales como tubos y alcantarillas. Especial importancia se da al tema del dimensionamiento hidráulico de obras arte, discutiéndose los casos en que el flujo está controlado por condiciones a la entrada o a salida de ella. Se incorporan expresiones analíticas para dimensionar alcantarillas con control de entrada.

El drenaje superficial de la plataforma, o drenaje longitudinal, se presenta en Sección aparte, incluyéndose el análisis hidráulico de cunetas, sumideros, contrafosos, etc.

Para abordar la rectificación o desvío de canales se presenta un completo análisis del problema, incluyendo métodos de cálculo y recomendaciones empíricas para el caso de canales no erosionables o revestidos. Para canales erosionables se presenta el método de la velocidad máxima permisible y el de la fuerza tractiva. Finalmente se incluye una Sección destinada al drenaje subterráneo orientada a dar solución a los problemas de mayor ocurrencia en los proyectos de carreteras.

Las Secciones 3.707 "Procedimientos y Técnicas de Hidráulica y Mecánica Fluvial" y 3.708 "Diseño de Obras de Defensas Fluviales" se incorporan al Manual de Carreteras en esta versión actualizada. La primera Sección presenta un tratamiento teórico riguroso y detallado con las aplicaciones prácticas correspondientes, que se desarrollan abordando los Métodos de Cálculo Hidráulico Fluvial, los de Cálculo Mecánico Fluvial y los de Cálculo de la Socavación. La última Sección aborda el Diseño de Obras de Defensas Fluviales, mediante la definición de los conceptos básicos, para luego entregar los Criterios Generales de Diseño de las Obras Fluviales aplicadas a espigones, defensas longitudinales y obras de retención de sedimentos, todas las que se ilustran mediante obras tipo características. Por último se dan recomendaciones generales relativas a Aspectos Constructivos y de Mantenimiento de las Obras.

CAPITULO 3.800

TUNELES

Este Capítulo que se incorpora al Manual de Carreteras en la presente versión, comprende siete secciones, a saber: Aspectos Generales, que cubre la Clasificación de las Obras Viales Subterráneas; Definición Geométrica de los Túneles (Planta, Alzado, Sección Transversal); Estudios de Ingeniería Básica, Criterios de Diseño Estructural; Criterios de Diseño de Instalaciones Electromecánicas, de Control y Seguridad, y finalmente, Alcances de los Estudios según el Nivel que se este desarrollando.

Los Criterios de Diseño Estructural se definen y describen de acuerdo con las metodologías y procedimientos normalmente empleados a nivel mundial, los que han sido usados en nuestro medio para la construcción de numerosas obras de tunelería en Obras Viales, Minería, Proyectos Hidroeléctricos y de Riego.

En cuanto a Criterios de Diseño de Instalaciones Electromecánicas de Control y Seguridad, se estipulan las Normas que la Dirección de Vialidad exige para este tipo de obras a la fecha de edición de este Volumen, y se enumeran los requerimientos mínimos que debe incluir el proyecto de la especialidad correspondiente.

CAPITULO 3.900

RIESGO Y PROTECCION DE AVALANCHAS DE NIEVE

Este Capítulo comprende 20 Secciones que abordan el tratamiento teórico y práctico de la materia.

Las primeras siete secciones tratan de los objetivos y de la organización del Capítulo, de los Cristales de Nieve y Hielo, de las Mediciones de la Precipitación Sólida, de la Meteorología de Montaña, del Análisis del Viento y los Depósitos de Nieve, de la Evolución del Manto de Nieve y su Variabilidad Regional y de las Mediciones del Manto de Nieve.

Las Secciones octava a décimo cuarta cubren lo relativo a Estabilidad del Manto de Nieve y Mecanismos de Inicio de Avalanchas, los Tipos, Clasificaciones y Registro de Avalanchas, las Sendas de Avalanchas, la zonificación del Peligro y Riesgo, la Recurrencia de Avalanchas, la Dinámica del Movimiento de Avalanchas, los Efectos y Presiones Inducidas.

Las Secciones decimoquinta a décimo séptima tratan el Control de Avalanchas (Protecciones Activas, Restricción de Acceso al área con Peligro de Avalanchas e Inducción de Avalanchas), de las Protecciones Pasivas, siendo ellas todos los tipos de estructuras y otros procedimientos destinados a controlar, mitigar el efecto o desviar las avalanchas.

Finalmente las últimas Secciones se refieren a la Señalización Aconsejable en zona de Avalanchas, al Rescate de Víctimas y a los Alcances de los Estudios de Riesgo y Protección de Avalanchas según el Nivel del estudio que se esté desarrollando.

CAPITULO 3.1000

PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

La Dirección de Vialidad diseña estructuras tales como puentes, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas peatonales y estructuras de contención de tierras, empleando la normativa propuesta por AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, a la que se han agregado precisiones o modificaciones derivadas de la experiencia nacional, en cuanto a las particularidades de los materiales (Hormigón, Acero, Madera, etc.), de los suelos, de las características de los ríos, en su gran mayoría torrentes, y de las características sísmicas de Chile y la evolución que ha experimentado en el tiempo el Diseño Sísmico en el medio nacional

Consecuente con ello, este Capítulo, además de contener aspectos similares a los tratados en los volúmenes 2 y 3 para el diseño de carreteras y caminos, hace aquí una recopilación de los aspectos que dicen relación con las estructuras asociadas que forman parte de ellas; precisa las modificaciones, alcances o complementaciones que se hacen a la Norma AASHTO para su aplicación en Chile y dedica una Sección específica al tratamiento del Diseño Sísmico de Puentes y Estructuras Afines. En definitiva, las Secciones del Capítulo son:

3.1001 Aspectos Generales; 3.1002 Ingeniería Básica de Proyectos de Puentes y Estructuras Afines; 3.1003 Disposiciones y Recomendaciones de Diseño; 3.1004 Diseño Sísmico; 3.1005 Presentación de los Estudios.

3.002.2 FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se pretende que el Manual de Carreteras se mantenga concordante en todo su contenido con los avances tecnológicos y metodológicos.

La numeración abierta, empleada en el Manual para identificar y jerarquizar cada materia, permite actualizar cualquier aspecto, como agregar Números o modificar parte de los existentes, manteniendo la estructura general. El esquema de numeración contiene los niveles de Volumen, Capítulo, Sección, Tópico y Numeral, que se explica mediante el siguiente ejemplo:

La numeración 3.203.302(1) corresponde a:

Número	Tipo	Nombre
3.	Volumen	Nº3 INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO
3.200	Capítulo	DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO
3.203	Sección	TRAZADO EN PLANTA
3.203.3	Tópico	CURVAS CIRCULARES
3.203.302	Numeral	Radio Mínimos Absolutos
3.203.302(1)	Numeral	<i>Utilización de los Radios Mínimos Absolutos</i>

Las Láminas, Tablas y Fotografías llevan numeración completa (Volumen, Capítulo, Sección, Tópico o Numeral del que forman parte), seguida de un punto y una letra mayúscula, siguiendo el orden alfabético si hay más de una en el mismo acápite. Algunas Láminas, Tablas y/o Fotografías pueden tener la misma numeración, sólo distinguiéndose por su categoría de Lámina, Tabla o Fotografía.

La numeración abierta obliga a abandonar la correlatividad en la numeración de las páginas. En este Volumen, ellas se numeran de acuerdo con el Tópico al que pertenecen, pudiendo por lo tanto, existir varias con un mismo número. Las páginas de una Sección no subdividida en Tópicos quedan individualizadas con el número de ésta.

SECCION 3.003 NOMENCLATURA

3.003.1 ABREVIATURAS

3.003.101 Abreviaturas Instituciones Nacionales

CIREN	Centro de Información de Recursos Naturales
DGA	Dirección General de Aguas (MOP)
DGOP	Dirección General de Obras Públicas (MOP)
DMC	Dirección Meteorológica de Chile
DV	Dirección de Vialidad (MOP)
IGM	Instituto Geográfico Militar
INN	Instituto Nacional de Normalización INN-Chile
MOP	Ministerio de Obras Públicas
SAF	Servicio Aerofotogramétrico de la Fuerza Aérea de Chile
SHOA	Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada

3.003.102 Abreviaturas Instituciones Extranjeras

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (EE.UU.)
ASTM	American Society for Testing Materials (EE. UU.)
BPR	Bureau of Public Roads (EE.UU.)
HRB	Highway Research Board (EE.UU.)
SCS	Soil Conservation Service (E.E.U.U.)
USBR	United States Bureau of Reclamation (EE.UU.)
ISO	International Standards Organization

**3.003.2 SIMBOLOS Y UNIDADES DE MEDIDA
CONTROLES BASICOS DE DISEÑO (3.100)**

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
A, B, C, D, E, F	-	Niveles de Servicio (Capacidad 3.102.805)
BD	-	Bidireccional (Tránsito, Calzada)
UD	-	Unidireccional (Tránsito, Calzada)
TMDA	Veh/día	Tránsito Medio Diario Anual
VHD	Veh/h	Volumen Horario de Diseño
V/C	-	Razón Volumen/Capacidad
Vp	km/h	Velocidad de Proyecto
Vop	km/h	Velocidad de Operación
Ve	km/h	Velocidad Especifica de un Elemento
V85%	km/h	Velocidad Asociada al Percentil 85
V*	km/h	Velocidad para Verificar Dp y Seleccionar Kv
VS	Veh/h	Volumen de Servicio

DISEÑO GEOMETRICO DEL TRAZADO (3.200)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Distancia de Visibilidad		
Dv	m	Distancia Visibilidad (Genérico)
Dp	m	Distancia de Parada
Da	m	Distancia Adelantamiento
df	m	Distancia de Frenado
dtp	m	Distancia Recorrida durante "tp"
±i	m/m	Pendientes (+) Subida; (-) Bajada
r	-	Coefficiente de Roce Rodante
tp	s	Tiempo de Percepción y Reacción
h ₁ ... h ₅	m	Alturas para Cálculos D _v
Amáx.	m	Despeje Lateral Requerido por D _v

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Alineamiento Horizontal		
Rectas y Curvas Circulares		
a	m	Ancho Normal de una Pista de Tránsito
b	%	Bombeo o Pendiente Transversal Normal de una Pista en Recta.
Dc	m	Desarrollo Curva Circular
E	m	Sobreechancho en Curva
e _n	m	Sobreechancho Parcial en Transición
l _n	m	Distancia al origen para e _n
Lr	m	Longitud Máxima en Recta
l	m	Longitud Desarrollo de Peralte
n	-	Número de Pistas
PC; MC; FC;	-	Principio, Mitad y Fin de Curva Circular
p	m/m	Peralte
p %	%	Peralte
Δp	%	Variación Total de la Pendiente Transversal
Δ	%	Pendiente Relativa de Borde Calzada Respecto de la Pendiente Longitudinal del eje Carretera.
q	%	Línea de Máxima Pendiente
R	m	Radio Curva Circular
Rm	m	Radio Mínimo Absoluto

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
RL	m	Radio Límite-Curvas en Contraperalte
S	m	Bisectriz (Distancia de V_n a MC)
Rectas y Curvas Circulares		
T	m	Tangentes a la Curva Circular
t	-	Coefficiente de Fricción Lateral
t_g	m/cada 1%	Tasa de Giro de Peralte
α	Grados centesimales	Angulo entre Dos Alineaciones (3.203.301)
ω	Grados centesimales	Deflexión entre dos Alineac. y Angulo del Centro.
V_n	-	Vértice-InterSección de Dos Alineaciones
Curvas de Enlace		
A	m	Parámetro de la Clotoide
d	m	Desplazamiento del Centro de la Circunferencia Retranqueada.
D_c	m	Desarrollo de la Curva Circular Enlazada
J	m/s^3	Variación de la Aceleración Transversal por Unidad de Tiempo.
L	m	Desarrollo de una Clotoide
l, l', l_0	m	Longitudes Desarrollo de Peraltes
OV	m	Origen Clotoide Respecto Vértice (Tang. Principal)
R	m	Radio Curva Circular
ΔR	m	Retranqueo de la Curva Circular
τ	g	Angulo de Desviación de la Clotoide en el Punto (R, L).
$X_p; Y_p$	m	Coordenadas del Punto de tangencia de la Clotoide con la Circunferencia
$X_c; Y_c$	m	Coordenadas del Centro de la Circunferencia Retranqueada
Alineamiento Vertical		
a_r	m/s^2	Aceleración Radial en Curvas Verticales
C	m	Luz Libre Vertical entre Rasante y Estructura
D_a	m	Distancia Adelantamiento
D_p	m	Distancia Parada
$\pm i$	m/m	Pendiente Longitudinal (+) Subida ; (-) Bajada
$\pm i \%$	%	Pendiente Longitudinal (+) Subida ; (-) Bajada
θ	Radianes $\approx (i_1 - i_2) m/m$	Deflexión en el Vértice entre Dos Alineaciones del Perfil Longitudinal.
K	m	Parámetro Parábola 2do. Grado
K_a	m	Parámetro Curva Vertical Convexa por Criterio Adelantamiento
K_c	m	Parámetro Curva Vertical Cóncava por Criterio de Parada.
K_{ci}	m	Parámetro Curva Vertical Cóncava en Zonas con Iluminación Artificial.
K_{ce}	m	Parámetro Curva Vertical Cóncava bajo Estructuras.
K_v	m	Parámetro Curva Vertical Convexa por Criterio Visibilidad de Parada.
$2T = L_v$	m	Proyección Horizontal de una curva Vertical.

LA SECCION TRANSVERSAL (3.300)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
a	m	Ancho Normal de una Pista de Tránsito
ac	m	Ancho de las Cunetas a Nivel de Subrasante
b	%	Bombeo
bc	m	Base de las Cunetas Trapeciales
bd, bi	m	Ancho Berma Derecha y Berma Izquierda
ct	m	Proyección Horizontal de la caída de las tierras entre borde exterior del SAP y la Subrasante
h _c	m	Profundidad Util de las Cunetas
h _e	m	Espesor de la Estructura del Firme (pav. + base+ sub-base).
he'	m	he en Borde Externo del SAP
h _f	m	Profundidad del Foso
h _z	m	Profundidad del Contrafoso
Hc	m	Altura Total del Corte
Hc (1, 2, ..., n)	m	Altura de Escalones de Corte
Ht	m	Altura Total de Terraplén
i _s	% / m/m	Pendiente Transversal del SAP
i _{sr}	% / m/m	Pendiente Transversal de la Subrasante
nt	-	Componente Horizontal de la Inclinación de Taludes en Terraplén.
n _c	-	Componente Vertical de Taludes en Corte
nc(1, 2, ... ,n)	-	n de c/u de los tramos de Corte entre Escalones
n _{ce} , n _{ci}	-	n del Talud Exterior e Interior de la Cuneta, (comp. Horizontal en rellenos, vertical en cortes)
n _{fe} , n _{fi}	-	n del Talud Exterior e Interior del Foso, respectivamente. (componente vertical)
n _{ze} , n _{zi}	-	n del talud Exterior e Interior del Contrafoso, respectivamente. (componente vertical)
p	%	Peralte
pb	%	Inclinación Transversal de bancos en Corte
pic	m/m	Pendiente Transversal del Talud Interior de las Cunetas [véase Tabla 3.303.401(2).A].
SAP	m	Sobrecancho de la Plataforma

INTERSECCIONES (3.400)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Tránsito y Capacidad (Véase también símbolos de Política Básica de Diseño).		
L	-	Vehículo Liviano
C	-	Camiones y buses
Va	-	Vehículos articulados
t _a	s	Tiempo para acelerar y despejar la calzada
t _c	s	Tiempo Crítico (determinación tipo de Control)
Nt	-	Número de pistas de trazado
Diseño Geométrico (Véase también 3.200)		
Distancias de Visibilidad		
da; db	m	Distancias de Visibilidad en el Triángulo de Visibilidad

Trazado en Planta	UNIDAD DE MEDIDA	
a	m	Ancho de Calzada de Ramal
R – r – R'	m – m - m	Radio en Curvas de 3 Centros (R puede ser = R')
Vías de Cambio de Velocidad		
C	m	Ancho Inicial de Cuña
F	tanto por uno	Fracción de Velocidad Operación al Final de Cuña de Deceleración.
LA	m	Longitud de Pista de Aceleración (sin Cuña)
LC	m	Longitud de Cuña
LD	m	Longitud de Pista de Deceleración (Sin Cuña)
LE	m	Longitud de Espera en Pistas de Deceleración Central.
LT	m	Longitud total de Pistas Cambio Velocidad
θ_i	g	Angulo de Incidencia de Ramal sobre Pista de Salida.
Vc y Vr	km/h	Velocidad de Diseño de Carretera y Ramal

ENLACES (3.500)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Tipos de Enlace y Ramales		
C – D	-	Vía o Pista Colectora Distribuidora
D	-	Ramal Directo
L	-	Lazo
SD	-	Ramal Semidirecto
Trazado en Planta de Ramales		
a	m	Ancho de Calzada
b	m	Ancho de Berma
L.L.D.	m	Luz libre Lateral a la Derecha
L.L.I.	m	Luz libre Lateral a la Izquierda

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLATAFORMA (3.600)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Diseño de la Infraestructura		
c	Kgf/cm ²	Cohesión
c'	Kgf/cm ²	Cohesión Efectiva
CH	-	Clasificación USCS-Arcillas Alta Plasticidad
CL	-	Clasificación USCS-Arcillas Baja Plasticidad
GC	-	Clasificación USCS-Grava Arcillosa
GM	-	Clasificación USCS-Grava Limosa
GP	-	Clasificación USCS-Grava Mal Graduada
GW	-	Clasificación USCS-Grava Bien Graduada
ML	-	Clasificación USCS-Limo Baja Compresibilidad
MH	-	Clasificación USCS-Limo Alta Compresibilidad
OL	-	Clasificación USCS-Limo Orgánico (BP)

Diseño de la Infraestructura	UNIDAD DE MEDIDA	
OH	-	Clasificación USCS-Arcilla Orgánica (AP)
σ	Kgf/cm ²	Presión Normal Total en un Punto
σ'	Kgf/cm ²	Presión Normal Efectiva
pt	-	Clasificación USCS-Suelos Orgánicos (Turbas, etc.)
SC	-	Clasificación USCS-Arena Arcillosa
SM	-	Clasificación USCS-Arena Limosa
SP	-	Clasificación USCS-Arena Mal Graduada
SW	-	Clasificación USCS-Arena Bien Graduada
Tg ϕ	-	Fricción Interna
τ_f	Kgf/cm ²	Resistencia al Corte ($\tau_f = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\phi$)
u	Kgf/cm ²	Presión Intersticial o de poros
Diseño de la Superestructura		
EE	-	Ejes Equivalentes a un eje simple de rueda doble de 80 kN de peso.
pi	-	Índice de Serviciabilidad Inicial del pavimento
pf	-	Índice de Serviciabilidad Final del Pavimento
IRI	m/km	Índice de Rugosidad (Regularidad) Internacional
R	%	Nivel de Confianza
NE	mm	Número Estructural
ai	-	Coefficiente estructural de la capa de orden i
hi	mm	Espesor de la capa de pavimento de orden i
m ₂ , m ₃	-	Coefficientes de drenajes de capas no tratadas
MR	MPa	Módulo Resiliente del suelo
TMMA	°C	Temperatura media mensual del aire
TMAPA	°C	Temperatura media anual ponderada del aire
D	mm	Espesor de la losa de hormigón
S'c	MPa	Resistencia media a la flexotracción del hormigón a los 28 días-
σ'_t	MPa	Tensión de tracción máxima en la losa con carga en el borde, considerando el efecto de la temperatura.
σ_t	MPa	Tensión de tracción máxima en la losa con carga en el borde, considerando el efecto de la temperatura en la prueba AASHO.
Sr	%	Nivel de saturación
K	MPa/m	Módulo de reacción de la subrasante.
FAULTD	mm	Escalonamiento promedio en losas de hormigón con juntas y barras de traspaso de cargas.
C _d	-	Coefficiente de drenaje (pavimentos rígidos)
IE	mm	Índice Estructural (tratamientos superficiales)
NE _{rec}	mm	Número Estructural del Recarpeteo
Nef	mm	Número Estructural efectivo para soportar el tránsito futuro.
NEef	mm	Número Estructural Efectivo del pavimento existente.
D _{rep}	mm	Espesor de la losa de hormigón de reposición
D _f	mm	Espesor de la losa necesaria para soportar el tránsito futuro
D _{ef}	mm	Espesor Efectivo de la losa existente.

DRENAJE, SANEAMIENTO Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS (3.700)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Hidrología		
A	km ²	Superficie de una Cuenca Hidrográfica
B	Horas	Base del Hidrograma Unitario
C	-	Coefficiente de Escurrimiento
n	Años	Serie de ..., Vida Util, Números de Orden de un Evento.
q _p	lts/s-km ²	Valor Máximo Hidrograma Unitario
r	%	Probabilidad de Falla o Riesgo
t	Minutos	Duración de una Lluvia
T _p	Horas	Tiempo de Retraso (Hidrograma Unitario)
T	Años	Período de Retorno
T _c	Minutos	Tiempo de Concentración
L	km	Distancia al punto más alejado de la Hoya

DRENAJE TRANSVERSAL (3.703); DRENAJE DE LA PLATAFORMA (3.704); CANALES (3.705)

SIMBOLO	UNIDAD DE MEDIDA	CONCEPTO
Ω	m ²	Area o Sección de Escurrimiento de un Conducto o Cauce.
D	m	Diámetro de un Tubo
H	m	Carga en Obras con Control de Salida
h	m	Altura de Agua en un Canal
H _e	m	Altura de Agua a la entrada de una obra
h _c	m	Altura Crítica
K _e	-	Coefficiente de Pérdida de Carga
L	m	Longitud de un Tubo o Alcantarilla
n	-	Coefficiente de Rugosidad Manning
χ	m	Perímetro Mojado
Q	m ³ /s	Caudal o Gasto
R	m	Radio Hidráulico (Ω/χ)
i	m/m	Pendiente de un ducto o canal
τ	kg/m ²	Fuerza Tractriz
τ _s	kg/m ²	Fuerza Tractriz en el talud
τ _f	kg/m ²	Fuerza Tractriz en el Fondo
V	m/s	Velocidad de Escurrimiento

SECCION 3.004 SISTEMA DE UNIDADES

3.004.1 ASPECTOS GENERALES

En la Sección 2.004 del MC-V2 se presenta un resumen de la Norma Nch 30 Of98, denominada "Unidades SI y recomendaciones para el uso de sus múltiplos y de otras ciertas unidades". Se edita en hojas color celeste.

Esta Norma es una homologación de la Norma ISO 1000 siendo idéntica a la misma. El anexo A forma parte del cuerpo de la norma. El anexo B, que no forma parte de la norma, se inserta a título informativo.

El resumen contenido en 2.004 está elaborado mediante citas textuales de aquellos aspectos de la Norma que dicen relación con las unidades de uso habitual en el Manual de Carreteras. Las partes que se han excluido se indican mediante notas encuadradas en un rectángulo.

Las citas a la Norma se hacen empleando la numeración que en ella figura. Los numerales que se han omitido corresponden a especialidades ajenas a las materias que aborda el Manual de Carreteras.

3.004.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA

Los proyectos de carreteras y caminos de la Dirección de Vialidad se ajustarán al contenido de esta norma, por lo tanto las unidades básicas, unidades derivadas y unidades suplementarias se usarán respetando el nombre y símbolo de cada una de ellas. Aun cuando se deberá respetar todo el contenido de la norma, se destaca especialmente el punto 6 "Reglas para escribir los símbolos de las unidades", que se cita a continuación.

"Los símbolos de las unidades deberán ser impresos en caracteres romanos (rectos) (independientemente del tipo usado en el resto del texto), permanecerán inalterados en el plural, se escribirán sin punto final (punto ortográfico) excepto por la puntuación normal del texto, ej., al final de una frase deberá ser puesto después del valor numérico completo en la expresión de una magnitud, dejando un espacio entre el valor numérico y el símbolo de la unidad".

"Los símbolos de las unidades deberán en general ser escritos con minúscula, excepto en el caso que el nombre de la unidad derive de un nombre propio se escribirá la primera letra en mayúscula.

Ejemplos:

m	metro
s	segundo
A	ampere
Wb	weber

Cuando una unidad compuesta se forma por multiplicación de dos o más unidades, se le indicará en una de las siguientes formas:

N · m, N m

Notas:

- 1) En un sistema con un conjunto de caracteres limitados, un punto sobre la línea es usado en lugar de un punto a media altura.
- 2) La última manera indicada se puede también escribir sin un espacio, teniendo especial cuidado cuando el símbolo de una de las unidades es el mismo que el símbolo para un prefijo, ej. mN es usado sólo para milinewton y no para metro newton.

“Cuando se forma una unidad compuesta por división de una unidad por otra, esto puede ser indicado de una de las formas siguientes:

$$\frac{m}{s}, \quad m/s, \quad m \cdot s^{-1}.$$

Una barra (/) no deberá ser seguida por un símbolo de multiplicación o división en la misma línea formando una combinación, a menos que se inserte un paréntesis para evitar toda ambigüedad. En casos complicados, se usarán potencias negativas o paréntesis”.

3.004.3 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES

Todas las longitudes que figuren en los documentos y planos de un Estudio Vial se expresarán en metros (m), centímetros (cm) o milímetros (mm), según sea la especialidad de que se trate, debiendo cada cifra estar acompañada de la unidad que le corresponda, o bien, si se trata de un plano, incluir una nota destacada que indique, por ejemplo, “DIMENSIONES EN milímetros (mm), SALVO INDICACION EXPRESA EN CONTRARIO”.

En los documentos y planos relativos a trazados en planta y alzado, así como toda vez que se deba hacer referencia a una cierta distancia acumulada referida a un cierto origen, se le antepondrá a la cifra correspondiente, la sigla “Dm” correspondiente al concepto **“Distancia Acumulada expresada en metros”**.

Consecuentemente, se abandona a partir de la fecha de entrada en vigencia de este Volumen del Manual de Carreteras, el concepto de kilometraje y su unidad el kilómetro, reemplazándolos por el concepto de Distancia Acumulada y su notación “Dm” como se indica en el siguiente ejemplo:

Km 252,324843 (Notación Antigua)
Dm 252.324,843 (Nueva Notación)

No obstante lo anterior, en las Señales Camineras Informativas que expresan la distancia a algún destino o la longitud de un cierto tramo, se seguirá empleando como unidad el kilómetro (km).

Del mismo modo las velocidades de proyecto, o velocidades máximas señalizadas se seguirán expresando en kilómetros por hora (km/h)

En un Resumen Ejecutivo y sus esquemas ilustrativos, se podrá emplear la notación en kilómetros, con un máximo de tres decimales, es decir aproximando la distancia acumulada al metro, o bien, la nueva notación en metros sin decimales, sin embargo, habiendo optado por una de estas notaciones no se podrá emplear la otra en el mismo documento.

SECCION 3.005 VEHÍCULOS TIPO

3.005.1 ASPECTOS GENERALES

Los vehículos que circulan por las carreteras influyen el diseño fundamentalmente desde dos puntos de vista : velocidad que son capaces de desarrollar y dimensiones que le son propias.

Los vehículos livianos: automóviles y similares, determinan las velocidades máximas a considerar en el diseño, así como las dimensiones mínimas, ellas participan en la determinación de las distancias de visibilidad de parada y adelantamiento.

Los vehículos pesados: camiones de diversos tipos, y en menor medida los buses, experimentan reducciones importantes en su velocidad de operación cuando existen tramos en pendiente. La necesidad de limitar estas reducciones de velocidad determina la longitud y magnitud aceptable de las pendientes (véase Numeral 3.204.303 de este Volumen).

Las dimensiones de estos vehículos: largo, ancho y alto, influyen en gran medida diversos elementos de la Sección Transversal y determinan los radios mínimos de giro, los ensanches de la calzada en curva y el gálibo vertical bajo estructuras. Las dimensiones consideradas para el diseño se establecen en 3.005.3 y los radios de giro mínimos en 3.005.5.

3.005.2 DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS LIVIANOS

La longitud y el ancho de los vehículos livianos no controlan el diseño, salvo que se trate de una vía en que no circulan camiones, situación poco probable en el diseño de carreteras rurales. A modo de referencia se citan las dimensiones máximas de vehículos de origen norteamericano, en general mayores que las del resto de los fabricantes de automóviles.

ANCHO: 2,1 m
LARGO: 5,8 m

Para el cálculo de distancias de visibilidad de parada y de adelantamiento, se requiere definir diversas alturas, asociadas a los vehículos livianos, que cubran las situaciones más desfavorables en cuanto a visibilidad.

Las alturas que se citan a continuación corresponden en general a vehículos pequeños, cuya participación en el parque es ya significativa, pero excluye algunos modelos deportivos existentes en muy baja proporción en nuestro medio.

h = Altura focos delanteros: 0,60 m
 h_1 = Altura ojos del conductor: 1,10 m
 h_2 = Altura obstáculo fijo en la carretera: 0,20 m
 h_3 = Altura ojos conductor de camión o bus (Curvas Cóncavas bajo estructura): 2,50 m
 h_4 = Altura luces traseras de un automóvil o menor altura perceptible de carrocería: 0,45 m
 h_5 = Altura del techo de un automóvil: 1,20 m

3.005.3 DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS PESADOS

Las dimensiones que se citan a continuación corresponden a las legales vigentes según Resolución N°1, de 3 de enero de 1995, del Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones, y sus modificaciones.

- ANCHO MAXIMO EXTERIOR: 2,60 m (Con o sin carga)
- ALTO MAXIMO SOBRE EL NIVEL DE SUELO: 4,20 m (Con o sin carga)

No obstante la altura máxima indicada, se debe tener presente que la luz libre o gálibo vertical que se considerará para el diseño de estructuras es de 5,0 m y de 5,5 m en el caso de las Pasarelas.

Las longitudes máximas de los vehículos pesados y de los elementos remolcables que los componen son:

- BUS	13,20 m
- BUS (Autorizado por Res. N° 62 de 2001 MINTRATEL)	14,00 m
- BUS ARTICULADO	18,00 m
- CAMIÓN SIMPLE	11,00 m
- SEMIRREMOLQUE CORRIENTE (elemento remolcable)	14,40 m
- REMOLQUE (elemento remolcable)	11,00 m
- TRACTO CAMIÓN CON SEMIRREMOLQUE CORRIENTE	18,60 m
- TRACTO CAMIÓN CON SEMIRREMOLQUE PARA TRANSPORTE DE AUTOMÓVILES	22,40 m
- CAMIÓN CON REMOLQUE	20,50 m
- CAMIÓN CON REMOLQUE PARA TRANSPORTE DE AUTOMÓVILES	22,40 m

3.005.4 PESOS MÁXIMOS DE VEHÍCULOS EN CARRETERA

De acuerdo con el DS N° 158, de 1980, del Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones, y el Decreto N° 414, de 2014, que lo complementa, los pesos máximos por eje y el peso bruto total, para vehículos circulando por caminos públicos, no podrán sobrepasar los siguientes límites, excepción hecha de las tolerancias que fijó la Resolución DV N° 519 de 1996.

**TABLA 3.005.4.A
PESOS MÁXIMOS POR EJE Y SUS COMBINACIONES**

Tipo de Eje	Tipo de Rodado	Peso (t)	Tolerancia (t)
Simple	Simple	7	0,35
Simple Dobl	e	11	0,60
Simple (compuesto por semiejes)	Múltiple (4 ruedas)	12	-
Simple (compuesto por semiejes)	Múltiple (8 ruedas)	14	-
Doble Simple		14	0,70
Doble	Uno doble + uno simple	16	0,75
Doble Dobl	e	18	0,90
Triple Simple		19	0,95
Triple	Dos dobles + uno simple	23	1,10
Triple Dobl	e	25	1,20
Cuádruple Dobl	e	29	-

Ejes simples con rodado múltiple, de 4 u 8 ruedas, deben ir conectados a un sistema de suspensión neumático, hidráulico o hidroneumático, con la finalidad que el peso de la carga sobre la plataforma se distribuya uniformemente. Para el uso de sistemas compuestos por este tipo de ejes, a partir de conjuntos de cinco o más ejes, se exigirá direccionalidad de las ruedas por accionamiento mecánico o hidráulico.

Eje doble es un conjunto de dos ejes cuya distancia entre centros de ruedas es superior a 1,2 metros e inferior a 2,4 metros.

Eje triple es un conjunto de tres ejes cuya distancia entre centros de ruedas extremas es superior a 2,4 metros e inferior a 3,6 metros.

Eje cuádruple es un conjunto de cuatro ejes cuya distancia entre centros de ruedas extremas es superior a 3,60 metros e inferior a 4,80 metros. Este tipo de eje solo puede ser utilizado con autorización de la Dirección de Vialidad para el transporte de carga indivisible.

Rodado simple es aquel que consta de dos ruedas por eje.

Rodado doble es aquel que consta de cuatro ruedas por eje.

No obstante los límites señalados para cada conjunto de ejes, cualquiera subcombinación de ejes del conjunto deberá respetar los límites máximos asignados a ella en forma individual.

El Peso Bruto Total queda limitado a los siguientes valores según el tipo de vehículo.

CAMIÓN SEMIRREMOLQUE:

a) Eje posterior simple o doble

Distancia entre centros ruedas extremas	Peso Bruto Total del conjunto
L < 13 m	39 t
13 m < L < 15 m	42 t
L > 15 m	45 t

b) Eje posterior triple, independiente de L 45 t

CAMIÓN MÁS REMOLQUE:

Uno o más remolques, cualesquiera sea la distancia entre ejes extremos, Peso Bruto Total del conjunto	45 t
---	------

3.005.5 GIRO MÍNIMO VEHÍCULOS TIPO. El espacio mínimo absoluto para ejecutar un giro de 180° en el sentido de los punteros del reloj queda definido por la trayectoria que sigue el extremo delantero izquierdo del parachoques del vehículo (trayectoria exterior) y por la rueda trasera derecha (trayectoria interior). La trayectoria exterior queda determinada por el radio de giro mínimo propio del vehículo y es una característica de fabricación.

La trayectoria interior depende de la trayectoria exterior, del ancho del vehículo, de la distancia entre el parachoques delantero y el eje de la última rueda trasera en los vehículos simples (camión o bus) denominada "L₀", y en los semirremolques, de la distancia entre el parachoques delantero y el último eje del tractor (L₁) y de la distancia entre el pivote de la mesa de apoyo y el último eje del semirremolque (L₂).

En las Láminas 3.005.5.A y .B se ilustran las trayectorias mínimas obtenidas de "A Policy on Geometric Design of Rural Highways, 1994, AASHTO", para un vehículo liviano de fabricación norteamericana: un bus interurbano de 12,1 m de largo, un camión con remolque de 19,9 m de largo y un camión tractor y semirremolque de 22,5 m de largo.

Dos de los vehículos obtenidos del estudio AASHTO son levemente más cortos que los permitidos legalmente en Chile:

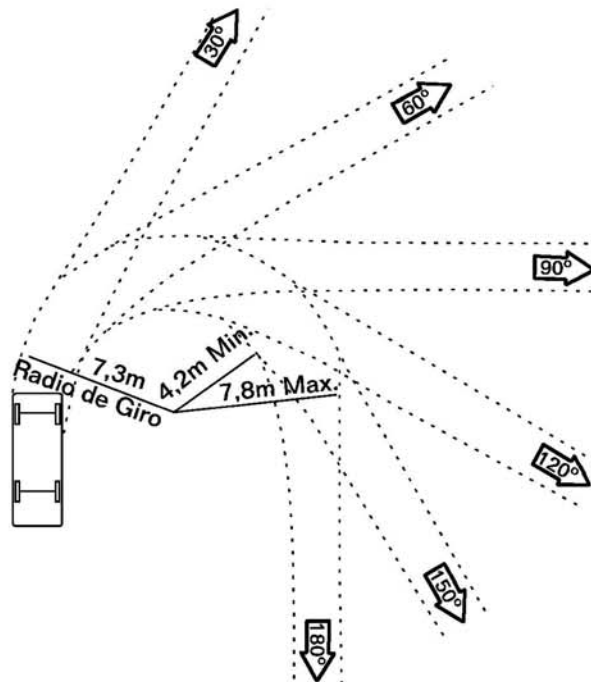
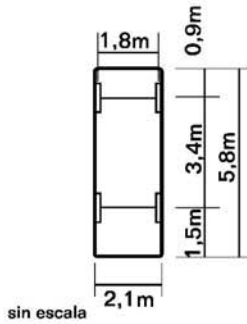
Bus = 13,2 m y 14,0 m Chile; 12,1 m AASHTO.
Camión con remolque 20,5 m Chile; 19,9 m AASHTO

Como vehículo rígido para el cálculo de los ensanches máximos en curva, para radio mínimos en intersecciones, y para el cálculo del ensanche requerido en curvas de retorno bidireccionales, se considerará el bus de 14,0 m autorizado legalmente en Chile. Por ser un vehículo rígido basta con conocer en detalle sus dimensiones.

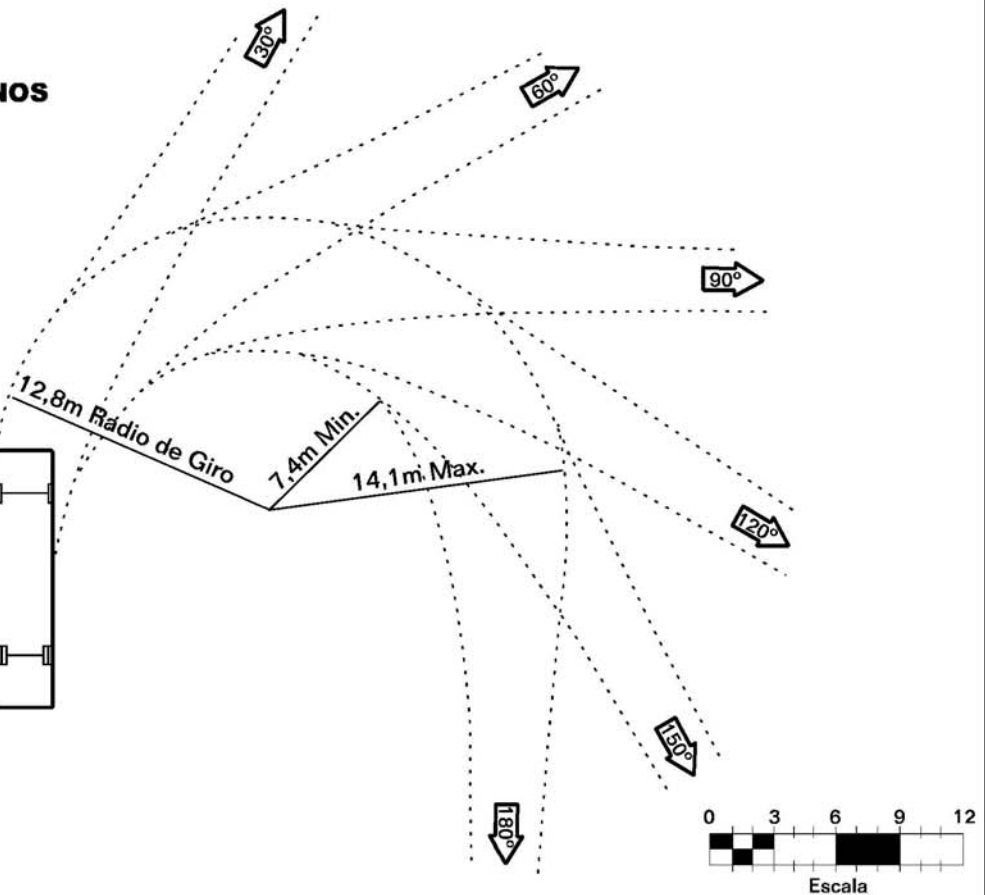
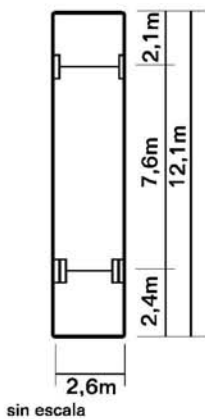
Para los cálculos en que interviene un vehículo articulado, se considera por lo general el semirremolque corriente de 18,6 m de largo total autorizado legalmente en Chile. AASHTO no presenta un vehículo de ese largo, por lo que se procedió a determinar el giro mínimo de este tipo de vehículo mediante mediciones efectuadas en una cancha de pruebas, resultados que se emplearon para el cálculo de las curvas de retorno.

En la Lámina 3.005.5.C se ilustran las dimensiones parciales de los buses de 13,2 m y 14,0 m, del semirremolque de 18,6 m, y para este último, la trayectoria del parachoques delantero izquierdo (trayectoria exterior) y de la última rueda derecha del *tandem* trasero (trayectoria interior), según el ensaye mencionado precedentemente.

**VEHICULO LIVIANO
(AASHTO - P)**

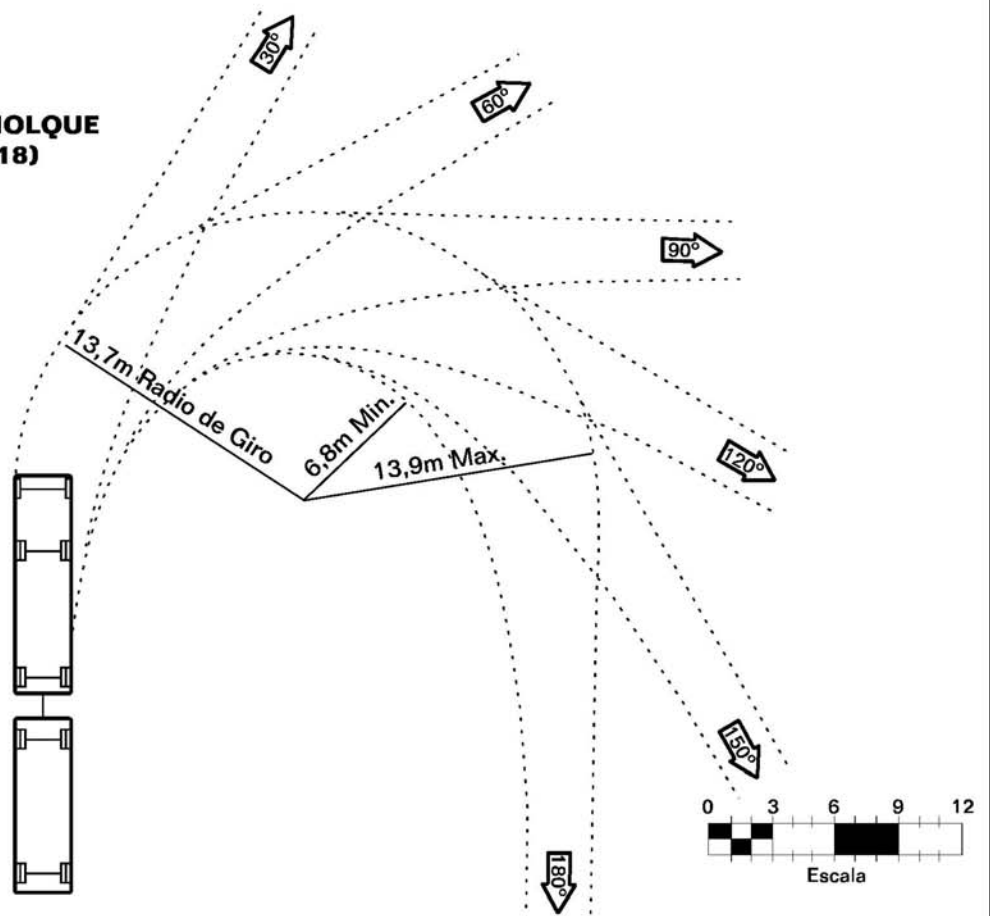
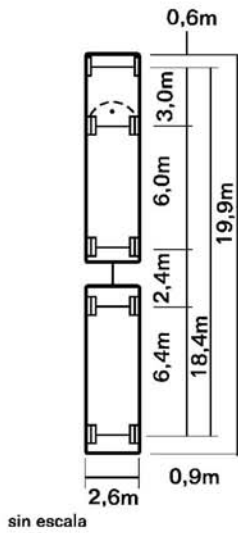


**BUSES INTERURBANOS
(AASHTO - BUS)**

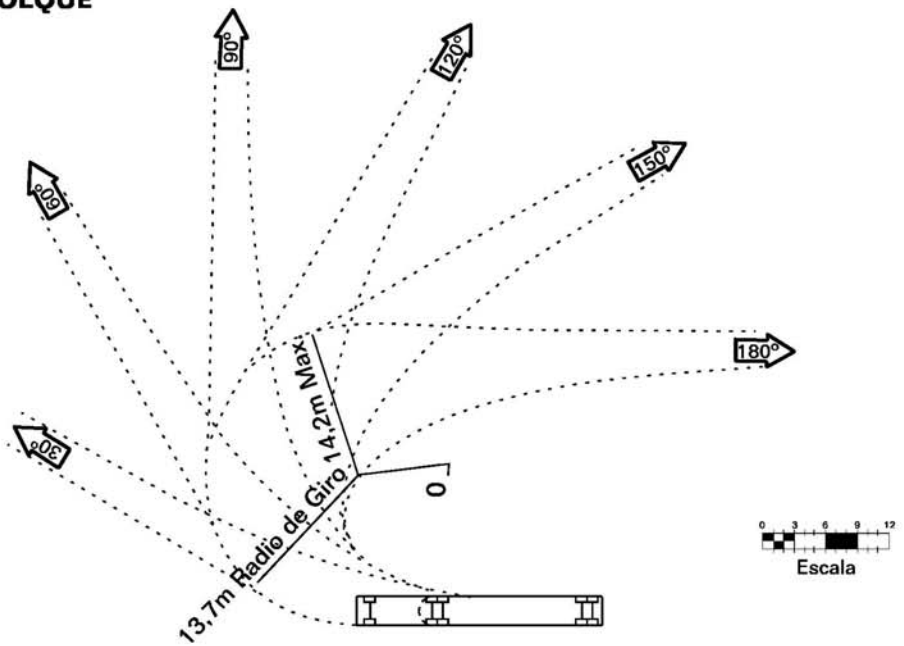
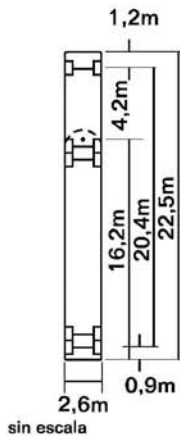


Las líneas punteadas muestran la trayectoria del borde exterior izquierdo del parachoque delantero y la trayectoria de la rueda trasera derecha.
La rueda delantera izquierda tiene una trayectoria circular (no se ilustra) acorde con el radio de giro del vehículo.

**CAMIÓN CON REMOLQUE
(AASHTO WB-18)**

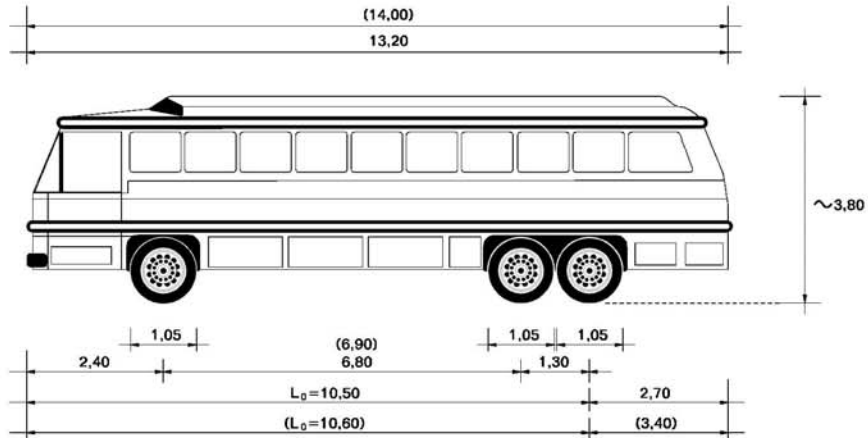


**CAMIÓN CON SEMIREMOLQUE
(AASHTO WB-20)**

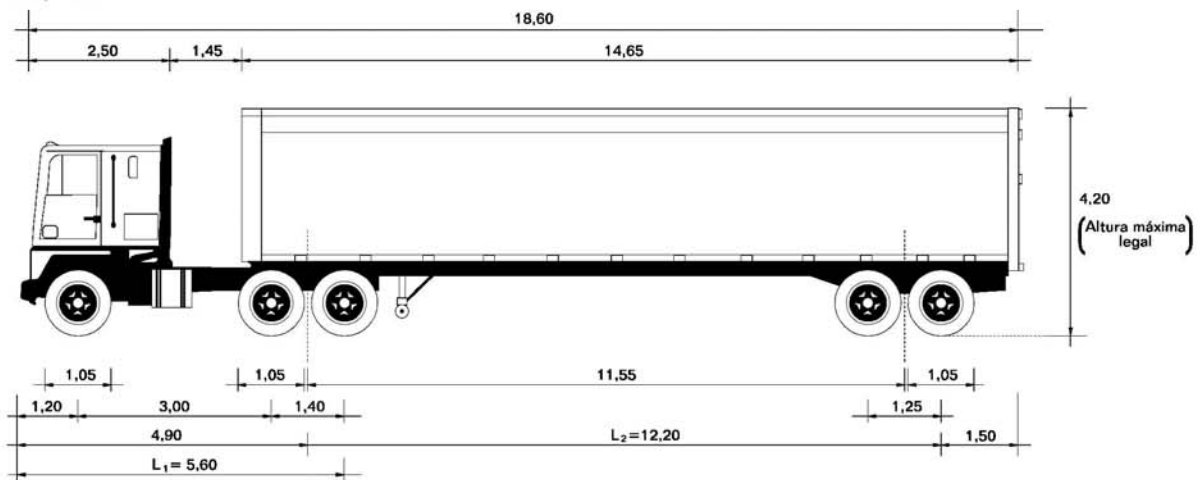


Las líneas punteadas muestran la trayectoria del borde exterior izquierdo del parachoque delantero y la trayectoria de la rueda trasera derecha.
La rueda delantera izquierda tiene una trayectoria circular (no se ilustra) acorde con el radio de giro del vehículo.

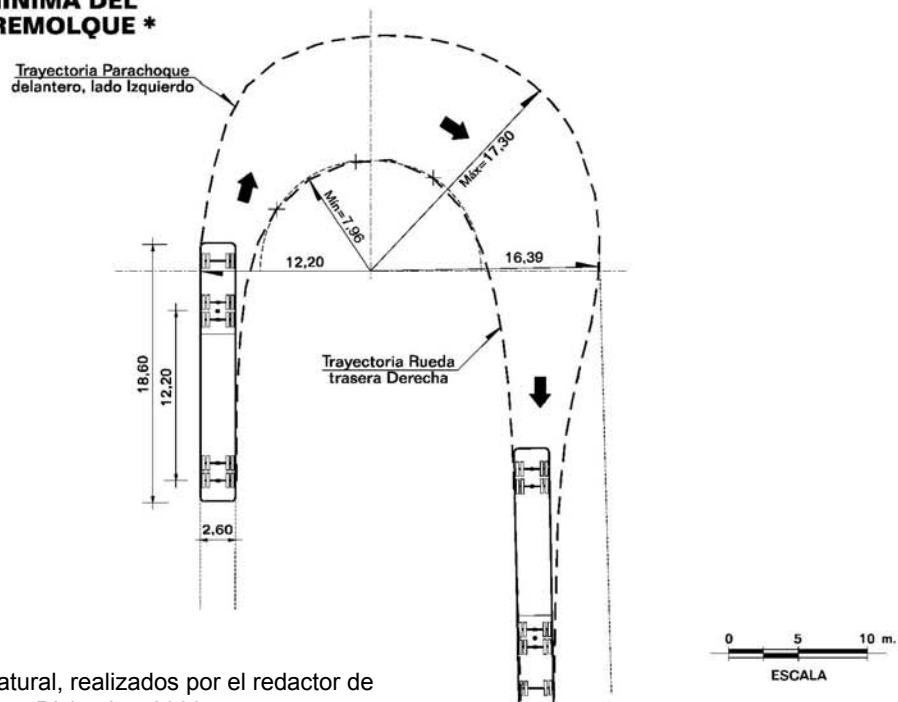
BUS
L=13,20m



SEMIRREMOLQUE CORRIENTE
L=18,60m



**TRAYECTORIA MINIMA DEL
CAMION SEMIRREMOLQUE ***



* Pruebas a escala natural, realizados por el redactor de este Volumen, Chile – Diciembre 2000.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPITULO 3.100 CONTROLES BASICOS DE DISEÑO

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.100 CONTROLES BÁSICOS DE DISEÑO

SECCIÓN	3.101 FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE UNA CARRETERA O CAMINO
3.101.1	CLASIFICACIÓN DE LOS FACTORES
3.101.101	Aspectos Generales
3.101.102	Factores Funcionales
3.101.103	Factores Físicos
3.101.104	Factores de Costo Asociados a la Carretera
3.101.105	Factores Humanos y Ambientales
3.101.2	PONDERACIÓN CUALITATIVA DE LOS FACTORES MÁS RELEVANTES
SECCIÓN	3.102 CRITERIOS PARA DEFINIR LAS CARACTERÍSTICAS DE UNA CARRETERA O CAMINO
3.102.1	ASPECTOS GENERALES
3.102.2	FUNCIÓN DE LA CARRETERA O CAMINO
3.102.3	DEMANDA Y CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO
3.102.301	Aspectos Generales
3.102.302	Tránsito Medio Diario Anual (TMDA)
3.102.303	Clasificación por Tipo de Vehículo
3.102.304	Demanda Horaria
3.102.305	Crecimiento del Tránsito
3.102.4	CONCEPTOS RELATIVOS A VELOCIDAD EN EL DISEÑO VIAL
3.102.401	Velocidad de Proyecto (Vp)
3.102.402	Velocidad Específica (Ve)
3.102.403	Velocidad de Operación (Vop)
3.102.404	Velocidad Percentil 85 (V85%)
3.102.405	Velocidades de Proyecto Según Categoría de la Obra Vial
3.102.5	CONTROL DE ACCESO
3.102.501	Aspectos Generales
3.102.502	Accesos Directos
3.102.503	Caminos Laterales o de Servicios
3.102.504	Control de Acceso y Nuevos Trazados
3.102.505	Control de Acceso y Caminos Existentes
3.102.506	Materialización del Control de Acceso

- 3.102.507** **Instalaciones al Lado de la Carretera**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Frecuencia de Instalaciones en Caminos con Control de Acceso*
 - (3) Instalaciones Dentro de la Faja Expropiada*
 - (4) Instalaciones Fuera de la Faja Expropiada*
 - (5) Utilización Ventajosa de Intersecciones y Enlaces*
 - (6) Conexiones a la Calzada*
 - (7) Obstrucciones a la Visibilidad*
 - (8) Letreros Comerciales*

- 3.102.6** **FACILIDADES PARA PEATONES**
- 3.102.601** **Responsabilidades**
- 3.102.602** **Reposición**
- 3.102.603** **Carreteras que Cruzan Áreas Urbanas o Suburbanas**
- 3.102.604** **Caminos Laterales o de Servicio**
- 3.102.605** **Áreas de Enlaces**
- 3.102.606** **Parada de Buses**
- 3.102.607** **Senderos**
- 3.102.608** **Pasarelas a Distinto Nivel**

3.102.7 **VALORES ESTÉTICOS Y ECOLÓGICOS**

- 3.102.8** **CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO**
- 3.102.801** **Aspectos Generales**
- 3.102.802** **Tipos de Carreteras Rurales Consideradas**
- 3.102.803** **Condiciones Ideales o de Referencia**
- 3.102.804** **Capacidad de una Carretera o Camino**
- 3.102.805** **Niveles de Servicio**
 - (1) Niveles de Servicio en Caminos Bidireccionales*
 - (2) Niveles de Servicio en Caminos y Carreteras Unidireccionales*
 - (3) Ejemplos de Aplicación*

SECCIÓN **3.103 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN FUNCIONAL PARA DISEÑO**

- 3.103.1** **ASPECTOS GENERALES**
- 3.103.2** **SISTEMA DE CLASIFICACIÓN**
- 3.103.201** **Categoría de Las Vías**
 - (1) Autopista*
 - (2) Autorrutas*
 - (3) Carreteras Primarias*
 - (4) Caminos Colectores*
 - (5) Caminos Locales*
 - (6) Caminos de Desarrollo*
- 3.103.202** **Códigos de la Clasificación**
- 3.103.3** **CARACTERÍSTICAS SEGÚN CATEGORÍA**
- 3.103.4** **SELECCIÓN DE VELOCIDADES**

CAPITULO 3.100 CONTROLES BASICOS DE DISEÑO

SECCION 3.101 FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO DE UNA CARRETERA O CAMINO

3.101.1 CLASIFICACION DE LOS FACTORES

3.101.101 Aspectos Generales. Existen factores de distinta naturaleza que influyen en diversos grados el diseño de una carretera. No siempre es posible considerarlos explícitamente en una instrucción o recomendación de diseño en la justa proporción que les puede corresponder.

En consideración a lo anterior, en cada proyecto es necesario examinar la relevancia especial que puedan adquirir uno o varios factores, según se los analiza en 3.102, para luego considerarlos adecuadamente al aplicar la Clasificación Funcional para Diseño”, que se definió en 2.101.103 del MC-V2, y cuyas particularidades respecto del diseño se tratan en 3.103.

3.101.102 Factores Funcionales. Tienen relación, en general, con el servicio para el cual la carretera debe ser diseñada, destacándose los siguientes:

- a) Función que debe cumplir la carretera.
- b) Volumen y características del tránsito inicial y futuro
- c) Velocidad de Proyecto y Velocidad de Operación deseable
- d) Seguridad para el usuario y la comunidad circundante
- e) Relación con otras vías y la propiedad adyacente

3.101.103 Factores Físicos. Dicen relación con las condiciones impuestas por la naturaleza y suelen implicar restricciones que la clasificación para diseño debe considerar. Los principales son:

- a) Relieve, hidrografía y geología en la zona del trazado
- b) Clima de la zona

3.101.104 Factores de Costo Asociados a la Carretera. En rigor, los costos asociados a una carretera son consecuencia de la categoría de diseño adoptada para ella. Esta relación es tan directa que muchas veces actúa como un criterio realimentador que obliga a modificar decisiones previas respecto de las características asignadas a un Proyecto. Estas situaciones se resolverán mediante los estudios económicos de Prefactibilidad o Factibilidad, expuestos en el Tomo II del Volumen N° 1 “Evaluación de Proyectos Interurbanos”, cuya relación con los Niveles de Estudio se expone en el Tópico 2.101.4 del MC-V2.

3.101.105 Factores Humanos y Ambientales. Las decisiones tecnológicas están sin duda relacionadas con las características de la comunidad que se pretende servir y el medio ambiente en que ésta se inserta.

Algunos de los factores que influyen en mayor grado las decisiones en relación a un proyecto de carreteras son:

- a) Idiosincrasia de usuarios y peatones
- b) Uso de la tierra adyacente al eje vial
- c) Actividad de la zona de influencia
- d) Aspectos Ambientales-Impacto y Mitigación

3.101.2 PONDERACION CUALITATIVA DE LOS FACTORES MAS RELEVANTES

Como es lógico, los diversos factores antes mencionados se influyen entre sí y adquieren mayor relevancia según sea la función asignada a la carretera y las características del entorno en que ésta se localiza (físico, humano, económico y ambiental).

No existen criterios o metodologías que permitan considerar simultáneamente y con su exacta ponderación la importancia de cada uno de los factores antes mencionados. Es por eso que a continuación se destacan los aspectos que por lo general influyen en mayor grado las decisiones a adoptar en relación a un proyecto específico.

- a) El tipo y calidad de servicio que la carretera debe brindar al usuario y a la comunidad nacional, regional o local, según corresponda, debe definirse en forma clara y objetiva, ya que de ello dependerá la categoría asignada al proyecto y las eventuales restricciones que deberán imponerse al usuario y a los habitantes y centros de actividad económica de la zona de influencia.
- b) La seguridad para el usuario y para aquéllos que de algún modo se relacionen con la carretera constituye un factor fundamental que no debe ser transado por consideraciones de otro orden.
- c) La inversión inicial en una carretera es sólo uno de los factores de costo y debe ser siempre ponderado conjuntamente con los costos de conservación y operación a lo largo de la vida de la obra.

La acertada selección de la categoría que le corresponde a un proyecto específico, así como la correcta aplicación de las técnicas de diseño, permiten, mediante un tratamiento cuidadoso de los sectores conflictivos, obtener un equilibrio óptimo entre seguridad deseable, calidad de servicio y rentabilidad social del proyecto.

- d) La oportuna consideración del impacto de un proyecto sobre el medio ambiente permite evitar o minimizar daños que en otras circunstancias se vuelven irreparables. Por otra parte la compatibilización de los aspectos técnicos con los aspectos estéticos está normalmente asociada a una más alta calidad final del proyecto.

SECCION 3.102 CRITERIOS PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DE UNA CARRETERA O CAMINO

3.102.1 ASPECTOS GENERALES

En este Manual el término "Carretera" (Autopistas, Autorrutas y Primarias) se empleará para designar una vía de características de diseño altas, adecuada para acomodar importantes volúmenes de tránsito de paso circulando a velocidades elevadas. Consecuentemente, deberá siempre contar con pavimento de tipo superior. El término "Camino" (Colectores, Locales y Desarrollo) se empleará para designar una vía de características geométricas medias a mínimas, adecuada para dar servicio a volúmenes moderados y bajos de tránsito, cuya función principal consiste en dar acceso a la propiedad adyacente. La velocidad de circulación es sólo una consideración secundaria y por tanto le corresponderán valores más bien bajos dentro del rango consultado en la Clasificación Funcional para Diseño.

A continuación se desarrollan los Tópicos que contienen los criterios, políticas y conceptos considerados para definir las características de diseño, los que se deberán tener presente para el correcto uso de la clasificación funcional que se presenta en 3.103.

3.102.2 FUNCION DE LA CARRETERA O CAMINO

Las vías de transporte pueden estar destinadas fundamentalmente a servir el tránsito de paso, a dar acceso a la propiedad colindante o bien dar un servicio que sea combinación de ambas posibilidades.

En el primer caso interesa posibilitar velocidades de desplazamiento elevadas que puedan ser mantenidas a lo largo de toda la ruta en condiciones seguras. Para que se justifiquen económicamente las inversiones que implica la infraestructura asociada a este tipo de servicio, se requerirán demandas de tránsito elevadas, del orden de varios miles o decenas de miles de vehículos como promedio diario anual. Los elevados volúmenes de tránsito a que se hace referencia obligan, normalmente, a pasar de carreteras de dos pistas para tránsito bidireccional a carreteras de cuatro o más pistas destinadas a tránsito unidireccional. Lo anterior con el objeto de evitar problemas de congestión que invalidan la función asignada: "permitir tránsito ininterrumpido a elevados volúmenes de demanda, en los que coexistirán vehículos rápidos y lentos (automóviles y camiones), sin que unos restrinjan la libertad de maniobra y selección de velocidad deseadas por los otros." Ver 3.102.8 - Capacidad y Nivel de Servicio.

Para lograr los propósitos antes mencionados resulta indispensable restringir el acceso hacia o desde la propiedad colindante y dar un tratamiento especial al cruce de la carretera con otras vías de tránsito. Estos aspectos se analizan en 3.102.5 CONTROL DE ACCESO.

Normalmente este tipo de carreteras está destinado a viajes largos y su importancia es de orden nacional o al menos interregional, el porcentaje de kilómetros respecto del total de la red es bajo.

Este tipo de carreteras, cuya función y características generales se acaba de describir, corresponde a las categorías que se incluyen en la Clasificación Funcional para Diseño, bajo la denominación de Autopistas, Autorrutas y Carreteras Primarias.

En el caso de caminos cuya función primordial es dar acceso a la propiedad colindante, deberá permitirse todos los movimientos que ello implica, con la consecuente restricción impuesta a los vehículos en tránsito. Su zona de influencia es limitada y por ende los volúmenes de tránsito que los solicitan no pasan de algunos cientos como promedio diario anual. La longitud de los viajes en este tipo de caminos suele ser corta, ya que normalmente ellos empalman con otras vías de categoría superior.

La función que cumplen, así como los bajos volúmenes de tránsito que los utilizan, obligan, por consideraciones económicas y de seguridad para usuarios y habitantes de la propiedad colindante, a consultar velocidades de desplazamiento por lo general moderadas a bajas. Mientras el tránsito no presente un promedio diario anual superior a 150 a 250 vehículos/día, difícilmente se justificarán los pavimentos, por económicos que éstos sean.

Estos caminos rara vez llegan a presentar problemas de congestión, pero es común que la evolución de tránsito en una ruta inicialmente construida con capa de grava llegue a justificar una superficie de rodadura pavimentada, situación que debe tenerse presente al seleccionar sus características geométricas de diseño. Este tipo de caminos corresponde al ámbito provincial o comunal y ellos constituyen el mayor porcentaje de la red del país.

Dentro de la Clasificación Funcional para Diseño, este tipo de vías corresponde a las categorías que se han denominado Caminos Locales y Caminos de Desarrollo.

Cuando el servicio al tránsito de paso y a la propiedad colindante presenta similar importancia, y además acceden a la vía numerosos caminos de tipo local o de desarrollo, se enfrenta una situación intermedia respecto de las antes descritas. En efecto, los volúmenes de tránsito pueden fluctuar entre varios cientos y algunos miles de vehículos, pudiendo preverse en algunos casos problemas de congestión, que obliguen a consultar ampliaciones a lo largo de la vida económica de la ruta. La velocidad de operación deseable en este tipo de caminos será mayor que en los caminos de tipo local, pero en razón de su función mixta, no podrá ser tan alta como en Carreteras Primarias, Autorrutas y Autopistas. Por otra parte, según sean los volúmenes de tránsito previstos, el acceso a la propiedad puede verse restringido en cierta medida y el empalme o cruce con otros caminos, requerir un tratamiento especial.

Este tipo de vías cumple una función de colector de tránsito, adoptando de allí el nombre que se le asigna en la Clasificación Funcional para Diseño. En caso de existir Carreteras Primarias o eventualmente Autopistas en la zona de influencia del Camino Colector, será éste el que se conecte con dichas vías mediante las obras especiales de intercambio de tránsito.

La importancia de este tipo de vías corresponde normalmente al nivel provincial o regional.

3.102.3 DEMANDA Y CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

3.102.301 Aspectos Generales. Estas materias se tratan en profundidad en el Tomo II del MC-V1 "Evaluación de Proyectos Interurbanos". En el Capítulo 2.600 "Ingeniería Básica – Demanda y Características del Tránsito" del MC-V2 se presenta un resumen sintético del primer documento, orientado al Proyectista. No obstante ello, se describen a continuación los principales indicadores que intervendrán en el proceso de selección, dado que la acertada predicción de los volúmenes de demanda, su composición y la evolución que estas variables pueden experimentar a lo largo de la vida de diseño, son indispensables para seleccionar la categoría que se debe dar a una determinada vía.

3.102.302 Tránsito Medio Diario Anual (TMDA). Representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía. Su conocimiento da una idea cuantitativa de la importancia de la ruta en la sección considerada.

3.102.303 Clasificación por Tipo de Vehículo. Expresa en porcentaje la participación que le corresponde en el TMDA a las diferentes categorías de vehículos, debiendo diferenciarse por lo menos las siguientes:

- Vehículos livianos: automóviles, camionetas de hasta 1.500 kg
- Locomoción colectiva: buses rurales e interurbanos
- Camiones: unidad simple para transporte de carga.
- Camión con semirremolque o remolque: unidad compuesta para transporte de carga.

Según sea la función del camino la composición del tránsito variará en forma importante de una a otra vía.

En países en vías de desarrollo la composición porcentual de los distintos tipos de vehículos suele ser variable en el tiempo.

3.102.304 Demanda Horaria. En caminos de alto tránsito es el Volumen Horario de Diseño (VHD), y no el TMDA, lo que determina las características que deben otorgarse al proyecto para evitar problemas de congestión y determinar condiciones de servicio aceptables. El VHD deberá obtenerse a partir de una ordenación decreciente de los mayores volúmenes horarios registrados a lo largo de todo un año. Al graficar estos valores se podrá establecer el volumen horario de demanda máxima normal, que para la mayoría de los caminos de tránsito mixto (aquellos que no presentan una componente especializada preponderante, por ejemplo: turismo) coincide con el volumen asociado a la trigésima hora de mayor demanda. Los volúmenes asociados a las horas que ocupan las primeras posiciones en la ordenación decreciente se consideran máximos extraordinarios en los que se acepta cierto grado de congestión al final del horizonte de diseño del proyecto. El volumen asociado a la trigésima hora será mayor aunque similar, que los volúmenes previsibles en una gran cantidad de horas al año que figuran a continuación de la trigésima hora (Hora 30); de allí su definición como máximo normal. Algunos países adoptan para el diseño la Hora 100.

En caso que la información ordenada gráficamente no presente el comportamiento descrito, se deberá adoptar un criterio adecuado que permita establecer el volumen a considerar como máximo normal para el diseño. De lo anteriormente expuesto se infiere que el VHD considera las demandas críticas tomando en cuenta las variaciones estacionales y diarias que normalmente presenta una carretera. Por otra parte el VHD debe ser proyectado al término del período de diseño a fin de considerar su evolución en el tiempo.

A falta de información estadística que permita elaborar el análisis detallado del comportamiento horario actual de una ruta existente o para estimar el VHD de una nueva ruta, se podrá utilizar la relación empírica extensamente comprobada en caminos de tránsito mixto, que relaciona el TMDA con el VHD:

$$\text{VHD año } i = 0,12 \sim 0,18 \text{ del TM DA año } i \quad (\text{VHD año } i = 0,10 \sim 0,15 \text{ del TM DA } i \text{ para Hora 100})$$

Coefficientes del orden de 0,12 corresponden por lo general a carreteras de tránsito mixto con variaciones estacionales moderadas (0,10 para Hora 100).

Coefficientes del orden 0,18 se asocian a carreteras con variaciones estacionales marcadas, causadas normalmente por componentes de tipo turístico (0,15 para Hora 100).

Es importante hacer notar que mientras no se produzca un cambio importante en el Sistema de Actividades del área de influencia de la ruta, la relación entre el VHD y el TMDA se mantendrá razonablemente constante en el tiempo.

En cuanto a la composición por categoría de vehículo, es necesario tener presente que los volúmenes horarios máximos se producen por un incremento de los vehículos livianos, y en los casos con componente turística, este incremento se da en días coincidentes con una baja en el volumen de camiones. En definitiva el VHD presentará normalmente una composición porcentual diferente de la que se observa para el TMDA, situación que deberá analizarse en cada caso particular.

3.102.305 Crecimiento del Tránsito. Deben establecerse los volúmenes de tránsito presentes en el año de puesta en servicio del proyecto y aquellos correspondientes al año horizonte de diseño. Ello, además de fijar algunas características del proyecto, permite eventualmente elaborar un programa de construcción por etapas.

En el caso de caminos locales o de desarrollo que por lo general no inducen cambios estructurales en la red vial y que rara vez enfrentan problemas de congestión a lo largo de su vida de diseño, tasas de crecimiento de tipo histórico observadas en la región pueden ser suficientes para abordar el problema. En el caso de Autopistas, Autorrutas, Primarios y eventualmente Colectores, se requerirá un estudio especial para proyectar la evolución del tránsito en todos sus aspectos, según se resume en el Capítulo 2.600 del MC-V2 y se estudia detalladamente en el Tomo II del MC-V1.

3.102.4 CONCEPTOS RELATIVOS A VELOCIDAD EN EL DISEÑO VIAL

3.102.401 Velocidad de Proyecto (Vp). Es la velocidad que permite definir las características geométricas mínimas de los elementos del trazado bajo condiciones de seguridad y comodidad, elementos que sólo podrán ser empleados en la medida que estén precedidos por otros (en ambos sentidos del tránsito), que anticipen al usuario que se está entrando a un tramo de características geométricas mínimas, que además deberá estar debidamente señalizado.

La Velocidad de Proyecto reemplaza a la denominada Velocidad de Diseño (Volumen N° 3 – Edición 1981), por cuanto como se verá más adelante, se introducen nuevos conceptos que también intervendrán en el diseño, como son la Velocidad Específica (Ve) y la Velocidad Percentil 85 (V85%). Nótese además, que por lo general, una carretera o camino poseerá una longitud mayor con tramos de trazado más amplio que el correspondiente a aquellos de características mínimas, y por lo tanto, el diseño deberá considerar dicha realidad, ya que los usuarios al percibir la mayor amplitud del diseño tienden a elevar su velocidad de circulación. En consecuencia, el concepto Velocidad de Proyecto se usará para efectos del Sistema de Clasificación Funcional para Diseño, a fin de indicar el estándar global asociado a la carretera y para definir los parámetros mínimos aceptables bajo condiciones bien definidas.

3.102.402 Velocidad Específica (Ve). Es la máxima velocidad a la cual se puede circular por un elemento del trazado, considerado individualmente, en condiciones de seguridad y comodidad, encontrándose el pavimento húmedo, los neumáticos en buen estado y sin que existan condiciones meteorológicas, del tránsito, del estado del pavimento o del entorno de la vía, que impongan limitaciones a la velocidad.

La velocidad específica se aplica a los elementos curvos de la planta. Su divergencia con el antiguo concepto de Velocidad de Diseño, surge de la adopción de leyes de variación del peralte que en vez de disminuirlo ante radios crecientes, lo mantienen relativamente alto para un rango amplio de los mismos, confiriendo mayor seguridad ante velocidades de circulación mayores que las de proyecto (ex diseño), situación que es consecuente con la tendencia de los usuarios a elevar la velocidad ante trazados amplios.

En el caso particular de los elementos curvos la Ve debe entenderse como la máxima velocidad a la que se puede recorrer una curva horizontal de radio y peralte dado, haciendo uso del máximo roce transversal especificado para dicha velocidad, en condiciones de pavimento húmedo, neumáticos en razonable buen estado y condiciones de flujo libre. Se hace notar que la antigua norma también hacía uso de valor máximo del roce transversal, pero sólo para las curvas de radio mínimo y que según se expone en 3.203, el coeficiente de roce transversal ahora recomendado, es menor que el máximo usado antiguamente a partir de velocidades sobre 70 km/h.

3.102.403 Velocidad de Operación (Vop). La Velocidad de Operación es la velocidad media de desplazamiento que pueden lograr los usuarios en un tramo Carretera de una Velocidad de Proyecto dada, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito, del estado del pavimento, meteorológicas y grado de relación de ésta con otras vías y con la propiedad adyacente.

Si el tránsito y la interferencia son bajos, la velocidad de operación del usuario medio es del orden de la velocidad de proyecto y para un cierto grupo de usuarios superior a ésta. A medida que el tránsito crece la interferencia entre vehículos aumenta tendiendo a bajar la velocidad de operación del conjunto. Este concepto es básico para evaluar la calidad del servicio que brinda una carretera y será tratado con mayor extensión en 3.102.8 "Capacidad y Nivel de Servicio".

3.102.404 Velocidad Percentil 85 (V85%). Es aquella velocidad no superada por el 85% de los usuarios en un tramo de características homogéneas, bajo las condiciones de tránsito prevalecientes, estado del pavimento, meteorológicas y grado de relación de este con otras vías y con la propiedad adyacente. Cuando dichas condiciones no imponen restricciones, la V85% suele ser mayor que la velocidad de proyecto, independientemente de si la velocidad de proyecto está señalizada, corresponde a la máxima legal, etc. (Ello siempre que el tramo no tenga control policial habitual) En consecuencia, el 85% de los usuarios circula a la V85% o menos y 15% de los usuarios supera dicha velocidad.

Según los estudios hechos en distintos países y también en Chile, si para condiciones de flujo libre se representa en ordenadas el porcentaje acumulado de usuarios que circula a una velocidad menor o igual que "X", y en abscisas la velocidad de circulación, resulta una curva en forma S inclinada, que ilustra la distribución de velocidades. En la medida que aumenta el flujo, (niveles C y D) la curva se desplaza hacia atrás, sin embargo las velocidades máximas de unos pocos usuarios (V99%), se mantienen siempre muy elevadas.

En las Láminas 3.102.404.A y B se ilustran los resultados obtenidos en dos de nueve muestreos de velocidad efectuados en sectores homogéneos de carreteras en la zona central de Chile. Se hace notar que en estos tramos no es habitual el control policial, por lo tanto los usuarios se comportan sin considerar dicha restricción.

La Lámina 3.102.404.A ilustra un tramo del Acceso Poniente al Túnel Lo Prado Ruta 68, (Doble calzada y mediana de 2 m) considerando el sentido hacia Valparaíso, es decir de bajada. El flujo está expresado en vehículos equivalentes, transformando camiones y buses en vehículos livianos, pero las velocidades corresponden sólo a los vehículos livianos.

El tramo posee dos curvas con radios del orden de 250 m y 3 curvas con radios del orden de 300 m, todas ellas con desarrollos de 250 a 300 m. La pendiente media es de 4,4%, con tramos que fluctúan entre 2,4% y 5,4%. Por condiciones de la planta, la velocidad de proyecto del tramo es de 80 a 85 km/h en las curvas, pudiendo elevarse en los alineamientos rectos, que equivalen a 50% del tramo, con lo que la velocidad de operación podría ser del orden de 90 a 95 km/h.

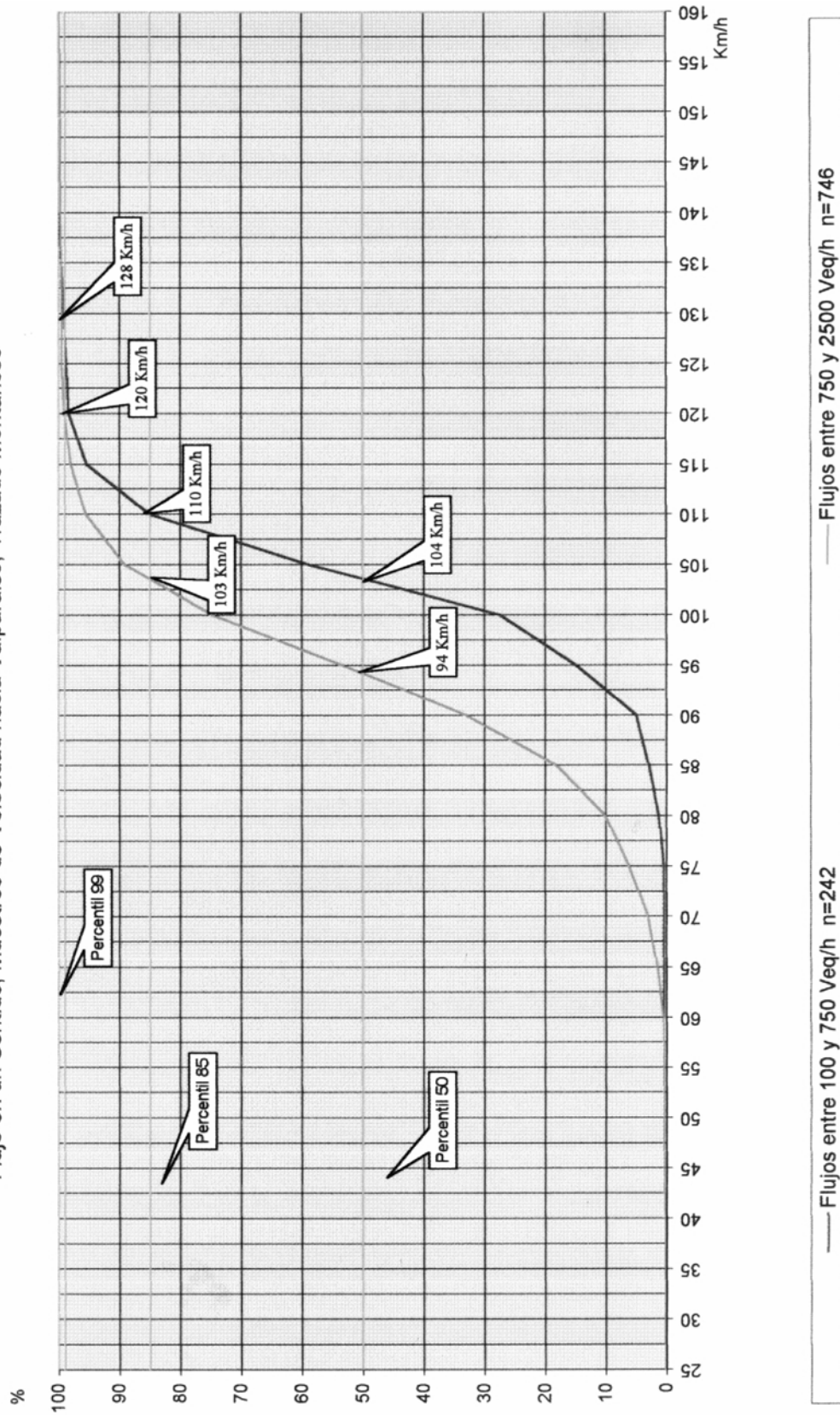
El gráfico indica sin embargo, que para flujos de 100 a 750 Veq/h (de bajada), los 95 km/h se asocian a una V15% y según la Tabla siguiente, a percentiles crecientes, se detectan velocidades que superan ampliamente los 95 km/h. Por otra parte si se comparan las velocidades de bajada (según el gráfico) con las de subida (no se presenta en el gráfico) se tiene:

DISTRIBUCION DE VELOCIDAD (km/h) – Para 750 a 2500 Veq/h y 100 a 750 Veq/h

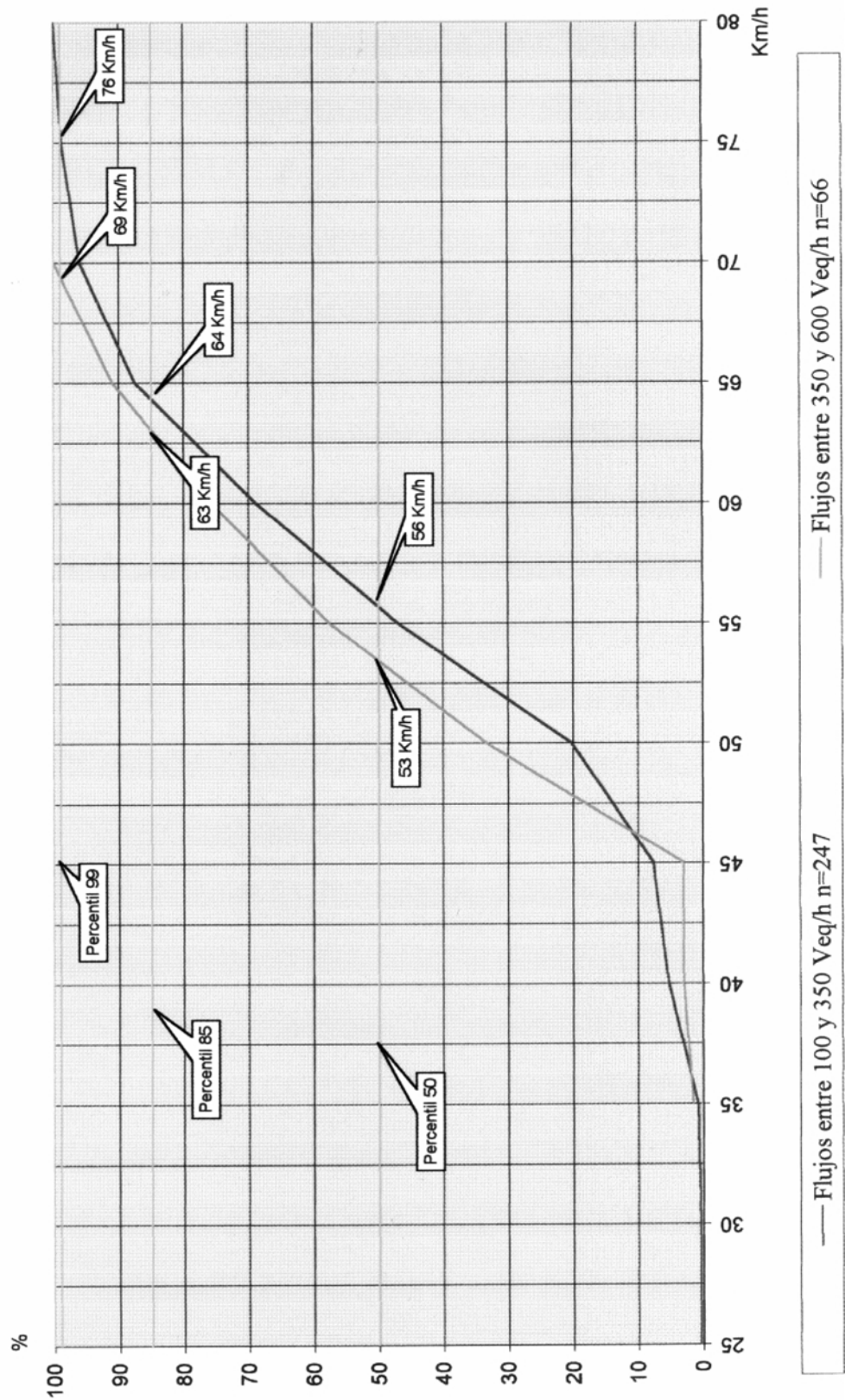
	V50%	V85%	V99%
De Bajada	94 y 104	103 y 110	120 y 128
De Subida	89 y 101	100 y 109	118 y 118

Es decir el efecto de la pendiente hasta 4% a 5% en general no es significativo y sólo se hace perceptible para las velocidades máximas absolutas (V99%), en condiciones de flujo libre (100 a 750 Veq/h).

Distribución de Velocidades
 Sector 4 Ruta 68 L=3,34 Km
 De Km 24,4 a Km 27,74 Acceso Poniente Tunel Lo Prado
 Flujo en un Sentido, Muestreo de Velocidad hacia Valparaiso, Trazado Montañoso



Distribución de Velocidades
Sector 7-1 Ruta G-962-f L=2,40 Km
De Km 8,80 a km 6,40 Sector Lo Abarca
Flujo en Ambos Sentidos, Muestreo de Velocidad hacia Ruta 78, Trazado Montañoso



La Lámina 3.102.404.B, ilustra el caso de un camino colector, bidireccional, con trazado sinuoso y fuertes pendientes, pavimento de 7 m y bermas de 1.5 m; correspondientes a la Ruta G-962-F, entre Lo Abarca y Orrego Abajo, en el tramo de la Cuesta Lo Abarca km 6,4 al 8,8. El gráfico corresponde al tránsito de bajada, pero se indica el volumen total del flujo en ambos sentidos.

El trazado presenta 9 curvas horizontales, el primer sub tramo posee una curva con radio de 100 m antecedida por una recta de 100 m; conjunto para el cual se puede aceptar una velocidad de operación de 55 km/h. Un sub tramo central con 6 curvas en planta con radios de 55 a 75 m y una sola recta de 200 m, su velocidad de operación es del orden de 45 km/h. El tramo final posee una curva de 120 m seguida de otra de 150 m y dos tramos en recta de 200 y 400 m. Considerando que en las rectas, la velocidad de operación podría alcanzar a los 70 km/h. La velocidad media ponderada del tramo total de 2,4 km se ha estimado en 56 km/h. La pendiente media del tramo es de 6,15% y la máxima de 8% en dos tramos de 350 m de largo.

Como se observa en el gráfico y se cita en el cuadro a continuación, la distribución de velocidades de bajada y subida es:

DISTRIBUCION DE VELOCIDADES km/h para 350 a 600 Veq/h y 100 a 350 Veq/h

	V50%	V85%	V99%
De Bajada	53 y 56	63 y 64	69 y 76
De Subida	44 y 53	57 y 62	84 y 85 ⁽¹⁾

Para el flujo 100 – 350 Veq/h casi no hay diferencia en las velocidades de subida y bajada para los percentiles 50 y 85 y la V50% es prácticamente igual a la velocidad de operación estimada, la V85% supera dicha velocidad calculada para el tramo en 8 y 6 km/h y la V99% en 20 y 30 km/h, siendo el valor mayor para el flujo de subida. Es decir la velocidad posible de los vehículos livianos existentes hoy en día, casi no está limitada por las pendientes si el usuario está dispuesto a correr el riesgo¹⁾. Para los flujos de subida, los mayores volúmenes de tránsito afectan los valores de la V50% y V85%, no así en el caso de la V99%.

Países como el Reino Unido, Alemania y Suiza ha elaborado modelos de predicción de la V85% según sean las características de la ruta, en especial para el caso de caminos bidireccionales.

En el caso del Reino Unido se ha adoptado como representativa de su realidad la siguiente relación entre los diversos percentiles.

$$\frac{V85\%}{V50\%} \approx \frac{V99\%}{V85\%} \approx 1,19$$

No se indica sin embargo que relación existiría entre la V50% y la velocidad de proyecto de las carreteras.

En España existen datos de una investigación llevada a cabo por CEDEX en 1993, que indican órdenes de magnitud para diferentes tipo de carreteras, clasificadas según su sección transversal, los que se citan a continuación:

¹⁾ La mayor velocidad V99% de subida puede atribuirse el hecho que en este caso la pista de subida queda hacia el costado de los taludes de corte y en la bajada por estar hacia el barranco, el usuario percibe un mayor riesgo y modera algo su velocidad. Esta situación no se da en el ejemplo de la Ruta 68 pues allí existe mediana con Barrera.

DISTRIBUCION DE VELOCIDADES – km/h (CEDEX – ESPAÑA)

Percentil	Carreteras Bidireccionales		Carreteras Unidireccionales
	Bermas < 1,5 m	Bermas ≥1,5	Bermas ≥ 3,0 m
V99	128	145	165
V85	90	110	130
V50	70	90	105
V99/V85	1,38	1,33	1,28
V85/V50	1,30	1,25	1,23

Se hace notar que en España la velocidad máxima legal en Autopistas y Autovías (Autorrutas en Chile) es de 120 km/h y en el resto de las carreteras de 100 y 90 km/h, salvo señalización en contrario.

La sola comparación de los datos del Reino Unido con los de España en cuanto a la relación entre percentiles, muestra cuan diferente puede ser la realidad de un país a otro, por ello no parece recomendable adoptar un modelo de predicción desarrollado en otros países sin antes estudiar detenidamente la realidad nacional.

En la actualización 2002 de este Volumen se analizaron los nueve tramos en que se midieron velocidades medias, en longitudes del orden de 3 km cada una (1998) y unos 25 puntos en que el MOP tuvo instalado (1995 a 1998) instrumentos contadores-clasificadores de tránsito, con capacidad para medir velocidades instantáneas.

En el Capítulo 3.200 “Diseño Geométrico del Trazado”, numerales 3.201.301 “Velocidad 85% Considerada para el Diseño en Planta” y 3.201.302 “Velocidad V* Considerada para Visibilidad de Parada”, se establece la normativa adoptada para predecir dichas velocidades según sean las características del sector que se está diseñando. La estimación de estas por parte del Proyectista, empleando dicha normativa, será especialmente relevante cuando se diseñen sectores de trazado amplio que pueden inducir velocidades de desplazamiento superiores a las de proyecto, por lo cual deberá verificarse que el trazado cumple tanto en planta como en alzado con los requerimientos previstos para esas velocidades.

3.102.405 Velocidades de Proyecto Según Categoría de la Obra Vial. La Velocidad de Proyecto fija el marco de referencia mínimo que define el diseño geométrico de una carretera o camino, principalmente en lo relativo a su trazado horizontal y vertical. Algunas características de la sección transversal, como los anchos mínimos de pavimentos y bermas, dependen más bien del volumen de tránsito, tipo de vehículos y proporción de estos en el flujo.

La Velocidad de Proyecto seleccionada para un proyecto de categoría dada dependerá fundamentalmente de la función asignada a la carretera, del volumen y composición del tránsito previsto, de la topografía de la zona de emplazamiento y del diferencial de costo que implica seleccionar una u otra velocidad de proyecto dentro del rango posible considerado para la categoría. En definitiva, la elección de una velocidad de proyecto que se aparte de la óptima se reflejará en una disminución de la rentabilidad del proyecto.

Dentro del rango de velocidades posibles para cada categoría de carretera o camino, se justificarán las más altas en terrenos llanos o ligeramente ondulados y las más bajas para relieves montañosos o escarpados. Esto no sólo por las consideraciones de costo ya expuestas, sino que también porque el usuario está mejor dispuesto a aceptar velocidades menores cuando el terreno es difícil y el trazado necesariamente sinuoso, que cuando no encuentra un razón evidente para ello.

Por lo anteriormente expuesto, si un sector extenso de camino, Colector o Local, que pueda llegar a ser pavimentado, se emplaza en un terreno muy favorable, sus elementos deberán proyectarse con valores más amplios, correspondientes a unos 10 a 20 km/h por sobre la velocidad de proyecto que le corresponde al camino considerando su función y volumen de demanda general, a fin de evitar que cuando el camino se pavimente los usuarios traten de alcanzar esas velocidades en un trazado que no las acepta. Ahora bien, al cambiar las características del sector y pasar a un terreno difícil que obliga a retornar a las características propias de la velocidad de proyecto general asignada al camino, se debe diseñar cuidadosamente una zona de transición en que los elementos críticos (curvas en planta, distancia de visibilidad, etc.), vayan disminuyendo en forma paulatina a lo largo de varios elementos del trazado, hasta recuperar los valores normales correspondientes a la V_p propia del camino.

3.102.5 CONTROL DE ACCESO

3.102.501 Aspectos Generales. Se define por control de acceso la acción de la Autoridad por la cual se limita parcial o totalmente, el derecho de los dueños ocupantes de la propiedad adyacente o de las personas en tránsito, a acceder a una carretera, y por la cual se regulan las modificaciones que pueda experimentar el goce de la luz, el aire y la vista existente antes de la construcción de la carretera.

La Dirección de Vialidad debe prever en forma anticipada en los proyectos de carreteras de las categorías Autopista, Autorruta y Primarios (Ver numerales 3.103.201(1), (2) y (3)), la forma de darle acceso a la tierra adyacente.

Corresponde a las Autopistas el régimen de Control Total de Acceso, que exige que ellas no tengan acceso directo más que a través de enlaces debidamente proyectados para conectarse con Autorrutas vías Primarias y Colectores de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 3.500 Enlaces.

Las Autopistas deberán contar con vallas segregatorias a todo lo largo del trazado, como lo indicado en la Lámina 4.301.104 del MC-V4, que eviten el ingreso de peatones y animales. La distancia mínima entre enlaces estará regulada (3.102.502, 3.103.201(1), 3.103.201(1)). Para las Autopistas se prohíbe la utilización de los accesos direccionales, que corresponden a aquellas pistas pavimentadas auxiliares que no forman parte del enlace y que permiten salir y acceder a la carretera con giros a la derecha y a nivel. Un tipo de acceso direccional de uso habitual son las pistas de cambio de velocidad (aceleración y deceleración).

Las Autorrutas deberán contar con Control Total de Acceso respecto de los vehículos, pero la distancia entre enlaces o atravesos será regulada en cada caso por la Dirección de Vialidad, dependiendo de las circunstancias. En el caso de las Autorrutas sí se aceptarán los accesos direccionales, definidos en el párrafo anterior. Es deseable que las Autorrutas posean también vallas segregatorias a todo lo largo, como lo indicado en la Lámina 4.301.104, si ese no fuere el caso deberán construirse estos elementos 750 m antes y después de la estructura del enlace o atraveso y en todas las zonas cuyo desarrollo lateral aumente la probabilidad de ingreso a la ruta de peatones y animales.

En Carreteras Primarias se debe establecer Control Parcial de acceso, pudiendo tener algunos accesos directos a través de intersecciones debidamente proyectadas, conectándose así a Colectores y Locales. El número de accesos directos deberá reducirse a un mínimo según se especifica más adelante.

3.102.502 Accesos Directos. Cuando una Carretera Primaria cruce un área urbana, la frecuencia media de accesos directos no deberá sobrepasar uno cada 1.000 m, pudiendo variar esta distancia entre 750 y 1.500 m, según la densidad de la red urbana, la existencia de enlaces, etc. En áreas rurales se procurará evitar accesos a menos de 2.500 m. En áreas suburbanas el distanciamiento mínimo podrá reducirse a 1.500 m.

En áreas rurales se deberán tener presente los siguientes criterios generales respecto de la forma de implementar el control parcial de acceso:

- a) Cuando las propiedades tengan acceso a un camino público existente o a un camino lateral del Primario, no se autorizará acceso directo a la carretera más que por las intersecciones de uso público construidas para tal objeto.

- b) Si existen varias propiedades contiguas que tras la construcción de la carretera queden aisladas de todo camino público, se construirá para dichas propiedades una conexión con otro camino público.
- c) Cuando las propiedades aisladas tengan un frente a la carretera mayor de 1.500 m, se permitirá un acceso directo a la Carretera por propiedad y toda vez que sea posible se procurará dar un acceso común para dos propiedades. En estos casos la incorporación o salida desde o hacia la carretera deberá ser sólo en el sentido del tránsito correspondiente a la calzada o pista de tránsito adyacente al acceso. Los cambios de dirección de recorrido deberán ejecutarse en las zonas especialmente diseñadas para ello (enlaces, intersecciones, zonas de giro en U en medianas ensanchadas).

3.102.503 Caminos Laterales o de Servicios. Un camino lateral es un camino que se construye adyacente a una Autopista, Autorruta o Carretera Primaria para servir los siguientes objetivos:

- a) Controlar en forma efectiva el acceso a las vías expresas, procurando así la seguridad y libertad deseada para el tránsito de paso.
- b) Proveer acceso a la propiedad colindante.
- c) Restituir la continuidad del sistema local de caminos o calles previamente existentes.
- d) Evitar recorridos excesivamente largos provocados por la construcción de la vía expresa.

En general, un camino lateral se justifica económicamente si su costo es menor que proveer acceso desde otro camino público o resulta más barato que adquirir en su totalidad la propiedad afectada.

3.102.504 Control de Acceso y Nuevos Trazados. Los alineamientos de las nuevas Carreteras deben trazarse, en lo posible, de modo que las propiedades divididas queden con acceso a la red de caminos locales. Esto con el objeto de evitar la construcción de caminos laterales. Cuando una propiedad quede aislada entre la carretera y algún accidente geográfico (estero, cerro, etc.) será preferible expropiar el terreno en su totalidad, si esto resulta más económico que la construcción de un camino de servicio especial.

3.102.505 Control de Acceso y Caminos Existentes. En las Carreteras Primarias que tengan que desarrollarse a lo largo de caminos existentes, se analizará la posibilidad de dejar éstos como Caminos Laterales, Si los accesos del costado opuesto de la carretera no pueden proveerse de otra manera, se proyectará otro camino de servicio. En todo caso deberá considerarse la posibilidad descrita en 3.102.504.

3.102.506 Materialización del Control de Acceso. Para asegurar que una carretera a la que se le otorga control total o parcial de acceso permanezca bajo ese status, deberán proyectarse e instalarse las barreras, rejas o cercos adecuados, según se describe en la sección 3.308 "Normas para Obras Varias".

3.102.507 Instalaciones al Lado de la Carretera.

3.102.507(1) Aspectos Generales. La actividad que se desarrolla en una carretera da origen a una serie de instalaciones auxiliares, las que deben proyectarse y ubicarse de modo que no atenten contra la seguridad. En carreteras con control de acceso deberán respetarse las normas antes especificadas, aún cuando la instalación en particular tenga una estrecha relación con la actividad que se desarrolla en la carretera.

Los tipos de instalaciones más corrientes son:

- a) Refugios para los viajeros que utilizan los medios de locomoción colectiva urbana o rural, en los caminos que admiten detenciones reguladas (Paraderos de Buses).
- b) Casetas telefónicas, destinadas a los usuarios que se encuentran en dificultades (especialmente en las Autopistas y Autorrutas), para la rápida solución de las averías.
- c) Plazas de peaje y pesaje de camiones.
- d) Estaciones de carburantes, lubricantes y atención mecánica.
- e) Puestos de Control de Policía.
- f) Restaurantes, moteles u hoteles.
- g) Aduanas.
- h) Lugares de descanso y miradores.

3.102.507(2) Frecuencia de Instalaciones en Caminos con Control de Acceso. Es muy importante que las instalaciones no tengan una proliferación excesiva. Ellas deben establecerse ahí donde tengan una clara justificación por la distancia a los centros poblados. Por lo general, restaurantes y hoteles deberán estar más o menos a 25 km. Las estaciones gasolineras y de servicios se colocarán de acuerdo con la intensidad del tránsito, tratando de que coincidan con la ubicación de restaurantes y hoteles. Las casetas telefónicas en las Autopistas y Autorrutas se colocarán cada 2 km. La existencia de Enlaces con centros poblados a menos de 500 m de la Carretera, y las Instalaciones con accesos especialmente diseñados, permitirán espaciar las casetas telefónicas. La localización de cualquier instalación deberá anunciarse anticipadamente mediante señales informativas diseñadas en conformidad con las disposiciones indicadas en el MC-V6 Seguridad Vial, de manera que el conductor no se vea sorprendido y ejecute maniobras rápidas que pueden resultar peligrosas.

3.102.507(3) Instalaciones Dentro de la Faja Expropiada. Sólo se permitirán dentro de la faja de expropiación los refugios para viajeros, casetas telefónicas, lugares de descanso, miradores, plazas de peaje y de pesaje de camiones, Las instalaciones definitivas para la policía y puestos aduaneros quedarán ubicados fuera de ésta.

3.102.507(4) Instalaciones Fuera de la Faja Expropiada. Toda instalación con fines de lucro, deberá estar ubicada fuera de la faja de expropiación, aún cuando preste servicio directo a los usuarios del camino. En carreteras con control de acceso deberán contar con la autorización previa y proyecto de conexión aprobado por la Dirección de Vialidad.

3.102.507(5) Utilización Ventajosa de Intersecciones y Enlaces. Los Puestos de Control de Policía y de mantenimiento del camino deberán quedar, en lo posible, ubicados en las cercanías de los cruces, siempre fuera de la faja y sin acceso directo al camino en el caso de las Autopistas, lo que facilitará los giros y movimientos al mismo tiempo que aumentará el servicio que prestan. En las zonas al interior de los enlaces no se admitirá ningún tipo de instalación.

3.102.507(6) Conexiones a la Calzada. Todas las conexiones de las instalaciones indicadas, o cualquier otra de servicio público o privado, deberán construirse de acuerdo a las normas que rigen para la clase de camino. En las carreteras principales (Autopistas, Autorrutas y Primarios) se diseñarán pistas auxiliares de deceleración y aceleración. En caminos de menor importancia la conexión deberá tener el mismo tipo de pavimento que el camino y eventualmente se dotarán de pistas de cambio de velocidad si el nivel de tránsito y las características del emplazamiento (visibilidad, pendientes, etc.) así lo requiere. Sólo se permitirá una pista de entrada y otra de salida. En caminos con Control de Acceso no se permitirá el cruce de la mediana para pasar de una calzada a la otra.

3.102.507(7) Obstrucciones a la Visibilidad. La edificación, arborización u otros elementos que forman parte de las instalaciones, no deberán obstruir o limitar la visibilidad de la carretera, en especial si se prevé un futuro ensanche de pistas.

3.102.507(8) Letreros Comerciales. En la actualidad esta actividad está regulada por el Art. 38 del DFL N° 850 de 1997 y el Decreto MOP N° 1.319 del 12.09.77. No obstante ello, los criterios generales a considerar, desde el punto de vista seguridad para los usuarios, deben ser coherentes con los siguientes principios.

Fomentar una política que restrinja la colocación de carteles o letreros de propaganda general, cuya proliferación distrae a los conductores y atenta contra la seguridad de la circulación, en particular en zonas de curvas horizontales, verticales y puntos singulares, tales como Intersecciones y Enlaces. En las Autopistas se debieran permitir solamente letreros normalizados que anuncien servicios al usuario.

El uso de la iluminación y reflectorización u otros dispositivos, deberá regularse. Por razones de seguridad resulta inconveniente la iluminación mediante luces intermitentes y los anuncios comerciales de texto variable.

Se podrá colocar en las zonas de descanso del camino letreros que contengan una lista de servicios y atractivos turísticos de la zona, diseñados en conformidad con las disposiciones indicadas en el MC-V6 Seguridad Vial.

3.102.6 FACILIDADES PARA PEATONES

3.102.601 Responsabilidades. El Fisco es el responsable de la construcción y financiamiento de las pasarelas, veredas o aceras en algunos casos que se indican a continuación. En otros, la construcción de estas facilidades correrá por cuenta de las municipalidades respectivas, e incluso en algunos casos, por cuenta de los particulares que hacen uso exclusivo de ellas. Si el flujo de peatones es considerable, se deberá estudiar la instalación de rejas o protecciones para aislar las aceras de la plataforma de la vía.

Estas facilidades deberán contemplar la posibilidad de desplazamiento de personas con discapacidad, usuarias de sillas de ruedas, u otro tipo de asistencia, según lo dispuesto en el Numeral 3.1003.103.

3.102.602 Reposición. Cuando por la construcción de una carretera se destruyan veredas existentes, se efectuará la reposición en los caminos laterales o de servicio que corresponda y no se autorizará la construcción de otras, salvo que esté indicado en los términos de la expropiación de la faja.

3.102.603 Carreteras que Cruzan Áreas Urbanas o Suburbanas. El perfil tipo para dichas áreas, normalmente, provee zonas marginales para veredas. Estas deberán ser construidas dentro de la faja de expropiación, con la autorización previa de la Dirección de Vialidad, y conservadas por la municipalidad respectiva o por los propietarios responsables del desarrollo marginal que da origen a un tránsito peatonal importante.

Se exceptúan las veredas de puentes o túneles, donde no existan propietarios colindantes, las que serán de responsabilidad del Fisco. De todas maneras, se construirán veredas en aquellos lugares en que sea necesario dar seguridad a los peatones y/o donde sea importante no interferir el tránsito de los vehículos.

3.102.604 Caminos Laterales o de Servicio. En las Autopistas, Autorrutas o Primarios, donde deba construirse un camino lateral para conectar caminos o calles locales con veredas y que de otra manera quedarían con un extremo sin salida, se permitirá continuarlas a lo largo del camino lateral, considerándolas como reposición de las facilidades existentes.

3.102.605 Áreas de Enlaces. Deberán construirse veredas en estas áreas únicamente cuando sea necesario conectar un sistema de veredas existentes, y cuando en forma evidente la actividad de la zona se vea subdividida por el dispositivo, situación en que se deberá considerar la inclusión de pasarelas peatonales.

3.102.606 Parada de Buses. Deberán construirse veredas, donde sea necesario, desde la parada de buses al sistema de veredas existentes.

3.102.607 Senderos. Los senderos difieren de las veredas en los detalles constructivos y costos pero no en los principios técnicos. En los cruces canalizados con áreas adyacentes desarrolladas, donde se prevea un gran flujo de peatones, deberán construirse senderos estabilizados o pavimentados a través de los islotes.

3.102.608 Pasarelas a Distinto Nivel. Cada situación deberá considerarse de acuerdo con las circunstancias. En todo caso el estudio deberá cubrir los siguientes aspectos:

- a) Puntos de generación de tránsito de peatones
- b) Volumen del cruce de peatones
- c) Tipo de carretera a cruzar
- d) Localización de otras facilidades próximas para cruzar
- e) Tipo y edad de las personas que utilizarán el cruce
- f) Consideración especial al cruce de escolares

La pasada adecuada, a distinto nivel, deberá ser motivo de un cuidadoso estudio de ubicación y de las pendientes de las rampas. Este estudio deberá efectuarse en las etapas de planificación y diseño, de tal manera de poder ajustar adecuadamente las rasantes de la pasarela y la carretera. La Sección 4.605 del MC-V4 presenta una solución tipo para las pasarelas, cuya utilización será aplicable según sean las condiciones del emplazamiento previsto.

No se recomienda construir túneles para peatones, por la reticencia de éstos a pasar por ellos. En el caso que esta solución sea necesaria, se ejecutará de tal manera que haya visibilidad de un extremo a otro y que esté provisto de un adecuado sistema de iluminación.

3.102.7 VALORES ESTETICOS Y ECOLOGICOS

En el diseño de cualquier camino se tendrá en consideración no tan sólo su incorporación al paisaje, sino también el aprovechamiento de las bellezas naturales. Los valores estéticos deberán considerarse conjuntamente con la utilidad, economía, seguridad y todos los demás factores que preocupan al planificador y al proyectista. Esta disposición adquiere mayor valor en el caso de carreteras que cruzan zonas de gran belleza natural. En todo caso, el alineamiento, el perfil y la sección transversal deben guardar armonía con las condiciones del medio, evitando así un quiebre de los factores ambientales. Siempre será de primordial importancia la economía, de acuerdo con las necesidades del tránsito; no obstante, un mayor gasto puede justificarse si se trata de preservar los recursos naturales que poseen un valor económico en sí. Las materias relacionadas con el tema se tratan en el Capítulo 2.700 Ingeniería Básica – Aspectos Ambientales del MC-V2 y en el MC-V9 Estudios y Criterios Ambientales en Proyectos Viales.

Para lograr los efectos deseados, deberán tenerse en consideración, entre otros, los aspectos que se enumeran a continuación:

- a) El trazado de la carretera deberá ser tal que la nueva construcción proteja el medio ambiente natural y lo lleve por lugares que destaquen la belleza.
- b) El trazado y el perfil de la carretera deberán acomodarse a las características del terreno, para que cortes y terraplenes se reduzcan al mínimo. La implantación del alineamiento horizontal mediante el empleo de clotoides, y la suavidad de las pendientes, acordes con los requisitos de diseño, constituyen buenos medios para lograr estos objetivos.
- c) Es esencial evitar la destrucción de los árboles valiosos, así como proteger la vegetación en general.
- d) Siempre que sea factible, se propenderá, dentro de los márgenes económicos, a buscar alineamientos curvos amplios y medianas anchas en calzadas separadas, ya que estos elementos mejoran el aspecto del paisaje y evitan la monotonía del paralelismo.
- e) Ante la situación de grandes cortes y terraplenes, deberá tenerse presente la posibilidad de diseñar viaductos, túneles o muros, siempre que su costo no sea excesivo.
- f) Las estructuras deberán ser ubicadas y diseñadas para que junto con prestar su servicio, den el mejor aspecto posible.
- g) Los taludes deberán alabearse y tenderse cada vez que sea posible y conveniente, como una manera de disimular las líneas de construcción y permitir el arraigo de la vegetación (véanse la Sección 4.001 del MC-V4 para el redondeo del coronamiento de cortes y el Tópico 3.303.5 del presente Volumen respecto de los alabeos). Eventualmente, estos tendidos pueden demostrarse económicamente convenientes para la obtención de materiales para terraplenes (empréstimo en cortes) o como depósito de materiales excedentes (en tendido de terraplenes, los que deben quedar compactados según especificaciones).

- h) En caso de ser necesaria, la excavación de yacimientos, éstos deberán cumplir en cuanto a la localización y tratamiento, con lo especificado en la Sección 5.003 del MC-V5. El criterio correspondiente se aplicará a los depósitos.
- i) Los elementos de drenaje se colocarán de manera tal que la erosión, embalses y acumulación de detritos queden ocultos a la vista o se eliminen cuando las condiciones de la naturaleza del lugar lo permitan.
- j) Las áreas de enlaces deberán proyectarse de tal manera que sus formas se adapten a los contornos naturales. La apariencia se mejorará posteriormente con un plantío adecuado a la localidad y recuperando la vegetación que no ha sido destruida por la construcción.
- k) Si el clima de la zona y el ancho de la mediana lo permite ($A_m \geq 6,0$ m), se contemplará la utilización de arbustos que, aparte del embellecimiento, servirán para evitar los deslumbramientos producidos por los focos delanteros de los vehículos que vienen por la otra calzada, contribuyendo en esta forma a la seguridad de operación del camino. Los árboles que lleguen a desarrollar troncos de más de 10 cm de diámetro y que queden desprovistos de follaje en su parte inferior, no deben admitirse por el peligro que ellos implican en el caso de colisión, además del efecto indeseable en cuanto a la intermitencia de las luces de los vehículos que circulan en sentido contrario.

3.102.8 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

3.102.801 Aspectos Generales. La teoría de Capacidad de Carreteras desarrollada por el Transportation Research Board (TRB), de los Estados Unidos, edición 1997, constituye una poderosa herramienta para analizar la calidad del servicio que es dable esperar para el conjunto de vehículos que operan en una carretera de características dadas.

A continuación se resumen los principios básicos y se dan algunas Tablas elaboradas para ilustrar el concepto de Capacidad y Nivel de Servicio en situaciones particulares. Los valores que allí se señalan deben ser considerados sólo como indicadores que permiten ilustrar órdenes de magnitud para las condiciones más corrientes en Chile. El cálculo para situaciones particulares en estudios de Anteproyecto o Proyecto Definitivo deberá hacerse considerando las condiciones reales de cada Proyecto.

La teoría de Capacidad para caminos rurales es aplicable a carreteras o secciones de ellas que presenten tránsito ininterrumpido, libre de interferencias tales como semáforos, cruces a nivel de mayor prioridad, etc. Por otra parte, la carretera o camino debe poseer pavimento superior en un razonable estado de conservación, de donde se deduce que esta teoría no es aplicable a caminos con capa de ripio o tierra que introducen variables no cuantificadas por el método.

Para una mejor comprensión de los aspectos que se presentan a continuación, es necesario definir los conceptos siguientes:

- **Pista:** Es la faja de pavimento destinada a la circulación de una sola fila de vehículos.
- **Velocidad Media de Viaje⁽¹⁾:** Es la velocidad calculada al dividir la longitud de un segmento de carretera por el tiempo medio de viaje de los vehículos que recorren dicho segmento, bajo las condiciones prevalecientes; se expresa en kilómetros por hora.
- **Intensidad:** Es el flujo correspondiente a cuatro veces el volumen de los 15 minutos con mayor tránsito en una hora. Se expresa en Veh/h.
- **Tiempo Demorado:** Es el porcentaje del tiempo de recorrido que el usuario se ve demorado antes de lograr efectuar las maniobras de adelantamiento deseadas.

⁽¹⁾ La Velocidad Media de Viaje, definida por el Highway Capacity Manual, es equivalente a la Velocidad de Operación definida en 3.102.403 de este Capítulo, sólo que en la definición de esta última se han explicitado las variables asociadas a las condiciones prevalecientes.

3.102.802 Tipos de Carreteras Rurales Consideradas. La teoría da un tratamiento diferente al problema según se trate de:

- a) Carreteras o Caminos de dos pistas con tránsito bidireccional. En estos casos se considera que la vía no tiene control de acceso, pero que tiene prioridad sobre todas las demás vías que empalman en ella o la cruzan. En caso que existan vías de mayor prioridad, deberá sectorizarse el camino y analizar por separado los sectores así determinados. Posiblemente el punto de cruce pasará a ser un punto crítico.
- b) Carreteras de más de dos pistas, sin control de acceso, en que se cuenta por lo menos con dos pistas adyacentes para cada sentido de tránsito (Tránsito Unidireccional). Puede tratarse de una sola calzada sin separación central (mediana), o dos calzadas separadas en plataforma única.
- c) Carreteras de dos o más pistas para tránsito unidireccional, con control total de acceso y calzadas separadas. Corresponde al caso de Autopistas, Autorrutas y Primarios que cumplan con las condiciones descritas.

3.102.803 Condiciones Ideales o de Referencia. A fin de establecer las condiciones que permitan obtener los máximos volúmenes para una cierta calidad del flujo, se definen las condiciones ideales respecto del tránsito y de las características del camino. Para condiciones que se apartan de las ideales la metodología define coeficientes de corrección que permiten calcular los volúmenes máximos asociados a un cierto nivel de servicio, (calidad del flujo), bajo las condiciones prevalecientes. Las condiciones ideales o de referencia son:

- a) Flujo de Tránsito Continuo. Libre de interferencias según lo definido en 3.102.801 para las diferentes categorías de caminos que considera la teoría.
- b) En el flujo de tránsito existen solamente vehículos livianos de pasajeros (automóviles, station wagons, camionetas).
- c) Pistas de tránsito de 3,6 m. de ancho, con bermas a los costados de la carretera de un ancho igual o mayor que 1,8 m, libres de obstáculos. Se considera obstáculo cualquier elemento de más de 0,15 m de alto y su influencia será diferente si se trata de obstáculos continuos o aislados.
- d) En caminos de dos pistas con tránsito bidireccional debe contarse, además, con distancia de visibilidad adecuada para adelantar, en forma continua, a lo largo de todo el sector bajo análisis. Por otra parte, el tránsito por sentido deberá repartirse en partes iguales.

En la práctica la condición b) es de muy rara ocurrencia, ya que lo normal es que en el flujo existan camiones (cualquier vehículo de carga con seis o más ruedas) y buses para el transporte público. La presencia de estos vehículos implica un factor de corrección, cuyo valor base está determinado para trazados que se desarrollan por terrenos prácticamente planos. Cuando la topografía es en general ondulada o montañosa la metodología consulta las correcciones adicionales necesarias.

3.102.804 Capacidad de una Carretera o Camino. Se define como la intensidad máxima de vehículos que pueden pasar por una sección de un camino, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y del camino. Normalmente se expresa como un volumen horario, cuyo valor no se puede sobrepasar a no ser que las condiciones prevalecientes cambien.

Como valores de referencia máximos absolutos se cita a continuación la "Capacidad en Condiciones Ideales", que corresponde a caminos para tránsito bidireccional o unidireccional, expresada en términos de Intensidad:

- **Camino Bidireccional de dos Pistas : 2.800 Veh. Livianos/hora (Total Ambas Pistas)**
- **Camino Unidireccional con al menos dos Pistas para Tránsito en el mismo sentido : 2.200 Veh. Livianos/hora (Por Pista)**

Como puede observarse, la unidireccionalidad del tránsito, que evita tener que compartir las pistas para efectos de adelantamientos, tiene una importancia capital en la capacidad de una carretera. Las cifras mencionadas representan valores medios determinados mediante procesos de medición directa y son actualmente aceptadas como válidos internacionalmente.

3.102.805 Niveles de Servicio. Cuando el volumen de tránsito es del orden de aquel correspondiente a la capacidad de la carretera, las condiciones de operación son malas, aún cuando el tránsito y el camino presenten características ideales. Estas condiciones de operación deficientes afectan a la totalidad de los usuarios y la continuidad del flujo es inestable, pudiendo en cualquier momento interrumpirse, pasando de un flujo máximo a un flujo cero, durante el período de detención. Cuando se pierde la situación de equilibrio límite, que implica operar a capacidad, y se suceden las interrupciones del flujo, se habla de un flujo forzado que corresponde a lo que el usuario describe como "taco en la carretera". En la Tabla 3.102.805(2).A se presenta un resumen cualitativo y cuantitativo de las características de operación cuando el flujo está en el entorno de la capacidad de la carretera (Nivel E).

Es necesario por lo tanto, que el volumen de demanda sea menor que la capacidad de la carretera, para que ésta proporcione al usuario un nivel de servicio aceptable. La demanda máxima que permite un cierto nivel o calidad de servicio es lo que se define como Volumen de Servicio.

La metodología desarrollada por el TRB define cuatro Niveles de Servicio (A, B, C y D) que permiten condiciones de operación superiores a las antes descritas. Cuando la carretera opera a capacidad se habla de Nivel E y cuando se tiene flujo forzado se le denomina Nivel F [véase Tabla 3.102.805(2).A].

Cuantitativamente, los Niveles de Servicio se establecen a partir de la razón Intensidad/Capacidad (I/C) y el porcentaje de Tiempo Demorado, para las condiciones prevalecientes en el caso de las carreteras bidireccionales. Dicho de otro modo, el límite inferior de un Nivel de Servicio queda definido por la intensidad máxima.

Los niveles de servicio abarcan un rango en que intensidades menores que la intensidad de servicio permiten mejores condiciones de operación que las definidas para el nivel, pudiendo llegar a alcanzarse el nivel superior, en caso contrario se pasará a un nivel inferior.

3.102.805(1) Niveles de Servicio en Caminos Bidireccionales. Las principales características de operación que se dan dentro del rango correspondiente a cada nivel de servicio para un **Camino Bidireccional** bajo condiciones ideales, son:

Nivel A: Representa la condición de flujo libre que se da con bajos volúmenes de demanda, permitiendo altas velocidades a elección del conductor. Debe ser posible que todo usuario que lo desee pueda desarrollar velocidades de operación iguales o mayores que 93 km/h. La razón I/C puede alcanzar el valor 0,15 (420 Veh/h) y el tiempo demorado es inferior a 30%.

Nivel B: Representa la condición de flujo estable. Los conductores aún pueden seleccionar sus velocidades con libertad razonable. Todo usuario que lo desee podrá desarrollar velocidades de operación iguales o mayores que 88 km/h. La razón I/C puede alcanzar el valor 0,27 (750 Veh/h) y el tiempo demorado es inferior a 45%.

Nivel C: Representa aun la condición de flujo estable, pero las velocidades y la maniobrabilidad están íntimamente controladas por los altos volúmenes de tránsito. La mayoría de los conductores no puede seleccionar su propia velocidad. La velocidad de operación posible debe ser igual o mayor que 83 km/h. La razón I/C puede alcanzar el valor 0,43 (1200 Veh/h) y el tiempo demorado es inferior a 60%.

Nivel D: Representa el principio del flujo inestable, con volúmenes del orden, aunque algo menores, que los correspondientes a la capacidad del camino. Las restricciones temporales al flujo pueden causar fuertes disminuciones de la velocidad de operación. Los conductores tienen poca libertad para maniobrar, poca comodidad en el manejo, pero estas condiciones pueden tolerarse por cortos períodos de tiempo. La velocidad de operación fluctúa alrededor de 80 km/h. La razón I/C puede alcanzar el valor 0,64 (1.800 Veh/h) y el tiempo demorado no supera 75%.

Nivel E: Representa la capacidad del camino o carretera y por lo tanto el volumen máximo absoluto que puede alcanzarse en la vía en estudio. El flujo es inestable, con velocidades de operación de orden de 72 km/h. El Nivel E representa una situación de equilibrio límite y no un rango de velocidades y volúmenes como en los niveles superiores. La razón I/C alcanza de valor 1,0 (2.800 Veh/h) y el tiempo demorado fluctúa entre 75% y 100%.

Nivel F: Describe el flujo forzado a bajas velocidades con volúmenes menores que la capacidad de la carretera. Estas condiciones se dan generalmente por la formación de largas filas de vehículos debido a alguna restricción en el camino. Las velocidades y las detenciones pueden ocurrir por cortos o largos períodos debido a la congestión en el camino. Las velocidades de operación son menores de 72 km/h.

3.102.805(2) Niveles de Servicio en Caminos y Carreteras Unidireccionales. Cabe destacar que la descripción cualitativa dada anteriormente es válida tanto para caminos de tránsito bidireccional como para los unidireccionales con o sin control de acceso, sin embargo, los rangos de velocidad de operación, la razón I/C y el tiempo demorado son válidos sólo para caminos con tránsito bidireccional, siendo mayores los asociados a cada nivel en caso de caminos unidireccionales con y sin control de acceso. Una buena síntesis de estas materias para caminos bidireccionales y unidireccionales con y sin control de acceso se presenta en la Tabla II-5, Págs 88 y 89 de "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets – AASHTO 1994", que se reproduce aquí en la Tabla 3.102.805(2).A.

3.102.805(3) Ejemplos de Aplicación. En las Tablas 3.102.805(3).A y B se calculan las intensidades de servicio correspondientes a las condiciones prevalecientes que se indican. Estos valores representan situaciones medias y tienen por objeto servir sólo de referencia, debiendo en cada caso particular hacerse el cálculo correspondiente a las condiciones reales del problema.

Los parámetros considerados en dichas Tablas son:

- a) Entorno Llano, Ondulado y Montañoso (Ver 3.103.201)
- b) Ancho de pavimento para dos pistas, sean estas las de un camino bidireccional (Tabla A), o las de una calzada para tránsito unidireccional (Tabla B).
- c) Ancho de Bermas. En este caso se indica el valor 1,8 m que es el mínimo considerado ideal desde el punto de vista capacidad, aún cuando por otras razones la carretera puede tener bermas más anchas. Si el valor indicado es menor que 1,8 m él representa el ancho específico considerado en ese caso.
- d) Porcentaje del camino que cuenta con distancia adecuada para adelantar en caso de caminos bidireccionales.
- e) Porcentaje de vehículos pesados presentes en el flujo
%VP = 10%, correspondiente a 5% camiones y 5% buses.
%VP = 15%, correspondiente a 10% camiones y 5% buses

Que corresponden a situaciones de Hora Punta en fines de semana o festivos, en que suele aumentar el número de vehículos livianos y disminuir el de camiones.

- f) Los resultados, se indican como Intensidad en Veh/hora de **tránsito mixto**, es decir, con el % de camiones y buses considerado.
- g) Sólo por simplicidad se consideró un FHP = 1

Para caminos bidireccionales de dos pistas ellos representan tránsito total en ambos sentidos, considerando la distribución por sentido que se indica en la Tabla.

Para carreteras unidireccionales de cuatro pistas se indica la Intensidad de Servicio correspondiente a dos pistas adyacentes con un solo sentido de tránsito. El volumen total presente en la carretera podría llegar a ser el doble del indicado, en caso que la demanda fuera equilibrada en ambos sentidos.

TABLA 3.102.805(2).A
RESUMEN CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DE LOS
NIVELES DE SERVICIO PARA CARRETERAS Y CAMINOS EN CONDICIONES IDEALES

NIVEL DE SERVICIO	CARRETERAS UNIDIRECCIONALES CON ACCESOS CONTROLADOS	CARRETERAS UNIDIRECCIONALES SIN CONTROL DE ACCESOS	CARRETERAS BIDIRECCIONALES SIN CONTROL DE ACCESOS
A	Flujo Libre, Velocidad Media de Viaje igual o mayor que 112 km/h. La Intensidad Máxima de Servicio corresponde a 700 vehículos livianos por hora y por pista, ó 32% de la Capacidad.	Velocidad Media de Viaje de 96 km/h o superior. En condiciones ideales, la Intensidad Máxima de Servicio es de 720 vehículos livianos por hora y por pista, ó 33% de la Capacidad.	Velocidad Media de Viaje de 93 km/h o superior. La mayoría de las maniobras de adelantamiento pueden realizarse sin demora o demora moderada. Bajo condiciones ideales, la Intensidad Máxima de servicio, en ambas direcciones, puede alcanzar a 420 vehículos livianos por hora, aproximadamente a 15% de la capacidad.
B	Condiciones de flujo razonablemente libres. Velocidad Media de Viaje igual o superior a 112 km/h. La Intensidad Máxima de Servicio no supera a 1.120 vehículos livianos por hora y por pista, ó 51% de la Capacidad.	Flujo razonablemente libre, en que las acciones de los vehículos precedentes tendrán alguna influencia sobre los que los siguen. En condiciones ideales, la Intensidad Máxima de Servicio no supera los 1.200 vehículos livianos por hora y por pista, ó 55% de la Capacidad, a 96 km/h.	Velocidad Media de Viaje de 88 km/h o superior. En condiciones ideales, la Intensidad Máxima de Servicio puede alcanzar 27% de la Capacidad (ó 750 vehículos livianos por hora, en ambos sentidos).
C	Operación estable, pero alcanzando niveles más críticos. Velocidad Media de Viaje de 110 km/h. La Intensidad Máxima de Servicio no supera los 1.640 vehículos livianos por hora y por pista, correspondientes a 75% de la Capacidad.	Circulación estable con una Intensidad Máxima de Servicio un superior a 75% de la Capacidad, ó 1.650 vehículos livianos por hora y por pista. En condiciones ideales, se mantiene, al menos, una Velocidad Media de Viaje de 95 km/h.	Circulación aún estable con Velocidad Media de Viaje de 84 km/h o superior. La Intensidad Máxima de Servicio, en condiciones ideales, es igual a 43% de la Capacidad (ó 1.200 vehículos livianos por hora, en ambos sentidos).
D	Rango de Velocidades por debajo de las típicas del flujo estable. Las condiciones de circulación son cambiantes, aproximándose a la inestabilidad. La Velocidad Media de Viaje se aproxima a los 101 km/h. La Intensidad Máxima de Servicio un supera los 2.015 vehículos livianos por hora y por pista, a 92% de la Capacidad.	Acercándose al flujo inestable. Su Intensidad Máxima de Servicio corresponde a 89% de la Capacidad (del orden de los 1.940 vehículos livianos por hora y por pista). Bajo condiciones ideales, la Velocidad Media de Viaje es de 92 km/h.	Próximo al flujo inestable. En condiciones ideales, la Velocidad Media de Viaje se aproxima a los 80 km/h. Por su parte, la Intensidad Máxima de Servicio, corresponde a 64% de la Capacidad (1.800 vehículos livianos por hora, en ambos sentidos).
E	Flujo inestable. Velocidad Media de Viaje de 96 km/h. Intensidad Máxima de Servicio correspondiente a Capacidad, ó 2.200 vehículos livianos por hora y por pista. Pequeñas interrupciones de la corriente vehicular generan colas muy difíciles de disipar. Cualquier incidente en la ruta causa "tacos" complicados.	La Intensidad Máxima de Servicio corresponde a 100% de la Capacidad, ó 2.200 vehículos livianos por hora y por pista, en condiciones ideales. Velocidad Media de Viaje alrededor de 88 km/h.	Flujo inestable. Velocidad Media de Viaje del orden de 72 km/h. En condiciones ideales, la Intensidad Máxima de Servicio, en ambos sentidos, es de 2.800 vehículos livianos por hora. No es posible mantener al Nivel de Servicio E, ya que las condiciones de circulación pasan directamente del Nivel D al Nivel F.
F	Flujo forzado. Sobre la carretera se acumulan los vehículos posteriores, ante la interrupción del flujo de los vehículos de adelante. La Velocidad Media de Viaje es del orden de 50 km/h, con continuas detenciones y partidas.	Flujo Forzado. Congestionado, presenta una variación amplia del volumen de circulación. Velocidad Media de Viaje inferior a 50 km/h.	Flujo Forzado. Congestionado, con características impredecibles. Velocidades de operación inferiores a 72 km/h.

TABLA 3.102.805(3).A

**INTENSIDAD MAXIMA DE SERVICIO (I) DE UNA CALZADA BIDIRECCIONAL
SEGUN NIVEL DE SERVICIO PARA FHP=1
MEDIDA EN VEHICULOS POR HORA EN AMBOS SENTIDOS DE TRANSITO**

TRAZADO			LLANO			ONDULADO			MONTAÑOSO			
ANCHO PAVIMENTO (m)			7	7	7		7	6		7	6	
ANCHO BERMAS (m)			> 1,8	> 1,8	> 1,8		1,5	1,5		1,5	1,0	
% VISIBILIDAD			80%	60%	60%		60%	40%		40%	30%	
ADELANTAMIENTO												
REPARTO %			50% -50%	50% -50%	80% -20%		50% -50%	50% -50%		50% -50%	50% -50%	
NIVEL DE SERVICIO	PORCENTAJE		V _m	I	I	I	V _m	I	I	V _m	I	I
	CAMIONES	BUSES										
A	5	5	≥93	302	227	188	≥91	147	91	≥90	69	40
	10	5		289	217	180		132	81		57	34
B	5	5	≥88	593	519	431	≥86	379	292	≥86	201	158
	10	5		563	493	409		329	254		159	125
C	5	5	≥83	964	890	739	≥82	698	550	≥78	356	268
	10	5		915	844	701		606	477		282	212
D	5	5	≥80	1.575	1.524	1.265	≥78	1.057	841	≥79	577	443
	10	5		1.506	1.457	1.209		915	728		443	340
E	5	5	≥72	2.541	2.464	2.109	≥64	1.930	1.692	≥56	1.220	1.044
	10	5		2.428	2.355	2.016		1.671	1.466		938	802

V_m : Velocidad Media de Viaje (km/h). Se entrega a título informativo para carreteras con V_p ≤ 96 km/h.

I : Flujo correspondiente a 4 veces el volumen registrado en los 15 minutos de mayor flujo dentro de la hora. Se expresa en veh/h.

Q : Volumen de la hora considerada veh/h.

FHP = Q/I

TABLA 3.102.805(3).B

**INTENSIDAD MAXIMA DE SERVICIO (I) EN CARRETERAS UNIDIRECCIONALES (4 PISTAS TOTALES)
CON CONTROL TOTAL DE ACCESOS -SEGUN NIVEL DE SERVICIO- POR SENTIDO
(FHP = 1)**

V _p (km/h) ≥		112,6			96,5			88,5			
ANCHO PAVIMENTO (m)			7	7		7	7		7	7	6
ANCHO BERMAS (m)			>1,8	>1,8		>1,8	>1,8		>1,8	>1,8	>1,8
NIVEL	% V. PESADOS	V _m km/h	I		V _m km/h	I		V _m km/h	I		I
			Llano	Ond.		Llano	Ond.		Llano	Ond.	
A	10	112,6	1.330	1.162	96,5	1.140	996	88,5	1.045	913	663
	15	112,6	1.302	1.078	96,5	1.116	924	88,5	1.023	847	564
B	10	112,6	2.128	1.859	96,5	1.824	1.594	88,5	1.672	1.461	1.061
	15	112,6	2.083	1.725	96,5	1.786	1.478	88,5	1.637	1.355	903
C	10	110,2	3.124	2.729	96,5	2.736	2.390	88,5	2.508	2.191	1.592
	15	110,2	3.058	2.532	96,5	2.678	2.218	88,5	2.455	2.033	1.354
D	10	101,4	3.561	2.576	91,7	3.223	2.331	88,2	3.110	2.250	1.344
	15	101,4	3.486	2.389	91,7	3.155	2.163	88,2	3.044	2.087	1.144
E	10	96,5	4.180	3.652	85,3	4.180	3.652	80,5	4.180	3.652	2.653
	15	96,5	4.092	3.388	85,3	4.092	3.388	80,5	4.092	3.388	2.257
F	10		var	var		var	var		var	var	var
	15										

NOTAS: - Considera un Factor de Ajuste por el Tipo de Conductores = 1(Usuarios Habituales predominantes)

- I, Q y FHP: según lo definido en la Tabla 3.102.805(3).A

SECCION 3.103 SISTEMA DE CLASIFICACION FUNCIONAL PARA DISEÑO

3.103.1 ASPECTOS GENERALES

La clasificación de carreteras y caminos motivo de la presente sección está orientada específicamente al diseño. Otras clasificaciones, Legales y Administrativas, como las que se describen en 2.101.101 y 2.101.102, cumplen, por su parte, las funciones asignadas dentro del ámbito que les corresponde.

3.103.2 SISTEMA DE CLASIFICACION

3.103.201 Categoría de Las Vías. La clasificación para diseño consulta seis categorías divididas en dos grupos, ellas son:

Carreteras: Autopistas, Autorrutas y Primarias

Caminos: Colectores, Locales y de Desarrollo

Cada Categoría se subdivide según las Velocidades de Proyecto consideradas al interior de la categoría. Las V_p más altas corresponden a trazados en terrenos Llanos, las intermedias en terrenos ondulado y las más bajas a terreno montañoso o cuyo extorno presenta limitaciones severas para el trazado. El alcance general de dicha terminología es:

Terreno Llano: Está constituido por amplias extensiones libres de obstáculos naturales y una cantidad moderada de obras construidas por el hombre, lo que permite seleccionar con libertad el emplazamiento del trazado haciendo uso de muy pocos elementos de características mínimas. El relieve puede incluir ondulaciones moderadas de la rasante para minimizar las alturas de cortes y terraplenes; consecuentemente la rasante de la vía estará comprendida mayoritariamente entre $\pm 3\%$.

Terreno Ondulado: Está constituido por un relieve con frecuentes cambios de cota que si bien no son demasiado importantes en términos absolutos, son repetitivos, lo que obliga a emplear frecuentemente pendientes de distinto sentido que pueden fluctuar entre 3% y 7%, según la Categoría de la ruta. El trazado en planta puede estar condicionado en buena medida por el relieve del terreno, con el objeto de evitar cortes y terraplenes de gran altura, lo que justificará un uso más frecuente de elementos del orden de los mínimos. Según la importancia de las ondulaciones del terreno, se podrá tener un Ondulado Medio o uno Franco o Fuerte.

Terreno Montañoso: Está constituido por cordones montañosos o "cuestas", en las cuales el trazado salva desniveles considerables en términos absolutos. La rasante del proyecto presenta pendientes sostenidas de 4% a 9%, según la Categoría del Camino, ya sea subiendo o bajando. La planta está controlada por el relieve del terreno (puntillas, laderas de fuerte inclinación transversal, quebradas profundas, etc.) y también por el desnivel a salvar, que en oportunidades puede obligar al uso de Curvas de Retorno. En consecuencia, el empleo de elementos de características mínimas será frecuente y obligado.

En trazados urbanos o suburbanos, salvo casos particulares, no es el relieve del terreno el que condiciona el trazado, siendo el entorno de la ciudad, barrio industrial, etc., el que los impone. Situaciones normalmente reguladas por el Plan Regulador y su Seccional correspondiente.

La Tabla 3.103.201.A, que se presenta a continuación resume las características principales según categorías.

TABLA 3.103.201.A
CLASIFICACION FUNCIONAL PARA DISEÑO
CARRETERAS Y CAMINOS RURALES

CATEGORIA	SECCION TRANSVERSAL		VELOCIDADES DE PROYECTO (km/h)	CODIGO TIPO
	N° PISTAS	N° CALZADAS		
AUTOPISTA	4 ó + UD	2	120 - 100 - 80	A (n) - xx
AUTORRUTA	4 ó + UD	2	100 - 90 - 80	AR (n) - xx
PRIMARIO	4 ó + UD	2 (1)	100 - 90 - 80	P (n) - xx
	2 BD	1	100 - 90 - 80	P (2) - xx
COLECTOR	4 ó + UD	2 (1)	80 - 70 - 60	C (n) - xx
	2 BD	1	80 - 70 - 60	C (2) - xx
LOCAL	2 BD	1	70 - 60 - 50 - 40	L (2) - xx
DESARROLLO	2 BD	1	50 - 40 - 30*	D - xx

- UD : Unidireccionales

- BD : Bidireccionales

(n) Número Total de Pistas

- xx Velocidad de Proyecto (km/h)

* Menor que 30 km/h en sectores puntuales conflictivos

- En los proyectos de nuevos trazados, todas las carreteras o caminos con calzadas unidireccionales deben contar con una mediana que separe físicamente las calzadas.

- Los anchos de mediana se especifican en el Capítulo 3.300. El caso de Primarios y Colectores sin mediana (N° de Calzadas (1)) sólo podrán darse en vías existentes diseñadas y construidas antes de la entrada en vigencia del presente Volumen.

La definición conceptual de las categorías se presenta en los siguientes Numerales y un resumen integrado con la funcionalidad de la vía, en la Tabla 3.103.3.A.

3.103.201(1) Autopistas. Son carreteras diseñadas desde su concepción original para cumplir con las características y niveles de servicio que se describen a continuación. Normalmente, su emplazamiento se sitúa en terrenos rurales, donde antes no existían obras viales de alguna consideración, que impusieran restricciones a la selección del trazado; pasan a distancias razonablemente alejadas del entorno suburbano que rodea las ciudades o poblados.

Están destinadas a servir prioritariamente al tránsito de paso, al que se asocian longitudes de viaje considerables. En consecuencia, deberán diseñarse para velocidades de desplazamiento elevadas, pero en definitiva, compatibles con el tipo de terreno en que ellas se emplazan. Todo lo anterior debe lograrse asegurando altos estándares de seguridad y comodidad.

La Sección Transversal estará compuesta por dos o tres pistas unidireccionales, dispuestas en calzadas separadas por una mediana de al menos 13 m de ancho, si está previsto pasar de 2 pistas iniciales por calzada a 3 pistas futuras. En ese caso, las estructuras deberán construirse desde el inicio para dar cabida a la sección final considerada.

En ellas se autorizará sólo la circulación de vehículos motorizados especialmente diseñados para el transporte de pasajeros y carga, quedando expresamente prohibido el tránsito de maquinaria autopropulsada (agrícola, de construcción, etc.)

Las Velocidades de Proyecto, según el tipo de emplazamiento, son:

- Terreno Llano a Ondulado Medio - 120 km/h
- Terreno Ondulado Fuerte - 100 km/h
- Terreno Montañoso - 80 km/h

Para poder desarrollar las velocidades indicadas bajo condiciones de seguridad aceptables, las Autopistas deberán contar con Control Total de Acceso a todo lo largo del trazado, respecto de los vehículos, peatones y animales que se encuentren fuera de la faja del derecho de vía. Se conectarán con otras carreteras sólo mediante enlaces provistos de todos los elementos definidos en el Capítulo 3.500. El distanciamiento entre enlaces consecutivos deberá ser mayor o igual que 5,0 km, medidos entre los extremos de las pistas de cambio de velocidad de ambos enlaces. No se considerará el diseño de accesos direccionales aislados.

El resto de las características geométricas y obras anexas se detallan en los Capítulos 3.200 y 3.300.

3.103.201(2) Autorrutas. Son carreteras existentes a las que se les ha construido o se le construirá una segunda calzada prácticamente paralela a la vía original. Normalmente se emplazan en corredores, a lo largo de los que existen extensos tramos con desarrollo urbano, industrial o agrícola intensivo, muy próximo a la faja de la carretera.

Están destinadas principalmente al tránsito de paso, de larga distancia, pero en ciertos subtramos sirven igualmente al tránsito interurbano entre localidades próximas entre sí. Podrán circular por ellas toda clase de vehículos motorizados, incluso aquellos que para hacerlo deban contar con una autorización especial, y que no estén expresamente prohibidos o cuyo tipo de rodado pueda deteriorar la calzada.

La Sección Transversal deberá contar con al menos dos pistas unidireccionales por calzada, debiendo existir una mediana entre ambas, cuyas dimensiones mínimas se especifican en el Capítulo 3.300.

Las Velocidades de Proyecto consideradas son:

- Terreno Llano a Ondulado Fuerte 100 y 90 km/h
- Terreno Montañoso 80 km/h

Las Autorrutas deberán contar con Control Total de Acceso respecto del acceso o salida de vehículos a ella; preferentemente, se dará también control de acceso respecto de los peatones y animales a todo lo largo de la ruta, previéndose obligatorio este tipo de control de acceso en las zonas de enlaces, pasarelas y zonas adyacentes a poblados, con longitudes suficientes como para forzar a los peatones a usar los dispositivos especialmente dispuestos para su cruce (véase el Tópico 3.102.5).

El distanciamiento entre enlaces sucesivos lo regulará la Dirección de Vialidad según las circunstancias particulares de cada emplazamiento; en todo caso, resulta conveniente que el espacio libre entre extremos de pistas de cambio de velocidad de enlaces sucesivos no sea menor que 3,0 km.

3.103.201(3) Carreteras Primarias. Son carreteras con volúmenes de demanda medios a altos, que sirven al tránsito de paso con recorridos de media y larga distancia, pero que sirven también a un porcentaje importante de tránsito de corta distancia en zonas densamente pobladas.

La Sección Transversal puede estar constituida por pistas unidireccionales, separadas por una mediana, que al menos dé cabida a una barrera física entre ambas calzadas, más 1,0 m libre desde ésta al borde interior de las pistas adyacentes; también puede estar constituida por una calzada con dos pistas para tránsito bidireccional.

Las Velocidades de Proyecto consideradas son las mismas que para las Autorrutas, de modo que en el futuro, mediante un cambio de estándar, puedan adquirir las características de Autorruta:

	Terreno Llano y Ond. Fuerte	Terreno Montañoso
Calzadas Unidireccionales	100 – 90 km/h	80 km/h
Calzadas Bidireccionales	100 – 90 km/h	80 km/h

Las Carreteras Primarias deberán contar con un Control Parcial de Acceso, entendiéndose por tal, aquel en que se disponga de enlaces desnivelados, toda vez que ellos se hagan necesarios por condiciones de seguridad y capacidad derivadas del volumen de tránsito que presente la vía secundaria (Colector o Local). Los cruces con líneas férreas deberán ser obligatoriamente desnivelados. El resto de los cruces con otros caminos deberán contar con intersecciones canalizadas, provistas de pistas de cambio de velocidad en los casos que se indican en el Capítulo 3.400. Los accesos directos a la Carretera se tratarán según lo establecido en el Numeral 3.102.502.

3.103.201(4) Caminos Colectores. Son caminos que sirven tránsitos de mediana y corta distancia, a los que acceden numerosos caminos Locales o de Desarrollo. El servicio al tránsito de paso y a la propiedad colindante tienen una importancia similar. Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados. En zonas densamente pobladas se deberán habilitar pistas auxiliares, destinadas a la construcción de ciclovías (véase Tópico 3.307.4 de este Volumen).

Su Sección Transversal normalmente es de dos pistas bidireccionales, pudiendo llegar a tener calzadas unidireccionales. Las velocidades de proyecto consideradas son:

- Terreno Llano a Ondulado Medio - 80 km/h
- Ondulado Fuerte - 70 km/h
- Montañoso - 60 km/h

Normalmente, este tipo de caminos poseerá pavimento superior, o dentro del horizonte de proyecto, será dotado de él. Consecuentemente, la selección de la Velocidad de Proyecto debe ser estudiada detenidamente. Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados y vehículos a tracción animal, que cuenten con los dispositivos reglamentarios señalados en la Ordenanza del Tránsito. En zonas densamente pobladas se consultarán pistas auxiliares en que se habilitarán ciclovías (véase el Numeral 3.302.503 de este Volumen).

3.103.201(5) Caminos Locales. Son caminos que se conectan a los Caminos Colectores. Están destinados preferentemente a dar servicio a la propiedad adyacente. Son pertinentes las ciclovías.

La Sección Transversal prevista consulta dos pistas bidireccionales de las dimensiones especificadas en 3.300 y las velocidades de proyecto consideradas son:

- Terreno Llano a Ondulado Medio - 70 km/h
- Ondulado Fuerte - 60 km/h
- Montañoso 50 y 40 km/h

3.103.201(6) Caminos de Desarrollo. Están destinados a conectar zonas aisladas y por ellas transitarán vehículos motorizados y vehículos a tracción animal. Sus características responden a las mínimas consultadas para los caminos públicos, siendo su función principal la de posibilitar tránsito permanente aún cuando a velocidades reducidas, de hecho las velocidades de proyecto que se indican a continuación son niveles de referencia que podrán ser disminuidos en sectores conflictivos.

La Sección Transversal que se les asocia debe permitir el cruce de un vehículo liviano y un camión a velocidades tan bajas como 10 km/h y la de dos camiones, estando uno de ellos detenido, según se indica en el Capítulo 3.300.

Las velocidades referenciales de proyecto son:

- Terreno Favorable 50 y 40 km/h
- Terreno Difícil 30 km/h

3.103.202 Códigos de la Clasificación. En la última columna del Cuadro 3.103.201.A se dan ejemplos de los códigos estandarizados.

- a) La categoría de la Carretera o Camino se indica mediante, la inicial del nombre que le corresponde.
- b) En paréntesis se indica el número total de pistas
- c) Seguido de un guión se anota la velocidad de proyecto. No se considera la velocidad de proyecto de 110 km/h, que figuraba en la versión de 1981. No obstante ello, en el Capítulo 3.200 se calcularán los parámetros asociados a ella para contar con los valores de referencia correspondientes, que permitirán diseñar tramos de transición entre un trazado amplio a uno con elementos mínimos para la Velocidad de Proyecto considerada.

3.103.3 CARACTERISTICAS SEGUN CATEGORIA

En la Tabla 3.103.3.A se presenta una síntesis de las características asociadas a cada categoría, de acuerdo con los criterios expuestos en 3.102. Dicha Tabla debe ser considerada como un ayuda memoria teniendo especial cuidado de ponderar adecuadamente los factores humanos, económicos, estéticos y ambientales que no están mencionados en ella. Los rangos de tránsito que se señalan son sólo indicativos ya que condiciones topográficas particulares, o el porcentaje de vehículos pesados en el VHD o decisiones adoptadas por la Autoridad, pueden crear situaciones no consideradas. Esta Tabla es idéntica a la incluida en el MC-V2 bajo el número 2.101.3.A, debiendo prestarse atención a los alcances que se hacen respecto de los estudios económicos en el Numeral 2.101.301.

TABLA 3.103.3 A
CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE LAS CARRETERAS Y CAMINOS
SEGUN LA CLASIFICACION FUNCIONAL

CATEGORIA	CARRETERAS			CAMINOS		
	AUTOPISTAS	AUTORRUTAS	PRIMARIOS	COLECTORES	LOCAL	DESARROLLO
VELOCIDADES DE PROYECTO (km/h) TIPO DE TERRENO	120 - 100 - 80 LL - O - M	100 - 90 - 80 LL - O - M	100 - 90 - 80 LL - O - M	80 - 70 - 60 LL - O - M	70 - 60 - 50 - 40 LL - O - M	50 - 40 - 30 LL - O - M
PISTAS DE TRANSITO	UNIDIRECCIONALES	UNIDIRECCIONALES	UNIDIRECCIONALES O BIDIRECCIONALES	BIDIRECCIONALES O (UNIDIRECCIONALES)	BIDIRECCIONALES	BIDIRECCIONALES
FUNCION	Prioridad absoluta Control total de acceso	Prioridad absoluta Control total de acceso vehiculos	Consideración principal Control parcial de acceso	Continuidad de tránsito y acceso a la propiedad de similar importancia	Continuidad de tránsito consideración secundaria	Continuidad de tránsito consideración secundaria
CONEXIONES	Autopistas Autorrutas Primarios (Colectores)	Autopistas, Autorrutas Primarios Colectores	Autopistas, Autorrutas Prim. y Colectores (Locales)	Todos	(Primarios) Colectores, Locales Desarrollo	Colectores Locales Desarrollo
CALIDAD SERVICIO	Enlaces A, B C	Enlaces Accesos direccionales B (2) C, (D)	Enlaces Intersecciones (Acc. Directo) B C, (D)	Todos	(Intersección) Acceso Directo	Acceso Directo
TRANSITO	Libre Estable 115 - 95 km/h	Libre Estable 95 - 90 km/h	(Libre) Estable (Prox. Inestab.) 95 - 85 km/h	Estable con restricción (Próximo Inestable) 80 - 70 km/h	Restringido por movimientos hacia y desde la propiedad 70 - 60 km/h	50 - 25 km/h
	UD > 10.000 confirmar fact. económica	UD > 8.000	BD > 3000 UD > 6000	BD > 300 UD: Caso especial	Tránsito y composición variable según tipo de actividad: Agrícola, Minera, Turística	
	Sólo vehic. diseñados para circular normalmente en carreteras	Vehiculos motorizados y autorizaciones especiales	Vehiculos motorizados y autorizaciones especiales	Todo tipo de vehiculos	Vehículo liviano y camiones medianos	

Letras o conceptos entre paréntesis indican situaciones límites en condiciones poco frecuentes.

(1) Considera Trazado Llano y Ondulado; Trazado Montafoso constituye caso particular (Vop = Velocidad Operación usuario medio ~ V 50%) (Definición LL - O - M Ver 3.103.201)

(2) Las Velocidades de Proyecto limitan la posibilidad de niveles mejores aún con baja demanda.

(3): EL RANGO DE VELOCIDADES DE OPERACION SE DA A TITULO INDICATIVO PARA FLUJOS LIBRE - ESTABLE.

LOS VALORES DEFINITIVOS DEBERAN ESTABLECERSE SEGUN LO SEÑALADO EN EL TOMO II DEL VOLUMEN N° 1.

BD : Tránsito Unidireccional, total ambos sentidos.

3.103.4 SELECCION DE VELOCIDADES

Para seleccionar la Velocidad de Proyecto óptima correspondiente a un proyecto específico, será conveniente proceder del siguiente modo durante el transcurso del Estudio Preliminar.

- a) Asignada una categoría se procederá a ejecutar sobre los planos levantados a escala intermedia (1:5.000 o 1:10.000) un anteproyecto preliminar utilizando la velocidad de proyecto que se presume adecuada. Este anteproyecto preliminar dará mayor importancia al análisis de los puntos críticos del trazado a fin de establecer la influencia de la velocidad seleccionada sobre los costos de inversión y la posibilidad física de implantar en el terreno los elementos del trazado.
- b) Del anterior análisis puede resultar evidente que la velocidad seleccionada resulta alta o por el contrario que con aumentos marginales de inversión ella puede ser elevada, ganándose en seguridad y capacidad de la ruta.
- c) Si la elección no resulta evidente, los estudios realizados permiten contar con los antecedentes de costo y con cálculos aproximados de capacidad y velocidad de operación, que permitan realizar la comparación de alternativas a nivel de Prefactibilidad, para determinar la velocidad de proyecto óptima.

En ciertos casos un análisis como el descrito puede llegar a concluir que la categoría asignada al proyecto no es compatible con la rentabilidad del mismo, debiendo en esos casos revisarse los criterios empleados para seleccionar la categoría.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.200 DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N° 3 INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.200 DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO

SECCIÓN	3.201 ASPECTOS GENERALES
3.201.1	EL TRAZADO
3.201.2	VARIABLES FUNDAMENTALES
3.201.3	CRITERIOS BÁSICOS
3.201.301	Velocidad 85% Considerada para el Diseño en Planta <i>(1) Predicción de la V85% en Tramos Rectos</i> <i>(2) Criterios de Predicción de la V85% en Curvas Horizontales</i> <i>(3) Conclusiones-Predicción V85% para los Diseños en Planta</i> <i>(4) Ejemplo de Aplicación de la V85% al Diseño en Planta</i>
3.201.302	Velocidad V* Considerada para Verificar la Visibilidad de Parada y para Diseñar el Alzado <i>(1) Criterios y Definiciones</i> <i>(2) Velocidades V* Adoptadas</i> <i>(3) Situaciones en que Interviene V* en el Diseño</i>
3.201.303	V85% y V* en Tramos Singulares
3.201.4	ORGANIZACIÓN DEL CAPÍTULO
3.201.5	RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS MÍNIMAS SEGÚN CATEGORÍA DE LA CARRETERA O CAMINO
SECCIÓN	3.202 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD Y MANIOBRAS ASOCIADAS
3.202.1	ASPECTOS GENERALES
3.202.2	DISTANCIA DE PARADA
3.202.201	Visibilidad de Parada en Puntos Singulares
3.202.3	DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO
3.202.301	Efecto de las Pendientes sobre la Distancia de Adelantamiento
3.202.302	Frecuencia de Zonas Adecuadas para Adelantar
3.202.303	Zonas de No Adelantar
3.202.4	VERIFICACIÓN DE LA VISIBILIDAD
3.202.401	Aspectos Generales
3.202.402	Verificación de la Visibilidad en Planta
3.202.5	CONTROL DE DESLUMBRAMIENTO
3.202.501	Aspectos Generales
3.202.502	Eficacia del Sistema Anti Deslumbramiento <i>(1) Eficiencia por Cálculo</i> <i>(2) Eficiencia por Ensayo</i> <i>(3) Cálculo de la Altura Eficaz</i>
3.202.503	Visibilidad Lateral
3.202.504	Resistencia al Viento

SECCIÓN	3.203 TRAZADO EN PLANTA
3.203.1	ASPECTOS GENERALES
3.203.101	Controles del Trazado en Planta
3.203.102	Localización del Eje en Planta
3.203.103	Criterios Para Establecer el Trazado en Planta <i>(1) Elementos del Trazado en Planta</i> <i>(2) Tendencia Actual</i> <i>(3) El Problema de la Visibilidad</i> <i>(4) Elementos de Curvatura Variable</i>
3.203.2	ALINEAMIENTO RECTO
3.203.201	Aspectos Generales
3.203.202	Longitudes Máximas en Recta
3.203.203	Longitudes Mínimas en Recta <i>(1) Curvas en S</i> <i>a) En Nuevos Trazados</i> <i>b) En las Recuperaciones o Cambios de Estándar</i> <i>c) Tramos Rectos Intermedios de Mayor Longitud</i> <i>(2) Tramo Recto Entre Curvas en el Mismo Sentido</i>
3.203.3	CURVAS CIRCULARES
3.203.301	Elementos de la Curva Circular
3.203.302	Radios Mínimos Absolutos <i>(1) Utilización de los Radios Mínimos Absolutos</i> <i>(2) Modificación del Peralte Máximo</i> <i>(3) Verificación por Visibilidad</i>
3.203.303	Curvas Horizontales con Radios Sobre los Mínimos <i>(1) Peralte en Función del Radio de Curvatura</i> <i>(2) Radio –Peralte – Velocidad Específica – Coeficiente de Fricción Transversal</i> <i>(3) Radios Límite en Contraperalte - RL.</i> <i>(4) Desarrollo Mínimo de Curvas Horizontales</i> <i>(5) Línea de Máxima Pendiente</i>
3.203.304	Relación Entre los Radios de Curvas Circulares Consecutivas
3.203.305	Desarrollo de Peralte en Curvas Circulares Sin Curvas de Enlace <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Eje de Giro de Peralte</i> <i>(3) Longitud del Desarrollo de Peralte</i> <i>a) Eje de Giro Normal</i> <i>b) Giro en los Bordes de una Calzada Bidireccional</i> <i>(4) Condicionantes para el Desarrollo del Peralte</i> <i>a) Proporción del Peralte a Desarrollar en Recta</i> <i>b) Longitud en Curva con Peralte Total</i> <i>(5) Desarrollo de Peralte entre Curvas Sucesivas</i>
3.203.306	Sobreancho en Curvas Circulares <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Cálculo del Sobreancho</i> <i>(3) Sobreancho en Calzadas de Menos o Más de 2 Pistas</i> <i>(4) Desarrollo del Sobreancho en Arcos de Enlace</i> <i>(5) Demarcación del Eje de las Pistas Ensanchadas</i> <i>(6) Desarrollo del Sobreancho en Caminos de Desarrollo</i> <i>(7) Aspectos Constructivos</i> <i>(8) Casos Especiales</i>
3.203.4	ARCOS DE ENLACE O TRANSICIÓN
3.203.401	Aspectos Generales

- 3.203.402 **La Clotoide Como Arco de Enlace**
 - (1) *Aspectos Generales*
 - (2) *Ecuaciones Paramétricas*
 - (3) *Ecuaciones Cartesianas*
- 3.203.403 **Elección del Parámetro A de las Clotoides**
 - (1) *Parámetros A Mínimos y Normales*
 - (2) *Desarrollo Máximo de la Clotoide*
 - (3) *Radios que no Requieren el Empleo de Clotoides*
- 3.203.404 **Elementos del Conjunto Arco de Enlace Curva Circular**
 - (1) *Casos Particulares de Curva de Enlace*
 - (2) *Expresiones Aproximadas*
- 3.203.405 **Desarrollo de Peralte en Arcos de Enlace**
 - (1) *Aspectos Generales*
 - (2) *Procedimiento a Seguir*
- 3.203.406 **Sobrancho en Curvas con Arco de Enlace**
 - (1) *Aspectos Generales*
 - (2) *Desarrollo del Sobrancho*
 - (3) *Aspectos Constructivos*

- 3.203.5 **COMPOSICIÓN DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL**
- 2.203.501 **Aspectos Generales**
- 3.203.502 **Composición del Alineamiento Según Categoría**
- 3.203.503 **Alineaciones Compuestas**
 - (1) *Configuraciones Recomendables*
 - a) *Curva Circular con Clotoide de Enlace*
 - b) *Curva de Inflexión o Curvas en S*
 - c) *Ovoide*
 - d) *Ovoide Doble*
 - (2) *Configuraciones Límite*
 - a) *Curva Circular sin Curva de Enlace*
 - b) *Clotoide de Vértice Sin Arco Circular*
 - c) *Curvas Circulares Contiguas*
 - (3) *Configuraciones no Recomendables*
- 3.203.504 **Curvas de Retorno**

- SECCIÓN 3.204 TRAZADO EN ALZADO**
- 3.204.1 **ASPECTOS GENERALES**
- 3.204.2 **UBICACIÓN DE LA RASANTE RESPECTO DEL PERFIL TRANSVERSAL**
- 3.204.3 **INCLINACIÓN DE LAS RASANTES**
- 3.204.301 **Pendientes Máximas**
- 3.204.302 **Pendientes Mínimas**
- 3.204.303 **Longitud en Pendiente y Velocidad de Operación**

- 3.204.4 **ENLACES DE RASANTES**
- 3.204.401 **Curvas Verticales de Enlace**
- 3.204.402 **Criterios de Diseño para Curvas Verticales**
- 3.204.403 **Parámetros Mínimos por Visibilidad de Parada**
 - (1) *Curvas Verticales Convexas*
 - (2) *Curvas Verticales Cóncavas*
 - (3) *Casos Especiales Curvas Verticales Cóncavas*
 - a) *Zonas con Iluminación Artificial*
 - b) *Curvas Verticales Cóncavas Bajo Estructuras*
- 3.204.404 **Longitud Mínima de Curvas Verticales**
- 3.204.405 **Parámetros Mínimos por Visibilidad de Adelantamiento**
- 3.204.406 **Situaciones en que se Puede Aceptar Valores de $2T < V_p$**

3.204.407	Verificación de Visibilidad en Curvas Verticales
3.204.5	DRENAJE EN CURVAS VERTICALES
3.204.6	COMPOSICIÓN DEL ALINEAMIENTO VERTICAL
3.204.601	Aspectos Generales
3.204.602	Rasantes Asociadas a Estructuras <i>(1) Gálbo Vertical</i> <i>(2) Curvas Verticales Cóncavas Bajo Estructuras</i> <i>(3) Rasante en Puentes</i> <i>(4) Rasante sobre Líneas de FF.CC.</i>
SECCIÓN	3.205 DIRECTRICES PARA EL DISEÑO ESPACIAL DE UNA CARRETERA
3.205.1	ASPECTOS GENERALES
3.205.2	ELEMENTOS DEL ALINEAMIENTO ESPACIAL
3.205.3	DISEÑO ESPACIAL
3.205.301	Aspectos Generales
3.205.302	La Imagen de la Plataforma para el Conductor <i>(1) Imagen en Perspectiva y Guía Óptica</i> <i>(2) Elementos de la Plataforma</i> <i>a) La Recta</i> <i>b) La Curva</i> <i>c) Secuencia de Elementos en Planta</i> <i>(3) Elementos del Alzado</i> <i>a) La Recta</i> <i>b) Acuerdo Verticales Cóncavos</i> <i>c) Acuerdos Verticales Convexos</i> <i>d) Secuencia de elementos en el Perfil</i> <i>(4) Superposición de Planta y Elevación</i> <i>a) Relación entre los elementos de Diseño en planta y Alzado</i> <i>b) Relación entre los Puntos de Inflexión en Planta y Alzado</i> <i>c) Combinaciones Indeseables</i> <i>d) Pérdidas de Trazado</i> <i>(5) Intersecciones y Estructuras</i>
3.205.303	Efecto del Entorno de la Carretera en el Diseño Espacial
SECCIÓN	3.206 CARACTERÍSTICAS MÍNIMAS ACEPTABLES PARA LA RECTIFICACIÓN DE CAMINOS EXISTENTES
3.206.1	ANTECEDENTES GENERALES
3.206.2	MEJORAMIENTOS INDISPENSABLES EN PLANTA Y ALZADO
3.206.3	MEJORAMIENTOS DESEABLES EN PLANTA Y ALZADO
3.206.4	CRITERIOS DE DISEÑO MÍNIMOS ADMISIBLES PARA RECTIFICACIÓN DE TRAZADOS EXISTENTES
3.206.5	CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS
3.206.6	NORMAS E INSTRUCTIVOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO ANALIZADOS

CAPITULO 3.200 DISEÑO GEOMETRICO DEL TRAZADO

SECCION 3.201 ASPECTOS GENERALES

3.201.1 EL TRAZADO

Las carreteras y caminos son obras tridimensionales, cuyos elementos quedan definidos mediante las proyecciones sobre los planos ortogonales de referencia: Planta, Elevación y Sección Transversal.

El elemento básico para tal definición es el eje de la vía, cuyas proyecciones en planta y elevación definen la planta y el alzado respectivamente.

Estos ejes en planta y alzado, deben cumplir con una serie de normas y recomendaciones. Estas pretenden conciliar la conveniencia económica de adaptarlos lo más posibles al terreno, con las exigencias técnicas requeridas para posibilitar desplazamientos seguros de un conjunto de vehículos a una cierta velocidad, definida genéricamente como Velocidad de Proyecto.

La elección y definición del conjunto de elementos de planta y alzado y de sus combinaciones, reguladas y normalizadas según una Instrucción de Diseño, constituye el trazado del eje y, por extensión, de la carretera.

3.201.2 VARIABLES FUNDAMENTALES

En el Capítulo 3.100 se describieron los factores que determinan las características de una vía. Se puede considerar que el diseño geométrico propiamente tal se inicia cuando se define, a partir de las consideraciones y antecedentes del caso, una Categoría y una Velocidad de Proyecto para ella. No obstante ello, éste es sólo el primer paso del proceso, pues en la medida que el trazado se desarrolle por terrenos que no imponen restricciones perceptibles por el usuario y los elementos del trazado sean consecuentes con ello, un porcentaje significativo de los usuarios tenderá a circular a velocidades que pueden superar las de proyecto (Ver 3.102.4, 3.201.301 y 3.201.302).

Será entonces la velocidad de desplazamiento previsible que adopten los usuarios en los distintos tramos de la ruta, durante períodos de baja demanda y los riesgos que puedan enfrentar, los que ponderados mediante criterios estadísticos, condicionen la elección de los parámetros máximos, mínimos y deseables que fije la Instrucción para el diseño de Carreteras y Caminos. En cualquier caso, a todo lo largo de la ruta se garantiza un desplazamiento seguro y confortable para aquellos que circulan a la Velocidad de Proyecto y en algunos tramos para velocidades superiores a esta, en previsión de las velocidades que adopte un porcentaje significativo de los usuarios

Existe en consecuencia una interdependencia entre la geometría de la carretera y el movimiento de los vehículos en ella (dinámica del desplazamiento), y entre esta geometría y la visibilidad y capacidad de reacción que el conductor tiene al operar su vehículo. Dicho de otra manera, no basta que el movimiento de los vehículos sea dinámicamente posible en condiciones de estabilidad, sino que además debe asegurarse, para todo punto de la vía, que el usuario tenga suficiente tiempo para adecuar su conducción a la geometría de ésta y a las eventualidades que puedan presentarse.

3.201.3 CRITERIOS BASICOS

La presente versión del Capítulo 3.200 introduce modificaciones sustantivas a los criterios de diseño, respecto de aquella de 1981, consecuentemente deberá emplearse en el diseño de Carreteras y Caminos en nuevos trazados y en las variantes a las obras existentes. Su aplicación en la rectificación de trazados existentes en que se mantiene el emplazamiento general de la ruta, no siempre será posible de manera integral, en razón de los costos que ello significaría, pudiendo la Dirección de Vialidad autorizar algunas relajaciones según se establece en la Sección 3.206.

Los criterios a aplicar en los distintos casos se establecen mediante límites normativos y recomendaciones que el proyectista deberá respetar y en lo posible, dentro de límites económicos razonables, superar, para lograr un trazado que satisfaga las necesidades del tránsito y brinde la seguridad y calidad de servicio, que se pretende obtener de la carretera o camino, según sea la categoría asignada.

El buen diseño no resulta de una aplicación mecánica de los límites normativos, que en general representan valores mínimos. Por el contrario, el diseño requiere buen juicio y flexibilidad por parte del proyectista, para abordar con éxito la combinación de los elementos en planta y alzado, sin por ello transgredir los límites normativos.

El trazado debe ser homogéneo, es decir, sectores de éste que inducen velocidades superiores a las de proyecto, no deben ser seguidos de otros en los que las características geométricas se reducen bruscamente a los mínimos correspondientes a dicha Vp. Las transiciones de una a otra situación, si ellas existen, deberán darse en longitudes suficientes como para ir reduciendo las características del trazado a lo largo de varios elementos, hasta llegar a los mínimos absolutos requeridos en un sector dado. Eventualmente, una ruta puede requerir se definan tramos con distintas Vp, cuando la topografía o el uso de la tierra cambia significativamente y dicha situación se mantiene por más de 3 ó 4 km, casos en que se diseñarán cuidadosamente las transiciones y la señalización correspondiente.

En general, las Tablas normativas que resumen los valores mínimos absolutos para los diversos elementos se darán para el rango de Velocidades de Proyecto comprendido entre 30 y 120 km/h, variando cada 10 km/h. En algunas de las Tablas detalladas que figuran en el texto, se incluyen valores variando cada 5 km/h y hasta 130 km/h, que se requieren en relación con las Velocidades Percentil 85 (V85%) y Velocidad Específica (Ve). En atención a que en la señalización de las rutas viales deben indicarse las velocidades en múltiplos de 10; para este efecto, en aquellos casos en que las velocidades definidas para el trazado sean múltiplos de 5, la señalización respectiva se deberá aproximar a la decena inmediatamente inferior. En Caminos de Desarrollo con Velocidades de Proyecto menores o iguales que 40 km/h, sólo se indicarán valores normativos correspondientes a las variables principales, dando mayor libertad en el empleo de los valores asociados a las restricciones complementarias que dicen relación con la comodidad y percepción estética de la ruta.

3.201.301 Velocidad 85% Considerada para el Diseño en Planta. Según la experiencia internacional, confirmada para el caso de Chile (Ver 3.102.4), son las características de la planta y la sección transversal, las que determinan en mayor grado la distribución de velocidades que tienden a adoptar los usuarios. Por otra parte, los fenómenos asociados a la dinámica del desplazamiento en planta, en particular al recorrer elementos curvos, ejercen su influencia sobre el 100% de los usuarios, en relación directa al cuadrado de la velocidad de desplazamiento en el tramo considerado.

En los períodos en que los flujos de demanda son moderados, existirá poca interferencia entre los usuarios y la velocidad asociada al percentil 85 se define como la velocidad a emplear para el diseño. Lo anterior requiere establecer criterios que permitan predecir con cierta aproximación, la V85% que se dará en diferentes tramos de la ruta.

3.201.301(1) Predicción de la V85% en Tramos Rectos. La longitud de las rectas "Lr" (m), se medirá entre el PK de salida de la clotoide de la curva de entrada a la recta, y el inicio de la clotoide de la curva de salida desde la recta, ambas según el sentido de circulación que se está analizando. Si las curvas no poseen clotoide, la recta obviamente se desarrolla entre el FC y el PC de dichas curvas.

Para el rango de Velocidades de Proyecto (Vp) y la Longitud del Tramo en Recta (Lr), que se definen en la Tabla 3.201.301(1).A, la V85% dependerá de:

**TABLA 3.201.301(1).A
CRITERIOS DE PREDICCIÓN DE LA V85 EN FUNCION DE Vp Y Lr
PARA Vp ENTRE 40 Y 120 km/h**

Situaciones Posibles		V85% Determinada por :
Caso I	Lr (m) > 400	Longitud de la recta
Caso II	Lr (m) ≤ 400	Las características de la configuración precedente y la relación de los radios de las curvas de entrada y salida

Caso I En la Tabla 3.201.301(1).B se indican las V85% adoptadas para rectas con $L_r > 400$ m.

TABLA 3.201.301(1).B
V85% AL FINAL DE UNA RECTA SEGUN LONGITUD Y VELOCIDAD DE PROYECTO

V Proyecto km/h	40	50	60	70	80	90	100	120
400 m $\leq L_r \leq 600$ m	50	60	70	80	90	100	110	125
$L_r > 600$ m	60	70	80	90	100	110	115	130

La Tabla anterior es válida para Carreteras bidireccionales y unidireccionales en terreno llano u ondulado medio, con pavimento de 7,0 m de ancho y bermas + SAP mayores o iguales a 2,0 m, (berma exterior en el caso de las unidireccionales). Estas Velocidades podrán ser alcanzadas en períodos en que el flujo no impone restricciones a la selección de la Velocidad por parte de los usuarios.

Como puede observarse, la predicción establece que para V_p bajas en que los usuarios se ven severamente restringidos en la selección de su velocidad de desplazamiento en los tramos sinuosos, la velocidad en las rectas (V85%) puede superar hasta en 20 km/h la V_p , en tanto que para las V_p altas la diferencia se reduce a 15 y 10 km/h por sobre la V_p .

En Caminos Colectores y Locales bidireccionales, con pavimento de 6,0 m de ancho y bermas + SAP de menos que 2,0 m, los valores indicados en la Tabla 3.201.301(1).B, se podrán reducir en 5 km/h y si el trazado se desarrolla en terreno ondulado fuerte o francamente montañosos (V_p 40 a 60 km/h) la reducción puede alcanzar a 10 km/h con un límite de $V85\% = V_p$.

Lo expuesto precedentemente indica que las rectas de más de 600 m de longitud inducen velocidades V85% que dejan de tener relación con la V_p seleccionada para la ruta, de allí que resulten más seguros y consecuentes los trazados curvilíneos razonablemente amplios, en los que se minimice la longitud de las rectas. Es decir, al controlar la longitud de las rectas el proyectista está controlando en alguna medida las altas velocidades de desplazamiento a que tenderá un porcentaje importante de los usuarios. Por otra parte, rectas largas obligarán a diseñar curvas amplias al final de la recta y al mismo tiempo proveer las distancias de visibilidad y los elementos de alzado consecuentes con las velocidades que se definen a continuación, las que al superar la V_p seleccionada para el tramo, requerirán niveles de inversión por sobre los esperados para la Velocidad de Proyecto seleccionada.

Caso II El tratamiento de este caso queda comprendido en las letras c) y d) del punto (2) siguiente.

3.201.301(2) Criterios de Predicción de la V85% en Curvas Horizontales. Se deben distinguir los casos bajo los cuales se clasificaron las rectas en la Tabla 3.201.301(1).A

- a) Toda curva horizontal posterior a una recta con longitud L_r mayor que 400 m deberá poseer un radio R al que corresponda una Velocidad Específica $V_e \geq V85\%$ determinada según la Tabla 3.201.301(1).B con las correcciones que puedan corresponder en el caso de Colectores y Locales Bidireccionales.

La Lámina 3.203.303(2).A entrega un listado de radios, peraltes y coeficientes de fricción transversal a los que se asocia la V_e que les corresponde.

Los valores de V_e que aparecen en las Tablas I y II de la Lámina, se pueden aproximar a los 5 km/h más próximos para efectos de clasificación. Para radios de valores intermedios la V_e se obtendrá por interpolación, y el peralte correspondiente de la Lámina 3.203.303(1).A.

- b) Si la primera curva de una secuencia está precedida por una recta con $L_r > 600$ m y entre las dos curvas de la secuencia que se analiza, $400 \text{ m} < L_r \leq 600 \text{ m}$, es deseable que la segunda curva acepte también una V_e mayor o igual que la V85% empleada en el diseño de la primera. No obstante lo anterior, si se está entrando en una zona de trazado restrictivo, se aceptará que la segunda curva se diseñe para la V85% definida en la Tabla 3.201.301(1).B para $400 \text{ m} < L_r \leq 600 \text{ m}$.

c) Para una secuencia de curvas horizontales sin recta intermedia, o con rectas de longitudes menores que 400 m, la V_e de la Curva inicial habrá sido determinada según a) ó b) y los radios sucesivos deberán mantenerse dentro del rango indicado en la Lámina 3.203.304.A para Carreteras con $V_p \geq 80$ km/h y en la Lámina 3.203.304.B para Caminos con $V_p \leq 80$ km/h, lo que determina sucesivamente la V_e de las curvas siguientes, según el radio seleccionado dentro del rango para cada par del conjunto, y con V_e siempre mayor o igual que V_p .

d) Según lo expuesto en los literales anteriores, una curva de $R_{mín}$ correspondiente a la V_p de la ruta, sólo podrá emplearse si está precedida por una recta con $0 \leq L_r \leq 400$ m y a la curva existente al inicio de dicha recta (Radio de entrada, según las Láminas 3.203.304.A o B), se asocia un rango de Radios de salida, en el cual esté comprendido el $R_{mín}$ correspondiente a V_p .

3.201.301(3) Conclusiones-Predicción V85% para los Diseños en Planta

- Toda curva posterior a una recta con $L_r > 400$ m deberá diseñarse considerando la V85% estimada según lo expuesto en las letras a) o b), del numeral 3.201.301(2), con la sola excepción señalada para Caminos Colectores y Locales en que se cumplan las condiciones especificadas.
- Si la primera alineación del trazado es una recta con $L_r \leq 400$ m, la V85% al inicio de la curva siguiente puede estimarse igual a V_p . Se actuará del mismo modo si en algún punto se produce una detención obligada, tal como en una Plaza de Peaje, Intersección o cruce con una vía férrea, u otras en que el camino en estudio tiene condición de "Pare".
- La V85% de una sucesión de curvas, sin recta intermedia o con una cuya longitud L_r sea ≤ 400 m, letras c) y d) de 3.201.301(2), corresponde a la V_e de cada una de las curvas, siempre dependiendo de la curva precedente y del rango de radios especificados para la situación bajo análisis.
- En caminos bidireccionales el cálculo de la V85% debe hacerse por pista, según el sentido de circulación y en carreteras unidireccionales para cada calzada.
- En las Recuperaciones o Cambios de Estándar de rutas existentes, la determinación de las V85% podrá aceptar las relajaciones que se indican en la Sección 3.206.
- Cualquiera que sea el caso particular que se enfrenta, o la interpretación que se de al contenido de lo expuesto precedentemente, la V85% nunca podrá ser menor que la V_p asignada al proyecto o a los subtramos que lo compongan.

3.201.301(4) Ejemplo de Aplicación de la V85% al Diseño en Planta. Debe entenderse que R_i representa la configuración curva en el vértice "i", incluyendo el radio y las clotoides seleccionadas. El proyectista conoce la Poligonal del Eje y por lo tanto las distancias entre los vértices y los ángulos entre las alineaciones. Deberá seleccionar tentativamente las configuraciones en cada vértice y luego verificar si estos cumplen con las V85% predichas en 3.201.301, según sean las distancias de las rectas intermedias.

Sea un Camino Colector Bidireccional

$V_p = 70$ km/h; Pistas de 3,5 m; Bermas + SAP mayor de 2,0 m.

En consecuencia no corresponde reducción de la V85% predicha en la Tabla 3.201.301(1).B.

La zona que se está diseñando está entrando en un sector en que se requiere emplear radios en el orden de los mínimos correspondientes a $V_p = 70$ km/h.

Por la longitud de V_0-V_1 se anticipa que $L_{r1} > 600$ m cualquiera que sea la configuración de R_1 . Luego según Tabla 3.201.301(1).B, V85% al final de la recta = 90 km/h.

Consecuentemente, R_1 mínimo=350 m, pues según Lámina 3.203.303(2).A-II, este radio permite una $V_e = 90,3$ km/h.

La longitud entre V_1-V_2 hace presumir que $400 \leq L_{r2} \leq 600$ m. Según Numeral 3.201.301(2) b), es deseable que R_2 sea ≥ 350 m, pero si se está entrando a una zona restrictiva, se puede aceptar que V85% se reduzca a la V85% correspondiente a la longitud de L_{r2} , es decir, V85% = 80 km/h.

El valor mínimo de R_2 será entonces igual a 250 m al que le corresponde una $V_e = 80,1$ km/h [véase Lámina 3.203.303(2).A-II].

La distancia entre V_2 y V_3 permite anticipar que $L_{r3} < 400$ m [Numeral 3.201.301(2) c)]; por lo tanto, R_3 debe estar comprendido en el rango definido en la Lámina 3.203.304.B (relación entre radios consecutivos para $0 \leq L_r \leq 400$ m, para Caminos Colectores y Locales). Este gráfico indica que para

un radio de entrada $R_2 = 250$ m, el radio de salida debe estar comprendido entre $160 \text{ m} < R_3 \leq 460 \text{ m}$; pero como $V_p = 70$ km/h, el R_3 mínimo debe ser al menos igual a 180 m.

En consecuencia, el trazado con rectas de longitudes decrecientes, permitió emplear en una zona restrictiva el $R_{\text{mín}}$ correspondiente a V_p . Si el trazado continúa con rectas $L_r < 400$ m, se podrá seguir diseñando con radios entre 180 y 460 m y cuando se llegue a una zona más amplia, aumentar los radios y eventualmente los valores de L_r .

En cualquier caso si la sucesión de curvas presenta curvas en distinto sentido, curvas en S, los valores de L_r deben cumplir con lo establecido en 3.203.203(1) y si las curvas son en el mismo sentido, el valor de L_r deberá superar los valores señalados en 3.203.203(2).

Finalmente, si se examina el trazado para el sentido de circulación contrario, se verifica que también se cumplen las condiciones, siempre que L_{r4} sea menor que 400 m y $R_4 \leq 460$ m.

3.201.302 Velocidad V^* Considerada para Verificar la Visibilidad de Parada y para Diseñar el Alzado

3.201.302(1) Criterios y Definiciones. La Visibilidad de Parada a la que se asocia la Distancia de Parada " D_p " determinada a partir de la Velocidad de Proyecto, debe existir a todo lo largo del trazado, tanto para los elementos de la planta como para aquellos del alzado que se diseñan bajo este concepto. Corresponde entonces, también en este caso, un tratamiento particular de los tramos con trazado amplio que pueden inducir velocidades de desplazamiento superiores a las de proyecto; aún cuando como se verá, intervienen en el proceso de su definición, consideraciones adicionales a las expuestas en 3.201.301.

La Distancia de Parada D_p (m) presupone en su cálculo la existencia de un obstáculo de 0,20 m de alto, localizado en el centro de la pista por la que va circulando el vehículo, el cual deberá ser percibido por el conductor, quien reaccionará para detener el vehículo inmediatamente antes del obstáculo. La situación descrita es un fenómeno eventual, en la práctica de muy baja ocurrencia, pudiendo además en caso de ocurrir, ser menos crítico que el supuesto por el modelo, ya sea por que el obstáculo es de mayor altura y por lo tanto será percibido mucho antes, o bien, podrá estar localizado en posiciones más favorables que permitan una maniobra para evitarlo, o bien, ocurra inducido por fenómenos naturales (tormentas, eventos sísmicos, etc.) que ponen en guardia al conductor sobre la posible existencia de obstáculos desprendidos de los cortes del camino, árboles o postes caídos, etc., eventos que lo inducirán a reducir la velocidad de desplazamiento, al menos en las zonas con visibilidad restringida.

La Velocidad V^* (km/h), se define como aquella empleada para verificar la existencia de D_p (m), en Curvas Horizontales con obstáculos laterales que limitan la visibilidad, y para el diseño de Curvas Verticales Convexas, también dependientes de D_p . Los valores adoptados para V^* son mayores o iguales que V_p , pero en general menores que la $V_{85\%}$ del tramo, por cuanto la V^* cubre eventos de baja ocurrencia, en tanto que la $V_{85\%}$ se asocia al diseño dinámico de las curvas horizontales, en las que se crean esfuerzos laterales que afectan a la totalidad de los usuarios que se desplazan a esa velocidad.

3.201.302(2) Velocidades V^* Adoptadas. Los casos en que se debe diseñar considerando la existencia de Distancia de Parada para Velocidades por sobre las de proyecto, y las V^* adoptadas, son:

- a) Alineaciones Rectas que incluyen una Curva Vertical Convexa que limita la visibilidad, y Curvas Horizontales precedidas por una recta, con o sin Curva Vertical Convexa:

$$\begin{array}{ll} \text{Si: } 400 \text{ m} < L_r \leq 600 \text{ m} & V^* = V_p + 5 \text{ km/h} \\ L_r > 600 \text{ m} & V^* = V_p + 10 \text{ km/h} \end{array}$$

- b) Curvas Horizontales precedidas por una recta cuya longitud no supera los 400 m, pudiendo existir o no una curva Vertical Convexa. Si R_m es el radio horizontal mínimo para V_p , V^* adopta los siguientes valores:

$$\begin{array}{ll} R_m \leq R \leq 1,15 R_m & V^* = V_p \text{ km/h} \\ 1,15 R_m < R \leq 1,30 R_m & V^* = V_p + 5 \text{ km/h} \\ R > 1,30 R_m & V^* = V_p + 10 \text{ km/h} \end{array}$$

- Los valores de V^* son válidos en todo el conjunto Clotoide de Entrada - Curva de Radio R - Clotoide de Salida.
- Si existe un nuevo elemento recto intermedio con $L_r < 400$ m, la V^* en la recta intermedia se determina como el promedio de las V^* correspondientes a las curvas horizontales de entrada y de salida, redondeando a los 5 km/h.

3.201.302(3) Situaciones en que Interviene V^* en el Diseño:

- Toda vez que se deba diseñar una curva vertical convexa.
- Toda vez que corresponda verificar D_p en una curva horizontal a la derecha, según el sentido de circulación, en que la visibilidad puede estar limitada por el talud de un corte, una baranda metálica de un puente en curva o una barrera de contención; en curvas a la izquierda en la pista izquierda de una carretera unidireccional con barrera de contención, elemento tipo quiebravista, o arbustos en la mediana, o bien, baranda de un puente en curva. En curvas a la izquierda, si la carretera posee Control Total de Acceso tanto para vehículos como para peatones y animales (Ver 3.202.402), el obstáculo a considerar será un automóvil ($h_3 = 1,2$ m).
- No se emplearán las V^* para el diseño de curvas verticales cóncavas puesto que en ese caso la visibilidad está limitada sólo de noche, situación en que se considera que los usuarios no superan la Velocidad de Proyecto.
- No se emplearán las V^* para la verificación de las distancias de adelantamiento, puesto que no se considerarán adelantamientos a vehículos que se desplazan a velocidades sobre las de Proyecto.
- Al igual que lo establecido en 3.201.301(3), cualquiera que sea el caso particular que se enfrente, o la interpretación que se dé al contenido de lo expuesto precedentemente, la V^* nunca podrá ser menor que la V_p asignada al proyecto o a los subtramos que lo compongan.

3.201.303 $V_{85\%}$ y V^* en Tramos Singulares. Salvo disposición en contrario de la Dirección de Vialidad, en zonas de intersecciones canalizadas y enlaces, se considerará que, $V_{85\%} = V^* = V_p$, entre el inicio y el fin de las pistas de cambio de velocidad del dispositivo. En túneles se adoptará $V_{85\%} = V^* =$ Velocidad máxima señalizada dentro del túnel.

3.201.4 ORGANIZACIÓN DEL CAPÍTULO

Las distancias mínimas de visibilidad, variable básica del diseño se tratan en la Sección 3.202.

Seguidamente se trata, por separado, el trazado en horizontal y vertical, para luego reconstituir el contexto espacial del que ellas provienen: Secciones 3.203, 3.204 y 3.205, respectivamente.

La Sección 3.206, trata de las características mínimas aceptables para la rectificación de caminos existentes.

Dentro de las secciones relativas al trazado en planta y alzado (3.203 y 3.204), se trata aisladamente cada elemento característico del trazado, con el fin de facilitar el acceso a sus descripciones y formas de empleo, para luego destacar la coordinación que debe existir entre todos ellos.

3.201.5 RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS MÍNIMAS SEGÚN CATEGORÍA DE LA CARRETERA O CAMINO

En las Tablas siguientes se presenta una síntesis de los valores normativos que se derivan de la presente Instrucción. La Tabla 3.201.5.A, resume aquellos relativos al trazado en planta y alzado correspondientes a este Capítulo. La Tabla 3.201.5.B resume las características principales de la Sección Transversal y en la 3.201.5.C se dan las dimensiones de la plataforma de las Secciones Transversales Tipo en terraplén, correspondientes a cada Categoría y Velocidad de Proyecto. En las dos primeras Tablas se dan los numerales del texto que tratan cada concepto.

TABLA 3.201.5.A
PARAMETROS DE DISEÑO MÍNIMOS EN PLANTA Y ALZADO

CATEGORIA CARRETERAS Y CAMINOS	AUTOPISTAS										REF.			
	LOCALES					PRIMARIOS / AUTORRUTAS								
	DESARROLLO		COLECTORES			DESARROLLO		COLECTORES						
VELOCIDAD DE PROYECTO	V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	(130)	3.103/3.201.301	
VISIB.	Dist. Visibilidad Parada $i = 0\%$	Dp (m)	25	38	52	70	90	115	145	175	250	300	3.202.2	
	Dist. Visibilidad Adelantamiento (1)	Da (m)	180	240	300	370	440	500	550	600	650	(1)	3.202.3	
	Alineaciones en Recta	Lr (m)	Lr máximo = $120 V_p \text{ km/h}$ Para todo V.; Lr mínimo 3.203.203										3.203.2	
	Radio Mínimo en Curva	Rm (m)	25	50	80	120	180	250	330	425	540	700	900	3.203.302
	Radio Mínimo en curva	Rm (m)	$R' \text{ min} \geq Rm (V+10)$											
	Radio Mínimo en curva al final recta	Rm (m)	$R' \text{ min} \geq Rm (V+15)$ $R' \text{ min} \geq Rm (V+10)$										3.201.301(2)	
PLANTA	Peralte Máximo	P (%)	7	7	7	7	7	7/8	8	8	8	8	7	3.203.302
	Pendiente Relativa de Borde (2)	$\Delta(\%)$	$0,6 - 1,3 - (1,3)$ $0,5 - 0,9 - (0,9)$ $0,35 - 0,8 - (0,8)$										(0,8)	
	Desarrollo Mín. $\omega = 9^\circ$ y Rm	D (m)	-	7	12	17	26	35	47	60	76	100	130	3.203.303 (4)
	Radio lím. contra Peralte (3)	RL (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.203.303(3)
Parámetro Mín. Clotilde; R = Rmín.	A (m) (4)	-	29	37	48/68	60/83	83/125	110/144	142/173	190/195	-/234	-/305	3.203.403 (1)	
Cond. Adicionales A	-	Por desarrollo Peralte - Por Longitud L máx < 1,5 L mín. - Siempre A < R										3.203.403		
Pendiente Máxima (5)	i (%)	10 - 12	10 - 9	9	8	8	8-6-5	5	4,5	-	4	4	3.204.301	
Curva Vertical Convexa ($V^* = V_p$)	Kv (m)	300	400	700	1.200	1.800	3.000	4.700	6.850	9.850	14.000	16.000	3.204.403 (1)	
Curva Vertical Cóncava (V_p)	Kc (m)	400	600	1.000	1.400	1.900	2.600	3.400	4.200	5.200	6.300	6.300	3.204.403 (2)	
Curva Vertical Cóncava (Ilum. Artíf.)	Kci (m)	250	400	650	950	1.300	1.700	2.100	2.600	3.200	3.700	3.700	3.204.403 (3)	
C. Vertical Convexa x. Adelant. (6)	Ka (m)	3.500	6.300	9.800	14.900	21.000	27.200	32.900	39.100	45.900	-	-	3.204.405	
Long. Mín. Curva Vertical	2T (m)	En general $2T \text{ min} > V \text{ (km/h)}$; Si $2T \text{ min. Controla } K \text{ min.} = V/\theta$ - Salvo casos 3.204.406										3.204.404		

(1) Distancia Visibilidad adelantamiento requerida sólo en caminos Bidireccionales - No corresponde para $V > 100$ KPH. Salvo (110) si $V_p = 100$ y se trata de una pendiente $> 6\%$.
 (2) Valores de Δ Normal y Máximo, en () Máximos para $n > 1$
 (3) Para Radios Límite en Contraperalte en Tramos Singulares. Ver Tabla 3.203.303 (3),A
 (4) Primer Valor Calzada Bidireccional / Segundo, Calzada Unidireccional-Ambas consideren $J_{\text{máx}}$ y Δ máx. Para $R > R_{\text{mín}}$ Ver Lámina 3.203.403(1),A.
 (5) Pendiente Máxima hasta 2500 m.s.n.m. - Mayor valor corresponde a Menor Categoría de Carretera.
 (6) Considerar sólo en caminos Bidireccionales - No corresponde para $V > 100$ KPH.
 V_p (110) No corresponden a una Velocidad de Proyecto de las Categorías - Se da en relación con la $V_{85\%}$ ó la V^* de un cierto tramo. Para (130) K_v indicado corresponde a $V^* = V_p + 10$.

Tabla 3.201.5.B
Características de la Sección Transversal

LA PLATAFORMA (3.302)	CALZADA (3.302.2)	Ancho	Véase Tabla 3.201.5 C ó 3.301.1 C			
		Inclinación en recta (%) Bombeo (3.302.204)	Tipo superficie	$(I_{10}^1) \leq 15 \text{ mm/h}$ (1)	$(I_{10}^1) > 15 \text{ mm/h}$ (1)	
			Pav. hormigón ó asfalto	2,0	2,5	
			Tratamiento superficial	3,0	3,5	
			Grava, Chancado, Tierra	3,0 - 3,5	3,5 - 4,0	
	Incl. en curva (Peraltes) (%)	En función de R - ver Lámina 3.203.303 (1) A				
	BERMAS (3.302.3)	Ancho	Véase Tabla 3.201.5 C ó 3.301.1C			
		Inclinación en recta	Igual al bombeo de la calzada			
		Inclinación en curva %	Igual al peralte de la calzada			
	SAP (3.302.4)	Ancho	Ver Tabla 3.201.5 C ó 3.301.1C			
		Inclinación	Ver Tabla 3.302.402 A			
	MEDIANA (3.302.5)	Ancho	Ver Tabla 3.201.5 C ó 3.301.1C			
		Inc. bermas interiores	En rectas y curvas igual a la pendiente de la calzada			

ESTRUCTURA DEL FIRME	Espesor (h_e)	Véase 3.603 a 3.605
	Sobreanchos de las capas	Bases tratadas: \geq Que 2 veces su espesor Bases granulares: \geq 0.50m.

LA INFRAESTRUCTURA (3.303)	PLATAFORMA DE SUBRASAN	Ancho (3.303.2)	Variable según taludes de Terraplén, espesor del firme y características de la cuneta (profundidad, talud interior y ancho de fondo).		
		Inclinación (3.303.3 y 4)	Pendiente que acompaña a la calzada en rectas y curvas. Limatesa central si hay bombeo a dos aguas .		
	INCLINACION DE TALUDES	Terraplén (3.303.3)	Por criterios de Estabilidad ver 3.303.301 y 3.602.4 Por criterios de Seguridad Vial ver 3.303.302.		
		Corte 3.602.5	Variable según suelos, altura del corte y existencia o no de bancos intermedios.		
		Alabeo 3.303.5	Terraplén \leftrightarrow talud interior cuneta: en 10m. o desde que $H_T = 2.0\text{m}$. (la distancia que sea mayor). Corte \rightarrow 4:1 en punto de $H_C = 0$. Corte \leftrightarrow Corte y Terraplén \leftrightarrow Terraplén: 40m.		
	CUNETAS (3.303.401)	Talud Interior Cuneta 3.303.401 (2)	V_p (km/h)	pic (m/m)	V : H
			≤ 70	0,50	1 : 2
			80 - 90	0,40	1 : 2,5
			100	0,33	1 : 3
		120	0,25	1 : 4	
Profundidad de cunetas 3.303.401 (3)	Depende si es el lado alto o bajo de la curva y si la cuneta tiene o no revestimiento.				

(1) I_{10}^1 = Intensidad de la lluvia de 1 Hora con 10 Años de Período de Retorno.

TABLA 3.201.5.C
CUADRO RESUMEN DE ANCHOS DE PLATAFORMA EN TERRAPLEN Y DE SUS ELEMENTOS A NIVEL DE RASANTE

NUMERO DE CALZADAS Y CATEGORIA	VELOCIDAD PROYECTO (km/h)	ANCHO BERMAS		ANCHO SAP (3)		ANCHO MEDIANA - M (m)		ANCHO TOTAL DE PLATAFORMA A NIVEL DE RASANTE ⁽⁵⁾				
		"bi" INTERIOR (m)	"be" EXTERIOR (m)	"SI" INTERIOR (m)	"Se" EXTERIOR (m)	INICIAL 4 PISTAS AMPLIABLE a 6	FINAL 6 PISTAS	FINAL = INICIAL 4 PISTAS	6 PISTAS Y 4 AMPLIABLE	4 PISTAS	2 PISTAS	
CALZADAS UNIDIRECCIONALES	AUTOPISTA	120	2,5	0,5 - 0,8	1,5	13,0	6,0	6,0	35	28	-	
		100	2,5	0,5 - 0,8	1,0	13,0	6,0	6,0	34	27	-	
		80	2,5	0,5 - 0,8	0,8	11,0	4,0	4,0	31,6	24,6	-	
	PRIMARIO Y AUTORRUTA	100	2,5	2,5	0,5 - 0,8	1,0	13,0	6,0	6,0	34	27	-
		90	2,5	2,5	0,5 - 0,8	1,0	12,0	5,0	5,0	33	26	-
		80	2,0	2,0	0,5 - 0,8 ⁽⁴⁾	0,5 - 0,8	10,0	3,0	3,0 ⁽⁴⁾	29	22	-
COLECTOR	80	1,0	2,0	0,5 - 0,8 ⁽⁴⁾	0,5 - 0,8	10,0	3,0	3,0 ⁽⁴⁾	29	22	-	
	70	0,6 - 0,70	1,5	0,5 - 0,8 ⁽⁴⁾	0,5 - 0,8	9,0	2,0	2,0 ⁽⁴⁾	27	20	-	
	60	0,6 - 0,70	1,0	0,5 - 0,8 ⁽⁴⁾	0,5 - 0,8	9,0	2,0	2,0 ⁽⁴⁾	26	19	-	
	100 - 90	-	2,5	-	1,0	-	-	-	-	-	14,0	
CALZADA BIDIRECCIONAL	PRIMARIO	80	-	-	-	-	-	-	-	-	12,0	
		80	-	1,5	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	11,0
		70	-	1,0 - 1,5 ⁽²⁾	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	10 - 11,0
	LOCAL	60	-	0,5 - 1,0 ⁽²⁾	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	8,0 - 10,0
		50	-	0,5 - 1,0 ⁽²⁾	-	0,5	-	-	-	-	-	8,0 - 10,0
		40	-	0,0 - 0,5 ⁽²⁾	-	0,5	-	-	-	-	-	7,0 - 8,0
DESARROLLO	30	-	0,0 - 0,5 ⁽²⁾	-	0,5	-	-	-	-	-	5,0 - 6,0	

(1) Pistas de menos de 3,5 m deberán ser autorizadas expresamente por la Dirección de Vialidad.
 (2) El ancho de las BERMAS de Locales y de Desarrollo se definirá en función del tránsito y dificultad del emplazamiento.
 (3) La Tabla Especifica anchos de SAP en Terraplen; caso sin Barrera de Seguridad SAPe = 0,5 m; con Barrera SAPe = 0,8 m.
 (4) Para Ancho Final de Mediana de 3 y 2 m, los SAP interiores se juntan presentando un ancho conjunto de 1 m y 0,6 a 0,8 m respectivamente, espacio que servirá de base para una Barrera Rígida de Hormigón con anchos en la base de: Tipo F (0,56 m ó 0,82 m) o New Jersey (0,61 m).
 (5) Ancho Total de Plataforma en Terraplen con SAP mínimo = 0,5 m. Para corte cerrado o Perfil Mixto agregar Ancho(s) Cunetas(s) y corregir Ancho del SAP exterior. Si cuneta es revestida Se = 0,0 m - Cuneta sin Revestir Se = 0,5 m. En Unidireccionales "bi" y "si" están comprendidos en el ancho de la Mediana.

SECCION 3.202 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD Y MANIOBRAS ASOCIADAS

3.202.1 ASPECTOS GENERALES

Una carretera o camino debe ser diseñada de manera tal que el conductor cuente siempre con una visibilidad suficiente como para ejecutar con seguridad las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar. En general, el conductor requiere de un tiempo de percepción y reacción para decidir la maniobra a ejecutar y un tiempo para llevarla a cabo. Durante este tiempo total, el o los vehículos que participan en la maniobra recorren distancias que dependen de su velocidad de desplazamiento y que determinan, en definitiva, las distintas distancias de visibilidad requeridas en cada caso.

Se distinguen para el diseño cinco tipos de visibilidad, bajo distintas circunstancias impuestas por el trazado de la carretera o la maniobra que se desea ejecutar.

Los casos básicos aludidos son:

- a) Visibilidad de Parada
- b) Visibilidad de Adelantamiento (Caminos Bidireccionales)
- c) Visibilidad al Punto de Atención
- d) Visibilidad en Intersecciones
- e) Visibilidad para cruzar una Carretera o Camino

Las dos primeras situaciones influyen el diseño de la carretera en campo abierto y serán tratadas en esta Sección, considerando inicialmente la situación de referencia; es decir, en alineamiento recto y sin pendiente, para luego analizar el efecto de las pendientes y de las obstrucciones a la visibilidad que pueden darse en las curvas horizontales. Las condicionantes impuestas por el alzado, curvas verticales, se analizarán en la Sección 3.204. La tercera situación dice relación con el diseño espacial de la carretera y se trata en 3.205.302(4)d "Pérdidas de Trazado".

Finalmente, las dos últimas situaciones se tratan en el Capítulo 3.400 Intersecciones, Sección 3.404.2.

3.202.2 DISTANCIA DE PARADA

En todo punto de una Carretera o Camino, según se definió en 3.201.302, un conductor que se desplace a la Velocidad V, por el centro de su pista de tránsito, debe disponer al menos de la visibilidad equivalente a la distancia requerida para detenerse ante un obstáculo inmóvil, situado en el centro de dicha pista.

Se considera obstáculo aquél de una altura igual o mayor que 0,20 m, estando situados los ojos de conductor a 1,10 m, sobre la rasante del eje de su pista de circulación.

La distancia de parada sobre una alineación recta de pendiente uniforme, se calcula mediante la expresión:

$$Dp = \frac{V \cdot tp}{3,6} + \frac{V^2}{254 (r \pm i)} \quad (\text{ec. 3.202.2.1})$$

- Dp = Distancia de Parada (m)
V = Vp o V* Según lo definido en 3.201.302
tp = Tiempo de Percepción + Reacción (s)
r = Coeficiente de Roce Rodante, Pavimento Húmedo
i = Pendiente Longitudinal (m/m)
+ i Subidas respecto sentido de circulación
- i Bajadas respecto sentido de circulación

El primer término de la expresión representa la distancia recorrida durante el tiempo de percepción + reacción (dtp) y el segundo la distancia recorrida durante el frenado hasta la detención junto al obstáculo (df).

La Tabla 3.202.2.A presenta los valores parciales calculados mediante la expresión citada y el valor redondeado adoptado para Dp. Todo ello considerando que V* corresponde a la velocidad asignada al tramo y que los valores de "tp" y "r" se han actualizado de acuerdo a las tendencias vigentes a la fecha.

Los valores allí consignados para Dp son los mínimos admisibles en horizontal. En la Lámina 3.202.2.A se presentan los valores corregidos por efecto de la pendiente.

Si en una sección de carretera o camino resulta prohibitivo lograr la Distancia Mínima de Visibilidad de Parada correspondiente a V*, se deberá señalar dicho sector con la velocidad máxima admisible, siendo éste un recurso extremo a utilizar sólo en casos muy calificados y autorizados por la Dirección de Vialidad.

TABLA 3.202.2.A
DISTANCIA MINIMA DE PARADA EN HORIZONTAL "Dp"
Dp = 0,555 V + 0,00394 V²/r

V km/h	tp s	r -	dtp m	df m	Dp(m)		V km/h
					dtp+df	Adopt.	
30	2	0,420	16,7	8,4	25,1	25	30
35						31	35
40	2	0,415	22,2	15,2	37,4	38	40
45						44	45
50	2	0,410	27,8	24,0	51,8	52	50
55						60	55
60	2	0,400	33,3	35,5	68,8	70	60
65						80	65
70	2	0,380	38,9	50,8	89,7	90	70
75						102	75
80	2	0,360	44,4	70,0	114,4	115	80
85						130	85
90	2	0,340	50,0	93,9	143,8	145	90
95						160	95
100	2	0,330	55,5	119,4	174,9	175	100
105						192	105
110	2	0,320	61,1	149,0	210,0	210	110
115						230	115
120	2	0,310	66,6	183,0	249,6	250	120
125						275	125
130	2	0,295	72,2	225,7	297,9	300	130

V = Vp o V* Según lo expuesto en 3.201.302

3.202.201 Visibilidad de Parada en Puntos Singulares. En sectores que se aparten del caso base, trazado recto con rasante en pendiente uniforme, el cálculo de los elementos deberá verificarse o efectuarse de modo de asegurar en todo punto, al menos una visibilidad equivalente a la distancia de parada requerida. Estos casos se tratan en:

- Verificación de "Dp" en Curvas Horizontales (3.202.402)
- Verificación Gráfica de las Distancias de Visibilidad en Alzado (3.202.403)
- Diseño Curvas Verticales por Criterio "Dp" (3.204.403)
- Verificación de "Dp" bajo Estructuras (3.204.403(3) b)

ILUSTRACION GRAFICA

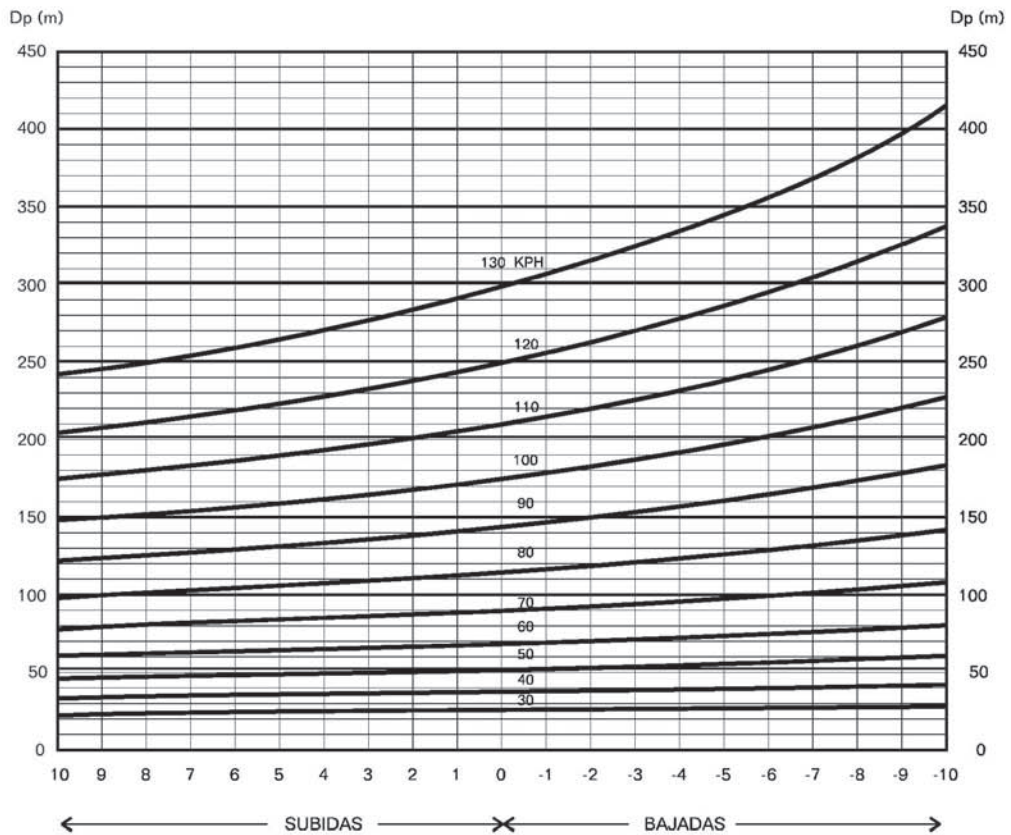


TABLA NUMERICA EQUIVALENTE

V (KPH) →		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
EN SUBIDA + i %	10	23	34	47	62	79	99	122	147	175	205	241
	9	24	35	47	62	80	100	124	149	177	208	245
	8	24	35	48	63	81	102	126	152	180	212	250
	7	24	35	48	63	82	103	128	154	183	216	255
	6	24	35	49	64	83	104	130	157	187	220	260
	5	24	36	49	65	84	106	132	159	190	224	265
	4	24	36	50	66	85	107	134	162	193	229	271
	3	25	36	50	66	86	109	136	165	197	233	277
	2	25	37	51	67	87	111	139	168	201	239	284
1	25	37	51	68	88	113	141	171	206	244	290	
(1)	0	25	38	52	70	90	115	145	175	210	250	300
EN BAJADA - i %	-1	25	38	52	70	91	116	147	179	215	256	306
	-2	26	38	53	71	92	119	150	183	220	262	314
	-3	26	39	54	72	94	121	153	187	225	269	323
	-4	26	39	54	73	96	123	156	191	231	277	333
	-5	26	39	55	74	97	126	160	196	238	285	344
	-6	27	40	56	75	99	128	164	201	244	294	355
	-7	27	40	57	76	101	131	168	207	252	303	368
	-8	27	41	58	78	103	134	173	213	260	313	382
	-9	27	42	59	79	105	138	178	220	268	324	397
	-10	28	42	60	81	108	141	183	227	278	337	414

(1) : En horizontal valores redondeados según Tabla 3.202.2A

3.202.3 DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO

La Distancia de Adelantamiento “Da”, equivale a la visibilidad mínima que requiere un conductor para adelantar a un vehículo que se desplaza a velocidad inferior a la de proyecto; esto es, para abandonar su pista, sobrepasar el vehículo adelantado y retornar a su pista en forma segura, sin afectar la velocidad del vehículo adelantado ni la de un vehículo que se desplace en sentido contrario por la pista utilizada para el adelantamiento.

De lo expuesto se deduce que la Visibilidad de Adelantamiento se requiere sólo en caminos con pistas para tránsito bidireccional. En carreteras con pistas unidireccionales no será necesario considerar en el diseño el concepto de distancia de adelantamiento, bastando con diseñar los elementos para que cuenten con la visibilidad de parada.

La línea de visual considerada en este caso será aquella determinada por la altura de los ojos de uno de los conductores (1,10 m) en un extremo y la altura de un vehículo (1,2 m) en el otro. Para simplificar la verificación se considerará que al iniciarse la maniobra todos los vehículos que intervienen se sitúan en el eje de la pista de circulación que les corresponde, según el sentido de avance.

El enfoque clásico elaborado por AASHTO para calcular Da, implica definir una serie de variables y situaciones que conforman un modelo, por lo general conservador, de las diferentes realidades que se presentan en la práctica. Contrastados los valores recomendados por AASHTO con los que se emplean en Alemania, España y Gran Bretaña, se adoptaron valores medios correspondientes a la tendencia europea, que son del orden de 5% a 10% menores que los de AASHTO.

La Tabla 3.202.3.A entrega los valores mínimos a considerar en el diseño como visibilidades adecuadas para adelantar. El proyectista deberá verificar en las etapas iniciales del proyecto en que zonas se deberá prohibir el adelantamiento (3.202.303) y así adaptar su trazado evitando sectores demasiado largos en que no se pueda ejecutar esta maniobra, según se discute en 3.202.302. Las distancias de adelantamiento se dan en función de la Velocidad de Proyecto Vp, considerando que difícilmente se intentarán maniobras de adelantamiento respecto de vehículos que circulan a velocidades mayores.

En la carretera misma, las zonas de no adelantar se señalarán según se indica en 3.202.303 y en aquellas zonas con visibilidad adecuada para adelantar, los conductores actuarán en conformidad con la situación particular que enfrenten.

TABLA 3.202.3.A
DISTANCIA MINIMA DE ADELANTAMIENTO⁽¹⁾

Velocidad de Proyecto km/h	Distancia Mínima de Adelantamiento (m)
30	180
40	240
50	300
60	370
70	440
80	500
90	550
100	600

⁽¹⁾ Ver 3.202.301 Efecto de las Pendientes

Donde sea económico posibilitar el adelantamiento el proyectista procurará dar distancias de visibilidad mayores que las indicadas en la Tabla precedente.

3.202.301 Efecto de las Pendientes sobre la Distancia de Adelantamiento. El análisis de la distribución de velocidades que se presentó en las Láminas 3.102.404.A y B indica que los vehículos livianos sólo ven afectada su velocidad en subidas de muy fuerte pendiente. Las distintas normas analizadas no introducen correcciones a la distancia de adelantamiento por efecto de la pendiente, sin embargo, la capacidad de aceleración es menor que en terreno llano y por ello resulta conveniente considerar un margen de seguridad para pendientes mayores que + 6,0, según se señala a continuación.

En pendientes > 6,0%
Usar D_a correspondiente a $V_p + 10$ km/h
Si $V_p = 100$ km/h considerar en estos casos $D_a \geq 650$ m

Es decir, se adopta para esas situaciones, como valor mínimo de D_a , el correspondiente a una velocidad de Proyecto 10 km/h superior a la del camino en estudio. Si en la zona que se analiza no se dan las condiciones para adelantar requeridas por el D_a corregido por pendiente, el proyectista considerará la posibilidad de reducir las características del elemento vertical que limita el adelantamiento, a fin de hacer evidente que no se dispone de visibilidad para esta maniobra quedando ello señalado. En todo caso dicho elemento vertical siempre deberá asegurar visibilidad para D_p .

3.202.302 Frecuencia de Zonas Adecuadas para Adelantar. La visibilidad requerida para los adelantamientos es muy superior a la de parada. Tratar de diseñar un camino que posea a todo lo largo una D_a adecuada para adelantar resulta antieconómico, lo que se acentúa a medida que el terreno pasa de llano a ondulado y de este a montañoso.

En el otro extremo, la poca frecuencia de zonas con visibilidad de adelantamiento reduce la capacidad de los caminos bidireccionales, provoca impaciencia en los conductores y hace aumentar el peligro que conllevan las maniobras de adelantamiento arriesgadas.

Los sectores con Visibilidad Adecuada para adelantar deberán distribuirse lo más homogéneamente posible a lo largo del trazado. En un tramo de carretera de longitud superior a 5 kms, emplazando en una topografía dada, se procurará que los sectores con visibilidad adecuada para adelantar, respecto del largo total del tramo, se mantengan dentro de los porcentajes que se indican en 3.202.302.A.

**TABLA 3.202.302.A
PORCENTAJE DE LA CARRETERA CON VISIBILIDAD ADECUADA PARA ADELANTAR**

Tipo de Terreno	% Mínimo	% Deseable
Llano	45	≥ 65
Ondulado	30	≥ 50
Montañoso	20	≥ 30

3.202.303 Zonas de No Adelantar. Toda vez que no se disponga de la visibilidad de adelantamiento mínima, por restricciones causadas por elementos asociados a la planta o elevación o combinación de éstos, la zona de adelantamiento prohibido deberá contar con señalización horizontal, en el caso de pavimentos y mediante señalización vertical en todos los casos. En caminos de alto tránsito en que los mismos vehículos pueden obstaculizar la visibilidad de la señalización, se considerará la utilización de señalización vertical adicional, en el lado izquierdo de la carretera.

Para definir la zona de no adelantar, el proyectista deberá determinar mediante procedimientos gráficos (3.202.4), o bien analíticos, los puntos del trazado, para cada sentido de tránsito, en que la visibilidad es igual, y de allí en adelante menor que el mínimo requerido.

3.202.4 VERIFICACION DE LA VISIBILIDAD

3.202.401 Aspectos Generales. La coordinación de los alineamientos horizontal y vertical, respecto de las distancias de visibilidad, debe efectuarse en las primeras etapas del proyecto, cuando aún se pueden hacer modificaciones sin causar grandes trastornos.

Tramos en recta con pendiente uniforme no presentarán obstrucciones permanentes a la visibilidad; en situaciones extraordinarias, como faenas en la ruta, la señalización preventiva correspondiente debe resolver la situación. En el caso de D_a se considerará la V_p asignada a la ruta.

Tramos con curvatura en planta pero en pendiente uniforme deberán verificarse respecto de la distancia a obstáculos existentes en sentido transversal a la carretera, hacia el interior de la curva, que pueden estar constituidos por taludes de corte, árboles, etc., o bien por elementos instalados en la mediana (barreras, arbustos). El despeje lateral mínimo requerido se puede determinar con facilidad analíticamente, considerando la V^* asignada al tramo. Tramos en recta con un alzado que presenta curvas verticales no requieren verificación en la medida que estas estén diseñadas para D_p considerando la V^* asignada al tramo. Cuando se trata de un camino bidireccional los tramos diseñados para D_p deben analizarse para establecer los puntos en que se debe instalar señalización que prohíba el adelantamiento, resultando práctico el empleo de métodos gráficos o bien una rutina computacional.

Tramos que presentan simultáneamente curvatura en planta y alzado complican la verificación y normalmente se debe recurrir a los métodos gráficos, trabajando sobre los planos del proyecto, combinando los procedimientos que se ilustran más adelante.

3.202.402 Verificación de la Visibilidad en Planta. La visibilidad en el interior de una curva horizontal puede estar limitada por obstrucciones laterales. La expresión analítica que se presenta a continuación permite calcular el despeje mínimo necesario en la parte central de la curva, pero hacia los extremos de ésta el despeje disminuye, dando origen a un huso. Lo anterior es especialmente válido cuando la distancia de visibilidad requerida es mayor que el desarrollo de la curva o cuando existen curvas de transición entre la alineación recta y la curva circular. Las figuras de la Lámina 3.202.402.A muestran como mediante un polígono de visuales se puede determinar, para diversas secciones transversales, el despeje necesario medido a partir del radio que describe el conductor por la pista interior (derecha) de la calzada, en el caso de curvas a la derecha. En carreteras unidireccionales se podrá usar el mismo procedimiento, pudiendo en ese caso también ser crítica la pista adyacente a la mediana (izquierda), para curvas hacia la izquierda, si en la mediana existen barreras de contención o arbustos. (Ver caso de Carreteras Unidireccional con Control Total de Acceso al final de este numeral).

Para calcular el despeje lateral máximo requerido se deben considerar los dos casos que se ilustran.

- I D_p o $D_a <$ Desarrollo de la Curva Circular
- II D_p o $D_a >$ Desarrollo de la Curva Circular

En el caso I la zona sombreada ilustra el valor "a máx" requerido para lograr la visibilidad necesaria. Este valor puede ser calculado analíticamente a partir de la expresión:

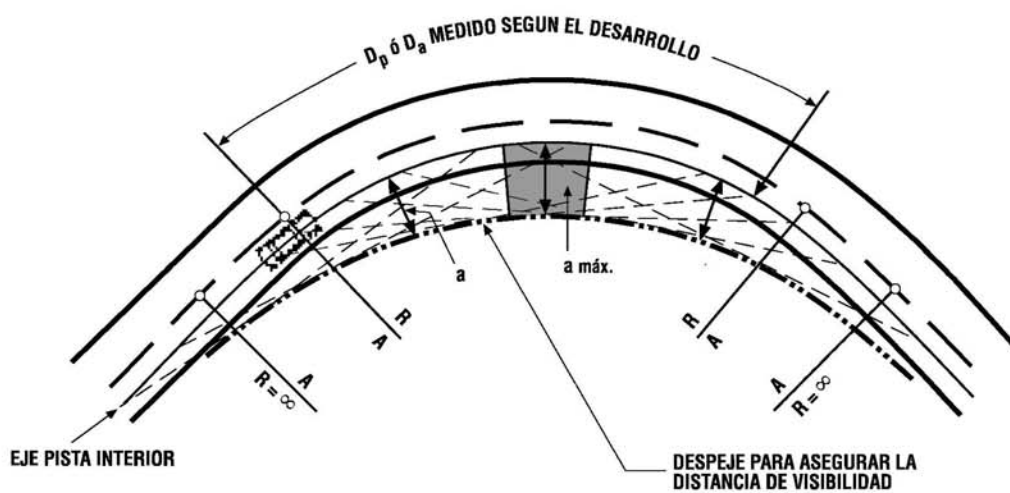
$$a \text{ máx} = R \left[1 - \cos \left(\frac{100 \cdot D_v}{\pi \cdot R} \right) \right] \text{ (ec. 3.202.402.1)}$$

Siendo D_v igual a D_p o D_a según el caso bajo análisis y la función trigonométrica en grados centesimales.

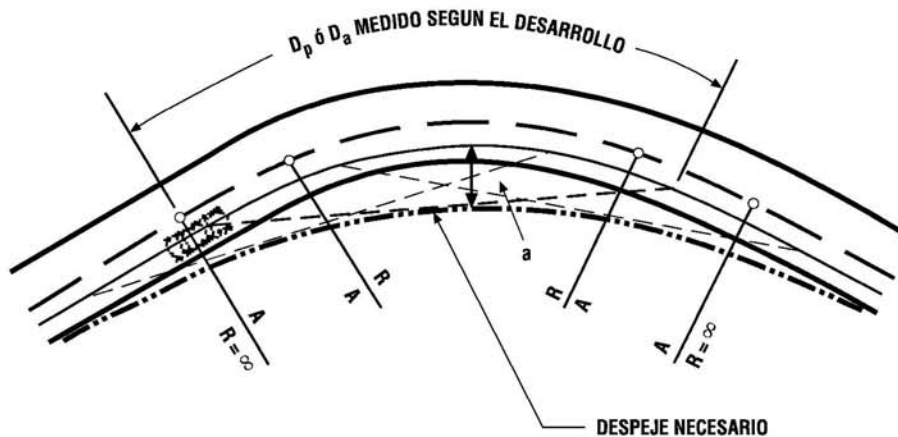
La anterior expresión puede reemplazarse por : $a \text{ máx} = D_v^2 / 8R$ que da resultados suficientemente aproximados para todos los efectos, cuando se calcula $a \text{ máx}$, por condición de parada o cuando se calcula $a \text{ máx}$, para $R > D_a$ en el caso de visibilidad de adelantamiento. El error que se comete está en todo caso por el lado de la seguridad.

La distancia entre el conductor y el borde de la pista crítica de ancho normal, 3,5 o 3,0 m por la que éste circula, se indica en la Tabla 3.202.402.A, para distintas situaciones. Considerando el sentido de circulación, son Pistas Críticas que requieren verificación, la pista derecha en curvas a la derecha, en calzadas bidireccionales y unidireccionales, y la pista izquierda para curvas a la izquierda en calzadas unidireccionales (las adyacentes a la mediana).

CASO I:
 D_p ó $D_a <$ Desarrollo Curva Circular



CASO II:
 D_p ó $D_a >$ Desarrollo Curva Circular



NOTA: El procedimiento es válido también para configuraciones sin curva de enlace

TABLA 3.202.402.A
DISTANCIA DEL CONDUCTOR AL BORDE DE LA PISTA CRITICA “dc(m)”
(Considerar Sentido del Flujo y de la Curva)

TRAZADOS EN CAMPO ABIERTO -TERRAPLENES O CORTES CON TALUD $\leq 4v:1h$			
CALZADAS BIDIRECCIONALES (n=2)		CALZADAS UNIDIRECCIONALES (n ≥ 2)	
Pistas 3,5 m	Pistas 3,0 m	Pistas 3,5 m	
2,0	1,75	2,0 P. Derecha	1,50 P. Izquierda
TRAZADOS EN TUNELES O ADYACENTES A MUROS DE CONTENCIÓN O CORTES CON TALUD $> 4v:1H$ ⁽¹⁾ Y ⁽²⁾			
CALZADAS BIDIRECCIONALES (n = 2)		CALZADAS UNIDIRECCIONALES (n ≥ 2)	
PISTAS 3,5 m	PISTAS 3,0 m	PISTAS 3,5 m	
2,20	1,95	2,35 P. Derecha	1,65 P. Izquierda

(1) El “Efecto Pared” de los paramentos adyacentes hace que el conductor deje una distancia algo mayor al borde de la Pista Crítica, que la que deja en Campo Abierto, efecto más notorio aún en pistas con flujo unidireccional.

(2) Si adyacente a la Pista Crítica existe una Berma o Acera que individualmente o en conjunto posean un ancho mayor que 1,5 m el Efecto Pared deja de operar y se empleará el “dc” correspondiente a Campo Abierto.

La distancia libre entre el radio que describe el Conductor y el obstáculo deberá ser tal que:

$$dc + \text{borde pista crítica al obstáculo} \geq a \text{ máx (m)}$$

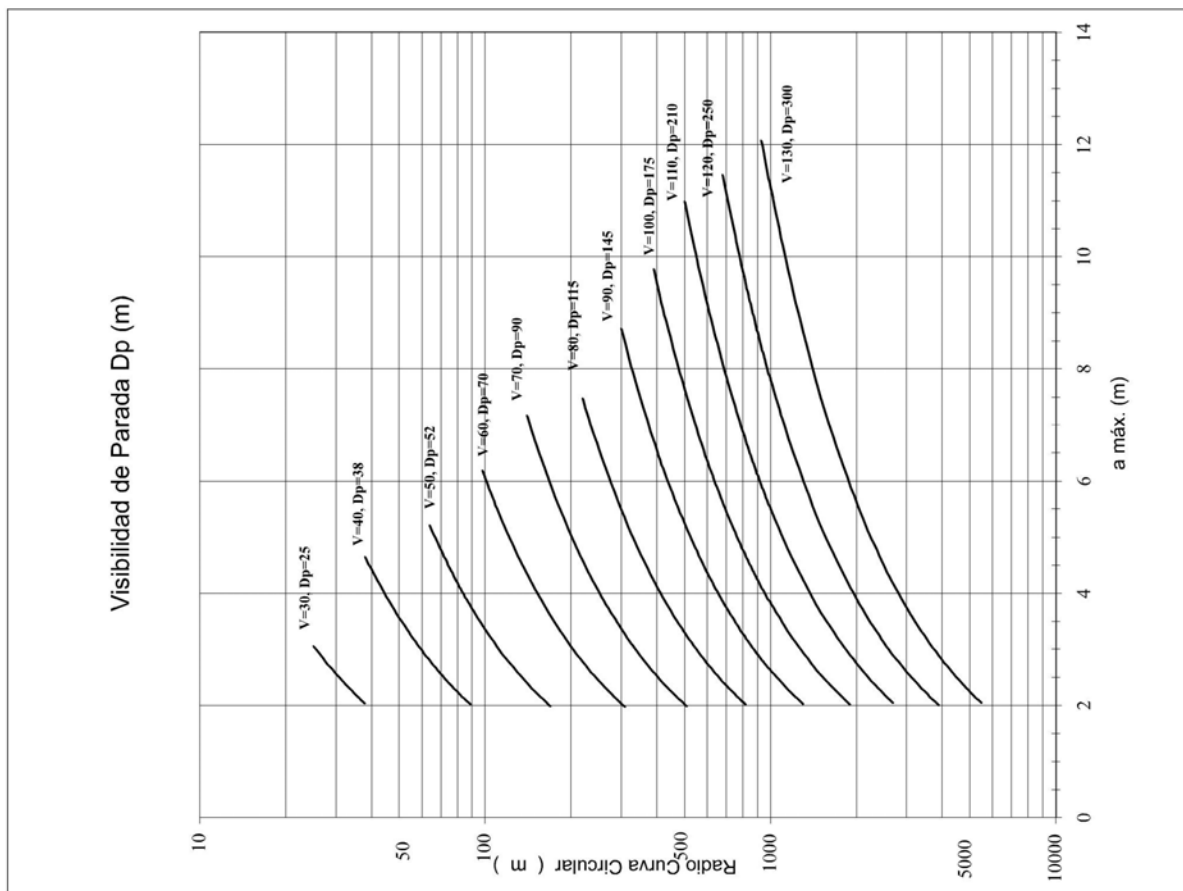
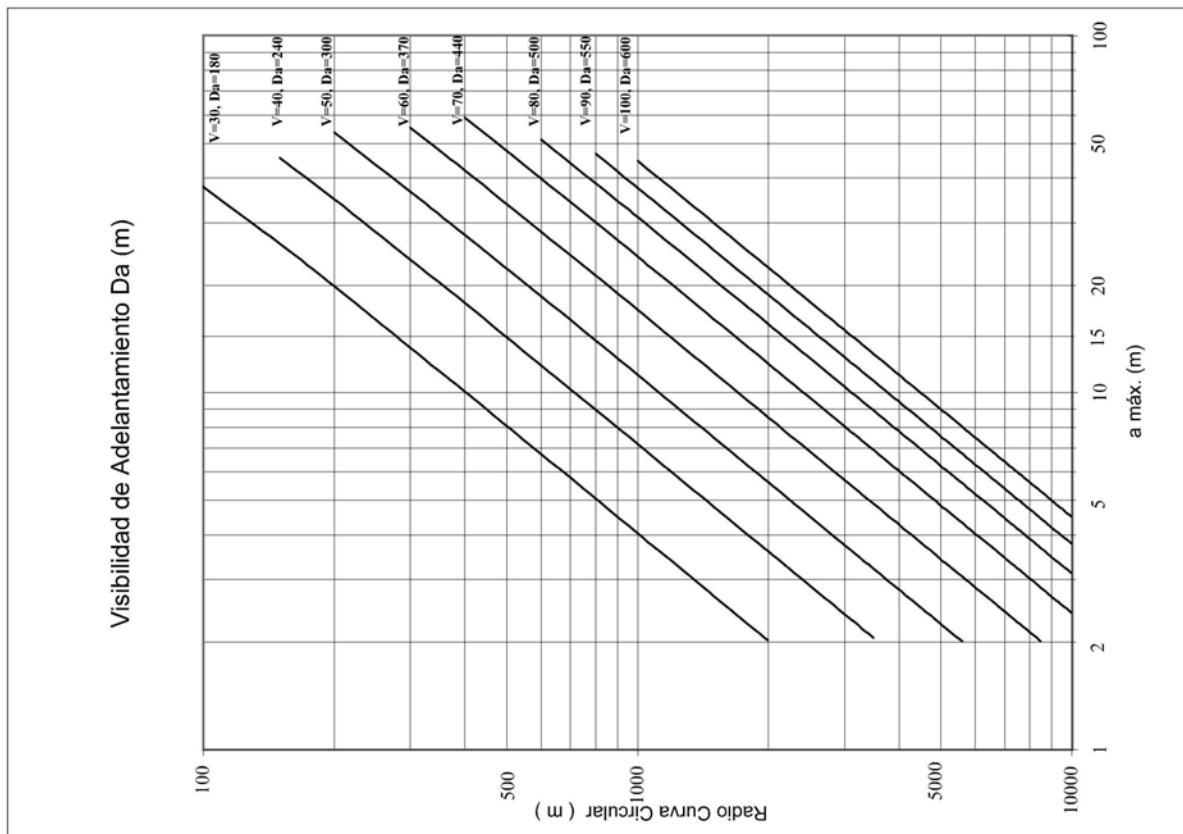
El espacio entre el borde de la pista crítica y el obstáculo se obtendrá sumando los anchos de los siguientes elementos, cuando ellos existan: sobreebanco de pistas normales y aceras en túneles, sobreebanco en curvas según 3.203.306, bermas, SAP, cuneta y cualquier otro espacio libre de obstáculos, hasta alcanzar la posición del elemento que obstruye la visión.

Los ábacos de la Lámina 3.202.402.B entregan la solución gráfica de la expresión exacta. Los valores de allí obtenidos servirán para verificar si una curva en particular provee o no la distancia de visibilidad requerida. Lo anterior es válido tanto para el Caso I como para el Caso II, ya que en este último, el despeje requerido es siempre menor que el a máx del Caso I.

Si la verificación indica que no se tiene la visibilidad requerida y no es posible o económico aumentar el radio de la curva, se deberá recurrir el método gráfico para calcular las rectificaciones necesarias, ya sea que se trate de un talud de corte u otro obstáculo que se desarrolla a lo largo de toda o parte de la curva.

Las líneas de visual se trazarán de modo que la visibilidad bajo análisis (parada o adelantamiento), se de a lo largo del desarrollo de la trayectoria que sigue el conductor. En calzadas bidireccionales se aceptará que el Radio que describe el Conductor es igual al del eje del trazado. En calzadas unidireccionales en que el eje se emplaza en el centro de la mediana, se recalculará el Radio efectivo que describe el conductor si este difiere en más de ± 5 m con el del trazado.

En Carreteras Unidireccionales con Control Total de Acceso, tanto para vehículos como para peatones y animales, la Verificación de la Visibilidad de Parada a lo largo de la pista interior de las calzadas, (aquellas adyacentes a la mediana) considerará que el obstáculo es un automóvil detenido en dicha pista, es decir un obstáculo de 1,2 m de alto. El Control de Acceso de peatones y animales se considera asegurado si existe un vallado sólo interrumpido en los ramales de ingreso y salida a la carretera, del tipo especificado en las Láminas del MC-V4, números 4.301.003 (en zonas de baja densidad poblacional), 4.301.101 (densidad media) y 4.301.104 (alta densidad). Frente a las conexiones viales se podrá reforzar el control peatonal con un vallado en la mediana 150 m antes y después del acceso. En estos casos, la altura máxima de las barreras debe limitarse a 1,15 m.



Cuando el obstáculo lateral está constituido por el talud de un corte y la rasante presenta pendiente uniforme, se considerará que la línea de visual es tangente a éste, a una altura sobre la rasante igual a la semi suma de la elevación de los ojos del conductor y del obstáculo; según el caso dicha altura será:

- 0,65 m para Visibilidad de Parada
- 1,15 m para Visibilidad de Adelantamiento

Cuando la curva horizontal coincide con una curva vertical convexa, será necesario trabajar simultáneamente con los planos de planta y perfil longitudinal, utilizando el procedimiento indicado en 3.202.403 en lo referente al perfil longitudinal. En efecto, la línea de visual trazada en el perfil longitudinal para estaciones correspondientes de la planta, permitirá conocer la altura sobre la rasante que habrá de proyectarse al talud del corte.

Cuando el movimiento de tierra involucrado en el despeje es de poca importancia, se puede proceder aceptando el caso más desfavorable en cuanto a altura sobre la rasante, es decir, $h = 0$.

3.202.403 Verificación Gráfica de la Visibilidad en Alzado. Salvo el caso de coincidencia de curvas verticales con horizontales antes descrito, la verificación de visibilidad en alzado se relaciona fundamentalmente con la determinación de zonas de adelantamiento prohibido, cuando resulta antieconómico proveer esta visibilidad. En efecto, el cálculo analítico de curvas verticales por visibilidad de parada, que debe existir siempre, o por visibilidad de adelantamiento cuando el proyectista decide darlo, queda asegurado mediante el uso de los valores de la norma y las expresiones de cálculo citadas en 3.204.4.

En cualquier caso el método gráfico que se ilustra en la figura de la Lámina 3.202.403.A, permite verificar las distancias de visibilidad de parada y adelantamiento en curvas verticales convexas y es indispensable para determinar la longitud de las zonas de adelantamiento prohibido y consecuentemente apreciar el efecto global de éstas sobre la futura operación de la carretera.

El método aludido implica preparar una reglilla de material plástico transparente, suficientemente rígida, cuyas dimensiones dependerán de la escala del plano de perfil longitudinal.

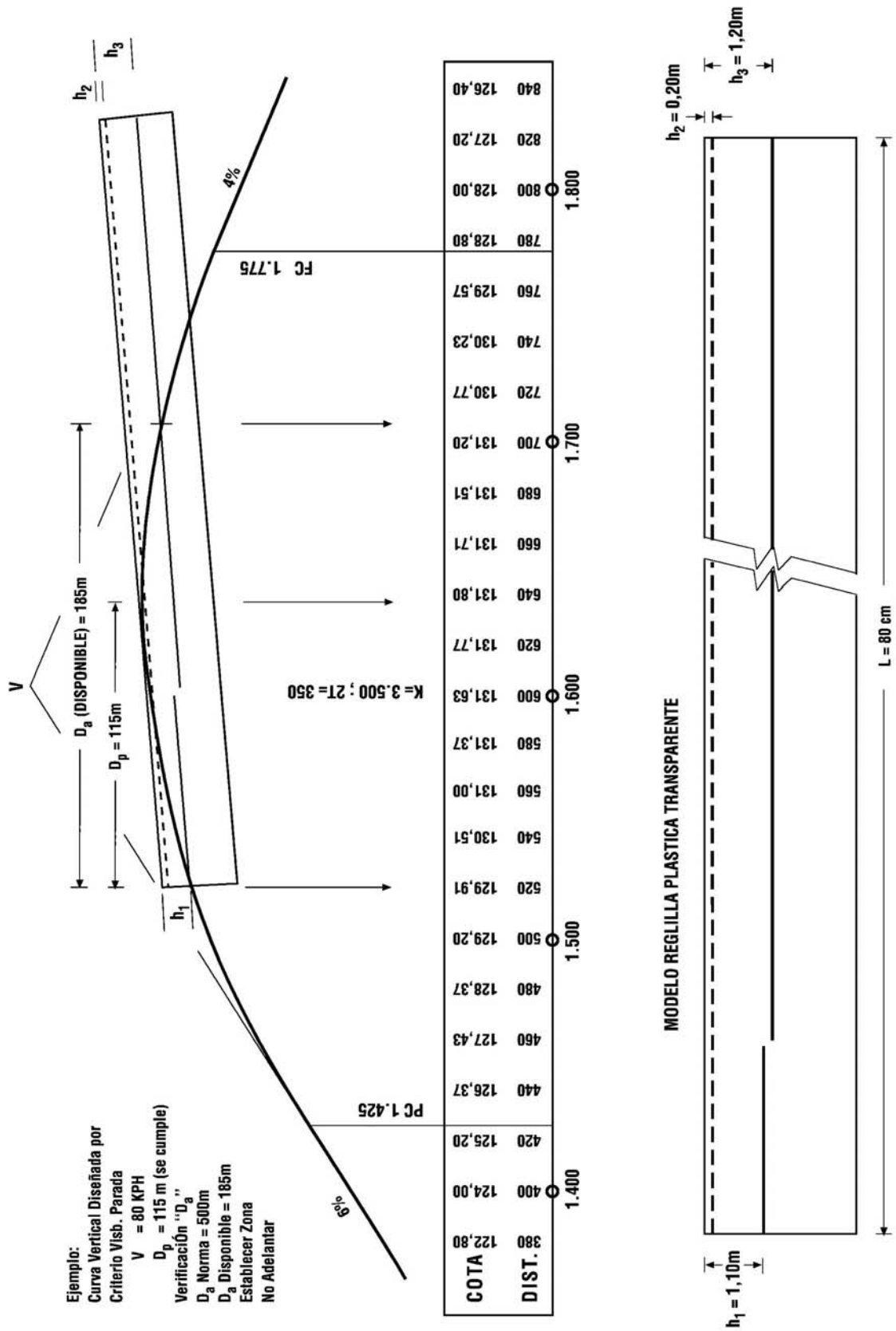
Para escala 1:1000 (H); 1:100 (V) las dimensiones adecuadas serán:

- Largo: 80 cms. Ancho: 3 cm
- Rayado de la Reglilla:
- Trazo segmentado a 2,0 mm del borde superior: representa 20 cm, a la escala del plano y corresponde a la altura del obstáculo inmóvil.
- Trazo lleno a 11,0 mm del borde superior y de 10 cms de largo a partir del extremo izquierdo de la reglilla. Representa altura de los ojos del observador (1,10 m)
- Trazo lleno a 12 mm del borde superior, marcado a partir del término del trazo anterior y a todo el largo de la reglilla. Representa altura de vehículo (1,2 m).

Tal como se observa en la figura, al cortar la rasante con el trazo que dista 1,10 m, (a escala del plano), en una estación dada, y hacer tangente el borde superior de la reglilla con la rasante, se tiene la línea de visual del conductor; el punto en que la línea de segmentos corta por segunda vez la rasante, será la distancia de visibilidad disponible por condición de parada desde donde se ubica el observador. El punto donde el trazo lleno, que representa los 1,2 m de altura de un vehículo, corta la rasante, será la distancia de visibilidad de adelantamiento de que se dispone a partir del mismo punto inicial considerado.

Desplazando la reglilla a lo largo de la rasante en uno y otro sentido de circulación, se podrán verificar las visibilidades disponibles y así determinar las zonas de adelantamiento restringido.

Cabe destacar que por la distorsión de escala (H) / (V) del plano, no se pueden hacer medidas a lo largo de la reglilla por lo que las visibilidades disponibles deberán obtenerse por diferencia de los kilometrajes asociados a los puntos de corte de la rasante, con los trazos correspondientes a cada situación.



* Distancia de los trazos a borde superior, según escala vertical del plano

3.202.5 CONTROL DE DESLUMBRAMIENTO

3.202.501 Aspectos Generales. El deslumbramiento es provocado por los faros de los automóviles que circulan en sentido contrario o por otras fuentes luminosas externas.

El trazado geométrico debe contemplar la posibilidad de deslumbramiento, tratando de eliminarlo o en su eventualidad minimizarlo haciendo necesaria la utilización de pantallas antideslumbrantes en ciertos casos.

Los sistemas antideslumbrantes se instalan generalmente en las vías públicas donde es necesario asegurar una protección contra el deslumbramiento. Situaciones comunes donde pueden usarse éstos sistemas son los siguientes:

- a) En las medianas centrales, de vías de calzadas separadas y autopistas;
- b) Entre vías paralelas o convergentes donde el tránsito es en sentidos opuestos;
- c) En cercanías a fuentes luminosas deslumbrantes que se reflejen sobre instalaciones y/o edificios situados al costado de la vía;
- d) En las cercanías de fuentes luminosas deslumbrantes, provenientes de instalaciones y/o edificios situados al costado de la vía.

Para los sistemas antideslumbrantes, consideraremos que un rayo sin tamización no molesta a los conductores que se aproximan en sentido contrario si los alcanza en un ángulo amplio, considerándose en general que la perturbación es despreciable para $\alpha > 30^\circ$ y que el haz de los focos de los vehículos alumbrará generalmente por encima de las carreteras hasta un ángulo $\beta = 15^\circ$.

3.202.502 Eficacia del Sistema Antideslumbramiento

Los sistemas antideslumbrantes deben reducir el nivel luminoso y deben ser eficaces en toda su altura, desde la base en que están instalados, permitiéndose generalmente una separación aproximada de 20 mm entre el borde superior de la base y el borde inferior de soporte del sistema antideslumbrante.

La altura de los sistemas de antideslumbramiento, depende del nivel relativo de los focos de los vehículos u otra fuente de luz y los ojos de los conductores que circulan en sentido contrario, por lo que se debe tomar en cuenta la altura de éstos sobre la calzada y su distancia al sistema antideslumbrante.

El deslumbramiento en planta, en una curva horizontal, se puede dar si el ángulo α del rayo de luz es inferior a 30° (ver sistema en planta de la Lámina 3.202.502.A).

En general se distinguen dos tipos de sistemas, los que son diseñados para obstruir la totalidad de los rayos incidentes, condición señalada en Numeral 3.202.502(1)) y los que no cumplen dicha condición, diseñados para obstruir parcialmente los rayos incidentes, cuya eficacia se comprueba por ensayo.

3.202.502(1) Eficiencia por Cálculo. Este método es usado para comprobar la eficiencia de los sistemas que se construyen para obstruir la totalidad de los rayos incidentes hasta un ángulo límite α . En el caso de elementos perpendiculares al eje de instalación, el ángulo límite se obtiene según la siguiente fórmula:

$$\tan \alpha = \frac{L}{D}$$

Dónde:

- α = Ángulo de incidencia por debajo del cual la luz incidente es obstruida totalmente.
- L = Ancho del elemento de oclusión
- D = Distancia entre dos elementos de oclusión

Si el ancho del elemento no es constante, L se obtiene dividiendo el área proyectada de un elemento del sistema antideslumbrante sobre un plano vertical perpendicular al eje de instalación con la altura del elemento.

El sistema es considerado eficiente si cumple con la condición geométrica de $\tan(\alpha) \geq 0,33$,

3.202.502(2) Eficiencia por Ensayo. Este método es usado para comprobar la eficiencia de los sistemas que no cumplen con la condición $\tan(\alpha) \geq 0,33$, que se construyen para obstruir parcialmente los rayos incidentes.

El nivel de protección del sistema antideslumbrante para un ángulo de incidencia i , viene dado por el factor de transmisión C_i , donde i es el ángulo entre el eje del sistema y el rayo incidente. (C_i puede ser determinado según la Norma EN 12676-2 u otra)

$$C_i = \frac{I_i}{I_0}$$

I_i = Intensidad luminosa transmitida

I_0 = Intensidad Luminosa Incidente

Para determinar la Intensidad luminosa incidente, se coloca el receptor fotoeléctrico a una distancia D entre 10 a 20 m de distancia de la fuente de luz, con una apertura de haz no superior a 3° y orientado de tal forma que el haz de luz sea perpendicular al centro. Se mide la respuesta R_0 del receptor fotoeléctrico en candelas y se calcula la intensidad luminosa incidente como:

$$I_0 = K * R_0$$

K = Constante de calibración del receptor fotoeléctrico

Para determinar la Intensidad luminosa transmitida, se expone una muestra representativa del sistema antideslumbrante, de una longitud mínima de 2 m al haz luminoso, en una posición equidistante de la fuente de luz y del receptor fotoeléctrico, formando un ángulo i con el haz luminoso, como se muestra en la Lámina 3.302.502.C. En cada punto de medición se obtiene un valor R_i en candelas del receptor fotoeléctrico y se calcula la intensidad luminosa transmitida como:

$$I_i = K * R_i$$

Se repite el procedimiento para valores de i igual a 3°, 6°, 9°, 12°, 15° y 18°. Además es necesario efectuar el procedimiento anterior para tres alturas distintas del haz luminoso: una contemplada entre 90% a 100% de la altura del sistema antideslumbrante, otra contemplando el haz luminoso entre el 45% a 55% de la altura de funcionamiento del sistema y finalmente un haz contemplado entre el 0% a 10% de la altura de funcionamiento del sistema. Para el ángulo i se determina como valor de C_i el mayor de los valores para ese ángulo.

Los valores máximos admisibles son:

$$C_i \leq 0,05, \text{ para } \text{ángulos de incidencia} \leq 12^\circ$$

$$C_{i15} \leq 0,05, \text{ a menos que } C_{i18} \leq 0,2 \text{ y } C_{i15} \leq 0,15$$

3.202.502(3) Cálculo de la Altura Eficaz. El haz luminoso de los focos de los vehículos ilumina generalmente hasta unos 15° por sobre la superficie de la carretera, por lo cual las alturas mínimas eficaces calculadas pueden ser ligeramente mayores a las alturas mínimas eficaces reales. Sin embargo, el cálculo que se presenta a continuación, entrega una buena aproximación para el caso de pavimentos con pendiente longitudinal constante. Para casos particulares como plintos bajos o cambios bruscos de rasante, es recomendable realizar cálculos específicos.

Las ecuaciones 3.202.502(3).1 y 3.202.502(3).2 se obtienen al considerar el rayo luminoso contenido en un plano vertical que forma un ángulo α con el eje del sistema antideslumbrante, en el cual se establece un sistema de coordenadas (x,y), con las abscisas perpendiculares al eje del sistema antideslumbrante y con origen de las ordenadas a nivel de la calzada (ver sistema en alzado en Lámina 3.202.502.A), de tal forma que el rayo luminoso pasa por los puntos $(-D_b/\sin(\alpha), H_b)$ y $(D_e/\sin(\alpha), H_e)$.

La ecuación del rayo luminoso en este sistema coordenado está dada por:

$$y = \frac{H_e - H_b}{D_b + D_e} x \sin \alpha + \frac{H_e D_b + H_b D_e}{D_b + D_e} \quad (\text{ec. 3.202.502(3).1})$$

La altura eficaz H_m corresponde al valor de y para $x=0$, es decir;

$$H_m = \frac{H_e D_b + H_b D_e}{D_b + D_e} \quad (\text{ec. 3.202.502(3).2})$$

Es necesario considerar la pendiente del rayo incidente, representada por β en el sistema en alzado de la Lámina 3.202.502.B, de tal forma que:

$$\tan \beta = \frac{H_e - H_b}{D_b + D_e} \sin \alpha \quad (\text{ec. 3.202.502(3).3})$$

En general se considera que un rayo luminoso sin atenuador alguno no molesta a los conductores si los alcanza en un ángulo $\alpha > 30^\circ$, de igual forma se considera que el rayo luminoso es efectivamente molesto si $\beta < 15^\circ$, es decir, es despreciable su efecto para un ángulo superior a los 15° sobre la calzada.

Si consideramos los valores extremos máximos $\alpha = 30^\circ$ y $\beta = 15^\circ$, la ecuación 3.202.502(3).3 tiene un límite físico de:

$$\frac{H_e - H_b}{D_b + D_e} = 0,536 \quad (\text{ec. 3.202.502(3).4})$$

Utilizando los valores para diseño geométrico señalados en tópico 3.005.5.2, agregando una altura mayor para faros para camiones y considerando las distancias perpendiculares hacia el eje del sistema antideslumbrante en el cálculo se consideran los siguientes parámetros (ver Lámina 3.202.502.A):

H_e = Altura de los ojos del conductor sobre la calzada:

Para vehículos ligeros	$H_e = 1,1$ m.
Para vehículos pesados	$H_e = 2,5$ m

H_b = Altura de los focos de los vehículos sobre la calzada:

Para vehículos ligeros	$H_b = 0,6$ m.
Para vehículos pesados	$H_b = 1,05$ m

D_b = Distancia desde el foco del vehículo, origen del rayo de luz, hacia el sistema antideslumbrante.

$D_{b\text{Mín}}$ = 1,2 m. Distancia mínima entre el borde de la calzada y el sistema antideslumbrante

$D_{b\text{Máx}}$ = 4,0 m. Distancia máxima entre automóvil circulando en pista exterior de una calzada doble y el sistema antideslumbrante

D_e = Distancia desde los ojos del conductor al sistema antideslumbrante.

$D_{e\text{Mín}}$ = 1,5 m. Distancia mínima entre el borde de la calzada y el sistema antideslumbrante
($D_{e\text{Mín}} = D_{b\text{Mín}} + 0,3$ m)

$D_{e\text{Máx}}$ = 4,3 m. Distancia máxima entre automóvil circulando en pista exterior de una calzada doble y el sistema antideslumbrante ($D_{e\text{Máx}} = D_{b\text{Máx}} + 0,3$ m)

El Valor 0,3 corresponde al retranqueo medio entre los focos del vehículo y los ojos del conductor).

TABLA 3.202.502.A
VALORES DE H_m PARA VEHÍCULOS LIVIANOS Y PESADOS

H _b (m)	0,6				1,05			
D _b (m)	1,2		4		4		1,2	
D _e (m)	1,5	4,3	1,5	4,3	1,5	4,3	1,5	4,3
H _m (m) (livianos) He=1,1 m.	0,82	0,71	0,96	0,84	1,09	1,07	1,07	1,06
H _m (m) (pesados) He= 2.5 m	1,44 *	1,01	1,98	1,52	2,10	1,75	1,69	1,37

Nota: El único valor no admisible de altura eficaz por consideraciones de límite físico es el 1,44. Sin embargo, esto no implica mayores restricciones para los otros valores de la Tabla.

Con los valores utilizados, consideraciones señaladas y los resultados en la Tabla 3.202.502.A se pueden concluir lo siguiente:

- Un sistema antideslumbrante con una altura sobre el nivel de la calzada sobre 1,09 m protegerá a los conductores de vehículos livianos de todos los rayos incidentes de cualquier vehículo circulando por la calzada opuesta.
- Un sistema antideslumbrante con una altura sobre el nivel de la calzada de al menos 1,69 m protegerá a los conductores de vehículos pesados de los rayos incidentes de cualquier vehículo circulando por la pista interna de la calzada opuesta.
- Un sistema antideslumbrante con una altura sobre el nivel de la calzada sobre 2,10 m protegerá a los conductores de vehículos pesados de los rayos incidentes de cualquier vehículo circulando por la pista externa de una doble calzada opuesta.

Los resultados de la Tabla 3.202.502.A varían si se modifican los supuestos y parámetros de cálculo.

La diferencia de altura entre las calzadas puede generar un aumento de la altura eficaz del sistema antideslumbrante y es necesario corregir la altura por este concepto.

Si consideramos el origen de coordenadas en la calzada inferior, la diferencia de alturas entre calzadas como "d" y el ángulo de la pendiente de la mediana como "δ", los valores de D_b y D_e se incrementan en (d/2)* cotan (δ) y la altura eficaz H_m correspondiente al valor de Y+d/2 para x=0, queda en:

$$H_m = \frac{H_e D_b + H_b D_e}{D_b + D_e} + \frac{d}{2} \left[\frac{D_e - D_b}{D_e + D_b} \right] \quad (\text{ec. 3.202.502(3).5})$$

Al evaluar la ecuación 3.202.502.5, según lo señalado, se obtiene la altura eficaz necesaria en las condiciones de calzadas desniveladas. En La Tabla 3.202.502.B se entrega el incremento de la altura eficaz para una mediana con una pendiente de δ=45°. El incremento de altura eficaz es prácticamente despreciable para variaciones de pendiente.

TABLA 3.202.502.B
VALORES DE INCREMENTO DE Hm
POR DIFERENCIA DE ALTURA DE CALZADAS

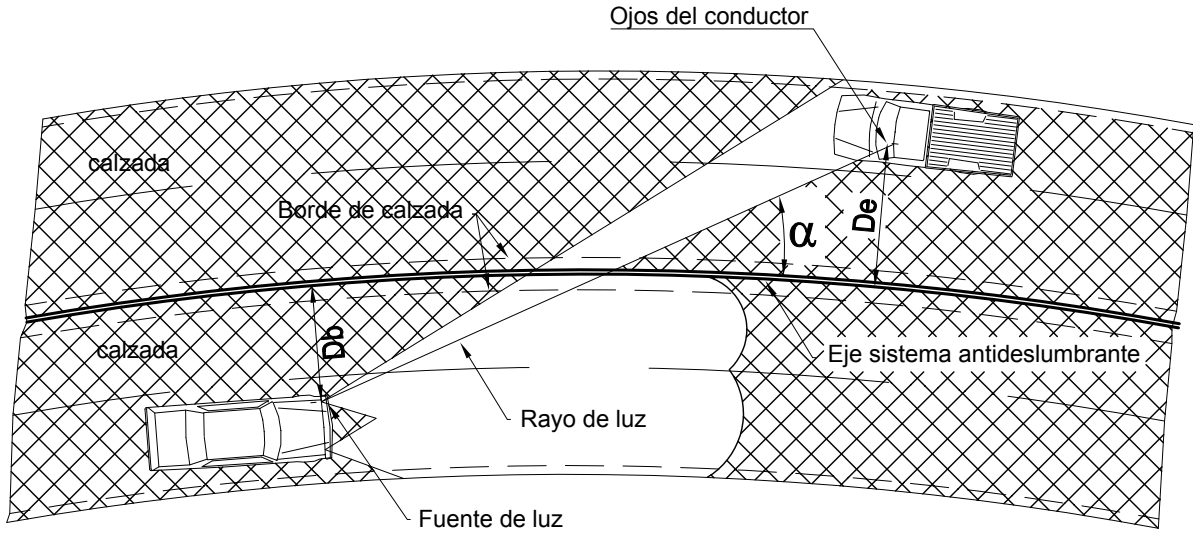
	DIFERENCIA DE ALTURA ENTRE CALZADAS "d" ($\delta=45^\circ$)									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
AUMENTO Hm (m)	0,05	0,08	0,11	0,14	0,17	0,19	0,22	0,24	0,26	0,29

3.202.503 Visibilidad Lateral.

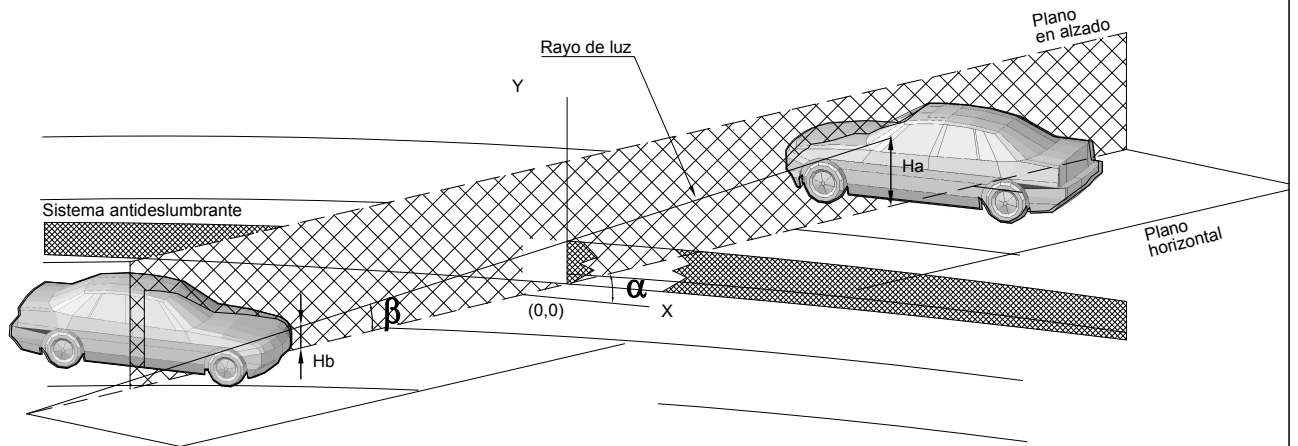
Los sistemas de deslumbramiento se clasifican según la posibilidad de ver a través de ellos hacia la calzada opuesta. Para clasificarlos se selecciona un rectángulo de 1 m de longitud por una altura igual a los elementos de oclusión, en un plano vertical contenido en el eje de instalación del sistema antideslumbrante. Si la superficie ocupada por los materiales (área sólida) es menor al 20% de la superficie, se considera un sistema con buena visibilidad lateral. (Ver Lámina 3.202.502.B)

3.202.504 Resistencia al viento.

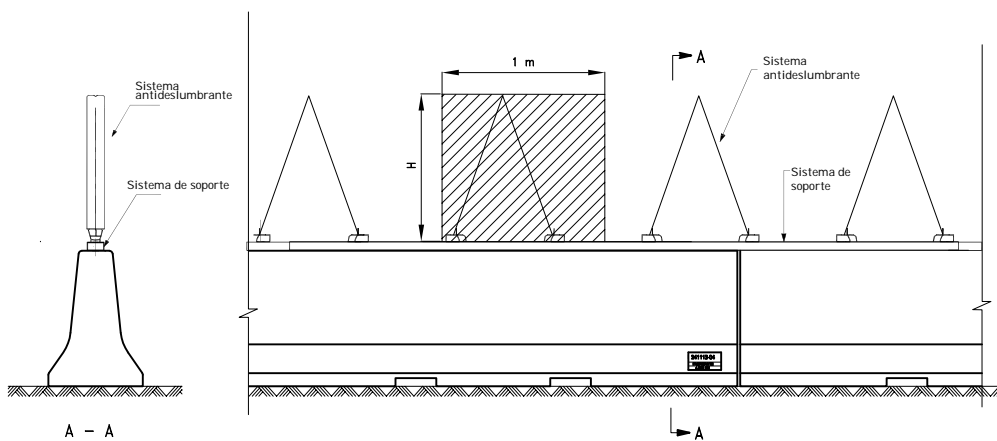
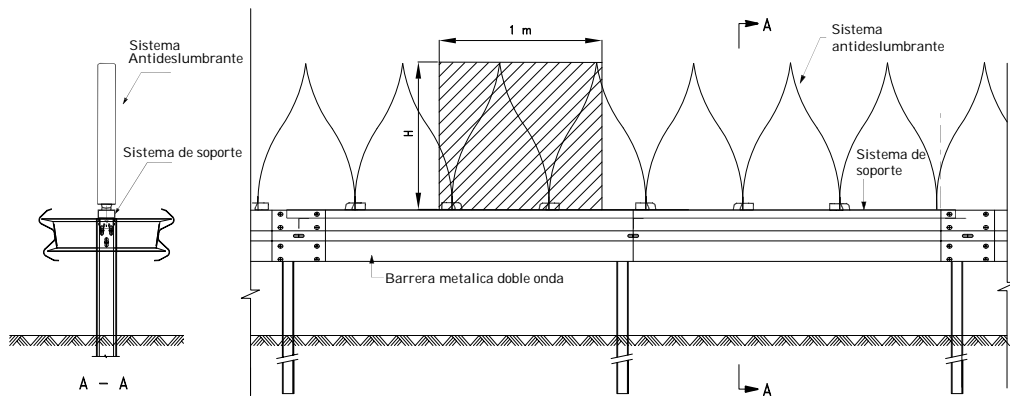
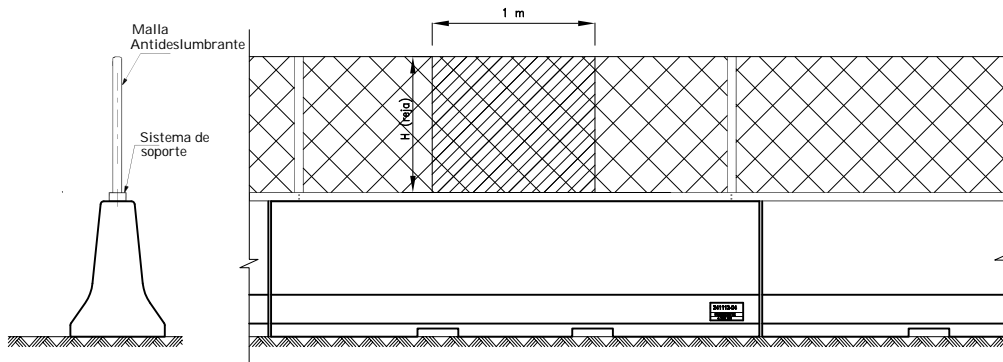
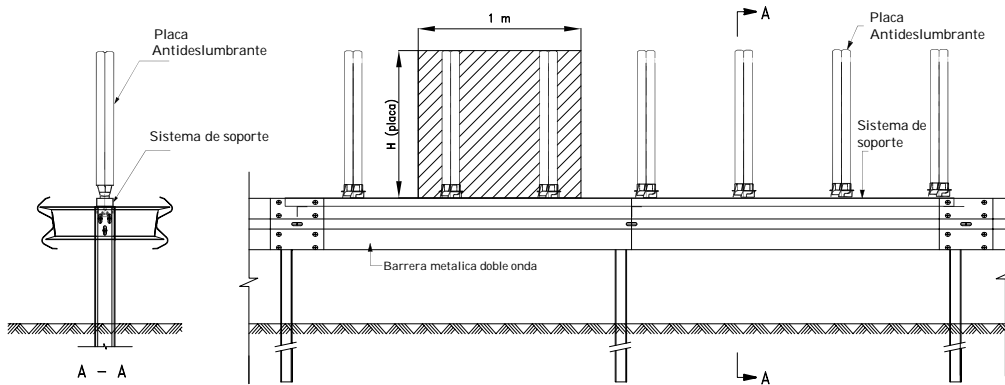
El sistema antideslumbrante deberá soportar vientos de 144 km/h sin presentar deformaciones mayores al 10 % en dirección transversal ni mayor a 25% en dirección longitudinal. Si el sistema tiene varias alturas, se considerará para las deformaciones la de mayor altura.

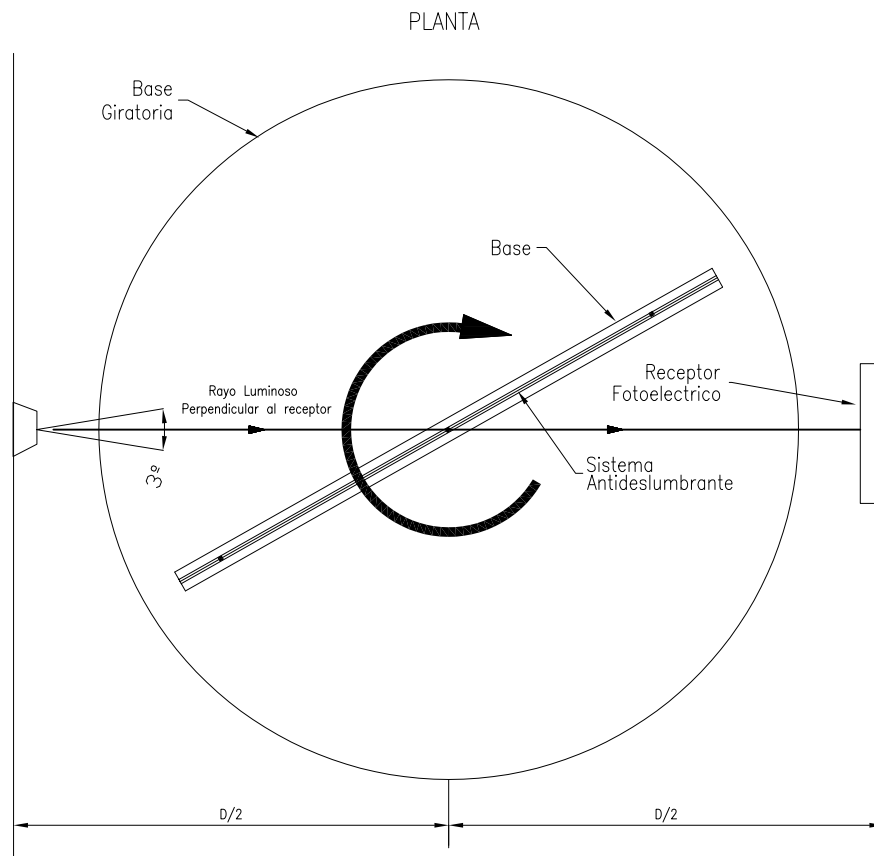
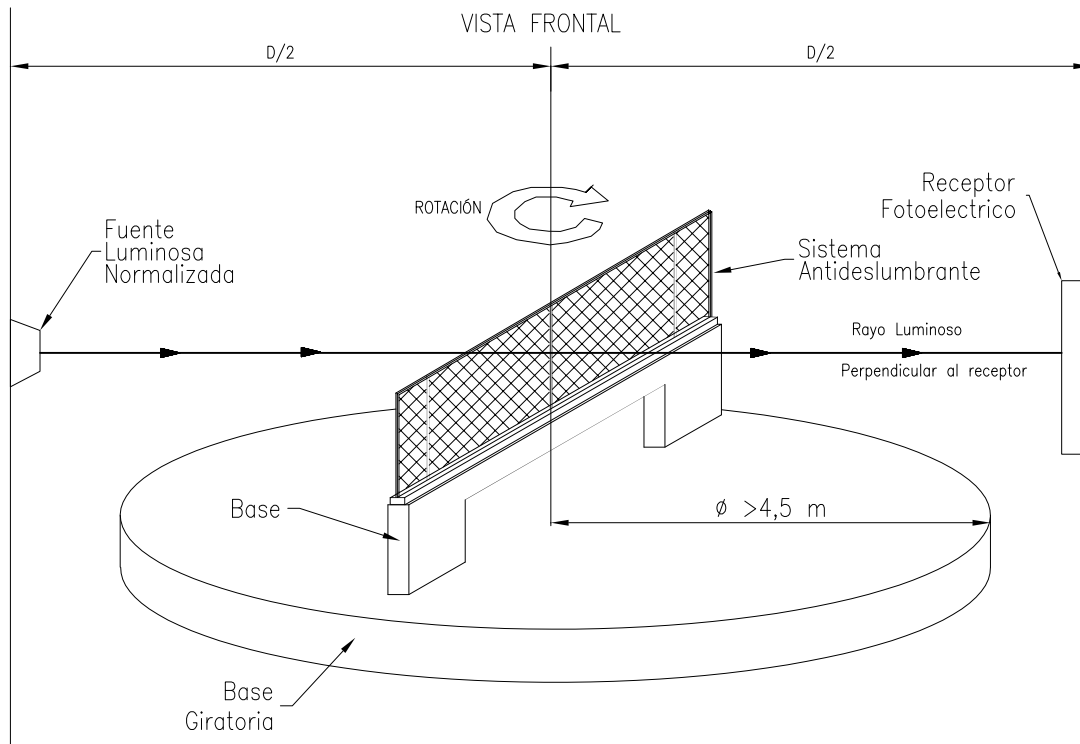


SISTEMA EN PLANTA



SISTEMA EN ALZADO





SECCION 3.203 TRAZADO EN PLANTA

3.203.1 ASPECTOS GENERALES

3.203.101 Controles del Trazado en Planta. En tramos restrictivos del trazado se deberá asegurar una operación segura y confortable considerando la Velocidad de Proyecto (V_p) correspondiente a la categoría de la ruta; en tanto que en los tramos de trazado amplio se deberá considerar la $V_{85\%}$ ó la V^* según corresponda, asociada al conjunto de los elementos del tramo, en previsión de las velocidades de desplazamiento que adoptará un porcentaje importante de los usuarios en los períodos de baja demanda. Si por condiciones topográficas se debe cambiar la velocidad de proyecto, el diseño debe consultar el tramo de transición correspondiente, situación que se señalará adecuadamente en terreno.

Los límites normativos que se indican más adelante se aplican a la combinación de elementos rectos y curvos de caminos bidireccionales y unidireccionales, excepto cuando se haga la salvedad correspondiente.

Las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son:

- a) Categoría de la ruta
- b) Topografía del área
- c) Velocidad de Proyecto
- d) $V_{85\%}$ para diseñar las curvas horizontales
- e) V^* para verificar Visibilidad de Parada
- f) Coordinación con el alzado
- g) Costo de construcción, operación y conservación

Todos estos elementos deben conjugarse de manera tal que el trazado resultante sea el más seguro y económico, en armonía con los contornos naturales y al mismo tiempo adecuado a la categoría, según la Clasificación funcional para Diseño.

El alineamiento horizontal deberá proporcionar en todo el trazado a lo menos la distancia mínima de visibilidad de parada, de acuerdo a lo establecido en 3.202.2.

3.203.102 Localización del Eje en Planta . Si el proyecto consulta calzada única, en la mayoría de los casos el eje en planta será el eje de simetría de la calzada de sección normal, prescindiendo de los posibles ensanches o pistas auxiliares que puedan existir en ciertos sectores. El eje de simetría será también el eje de giro para desarrollar los peraltes.

En carreteras unidireccionales provistas de mediana, el eje se localizará en el centro de la mediana y los bordes interiores del pavimento de las calzadas poseerán la misma cota que dicho eje en las secciones transversales correspondientes. Los ejes de giro del peralte corresponderán en este caso a los bordes interiores del pavimento de cada calzada.

En carreteras unidireccionales con calzadas independientes el eje corresponderá al eje de simetría de cada calzada, el que también será eje de giro de los peraltes. Sin embargo, si las calzadas se independizan sólo en un tramo, conviene mantener el eje en el borde interior del pavimento para facilitar el empalme y la coherencia general del proyecto cuando estas vuelvan a juntarse.

En carreteras bidireccionales, para las que en el mediano plazo se prevea la construcción de la segunda calzada, la Dirección de Vialidad decidirá oportunamente si se diseñan considerando un eje de simetría en la calzada inicial o un eje localizado en la futura mediana, proyectándose en este caso con bombeo en un solo sentido.

Para las pistas de aceleración, deceleración y ramales de intersecciones y enlaces, se definirán ejes adecuados a cada situación según se establece en los Capítulos 3.400 y 3.500.

3.203.103 Criterios Para Establecer el Trazado en Planta

3.203.103(1) Elementos del Trazado en Planta. La planta de una carretera preferentemente deberá componerse de una sucesión de elementos curvos que cumplan las relaciones que se fijan más adelante y de aquellos tramos en recta que sean indispensables.

Los elementos curvos comprenden:

- a) Curvas Circulares
- b) La parte central circular y dos arcos de enlace
- c) Otras combinaciones de arco circular y arco de enlace

3.203.103(2) Tendencia Actual. La tendencia actual en el diseño de carreteras de cierto nivel se orienta hacia la utilización de curvas amplias que se adaptan a la topografía del terreno, haciendo casi desaparecer las rectas. Esta forma de trazado se preferirá por cuanto los largos tramos rectos inducen velocidades V85% muy por sobre la Velocidad de Proyecto, aumentan el peligro de deslumbramiento por las luces del vehículo que avanza en sentido opuesto, y porque la monotonía en la conducción disminuye la concentración del conductor, lo que en oportunidades es motivo de accidentes. Una sucesión de curvas de radios adecuados limitan la V85% y mantienen al conductor atento al desarrollo del trazado. Por otra parte, las curvas armonizan en mejor forma con las sinuosidades del terreno, proporcionando claras ventajas desde el punto de vista estético y económico.

Hay zonas en Chile en que los trazados con curvas se producen naturalmente, y otras en las cuales la topografía sugiere largos tramos en recta, los que deberán ser evitados premeditadamente.

En terrenos llanos y ondulados suaves los conductores esperan poder desarrollar velocidades relativamente altas y consecuentemente se deberán evitar los radios mínimos correspondientes a la categoría de la ruta, los que sólo podrán emplearse en sectores obligados, siempre que estén precedidos de elementos curvos que van disminuyendo paulatinamente.

Los trazados sinuosos compuestos de curvas cortas, deberán evitarse en trazados de velocidad de proyecto sobre 70 km/h pues inducen a una conducción errática.

En terrenos ondulados fuerte y montañosos, los conductores están dispuestos a una mayor restricción pudiendo emplearse elementos en el orden de los mínimos de norma, siempre que ellos no aparezcan en forma sorpresiva.

3.203.103(3) El Problema de la Visibilidad. Si bien el trazado curvo tiene las bondades que se han indicado, la obtención de visibilidad de adelantamiento para caminos bidireccionales exige tramos rectos o de curvatura muy suave, que permiten adelantar en el mayor porcentaje posible de su longitud (Ver 3.202.302). Las curvas del orden del mínimo admisible disminuyen la confianza del conductor para adelantar, aunque ofrezcan visibilidad adecuada. Las rectas largas que se impongan para facilitar el adelantamiento deben terminar en curvas horizontales cuyo radio asegure una velocidad específica mayor o igual que la V85% definida en 3.201.301.

3.203.103(4) Elementos de Curvatura Variable. La utilización de elementos de curvatura variable entre recta y curva circular, o bien como elemento de trazado propiamente tal, se hace necesaria por razones de seguridad, comodidad y estética. Como elemento de curvatura variable con el desarrollo se utilizará la clotoide, cuyas propiedades y campo de aplicación se tratan en 3.203.4 y 3.203.5.

3.203.2 ALINEAMIENTO RECTO

3.203.201 Aspectos Generales . Salvo en zonas desérticas o estepas, los grandes alineamientos rectos no se dan en forma natural. Pretender incorporarlos al trazado implica por lo general movimientos de tierra innecesarios, además de producir los inconvenientes operativos descritos en 3.203.103(2).

En muchos casos puede reemplazarse con ventaja un alineamiento recto por curvas de radios comprendidos entre 5.000 y 7.500 m.

3.203.202 Longitudes Máximas en Recta . Se procurará evitar longitudes en recta superiores a:

$$L_r \text{ (m)} = 20 V_p \text{ (km/h)} \quad (\text{ec. 3.203.202.1})$$

L_r = Largo en m de la Alineación Recta
 V_p = Velocidad de Proyecto de la Carretera

En caminos bidireccionales de dos pistas, a diferencia de lo que ocurre en carreteras unidireccionales, la necesidad de proveer secciones con visibilidad para adelantar justifica una mayor utilización de rectas importantes. Sin embargo, rectas de longitud comprendida entre $8V_p$ y $10V_p$, enlazadas por curvas cuya V_e sea mayor o igual que la V_{85} determinada según la Tabla 3.201.301(1).B, cubren adecuadamente esta necesidad.

3.203.203 Longitudes Mínimas en Recta. Se debe distinguir las situaciones asociadas a curvas sucesivas en distinto sentido o curvas en "S" de aquellas correspondientes a curvas en el mismo sentido.

3.203.203(1) Curvas en S:

a) **En Nuevos Trazados** deberá existir coincidencia entre el término de la clotoide de la primera curva y el inicio de la clotoide de la segunda curva.

b) **En las Recuperaciones o Cambios de Estándar**, si lo expuesto en a) no es posible se podrán aceptar tramos rectos intermedios de una longitud no mayor que:

$$L_{rs} \text{ máx} = 0,08 (A_1 + A_2)$$

Siendo A_1 y A_2 los parámetros de las clotoides respectivas.

c) **Tramos Rectos Intermedios de Mayor Longitud**, deberán alcanzar o superar los mínimos que se señalan en la Tabla 3.203.203(1).A, los que responden a una mejor definición óptica del conjunto que ya no opera como una curva en S propiamente tal, y están dados por $L_r \text{ mín} = 1,4 V_p$.

TABLA 3.203.203(1).A
Lr mín ENTRE CURVAS DE DISTINTO SENTIDO-CONDICION c)

Vp (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Lr (m)	56	70	84	98	112	126	140	154	168

3.203.203(2) Tramo Recto Entre Curvas en el Mismo Sentido. Por condiciones de guiado óptico es necesario evitar las rectas excesivamente cortas entre curvas en el mismo sentido, en especial en terreno llano y ondulado suave con velocidad de proyecto medias y altas.

La Tabla 3.203.203(2).A entrega los valores deseables y mínimos según tipo de terreno y V_p .

TABLA 3.203.203(2).A
Lr mín ENTRE CURVAS DEL MISMO SENTIDO

Vp (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Terreno Llano y Ondulado	-	110/55	140/70	170/85	195/98	220/110	250/125	280/150	305/190	330/250
Terreno Montañoso	25	55/30	70/40	85/50	98/65	110/90	-	-	-	-

Los valores indicados corresponden a Deseables y Mínimos.

Para longitudes de la recta intermedia menores o iguales que los mínimos Deseables, se mantendrá en la recta un peralte mínimo igual al bombeo que le corresponde a la carretera o camino (2%, 2,5% ó 3%).

El empleo de valores bajo los deseables sólo se aceptará si no es posible reemplazar las dos curvas por una sola de radio mayor, o bien, enlazar ambas curvas mediante una clotoide intermedia formando una ovoide, o dos clotoides y una curva circular intermedia (ovoide doble), configuraciones que se ilustran en la Lámina 3.203.503.A.

3.203.3 CURVAS CIRCULARES

3.203.301 Elementos de la Curva Circular. En la Lámina 3.203.301.A se ilustran los diversos elementos asociados a una curva circular. La simbología normalizada que se define a continuación deberá ser respetada por el proyectista.

Las medidas angulares se expresan en grados centesimales (g).

Vn Vértice; punto de intersección de dos alineaciones consecutivas del trazado.

α Angulo entre dos alineaciones, medido a partir de la alineación de entrada, en el sentido de los punteros del reloj, hasta la alineación de salida.

ω Angulo de Deflexión entre ambas alineaciones, que se repite como ángulo del centro subtendido por el arco circular.

R Radio de Curvatura del arco de círculo (m)

T Tangentes, distancias iguales entre el vértice y los puntos de tangencia del arco de círculo con las alineaciones de entrada y salida (m). Determinan el principio de curva PC y fin de curva FC.

S Bisectriz; distancia desde el vértice al punto medio, MC, del arco de círculo (m)

D Desarrollo; longitud del arco de círculo entre los puntos de tangencia PC y FC (m)

p Peralte; valor máximo de la inclinación transversal de la calzada, asociado al diseño de la curva (%)

E Ensanche; sobreaño que pueden requerir las curvas para compensar el mayor ancho ocupado por un vehículo al describir una curva.

3.203.302 Radios Mínimos Absolutos. Los radios mínimos para cada velocidad de proyecto, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión:

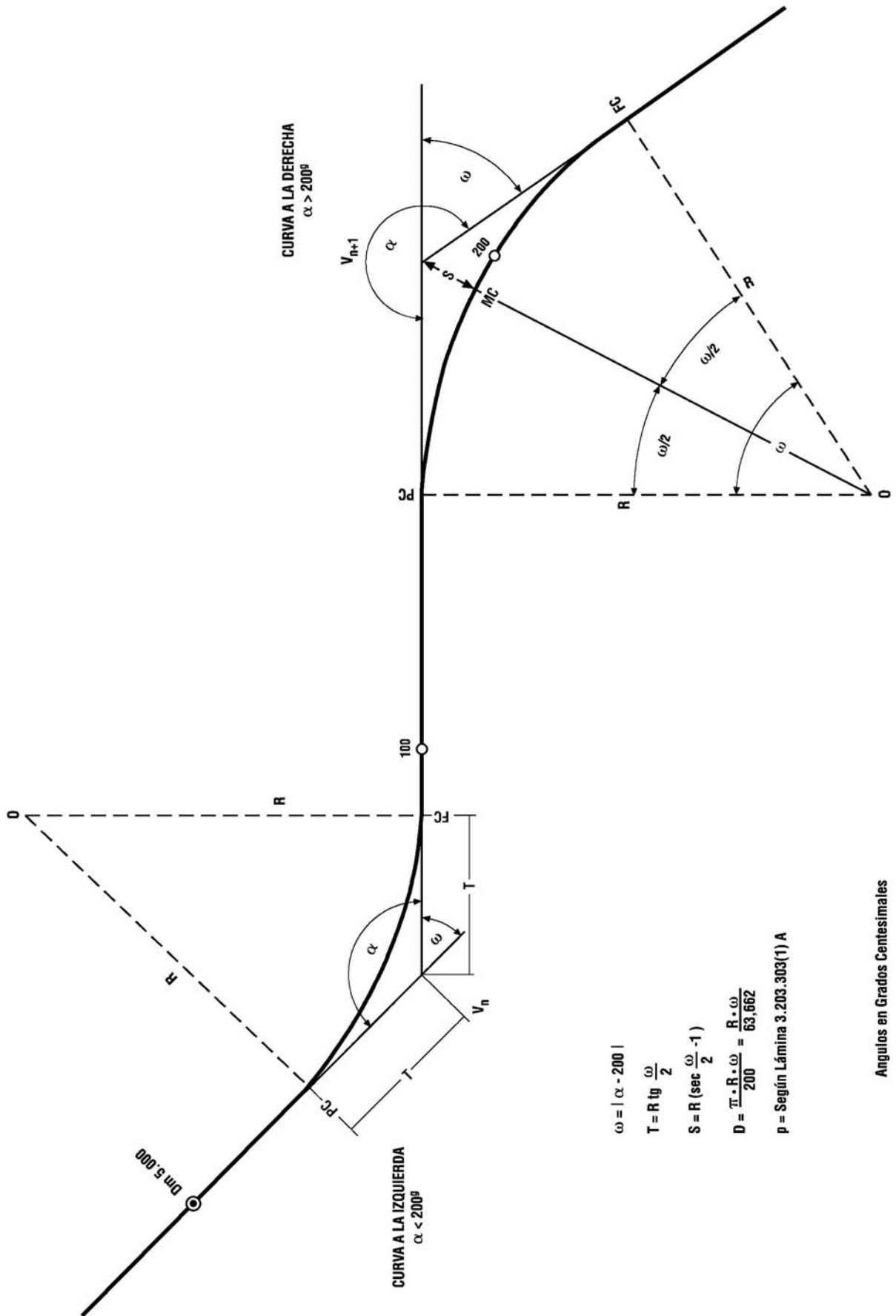
$$R_m = \frac{V_p^2}{127 (p_{\text{máx}} + t_{\text{máx}})} \quad (\text{ec. 3.203.302.1})$$

Rm : Radio Mínimo Absoluto (m)

Vp : Velocidad Proyecto (km/h)

p_{máx} : Peralte Máximo correspondiente a la Carretera o el Camino (m/m)

t_{máx} : Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a Vp.



$$\omega = |\alpha - 200|$$

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\omega}{2}$$

$$S = R \left(\sec \frac{\omega}{2} - 1 \right)$$

$$D = \frac{\pi \cdot R \cdot \omega}{200} = \frac{R \cdot \omega}{63,662}$$

p = Según Lámina 3.203.303(1) A

Angulos en Grados Centesimales

TABLA 3.203.302.A
VALORES MAXIMOS PARA EL PERALTE Y LA FRICCION TRANSVERSAL

Caminos	pmáx	tmáx
V p 30 a 80 km/h	7%	0,265 – V/602,4
Carreteras Vp 80 a 120 km/h	8%	0,193 – V/1134

TABLA 3.203.302.B
RADIO MINIMOS ABSOLUTOS EN CURVAS HORIZONTALES

Caminos Colectores – Locales – Desarrollo			
Vp	pmáx	t máx	Rm
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250
Carreteras – Autopistas Autorrutas – Primarios			
80	8	0,122	250
90	8	0,114	330
100	8	0,105	425
110	8	0,096	540
120	8	0,087	700

3.203.302(1) Utilización de los Radios Mínimos Absolutos. Los radios mínimos sólo podrán ser empleados al interior de una secuencia de curvas horizontales, cuando estén comprendidos dentro del rango aceptable para curvas horizontales consecutivas, que se especifica en la Lámina 3.203.304.A para Carreteras y en la Lámina 3.203.304.B para Caminos.

Al final de tramos rectos de más de 400 m de largo, el menor radio autorizado será aquel cuya Velocidad Específica sea igual o mayor que la V85% obtenida según lo expuesto en 3.201.301(1).

En Carreteras o Caminos Unidireccionales, en que el eje del trazado se desarrolle por el centro la mediana, el radio efectivo de las curvas en las pistas de la calzada interior, será menor que el del eje del trazado; en consecuencia, además de lo expuesto precedentemente, el Radio Mínimo del trazado deberá aumentarse en al menos el espacio existente entre el eje del trazado y el borde izquierdo (según el sentido del tránsito) de la pista interior de esa calzada.

Luego en Calzadas Unidireccionales:

$$R \text{ mín en el Eje de Trazado} = R \text{ mín absoluto} + m/2 + (n-1) \cdot a \quad (\text{ec. 3.203.302(1).1})$$

Siendo:

- m = ancho de la mediana (m)
- n = número de pistas por calzada
- a = ancho normal de cada pista

Ejemplo:

$$R \text{ mín absoluto} = 425 \text{ m}; m = 6,0 \text{ m}; n = 3; a = 3,5 \text{ m}$$

$$R \text{ mín en el Eje del Trazado} = 425 + 3,0 + 2 \times 3,50 = 435 \text{ m}$$

3.203.302(2) Modificación del Peralte Máximo. Para los Caminos que consultan un peralte máximo de 7%, se podrá, en casos calificados autorizados por la Dirección de Vialidad, subir el peralte a 8% siempre que la Línea de Máxima Pendiente no supere 11%. El recálculo de Rm se hará empleando la fricción transversal correspondiente. Lo anterior será aplicable a curvas críticas de un trazado y de ningún modo a todo un camino.

3.203.302(3) Verificación por Visibilidad. El criterio de diseño de curvas por seguridad al deslizamiento, no garantiza la existencia de Visibilidad de Parada o Adelantamiento. Estas deberán ser verificadas de acuerdo con lo que se expone en 3.202.402.

3.203.303 Curvas Horizontales con Radios Sobre los Mínimos. El criterio tradicionalmente empleado con anterioridad establecía que para una velocidad de proyecto dada, correspondían peraltes decrecientes a medida que crecían los radios utilizados. Dicho criterio entra en contradicción con la realidad observada en cuanto a que mientras mas amplio es el trazado, mayores son las velocidad que tienden a emplear los usuarios, V85%, según lo definido anteriormente. En consecuencia, las tendencias actuales del diseño mantienen peraltes relativamente altos para un rango amplio de radios, independizándose de la Velocidad de Proyecto, con lo cual las curvas de radio mayor que el mínimo, aceptan una Velocidad Especifica (Ve) mayor que la de proyecto, lo que permite mantener la seguridad por criterio de deslizamiento, para aquel grupo de usuarios que tiende a circular a velocidades más elevadas que las de proyecto, todo ello sin aumentar la sensación de enfrentar un trazado aún más amplio.

3.203.303(1) Peralte en Función del Radio de Curvatura.⁽¹⁾ La Lámina 3.203.303(1).A entrega el valor de los peraltes a utilizar en Carreteras y Caminos, los que están dados exclusivamente en función del radio seleccionado. En ella se entregan las definiciones analíticas y la expresión gráfica que les corresponde.

Los valores de p (%) se leerán del gráfico aproximando a un decimal.

3.203.303(2) Radio- Peralte- Velocidad Especifica- Coeficiente de Fricción Transversal. La ecuación general que se dio en 3.203.302 puede escribirse también, como:

$$V^2 - 127 R (p+t) = 0$$

Si se reemplaza el valor de t por la expresión analítica dada en la Tabla 3.203.302.A para cada uno de los rangos de velocidad allí indicados, y la variable V pasa a denominarse Ve, se tiene:

Para Caminos con $V_p \leq 80$ km/h	$Ve^2 + (0,211 R) Ve - 127 R (p+0,265) = 0$
Para Carreteras con $V_p \geq 80$ km/h	$Ve^2 + (0,112 R) Ve - 127 R (p+0,193) = 0$

Resolviendo las expresiones cuadráticas para cada par de valores de R(m) y p(m/m), obtenidos de la Lámina 3.203.303(1).A, mediante iteración computacional para valores crecientes de Ve, hasta que el resultado tienda a un residuo suficientemente pequeño, se obtiene el valor de Ve que satisface la expresión.

En la Lámina 3.203.303(2).A se presentan las Tablas, I Carreteras y II Caminos que entregan los valores de R - p - Ve y t.

Para el cálculo de la Tabla II se emplea la expresión para $Ve \leq 80$ km/h para radios hasta 250 m y $Ve \geq 80$ km/h para radios sobre 250 m; ello con el objeto de utilizar los valores de "t" que corresponden a velocidades mayores que 80 km/h; no obstante ello los peraltes empleados corresponden a los definidos para caminos.

Si bien las Tablas entregan un numero discreto de valores R - p - Ve, para radios intermedios el valor de Ve se puede estimar con suficiente aproximación interpolando linealmente.

⁽¹⁾ Nota: En el concepto de Velocidad Especifica "Ve", y la definición del Peralte en función exclusivamente del radio de las curvas de las categorías Carreteras y Caminos, se ha considerado la Instrucción de Carreteras - Norma 3.1-IC "Trazado" - Ministerio de Fomento - Dirección General de Carreteras - España 2000.

Para $R \geq 900$ m en Carreteras, se considerará que $V_e = 130$ km/h, para $R \geq 700$ m en Caminos, se considerará que $V_e = 110$ km/h

Para calcular la V_e de curvas existentes, diseñadas mediante criterios distintos de los aquí especificados, se deberá resolver la expresión cuadrática que corresponda (camino o carretera), introduciendo el radio de la curva y el peralte que ésta tiene en terreno. La expresión considera directamente el valor de “t” vigente según la normativa actual.

3.203.303(3) Radios Límite en Contraperalte - RL. En general el contraperalte, o inclinación transversal de la calzada en sentido contrario al que normalmente corresponda en la curva, sólo será aceptable para radios > 3.500 m en Caminos y > 7.500 en Carreteras. Su valor máximo podrá igualar al de bombeo, o inclinación transversal de la calzada en alineamientos rectos (véase Tabla 3.302.204.A), pero sin superar 2,5%.

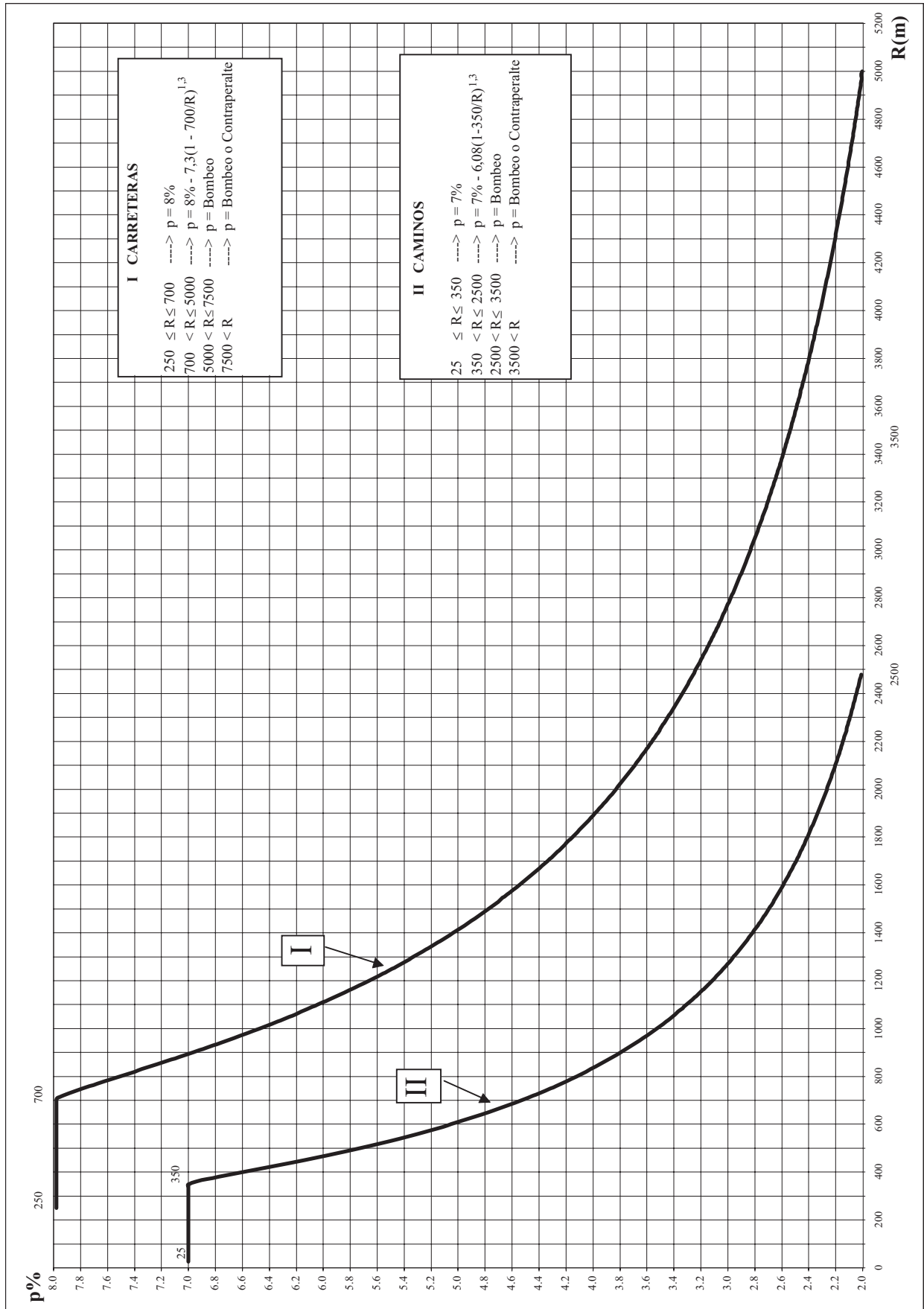
En sectores singulares del trazado, tales como transiciones de dos calzadas a una calzada, o bien, donde se deba modificar el ancho de la Mediana para crear pistas auxiliares de tránsito rápido, situaciones que deberán señalizarse con la debida anticipación y con indicación de la velocidad máxima aceptable, se podrán diseñar curvas en contraperalte con radios iguales o mayores que los especificados en la Tabla 3.203.303(3).A.

**TABLA 3.203.303(3).A
RADIOS LIMITES EN CONTRAPERALTE EN TRAMOS SINGULARES**

Vs km/h	Radio Mínimo en Contraperalte	
	p = -2,0%	p = -2,5%
60	550	600
70	750	800
80	1100	1200
90	1500	1600
100	1900	2100
110	2600	3000
120	3500	4100

$V_s = V$ señalizada, con V_s mínima = $V_p - 10$ km/h.

Para velocidades menores que 60 km/h y en calzadas sin pavimento no se diseñaran curvas en contraperalte.



I CARRETERAS: Autopistas, Autorrutas, Primarios
II CAMINOS: Colectores, Locales, Desarrollo
 El valor de los Peraltes se aproxima a 1 decimal

II CAMINOS
Colectores - Locales - Desarrollo

R (m)	p %	Ve (km/h)	t
25	7,0	30,1	0,215
30	7,0	32,7	0,211
40	7,0	37,2	0,203
50	7,0	41,1	0,197
60	7,0	44,6	0,191
70	7,0	47,7	0,186
80	7,0	50,5	0,181
90	7,0	53,1	0,177
100	7,0	55,5	0,173
120	7,0	59,9	0,166
150	7,0	65,6	0,156
180	7,0	70,6	0,148
200	7,0	73,5	0,143
220	7,0	76,3	0,138
250	7,0	80,1	0,132
300	7,0	84,7	0,118
350	7,0	90,3	0,113
400	6,6	94,5	0,110
450	6,1	97,9	0,107
500	5,7	101,1	0,104
550	5,4	104,1	0,101
600	5,1	106,8	0,099
700	4,5	> 110	0,095
800	4,1	> 110	0,091
900	3,8	> 110	0,087
1000	3,5	> 110	0,084
1200	3,1	> 110	0,079
1500	2,7	> 110	0,072
1800	2,4	> 110	0,066
2000	2,3	> 110	0,063
2500	2,0	> 110	0,056
3000	2,0	> 110	0,050
3200	2,0	> 110	0,047

I CARRETERAS
Autopistas - Autorrutas - Primarios

R (m)	p %	Ve (km/h)	t
250	8,0	80,1	0,122
300	8,0	86,6	0,117
330	8,0	90,1	0,114
350	8,0	92,3	0,112
400	8,0	97,5	0,107
425	8,0	99,9	0,105
450	8,0	102,2	0,103
500	8,0	106,6	0,099
540	8,0	109,9	0,096
550	8,0	110,7	0,095
600	8,0	114,5	0,092
650	8,0	118,1	0,089
700	8,0	121,4	0,086
720	7,9	122,5	0,085
750	7,8	124,1	0,084
800	7,5	126,2	0,082
850	7,2	128,1	0,080
900	7,0	130,2	0,078
950	6,7	> 130	0,077
1000	6,5	> 130	0,075
1200	5,7	> 130	0,070
1500	4,8	> 130	0,064
1800	4,2	> 130	0,059
2000	3,8	> 130	0,056
2200	3,6	> 130	0,054
2500	3,2	> 130	0,050
2800	3,0	> 130	0,047
3000	2,8	> 130	0,045
3500	2,5	> 130	0,041
4000	2,3	> 130	0,038
4500	2,1	> 130	0,035
5000	2,0	> 130	0,032
7000	2,0	> 130	0,022

3.203.303(4) Desarrollo Mínimo de Curvas Horizontales. Dado que el desarrollo de la curva circular es directamente proporcional al producto de la deflexión asociada a la curva circular (ω_c) por el radio de la misma, para radios en el orden del radio mínimo y/o deflexiones pequeñas, resultan desarrollos demasiados cortos que conviene evitar en razón de la adecuada percepción de la curva.

3.203.303(4) a) En general se aceptarán desarrollos mínimos asociados a una variación de azimut entre el P_c y el F_c de la Curva Circular $\omega_c \geq 9^\circ$, siendo deseables aquellos mayores o iguales a 20° .

La Tabla 3.203.303(4).A entrega los desarrollos mínimos para cada V_p , en función de R_m y ω_c .

**TABLA 3.203.303(4).A
DESARROLLO MINIMO PARA CURVAS CIRCULARES DE RADIO MINIMO**

Vp (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$\omega_c = 9^\circ$	7	12	17	26	35	47	60	76	100
$\omega_c = 20^\circ$	16	26	38	57	78	104	134	170	220

3.203.303(4) b) Deflexiones Totales con $\omega < 6^\circ$. En estos casos se deben usar curvas circulares de radios muy amplios, que aseguren desarrollos mínimos del orden de los indicados en la Tabla 3.203.303(4).B. No se podrán usar curvas de transición pues el término $(\omega - 2\tau)$ se hace negativo y no existe solución para el conjunto clotoide – arco circular (Ver 3.203.404(1))

**TABLA 3.203.303(4).B
DESARROLLOS MINIMOS PARA DEFLEXIONES $\omega \leq 6$**

Vp (km/h)	2º	3º	4º	5º	6º
40 – 60	140	125	115	100	90
70 – 90	205	190	170	150	130
100 – 120	275	250	225	200	175

En trazados nuevos no se aceptarán deflexiones de menos de 2° .

3.203.303(4) c) Deflexiones Totales con $7^\circ < \omega < 15^\circ$. Esta situación es conflictiva, pues si se diseña con clotoides respetando $\tau > 3,1^\circ$, es decir $A=R/3,2$ el ω_c disponible es muy pequeño para valores de ω cercanos a 7° , con lo que para lograr desarrollos mínimos aceptables, tales como los de la primera línea de la Tabla 3.203.303(4).A, se requiere usar radios muy grandes, que obligan a usar clotoides también grandes. Resulta en esos casos preferible emplear curvas circulares que no requieren clotoide ($R \geq 1500$ m para $V \leq 80$ km/h o $R \geq 3000$ para $V \geq 80$ km/h). A medida que ω crece acercándose a 15° la solución en base a clotoides y curvas circulares razonablemente grandes es adecuada, salvo que no existan limitaciones de espacio para usar curvas circulares sin clotoide. Para valores de ω en el orden de 10° se deberá analizar ambas soluciones y elegir la que más se adecua a la situación.

3.203.303(4) d) En los casos a y c bajo condiciones restrictivas, los desarrollos mínimos señalados en la primera línea de la Tabla 3.203.303(4).A, se podrán dar por cumplidos si la curva circular aporta 60% de dicha longitud y el saldo se logra sumándole 1/6 del desarrollo de cada clotoide.

3.203.303(5) Línea de Máxima Pendiente. En las curvas horizontales la combinación del peralte con la pendiente longitudinal da origen a una línea de máxima pendiente, equivalente a:

$$q\% = \frac{(i\% + p\%)}{\sqrt{2}} \quad (\text{ec. 3.203.303(5).1})$$

En Caminos el valor de q no debe sobrepasar 11% y en Carreteras, 10%.

Cuando q supere los valores admisibles se deberá bajar la pendiente longitudinal ya que el peralte es prácticamente invariable para modificaciones leves del radio.

3.203.304 Relación Entre los Radios de Curvas Circulares Consecutivas. Los radios de una sucesión de curvas horizontales sin recta intermedia o con una recta de longitud menor que 400 m, se consideran dependientes y deben por lo tanto cumplir con la relación que se establece en las Láminas 3.203.304.A para Carreteras con $V_p \geq 80$ km/h y 3.203.304.B para Caminos con $V_p \leq 80$ km/h.

El empleo de este criterio en Alemania desde hace bastantes años y en España en forma más reciente, ha mostrado que de él se derivan incrementos significativos en cuanto a seguridad.

En el ejemplo que se ilustra en la Lámina 3.203.304.A se aprecia que para un radio de entrada de 425 m le corresponde un radio mínimo de salida de 280 m y uno máximo de 660 m. Ahora bien si la V_p de la Carretera fuese 80 km/h el rango determinado sería utilizable en todo su amplitud ya que para $V_p = 80$ km/h; R mínimo = 250 m. Por el contrario, si $V_p = 100$ km/h el radio de entrada es igual al R_m para dicha V_p , por lo que el radio de salida sólo podrá estar comprendido entre el que se determina en el corte con la diagonal de la figura y el radio máximo, (Línea segmentada) es decir entre 425 y 660 m.

Nótese además, que para radios de entrada mayores que 700 m, no existe limitación en cuanto al radio máximo de salida, aun cuando la combinación óptima está en torno a la diagonal, es decir radios de entrada y salida relativamente parecidos.

Las consideraciones precedentes son conceptualmente las mismas para el caso de Caminos (Lámina 3.203.304.B).

3.203.305 Desarrollo de Peralte en Curvas Circulares Sin Curvas de Enlace

3.203.305(1) Aspectos Generales. Las normas que se establecen a continuación son válidas para el desarrollo de peralte en aquellos casos particulares en que no existe arco de enlace de curvatura variable, clotoides, entre la alineación recta y la curva circular. Los casos particulares en que no se consulta el empleo de clotoides, son:

- Caminos de Desarrollo con V_p 30 km/h
- Curvas cuya deflexión(ω) está comprendida entre 2° y 6° en las que no se emplearán clotoides de enlace según se estableció en 3.203.303(4).B

Curvas cuyos radios superen 1500 m para caminos con $V_p \leq 80$ km/h ó 3000 m para carreteras con $V_p \geq 80$ km/h, en las que se podrá prescindir de la clotoide de enlace según se establece en 3.203.4.

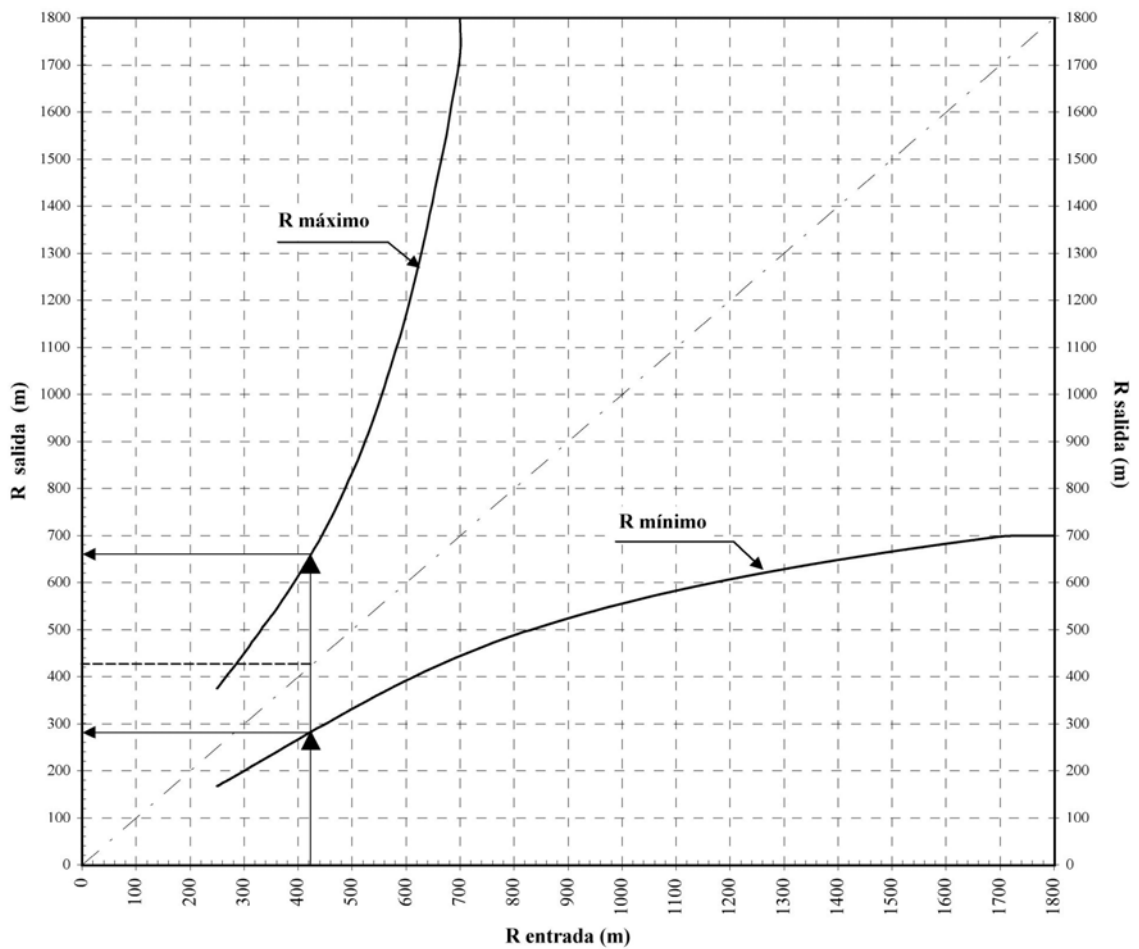
3.203.305(2) Eje de Giro de Peralte. En caminos bidireccionales, el giro normalmente se dará en torno al eje en planta que coincide con el eje de simetría de la calzada. En casos justificados, tales como intersecciones a nivel o zonas de enlace, el eje de giro podrá desplazarse hacia alguno de los bordes de la calzada, tal como se ilustra en la Lámina 3.203.305.A.

En carreteras unidireccionales con mediana, el eje de giro del peralte se localiza normalmente en el borde interior del pavimento de cada calzada y las cotas de los bordes interiores coinciden y se representan por una recta horizontal o de referencia, ilustrándose en el diagrama las variaciones que experimenta los bordes exteriores de cada calzada. En este caso los bordes interiores de los pavimentos mantienen las cotas definidas por el Perfil Longitudinal del Eje de Proyecto, emplazado en el centro de la mediana.

Si las calzadas unidireccionales poseen 3 o más pistas, en curvas con peralte mayor o igual que 4%, resulta recomendable desplazar los ejes de giro del peralte al centro de las calzadas, según se señala en 3.203.405(2) d).

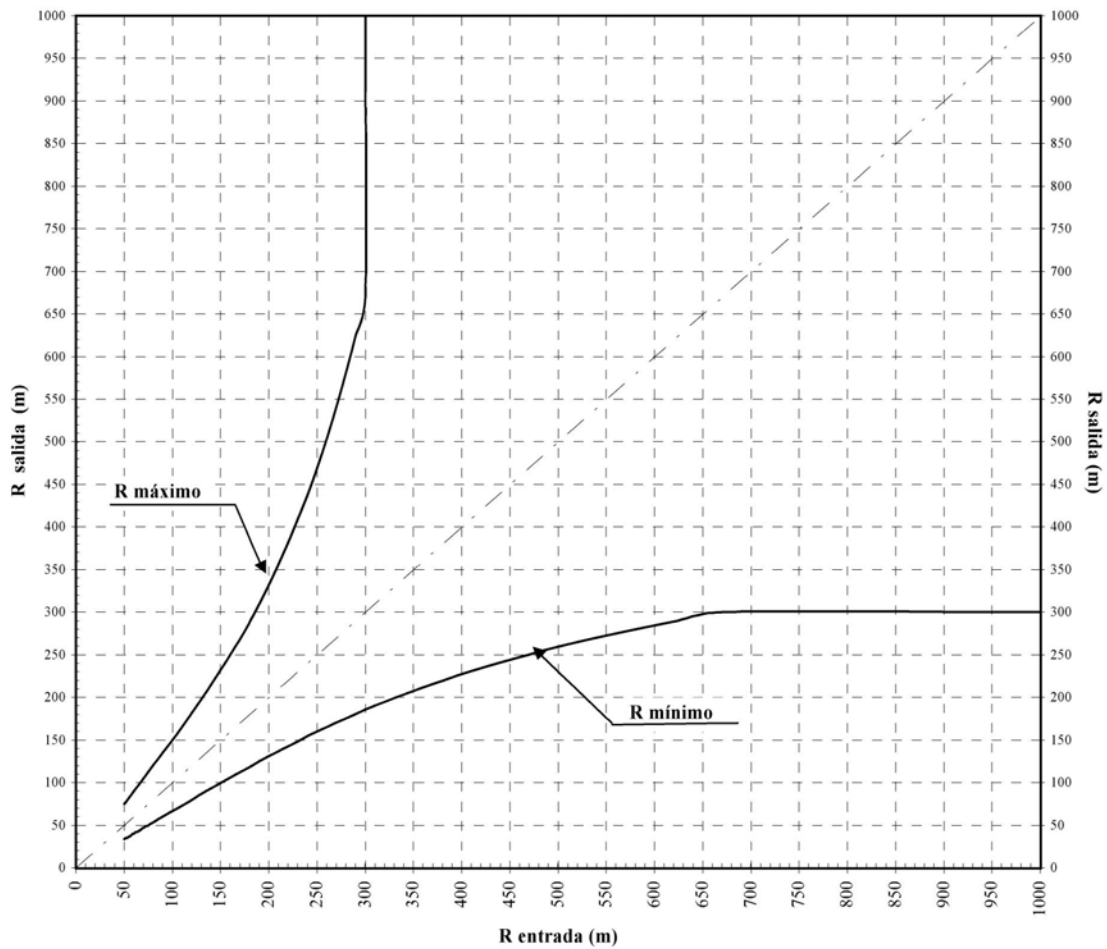
Si se trata del Proyecto de una Segunda Calzada paralela a otra existente, el eje de la nueva calzada deberá emplazarse en el borde interior de la que se está proyectando y su Perfil Longitudinal deberá diseñarse considerando que la calzada existente puede requerir pronto de una repavimentación o recarpeteo, e incluso que en esa operación se le cambie el bombeo a dos aguas por uno a una sola agua. En definitiva lo que se pretende es que tras la repavimentación de la calzada más antigua, los Perfiles Longitudinales por el borde interior de los pavimentos posean una rasante similar

AUTOPISTAS - AUTORRUTAS - PRIMARIOS



Nota: Atendiendo a la V_p de la Carretera, tanto el R de entrada como el R de salida deben ser mayores o iguales que el R mínimo correspondiente a V_p .

COLECTORES Y LOCALES



Nota: Atendiendo a la V_p del Camino, tanto el R de entrada como el R de salida deben ser mayores o iguales que el R mínimo correspondiente a V_p .

Dado que las carreteras unidireccionales poseerán clotoides en la gran mayoría de los casos, el tratamiento detallado del desarrollo del peralte se aborda en 3.203.405 para dicho tipo de carreteras.

3.203.305(3) Longitud del Desarrollo de Peralte

3.203.305(3) a) Eje de Giro Normal. Ya sea que se trate de calzadas bidireccionales o unidireccionales, considerando la respectiva posición normal del eje de giro del peralte, la longitud requerida para la transición desde el bombeo (-b) al peralte total (+p) o (-p), queda dada por:

$$l = \frac{n \cdot a \cdot \Delta p}{\Delta} \quad (\text{ec. 3.203.305(3).1})$$

l = Longitud del desarrollo del peralte (m)

n = Números de pistas entre el eje de giro del peralte y el borde de la calzada.

a = Ancho normal de una pista (m). Se prescinde de los posibles ensanches

Δp = Variación total de la pendiente transversal para el borde que debe transitar entre (-b) y (+p) en caminos bidireccionales o entre -b y (+p) o (-p) para el borde exterior en carreteras unidireccionales.

Δ = Pendiente Relativa del Borde de la Calzada, respecto de la pendiente longitudinal del eje de la vía (%), cuyos valores normales y máximos se dan en la Tabla 3.203.305(3).A.

**TABLA 3.203.305(3).A
VALORES ADMISIBLES PENDIENTE RELATIVA DE BORDE Δ %**

Vp (km/h)	30 – 50	60 - 70	80 – 90	100 - 120
Δ Normal	0,7	0,6	0,5	0,35
Δ Máx n = 1	1,5	1,3	0,9	0,8
Δ Máx n > 1	1,5	1,3	0,9	0,8

Δ mínimo en zona -b% a + b = 0,35% para todo Vp

Los valores de Δ normal deben interpretarse como un Δ deseable, pudiendo emplearse valores menores y mayores con las limitaciones expuestas.

Los valores Δ máx sólo se usarán cuando el espacio disponible para la transición de peralte es limitado, o bien, cuando la pendiente longitudinal del camino en el tramo de transición es del orden de la pendiente relativa de borde, lo que tenderá a crear una zona de pendiente nula en todos los sentidos, cuando p transita en el entorno de cero, situación en que conviene limitar la longitud del tramo entre -b%, 0% y +b% para no agudizar el problema de drenaje de la calzada.

Tasa de Giro: "tg"

Es la longitud necesaria, expresada en metros, para lograr un giro de 1% en torno al eje.

$$tg = n \cdot a / \Delta \quad (\text{ec. 3.203.305(3).2})$$

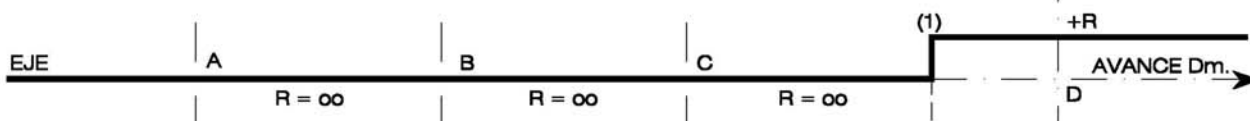
Por ejemplo: V = 90 km/h; a = 3,5; n= 1

tg normal 3,5/0,5 = 7 m para giro de 1%

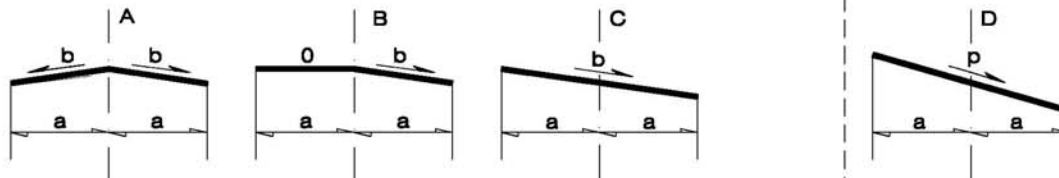
tg máxima 3,5/0,9 = 3,89 m para giro de 1%

3.203.305(3) b) Giro en los Bordos de una Calzada Bidireccional. Cuando la calzada en recta posee inclinación transversal a dos aguas y se desea dar el peralte en torno al borde interior de la curva, borde derecho en curvas a la derecha, es necesario inicialmente lograr el bombeo único girando en torno al eje, para posteriormente cambiar el eje de giro al borde interior (Figura b de la Lámina 3.203.305.A).

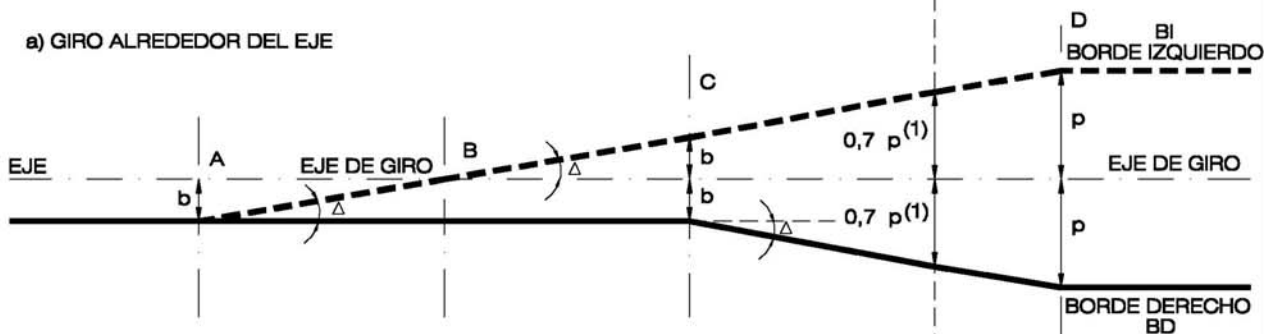
DIAGRAMA DE CURVATURAS



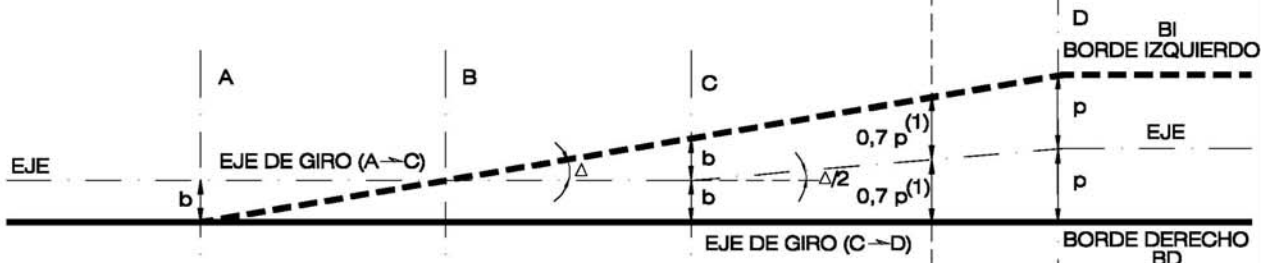
SECCIONES DE TRANSVERSALES



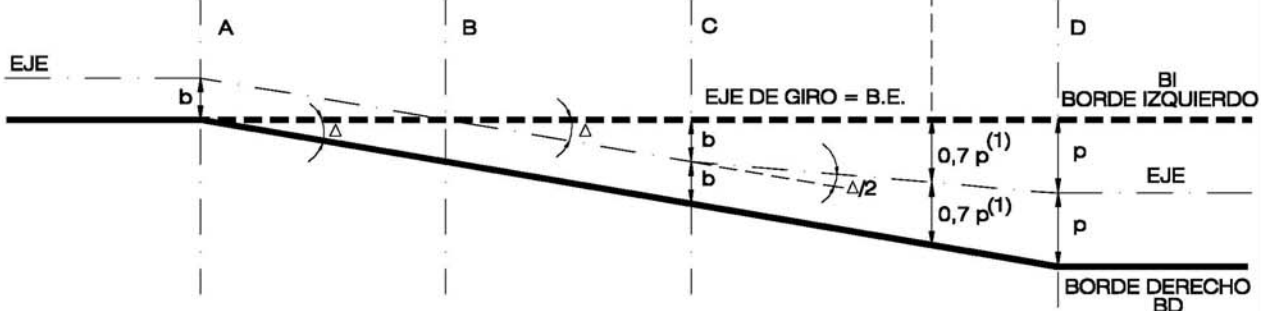
a) GIRO ALREDEDOR DEL EJE



b) GIRO ALREDEDOR DEL BORDE DERECHO



c) GIRO ALREDEDOR DEL BORDE IZQUIERDO



(1) Proporción normal de peralte a desarrollar en la recta: $0,7p$ (3.203.304.(4) A).

(2) Dados p y Δ , la longitud necesaria para desarrollar el peralte en los casos b) y c) es mayor que para el caso a). (3.203.304.(3))

Δ mín. = 0.35% para toda V_p .

Si el peralte se debe dar en torno al borde exterior de la curva, borde izquierdo en curvas a la derecha, se girará en torno a dicho borde, manteniendo constante el bombeo de la pista interior hasta que se consiga el bombeo único. Ello implica hacer crecer el ángulo formado por las pistas en el eje de simetría hasta que se tenga un solo plano. De allí en adelante, la calzada gira solidariamente hasta lograr el peralte deseado [véase Figura c) de la Lámina 3.203.305.A].

En ambos casos la longitud de transición está dada por:

$$l = (2 n . a . p) / \Delta \quad (\text{ec. 3.203.305(3).3})$$

3.203.305(4) **Condicionantes para el Desarrollo del Peralte.**

3.203.305(4) a) Proporción del Peralte a Desarrollar en Recta. Cuando no existe curva de enlace de radio variable entre la recta y la curva circular, el conductor sigue en la mayoría de los casos una trayectoria similar a una de estas curvas, la que se describe parcialmente en uno y otro elemento. Lo anterior permite desarrollar una parte del peralte en la recta y otra en la curva. Esto porque en la parte de la recta vecina a la curva el conductor recorre una trayectoria circular que no hace demasiado incomoda una inclinación transversal mayor que 2%, y porque en la parte de la curva vecina a la recta, el vehículo describe un círculo de radio mayor que el de diseño. En ciertas oportunidades, sin embargo, el tránsito en sentido contrario puede restringir la libertad para desarrollar esta maniobra y por tanto el peralte a desarrollar en recta, debe alcanzar a un mínimo que no incrementa peligrosamente el coeficiente de fricción transversal a utilizar en el sector inicial de la curva.

**TABLA 3.203.305(4).A
PROPORCION DEL PERALTE A DESARROLLAR EN RECTA**

Mínimo Normal		Máximo
$p < 4,5$	$p = \text{todos}$	$p \leq 7$
$0,5 p$	$0,7 p$	$0,8 p$

Las situaciones mínima y máxima se permiten en aquellos casos, normalmente en trazado en montaña, en que por la proximidad de dos curvas existe dificultad para cumplir con algunas de las condicionantes del desarrollo del peralte.

3.203.305(4) b) Longitud en Curva con Peralte Total. En caminos y carreteras con $V_p \geq 60$ km/h, el diseño de las curvas de escaso desarrollo se deberá verificar de modo que el peralte total requerido se mantenga en una longitud al menos igual a $V_p/3,6$ (m), y en lo posible para $V_{85\%} \geq 80$ km/h en al menos 30 m.

3.203.305(5) Desarrollo de Peralte entre Curvas Sucesivas. Entre dos curvas de distinto sentido, separadas por una recta corta, se podrán emplear los valores máximos para Δ , que figuran en la Tabla correspondiente. El caso límite lo constituirá aquella situación en que no existe tramo en recta con bombeo normal, existiendo en dicho tramo un punto de inclinación transversal nula, a partir del cual se desarrollan los peraltes en uno y otro sentido.

Entre dos curvas del mismo sentido deberá existir, por condiciones de guiado óptico, un tramo en recta mínimo de acuerdo a lo establecido en la Tabla 3.203.203(2).A. Si la distancia disponible entre el FC y el PC de las curvas sucesivas es menor o igual que el mínimo deseable, entre p_1 y b (a un agua) y entre b y p_2 deberá existir una transición, lo que se determina según lo indicado en la Tabla 3.203.305(4).A. El sector de recta restante mantendrá un peralte mínimo igual al bombeo.

3.203.306 Sobreancho en Curvas Circulares

3.203.306(1) Aspectos Generales: En curvas de radio pequeño y mediano, según sea el tipo de vehículos comerciales que circulan habitualmente por la carretera o camino, se deberá ensanchar la calzada con el objeto de asegurar espacios libres adecuados (huelgas), entre vehículos que se cruzan en calzadas bidireccionales o que se adelantan en calzadas unidireccionales, y entre los vehículos y los bordes de las calzadas. El sobreancho requerido equivale al aumento del espacio ocupado transversalmente por los vehículos al describir las curvas más las huelgas teóricas adoptadas, (valores medios). El sobreancho no podrá darse a costa de una disminución del ancho de la Berma o el SAP correspondiente a la Categoría de la ruta.

Las huelgas teóricas consideradas para los vehículos comerciales de 2,6 m de ancho, en recta y en curva, según el ancho de una calzada de dos pistas, son:

Calzada de 7,0 m		Calzada de 6,0 m	
En Recta	En Curva Ensanchada	En Recta	En Curva Ensanchada
h_1 0,5 m	0,6 m	0,3 m	0,45 m
h_2 0,4 m	0,4 m	0,1 m	0,05 m
h_2 ext. 0,4 m	0,0 m	0,1 m	0,0 m

Siendo:

- h_1 = Huelga entre cada vehículo y el eje demarcado
- h_2 = Huelga entre la cara exterior de los neumáticos de un vehículo y el borde exterior de la pista por la que circula (en recta) o de la última rueda de un vehículo simple o articulado y el borde interior de la calzada en curvas.
- h_2 ext = Huelga entre el extremo exterior del parachoques delantero y el borde exterior de la calzada, h_2 ext \approx h_2 en recta y h_2 ext = 0 en curvas ensanchadas.

Las huelgas en curvas ensanchadas son mayores en calzadas de 7,0 m respecto de las 6,0 m, no sólo por el mayor ancho de calzada, sino que por las mayores velocidades de circulación que en ellas se tiene y por el mayor porcentaje de vehículos comerciales de grandes dimensiones.

El cálculo del ensanche o sobreancho en curvas se hará según se establece en(2) para dos vehículos comerciales del mismo tipo que se crucen en calzadas bidireccionales o para el caso de adelantamiento en las unidireccionales.

El vehículo tipo (i) se seleccionará considerando el mayor vehículo comercial para el cual se prevea un flujo mayor o igual que el indicado a continuación, en cualquier época del año a la puesta en servicio de la obra. Se considerará el flujo del vehículo (i) más el de aquellos de mayor tamaño que no superaban el límite

Calzada Bidireccional: Flujo \geq 15 Veh Tipo i/día en ambas direcciones

Calzadas Unidireccionales: Flujo \geq 40 Veh Tipo i/día en cada dirección

Como mínimo se considerarán ensanches para dos vehículos tipo con $L_o = 9,5$ m, según se define en la Tabla 3.203.306(2).A. Según sean las características del trazado y función que preste la ruta, la Dirección de Vialidad podrá definir el Vehículo Tipo a considerar independientemente de la clasificación según flujos estipuladas precedentemente, así como para dimensiones diferentes de las señaladas en la Tabla 3.203.306(2).A y que se acompaña.

3.203.306(2) Cálculo del Sobreancho. El cálculo detallado del sobreancho en curvas circulares de carreteras y caminos se desarrolló mediante el análisis geométrico de las trayectorias que describen los diferentes vehículos, considerando el ancho de la calzada y las huelgas definidas en (1); los resultados obtenidos quedan bien representados por las expresiones simplificadas que se presentan en la Tabla 3.203.306(2).A, columna E(m), las que permiten calcular el Ensanche Total requerido en una calzada de dos pistas (bidireccional o unidireccional) con anchos de 7,0 y 6,0 m, empleando los parámetros de cálculo "Lo" para unidades simples (camiones y buses); L_1 y L_2 para unidades articuladas (semitrailer) y el Radio R de la curva.

TABLA 3.203.306(2).A
ENSANCHE DE LA CALZADA E(m)
(PERMITE EL CRUCE DE 2 VEHICULOS DEL MISMO TIPO MANTENIENDO HUELGAS h_1 y h_2)

TIPO DE VEHICULO (Lt en m)	PARAMETRO DE CALCULO (m)	E (m)	e.int (m)	e.ext (m)	RADIOS LIMITE (m)
CALZADA EN RECTA 7,0 m (n=2) $0,5 \text{ m} \leq E \leq 3,0 \text{ m}$; $E = e.int + e.ext.$ $h_1=0,6 \text{ m}$; $h_2=0,4 \text{ m}$					
Camión Unid. Simple Lt=11,0* Bus Corriente Lt=12,0	Lo = 9,5	$(Lo^2/R) - 0,2$	0,65 E	0,35 E	$30 \leq R \leq 130$
Bus de Turismo Lt=13,2* Bus de Turismo Lt=14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	$(Lo^2/R) - 0,2$	0,65 E	0,35 E	$35 \leq R \leq 160$
Semitrailer Lt=16,4	L ₁ = 5,6 L ₂ = 10,0	$((L_1^2 + L_2^2)/R) -$ 0,20	0,70 E	0,30 E	$45 \leq R \leq 190$
Semitrailer Lt=18,6*	L ₁ = 5,6 L ₂ = 12,2				$60 \leq R \leq 260$
Semitrailer Lt=22,4*	L ₁ = 5,6 L ₂ = 15,5				$85 \leq R \leq 380$

⁽¹⁾ Si e.int calculado $\leq 0,35 \text{ m}$, se adopta e.ext = 0 y se da todo el ensanche E en e.int.

CALZADA EN RECTA 6,0 m (n=2) $0,35 \text{ m} \leq E \leq 3,20 \text{ m}$ $h_1=0,45 \text{ m}$; $h_2=0,05 \text{ m}$					
Camión Unid. Simple Lt=11,0* Bus Corriente Lt=12,0	Lo = 9,5	$(Lo^2/R) + 0,15$	0,55 E	0,45 E	$30 \leq R \leq 450$
Bus de Turismo Lt=13,2* Bus de Turismo Lt=14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	$(Lo^2/R) + 0,15$	0,55 E	0,45 E	$35 \leq R \leq 550$
Semitrailer Lt=16,4	L ₁ = 5,6 L ₂ = 10,0	$((L_1^2 + L_2^2)/R) +$ 0,20	0,55 E	0,45 E	$45 \leq R \leq 650$
Semitrailer Lt=18,6*	L ₁ = 5,6 L ₂ = 12,2				$65 \leq R \leq 850$
Semitrailer Lt=22,4*	L ₁ = 5,6 L ₂ = 15,5				No corresponde a Caminos con Calzada 6,0 m.

⁽¹⁾ Si e.int calculado $\leq 0,35 \text{ m}$, se adopta e.ext = 0 y se da todo el ensanche E en e.int.

Lt= Largo Total del Vehículo * Indica largo máximo legal (Ver 3.005.3)

Unidades Simples (camiones y buses): L_o = Distancia entre parachoques delantero y último eje trasero

Semitrailer: L₁ = Distancia entre parachoques delantero y último eje camión tractor
L₂ = Distancia entre pivote mesa de apoyo y último eje del tandem trasero

Camión con Acoplado: El conjunto con Lt = 20,5 m (máx legal) puede operar en los ensanches diseñados para el semitrailer con Lt= 18,6 m y cualquier conjunto con Lt $\leq 19,5 \text{ m}$ puede hacerlo en los diseños para el semitrailer con Lt = 16,4 m.

TABLA 3.203.306(2).B
ENSANCHE DE LA CALZADA EN CAMINOS CON $V_p \leq 60$ km/h
ALTERNATIVA CON CALZADA EN RECTA 7,0 m ($n=2$) y $h_1 = 0,45$ m; $h_2 0,05$
 $0,35 \text{ m} \leq E \leq 3,0 \text{ m}$

TIPO DE VEHICULO (Lt en m)	PARAMETRO DE CALCULO (m)	E (m)	e.int (m)	e.ext (m)	RADIOS LIMITE (m)
Camión Unid. Simple Lt=11,0* Bus Corriente Lt=12,0	Lo = 9,5	$(L_o^2/R) - 0,85$	0,55 E	0,45 E	$25 \leq R \leq 75$
Bus de Turismo Lt=13,2* Bus de Turismo Lt=14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	$(L_o^2/R) - 0,85$	0,55 E	0,45 E	$30 \leq R \leq 95$
Semitrailer Lt=16,4	$L_1 = 5,6$ $L_2 = 10,0$	$((L_1^2 + L_2^2)/R) - 0,80$	0,55 E	0,45 E	$35 \leq R \leq 115$
Semitrailer Lt=18,6*	$L_1 = 5,6$ $L_2 = 12,2$	$((L_1^2 + L_2^2)/R) - 0,80$	0,55 E	0,45 E	$50 \leq R \leq 155$
Semitrailer Lt=22,4*	No corresponde a caminos con $V_p \leq 60$ km/h				

Adicionalmente la Tabla indica la proporción del ensanche total que se debe dar a la pista interior "e.int" y a la pista exterior "e.ext".

El Ensanche Total "E(m)" se limitará a un máximo de 3,0 m y un mínimo de 0,5 m en calzadas de 7,0 m y a un máximo de 3,20 m y un mínimo de 0,35 m en calzadas de 6,0 m. La columna "Radios Límite" indica que radios menores o mayores que los allí indicados requieren ensanches mayores o menores que los límites antes definidos.

En Caminos Locales y de Desarrollo con calzada de 6,0 m de ancho, pueden existir curvas con radios menores o iguales que 65 m, los que según sea el vehículo tipo considerado, requerirían ensanches mayores que los máximos establecidos, no siendo posible entonces el cruce de dos vehículos tipo dentro de la curva; en estos casos sólo se podrán cruzar dentro de la curva un vehículo comercial tipo y un vehículo liviano, debiendo los vehículos comerciales que requieren ensanches mayores hacerlo en los tramos rectos. Si no existen tramos rectos de longitud suficiente y se da una sucesión de curvas restrictivas respecto de los ensanches requeridos por el vehículo tipo considerado, se deberá estudiar uno o más ensanches especiales al interior de dicho tramo. Simultáneamente, el rango de radios que requieren ensanche crece significativamente para los Vehículos Tipo de mayor tamaño.

Considerando lo expuesto precedentemente, en caminos en que se consulte una calzada normal de 6,0 m de ancho, y $V_p \leq 60$ km/h, si existen tramos de trazado sinuoso con curvas cuyos radios estén en el orden de los mínimos correspondientes a la velocidad de proyecto (trazados en montaña o similares), se analizará la conveniencia y se propondrá a la Dirección de Vialidad, ensanchar la calzada del tramo a 7,0 m de ancho y, considerar en las curvas huelgas iguales a las previstas para las calzadas de 6,0 m. Si la Dirección de Vialidad acoge la proposición, el ensanche de las curvas se calculará mediante las expresiones que figuran en la Tabla 3.203.306(2).B.

3.203.306(3) Sobreancho en Calzadas de Menos o Más de 2 Pistas. Las calzadas de 1 Pista ($n=1$) se asocian a los ramales de intersecciones y enlaces o dispositivos similares y, en consecuencia, el ancho total de la calzada de una pista se obtendrá de la Tabla 3.404.306(2).A del Capítulo Intersecciones, considerando las situaciones descritas para los Casos I ó II, el vehículo tipo que corresponda y el radio de la curva en cuestión. El caso III que allí figura, que corresponde a $n=2$, se empleará sólo en el caso de ramales, abordándose los ensanches en las carreteras y caminos según se expuso en (2).

En Carreteras y Caminos Unidireccionales con anchos de pista de 3,5 m, se pueden dar casos con $n=3$ ó más. En estos casos, los vehículos comerciales circularán habitualmente por las dos pistas exteriores de cada calzada y, el radio a considerar para el ensanche de esas dos pistas será el radio efectivo según la arista común a ambas pistas, que correspondería a la calzada sin ensanchar, calculándose para ellas los ensanches como si se tratara de una calzada de dos pistas. La tercera pista, por la cual no circularán vehículos comerciales en zonas de curvas restrictivas, se ensanchará en 40% del ensanche que se calculó para la pista adyacente y ello con el objeto de crear una huelga respecto del extremo del parachoques delantero del vehículo comercial que podría estar describiendo una trayectoria coincidente con la línea que separa ambas pistas. Si el ensanche resultante es menor que 0,25 m, no se hará el ensanche. Para una eventual cuarta pista no se consideraran ensanches.

3.203.306(4) Desarrollo del Sobreancho en Arcos de Enlace. En Carreteras y Caminos, con la sola excepción de los de Desarrollo, la transición del ancho en recta al ancho correspondiente al inicio de la Curva Circular que requiere ensanche, se dará en una longitud de 40 m, empleando para ello parcial o totalmente la clotoide que precede a la curva (Ver 3.203.4). Si el arco de enlace es menor de 40 m el desarrollo del sobreancho se ejecutará en la longitud del arco de enlace disponible y si es mayor de 40 m la transición de ancho se iniciará 40 m antes del PC. Del mismo modo pero en sentido inverso se actuará a la salida de la curva circular a partir del FC.

El desarrollo del sobreancho se dará siempre dentro de la curva de enlace, adoptando una variación lineal con el desarrollo, generando el ensanche en el costado de la ruta que corresponde al interior de la curva, empleando para ello la expresión:

$$e_n = (E/L) \cdot l_n \quad (\text{ec. 3.203.306(4).1})$$

Siendo:

E : Ensanche total calculado según Tablas 3.203.306(2).A o B

e_n = Ensanche parcial correspondiente a un punto distante l_n metros desde el origen de la transición

L = Longitud Total del desarrollo del sobreancho, dentro de la clotoide

La ordenada "en" se medirá normal al eje del trazado en el punto de abscisa " l_n " y el borde interior de la calzada distará del eje ($a+e_n$), siendo " a " el ancho normal de una pista en recta.

3.203.306(5) Demarcación del Eje de las Pistas Ensanchadas. Según se establece en las Tablas 3.203.306(2).A y B, el ensanche total correspondiente a la pista exterior (e_{ext}) es diferente del de la pista interior (e_{int}), influyendo en ello el ancho de la calzada normal las huelgas y el vehículo tipo considerado.

En la Lámina 3.203.306(5).A se ilustra la posición del eje a demarcar, el que dista según una normal, la distancia e_{ext} a partir del eje de trazado, o bien, si el eje del trazado no está disponible sobre el pavimento, a una distancia ($a+e_{ext}$) del borde exterior del pavimento. Los valores parciales de e_{ext} se calcularán igual que para e_{int} según lo expuesto en (4). Los valores de " l_n " se deben medir según el eje del trazado (por la clotoide) y si este no está definido sobre el pavimento, según la curva distante " a " m del borde exterior del pavimento.

3.203.306(6) Desarrollo del Sobreancho en Caminos de Desarrollo. Las curvas que requerirán sobreanchos en los Caminos de Desarrollo se asocian a velocidades de proyecto ≤ 50 km/h, es decir velocidades de operación moderadas. En estas circunstancias un desarrollo de 40 metros en la recta precedente resulta adecuado cualquiera que sea la magnitud del ensanche y, si el tramo recto es de menor longitud, el ensanche deberá desarrollarse en la longitud existente, la que en todo caso se procurará no sea menor de 30 m.

Si el camino no posee pavimento la transición del ensanche total se generará linealmente, tal como si existiera una clotoide, pero en este caso a lo largo de la recta que precede al PC.

Si el Camino de Desarrollo posee pavimento, el ensanche total del borde interior se dará mediante el curvoide definido en la Tabla 3.203.306(6).A, que entrega las relaciones de abscisa y ordenada correspondiente a la curva seleccionada para generar los ensanches.

TABLA 3.203.306(6).A
DESARROLLO DEL SOBREALCHO PARA CURVAS CIRCULARES
SIN CURVA DE ENLACE

$I_n/LT e$	$n/E l$	$n/LT e$	n/E
0,00	0,00	0,60	0,681
0,10	0,013	0,70	0,834
0,20	0,063	0,75	0,893
0,25	0,107	0,80	0,937
0,30	0,166	0,90	0,987
0,40	0,319	1,00	1,00
0,50	0,50		

I_n = Abscisa de un punto entre el origen y el final del desarrollo, medido a partir del origen (m)
 LT = Longitud total para desarrollar el sobrealcho, normalmente 40 m
 e_n = Sobrealcho correspondiente al punto de abscisa I_n (m)
 E = Sobrealcho total requerido (m)

La Demarcación del eje de las pistas ensanchadas de un Camino de Desarrollo que cuenten con pavimento, se definirá incrementando linealmente el ancho de la pista exterior, tal como si existiera una clotoide, pero en este caso a lo largo de la recta que precede al PC.

Si dos curvas sucesivas en el mismo sentido de un Camino de Desarrollo, requieren ensanches E' y E'' , y la recta intermedia es menor o del orden de 80 m, la transición del sobrealcho se realizará en 40 m. En el sector de traslape que se produce entre el desvanecimiento del ensanche de la primera curva con la generación del sobrealcho de la segunda curva se adoptará el mayor valor de ambas transiciones.

3.203.306(7) Aspectos Constructivos. En los casos que la calzada posea pavimento de hormigón, cualquiera sea la categoría de la Carretera o Camino, el sobrealcho se iniciará con 0,5 m manteniéndose este ancho constante hasta que la ordenada correspondiente alcance dicho valor, para de allí seguir con la variación que le corresponde según los procedimientos definidos para rutas con o sin clotoide de enlace.

Los sobrealchos en hormigón deberán llevar barra de amarre en la junta longitudinal, del mismo tipo que las utilizadas entre pistas de la calzada.

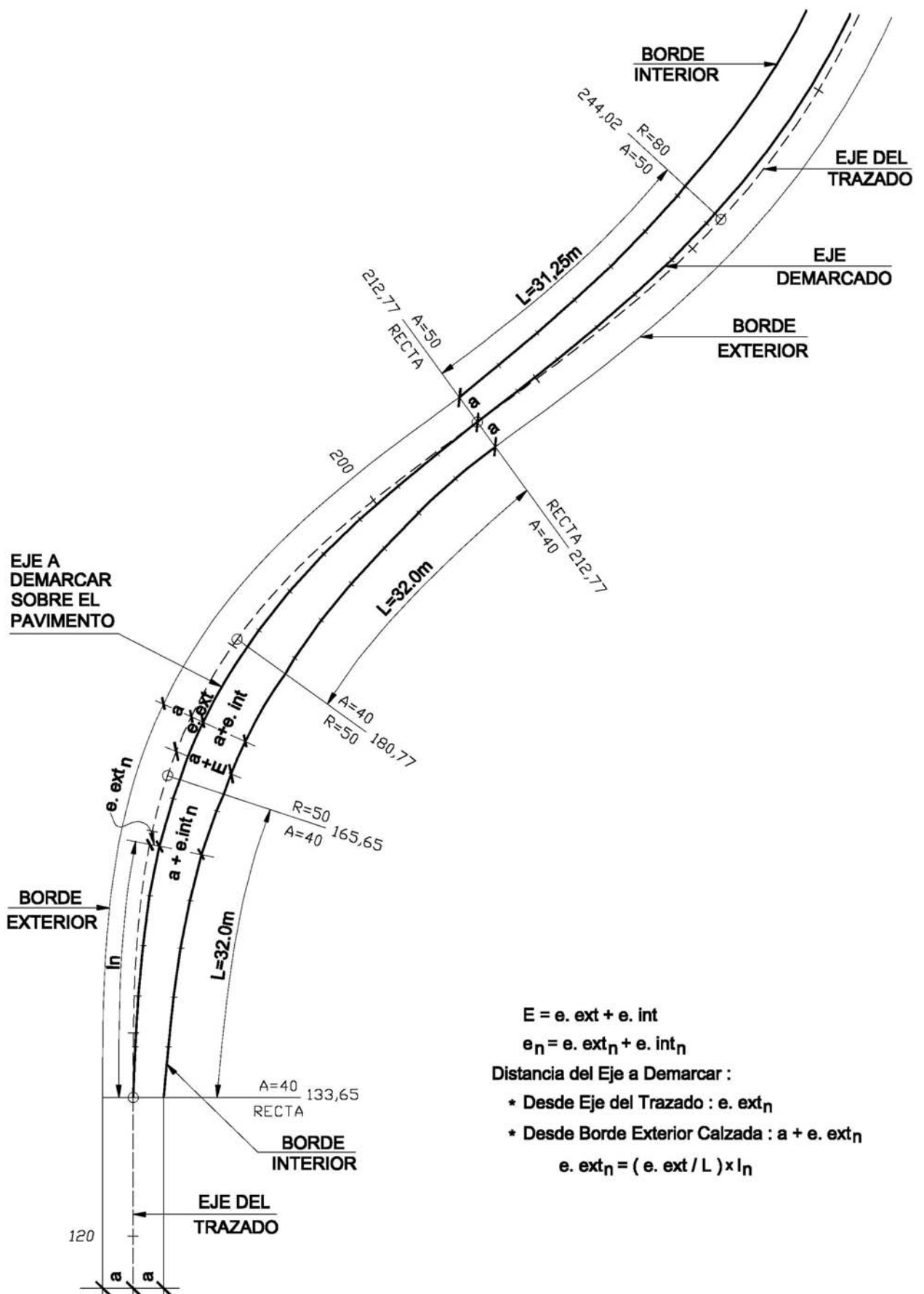
3.203.306(8) Casos Especiales. En aquellos Caminos en que el volumen de tránsito, la composición del mismo y tipo de camiones que circulan lo justifique, la Dirección de Vialidad podrá autorizar el empleo de valores de L_0 ; L_1 y L_2 distintos de los indicados en la Tabla 3.203.306(2).A.

3.203.4 ARCOS DE ENLACE O TRANSICION

3.203.401 Aspectos Generales

La incorporación de elementos de curvatura variable con el desarrollo, entre recta y curva circular o entre dos curvas circulares, se hace necesaria en carreteras y caminos por razones de seguridad, comodidad y estética.

El uso de estos elementos permite que un vehículo circulando a la velocidad específica correspondiente a la curva circular, se mantenga en el centro de su pista. Esto no ocurre, por lo general, al enlazar directamente una recta con una curva circular, ya que en tales casos el conductor adopta instintivamente una trayectoria de curvatura variable que lo aparta del centro de su pista e incluso lo puede hacer invadir la adyacente, con el peligro que ello implica.



$E = e. ext + e. int$
 $e_n = e. ext_n + e. int_n$
 Distancia del Eje a Demarcar :
 * Desde Eje del Trazado : $e. ext_n$
 * Desde Borde Exterior Calzada : $a + e. ext_n$
 $e. ext_n = (e. ext / L) \times l_n$

La curvatura variable permite desarrollar el peralte a lo largo de un elemento curvo, evitando calzadas peraltadas en recta. Al mismo tiempo, la aceleración transversal no compensada por el peralte crece gradualmente desde cero en la recta hasta su valor máximo al comienzo de la curva circular, lo que hace más confortable la conducción.

Las ventajas estéticas están relacionadas con el grado de adaptación al medio y la variación uniforme de la curvatura que se logra mediante estos elementos.

Se emplearán arcos de enlace o transición en todo proyecto cuya V_p sea mayor o igual que 40 km/h. En caminos con $V_p \leq 80$ km/h sólo se podrá prescindir de los arcos de enlace para radios ≥ 1500 m. En carreteras con $V_p \geq 80$ km/h sólo se podrá prescindir de los arcos de enlace para radios ≥ 3000 m.

3.203.402 La Clotoide Como Arco de Enlace

3.203.402(1) Aspectos Generales. Como elemento de curvatura variable en arcos de enlace, o como elemento de trazado propiamente tal, se empleará la clotoide, que presenta las siguientes ventajas:

- El crecimiento lineal de su curvatura permite una marcha uniforme y cómoda para el usuario, quien sólo requiere ejercer una presión creciente sobre el volante, manteniendo inalterada la velocidad, sin abandonar el eje de su pista.
- La aceleración transversal no compensada, propia de una trayectoria en curva, puede controlarse limitando su incremento a una magnitud que no produzca molestia a los ocupantes del vehículo. Al mismo tiempo, aparece en forma progresiva, sin los inconvenientes de los cambios bruscos.
- El desarrollo del peralte se logra en forma también progresiva, consiguiendo que la pendiente transversal de la calzada aumente en la medida que aumenta la curvatura.
- La flexibilidad de la clotoide permite acomodarse al terreno sin romper la continuidad, lo que permite mejorar la armonía y apariencia de la carretera.
- Las múltiples combinaciones de desarrollo versus curvatura facilitan la adaptación del trazado a las características del terreno, lo que en oportunidades permite disminuir el movimiento de tierras logrando trazados más económicos.

3.203.402(2) Ecuaciones Paramétricas. La clotoide es una curva de la familia de las espirales, cuya ecuación paramétrica está dada por:

$$A^2 = R \cdot L \quad (\text{ec. 3.203.402(2).1})$$

A = Parámetro (m)

R = Radio de curvatura en un punto (m)

L = Desarrollo (m). Desde el origen al punto de radio R.

En el punto de origen $L = 0$ y por lo tanto $R = \infty$; A la vez que cuando $L \rightarrow \infty$; $R \rightarrow 0$

El parámetro A define la magnitud de la clotoide, lo que a su vez fija la relación entre R, L y τ . Siendo τ el ángulo comprendido entre la tangente a la curva en el punto (R, L) y la alineación recta normal a $R = \infty$ que pasa por el origen de la curva.

Las expresiones que ligan R, L y τ son:

$$\tau_{\text{radianes}} = \frac{L^2}{2A^2} = 0,5 \frac{L}{R}$$

(ec. 3.203.402(2).2)

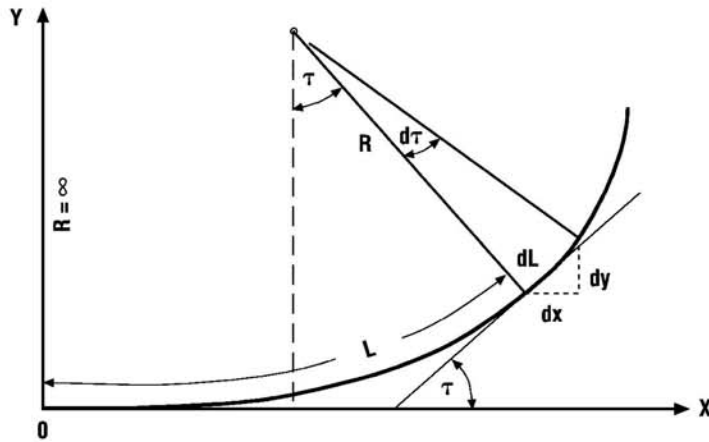
$$\tau_{\text{grados cent}} = 31,831 \frac{L}{R}$$

(ec. 3.203.402(2).3)

La variación de A genera por tanto una familia de clotoides que permiten cubrir una gama infinita de combinaciones de radio de curvatura y de desarrollo asociado.

Las Figuras a) y b) de la Lámina 3.203.402(2).A ilustran los conceptos antes enunciados. El cuadro bajo la Figura b) representa un ejemplo particular de los valores que asumen las variables L, τ , X e Y, para $R = 250$ m, en el caso de los parámetros considerados.

a) RELACIONES GEOMETRICAS FUNDAMENTALES



$$A^2 = RL$$

$$Rd\tau = dL$$

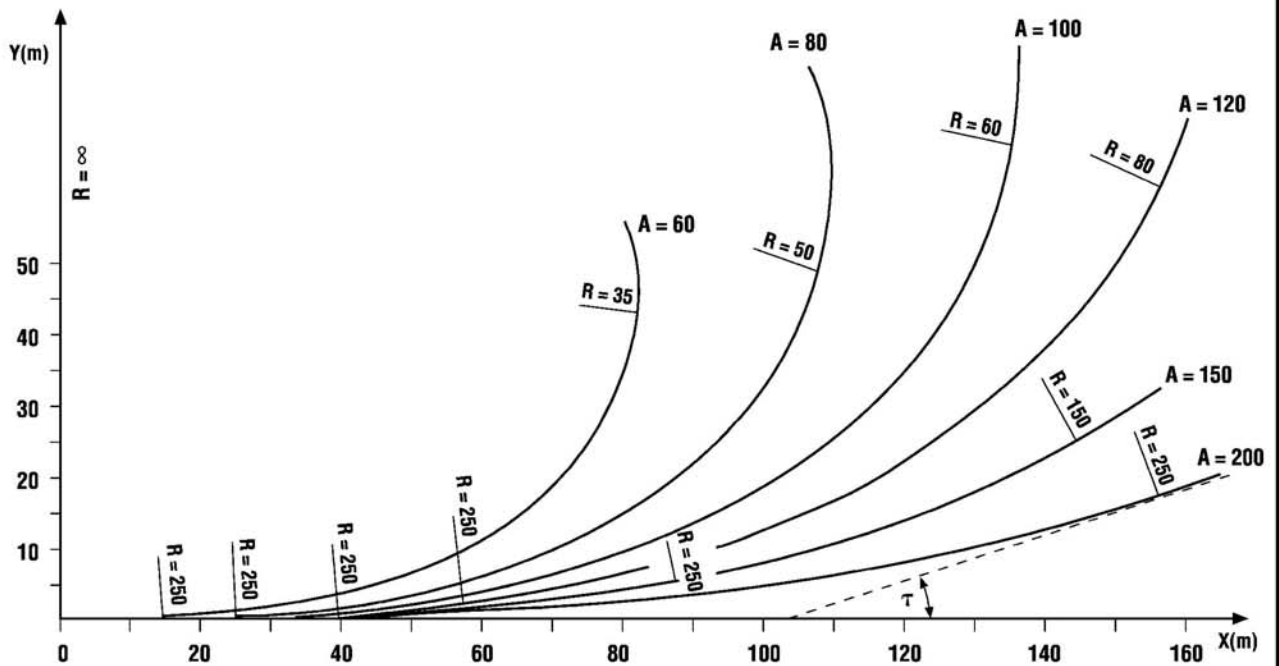
$$\int d\tau = \int \frac{LdL}{A^2}$$

$$\tau = \frac{L^2}{2A^2} + \text{cte.}$$

$$L = 0; \tau = 0 \dots \text{cte} = 0$$

$$\tau = \frac{L^2}{2A^2} = 0.5 \frac{L}{R}$$

b) FAMILIA DE CLOTOIDES - MAGNITUDES SEGUN PARAMETRO



EFEECTO VARIACION DEL PARAMETRO PARA R CONSTANTE

A	R	L	τ^g	X	Y
60	250	14,40	1,8335	14,399	0,138
80	250	25,60	3,2595	25,593	0,437
100	250	40,00	5,0930	39,975	1,066
120	250	57,60	7,3339	57,524	2,210
150	250	90,00	11,4592	89,709	5,388
200	250	160,00	20,3718	158,369	16,942

3.203.402(3) Ecuaciones Cartesianas. De la Figura a) de la Lámina 3.203.402(2).A se deduce que:

$$\begin{aligned} dx &= dL \cos \tau \\ dy &= dL \sin \tau \end{aligned}$$

A su vez

$$R = dL/d\tau \quad y \quad \tau = L/2R$$

Luego:

$$dL = Ad\tau / \sqrt{2\tau}$$

Sustituyendo en dx; dy se llega a las integrales de Fresnel:

$$X = \frac{A}{\sqrt{2}} \int \frac{\cos \tau}{\sqrt{\tau}} d\tau \quad Y = \frac{A}{\sqrt{2}} \int \frac{\sin \tau}{\sqrt{\tau}} d\tau$$

Quedando en definitiva X e Y expresados como desarrollados en serie, con τ expresado en radianes

$$\begin{aligned} X &= A \sqrt{2\tau} \left(1 - \frac{\tau^2}{10} + \frac{\tau^4}{216} - \frac{\tau^6}{9360} + \dots \right) \\ Y &= A \sqrt{2\tau} \left(\frac{\tau}{3} - \frac{\tau^3}{42} + \frac{\tau^5}{1320} - \frac{\tau^7}{75.600} + \dots \right) \end{aligned}$$

Ecuaciones que se pueden escribir también como:

$$X = A \sqrt{2\tau} \cdot (\sum (-1)^{n+1} \cdot \tau^{2n-2} / (4n-3)(2n-2)!)$$

$$Y = A \sqrt{2\tau} \cdot (\sum (-1)^{n+1} \cdot \tau^{2n-1} / (4n-1)(2n-1)!)$$

Que son las que se usan actualmente en los programas computacionales de diseño, o calculadoras programables, que han reemplazado las Tablas que se usaban antes de la era computacional. Por otra parte conviene recordar que:

$$A\sqrt{2\tau} = L, \quad \text{lo que simplifica las expresiones anteriores.}$$

3.203.403 Elección del Parámetro A de las Clotoides. Existen al menos cuatro criterios que determinan la elección del parámetro de una clotoide usada como curva de transición o arco de enlace, ellos son:

- **Criterio a)** Por condición de guiado óptico, es decir para tener una clara percepción del elemento de enlace y de la curva circular, el parámetro debe estar comprendido entre:

$$R/3 \leq A \leq R \quad (\text{ec. 3.203.403.1})$$

La condición $A \geq R/3$ asegura que el ángulo τ será mayor o igual que $3,54^\circ$ y $A \leq R$ asegura que τ sea menor o igual que $31,83^\circ$. Para radios de más de 1000 m se aceptarán ángulos τ de hasta $3,1^\circ$, que está dada por $A=R/3,2$.

- **Criterio b)** Como condición adicional de guiado óptico es conveniente que si el radio enlazado posee un $R \geq 1,2 R_m$ el Retranqueo de la Curva Circular enlazada (ΔR) sea $\geq 0,5$ m, condición que está dada por:

$$A \geq (12R^3)^{0,25} \quad (\text{ec. 3.203.403.2})$$

Estas condiciones geométricas deben complementarse de modo de asegurar que:

- **Criterio c)** La longitud de la clotoide sea suficiente para desarrollar el peralte, según los criterios que se explicitan en 3.203.405, situación que en general está cubierta por los parámetros mínimos que se señalan más adelante y los valores máximos de la pendiente relativa de borde que figuran en la Tabla 3.203.305(3).A.

Condición que se cumple si:

$$A \geq \left(\frac{n \cdot a \cdot p \cdot R}{\Delta} \right)^{1/2} \quad (\text{ec. 3.203.403.3})$$

n = número de pistas entre el eje de giro y el borde del pavimento peraltado

a = ancho de cada pista, sin considerar ensanches

p = Peralte de la curva

R = Radio de la Curva

Δ = Pendiente relativa del borde peraltado respecto del eje de giro

- **Criterio d)** La longitud de la clotoide sea suficiente para que el incremento de la aceleración transversal no compensada por el peralte, pueda distribuirse a una tasa uniforme J (m/s^3). Este criterio dice relación con la comodidad del usuario al describir la curva de enlace, y para velocidades menores o iguales que la Velocidad Específica de la curva circular enlazada, induce una conducción por el centro de la pista de circulación.

La expresión correspondiente, es:

$$A = \left(\frac{Ve R}{46,656 J} \left(\frac{Ve^2}{R} - 1,27 p \right) \right)^{1/2} \quad (\text{ec.3.203.403.4})$$

Ve = Velocidad Específica (km/h) – con máximos de 110 km/h en Caminos y 130 km/h en Carreteras.

R = Radio de la curva enlazada (m)

J = Tasa de distribución de la aceleración transversal (m/s^3)

p = Peralte de la curva circular (%)

Los valores de J en función de Ve se dan en la Tabla 3.203.403.A

Se considerarán dos grupos de valores de J para el diseño, según sea la situación que se esté abordando:

Criterio d.1) Si el radio que se está enlazando posee un valor comprendido entre $R_m \leq R < 1,2 R_m$, resulta conveniente emplear los valores de J máx que se señalan en la Tabla 3.203.403.A. Con ello se persigue que el usuario perciba una fuerza centrífuga no compensada por el peralte que crece rápidamente, en relación con la que percibe en curvas más amplias. Ello le advertirá que está entrando a una configuración mínima.

TABLA 3.203.403.A
TASA MAXIMA DE DISTRIBUCION DE LA ACELERACION TRANSVERSAL

$Ve \approx Vp$ (km/h)	40 - 60	70	80	90	100	120
J máx (m/s^3)	1,5	1,4	1,0/0,9	0,9	0,8	0,4

Nota: Para 80 km/h el valor mayor corresponde a Caminos y el menor a Carreteras.

Los valores de J máx que se indican en la Tabla anterior fueron verificados según el criterio c) de modo que los parámetros mínimos resultantes sean tales que la longitud de la clotoide permita desarrollar el peralte cumpliendo con la pendiente relativa de borde Δ máx que se indica en la Tabla 3.203.305(3).A, para los casos de Caminos y Carreteras con $n=1$ ó $n > 1$, es decir, vías bidireccionales y unidireccionales de 2 pistas por calzada.

La Tabla 3.203.403(1).A, que se presenta a continuación, contiene los parámetros mínimos así calculados, los que a su vez se grafican mediante líneas segmentadas en las figuras de la Lámina 3.203.403(1).A que se presentan más adelante.

**TABLA 3.203.403(1).A
PARAMETROS MINIMOS DE LA CLOTOIDE
POR CRITERIO DE J máx y Δ máx**

Vp (km/h)	Rm (m)	A mínimo	
		Bidireccionales	Unidireccionales
Caminos (p máx = 7%)			
40	50	29	-
50	80	37	-
60	120	48	68
70	180	60	83
80	250	83	117
Carreteras (p máx = 8%)			
80	250	89	125
90	330	110*	144
100	425	142*	173
110	540	190	195
120	700	-	234*

* Manda el criterio a) $A \geq R/3$

Criterio d.2) si el radio que se está enlazando posee un valor de $R > 1,2 R_m$, se emplearán los valores de J Normal que se indican en la Tabla 3.203.403(1).B, o incluso algo menores, según resulta de aplicar los criterios indicados en las **letras a), b) y c)**.

**TABLA 3.203.403(1).B
TASA NORMAL DE DISTRIBUCION DE ACELERACION TRANSVERSAL**

Ve (km/h)	Ve < 80	Ve \geq 80
J Normal (m/s ³)	0,5	0,4

3.203.403(1) Parámetros A Mínimos y Normales. La Lámina 3.203.403(1).A ilustra gráficamente los valores de A especificados en esta Instrucción según la situación que se enfrente.

El gráfico superior corresponde a caminos con $V_p \leq 80$ km/h. La línea segmentada corresponde a radios comprendidos entre $R_m \leq R \leq 1,2 R_m$, siendo el R_m el radio mínimo correspondiente a cada Velocidad de Proyecto y fue calculada bajo el criterio expuesto en **d.1)**. Entre los Radios 250 m y 300 m se traza una recta para cerrar la curva de los A mín.

La línea continua del mismo gráfico fue calculada seleccionando el mayor valor resultante de aplicar los criterios **a), b) y d.2)**, considerando para **d.2)** los valores de J Normal y para cada valor del radio, la Ve que les corresponde, según la Tabla II de la Lámina 3.203.303(2).A. Entre los Radios 50 y 300 m, se trazó una curva envolvente para suavizar los quiebres moderados que presentaba la curva original. El criterio **c)** se cumple holgadamente para Δ máx, puesto que A normal es $> A$ mín. Para valores entre A máx y A normal se debe verificar el Δ que se está empleando.

El gráfico inferior de la Lámina corresponde a Carreteras con $V_e \geq 80$ km/h y fue calculado empleando los mismos criterios que para los caminos, en consecuencia para radios entre 250 y 550 existen dos curvas segmentadas, asociada a $R_m \leq R \leq 1,2 R_m$ para vías bidireccionales y unidireccionales, extendiéndose la segunda hasta un radio de 800 m en que empalma con la línea continua para $R > 1,2 R_m$.

Para radios comprendidos entre 500 y 1000 m, prevalece el criterio **b)**, es decir $\Delta R \geq 0,5$ m, tanto para Carreteras como Caminos y luego los valores de A son los mismos en ambos gráficos.

Para Radios sobre 1000 m prevalece el criterio **a)**, es decir $A \geq R/3$. No obstante esto último, entre $R = 1000$ y 1200 m se hace una transición empleando un factor que pasa de $R/3$ a $R/3,2$ y para $R \geq 1200$ m el valor de A mín se determina mediante la expresión $A \text{ mín} \geq R/3,2$. Esta última expresión se asocia a un valor de $\tau = 3,1^g$, algo menor que lo recomendado inicialmente, pero ello permite en algunos casos críticos, limitar clotoides excesivamente extensas para radios grandes; en todo caso se siguen cumpliendo los criterios $\Delta R \geq 0,5$ m y sobradamente el de distribución de aceleración transversal. Si no hay limitación de espacio, es preferible emplear para $R > 1000$ m el A correspondiente a $R/3$.

En algunos casos, por condiciones de trazado, puede convenir emplear valores de A comprendidos entre las líneas segmentadas y la continua que figuran en la Lámina 3.203.403(1).A, y aun por sobre la línea continua, siempre que se controle el $L_{\text{máx}}$ de la clotoide.

3.203.403(2) Desarrollo Máximo de la Clotoide. Aun cuando el criterio **a)** estableció un valor máximo de $A = R$, no es conveniente emplear desarrollos clotoiales excesivamente largos, siendo recomendable limitarlos a $L_{\text{máx}} = 1,5 L_{\text{normal}}$, siendo el L normal aquel obtenido empleando los parámetros correspondientes a las dos líneas continuas de la Lámina 3.203.403(1).A.

La Limitación de $L_{\text{máx}}$ es especialmente válida para clotoides que enlazan radios superiores a 200 m, en los que al usar valores de A cercanos a R, resultan desarrollos clotoiales muy largos, a los que se asocian valores de Δ y J muy pequeños; además durante un desarrollo considerable en la zona inicial de la clotoide, los valores de R son mucho más grandes que los radios que se están enlazando, lo que los hace difíciles de percibir, sobretodo de noche.

Como caso particular, para hacer coincidir el FK con el PK de clotoides sucesivas en curvas en "S" o para resolver situaciones del tipo ovoide y ovoide doble, se aceptará superar el límite antes definido, siempre que $L_{\text{máx}}$ no sea mayor que $2 L_{\text{normal}}$.

3.203.403(3) Radios que no Requieren el Empleo de Clotoides

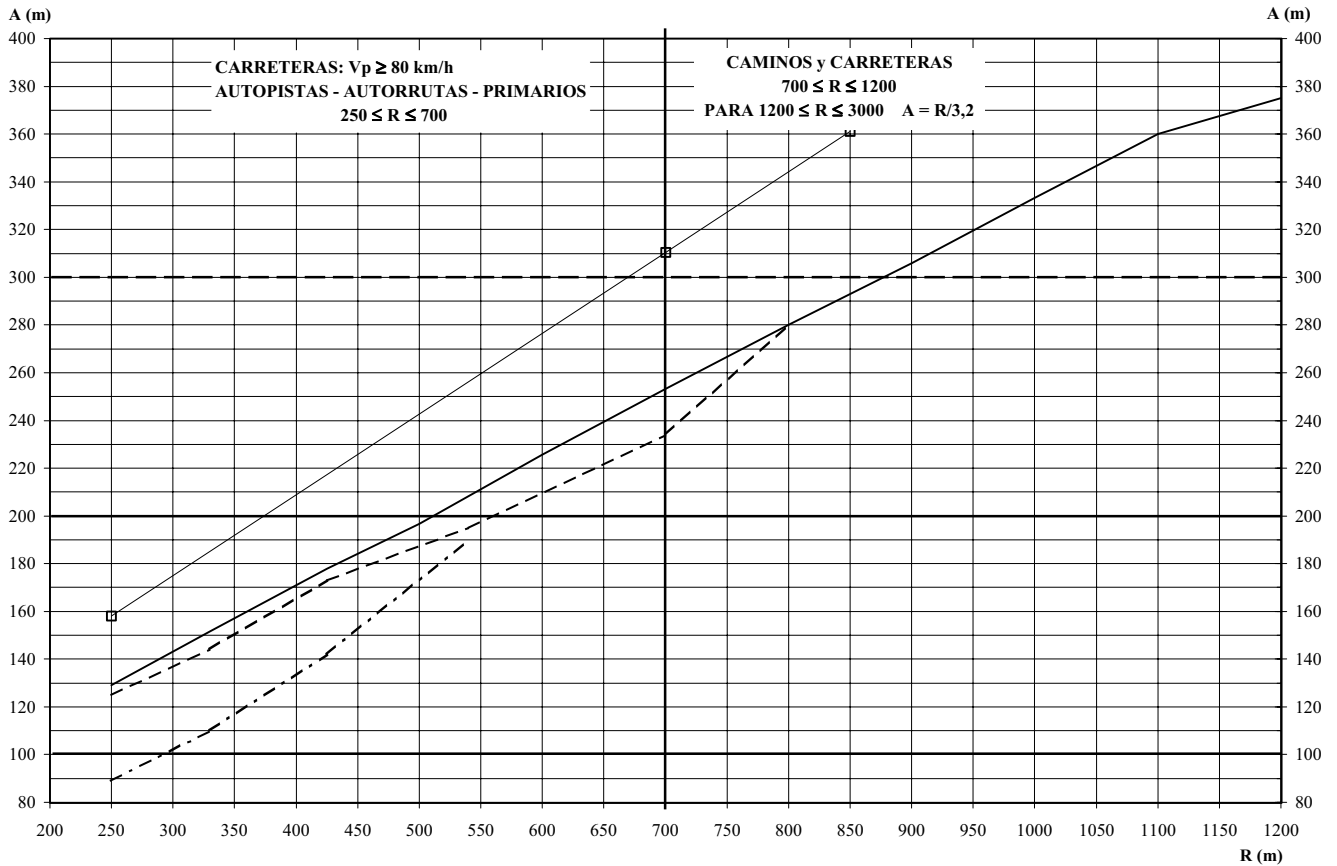
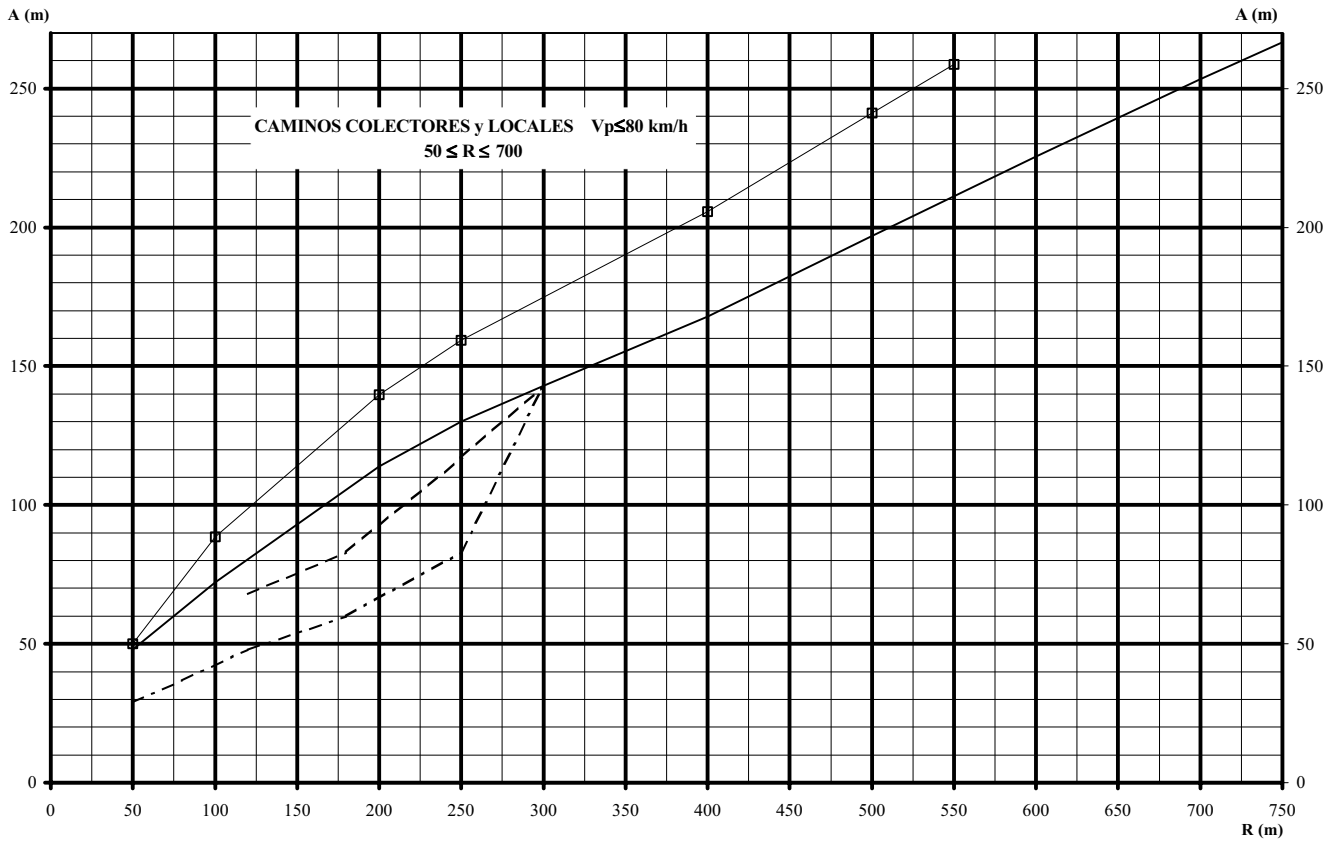
En Caminos con $V_p \leq 80$ km/h Si $R > 1500$ m

En Carreteras con $V_p \geq 80$ km/h Si $R > 3000$ m

Sobre los límites antes establecidos, la aceleración transversal no compensada por el peralte "gt" es menor que el J normal para $V_e \geq 80$ km/h ($0,4 \text{ m/seg}^3$), considerando en el cálculo $V_e = 110$ km/h para caminos y $V_e = 130$ km/h en Carreteras.

3.203.404 Elementos del Conjunto Arco de Enlace Curva Circular. La introducción de un arco de enlace implica el desplazamiento del centro de la curva original en una magnitud que es función del retranqueo ΔR y del ángulo de deflexión de las alineaciones. El radio de la curva circular permanece constante y el desarrollo de ésta es parcialmente reemplazado por secciones de las clotoides de enlace.

La figura de la Lámina 3.203.404.A ilustra los conceptos antes mencionados y permite establecer las relaciones necesarias para el replanteo. Ver también Lámina 2.317.602.A del MC-V2, que ilustra las posiciones de los puntos PK y FK en las clotoides de entrada y salida.



A mín para $R_m \leq R \leq 1,2 R_m$ ($n=1$ Bidireccionales) - · - · - · - · - · -
A mín para $R_m \leq R \leq 1,2 R_m$ ($n>1$ Unidireccionales) - - - - -
A normal para $R > 1,2 R_m$ ————
A máximo = 1,225 A normal (L máx = 1,5 L normal) □ — □ — □ — □ — □

Sea:

- $R(m)$: Radio de la Curva circular que se desea enlazar
- $d(m)$: Desplazamiento del centro de la curva circular original (C'), a lo largo de la bisectriz del ángulo interior formado por las alineaciones, hasta (C), nueva posición del centro de la curva circular retranqueada de radio R ; válido para clotoides simétricas. En clotoides asimétricas (C) se desplaza fuera de la bisectriz y tiene coordenadas X_{c1} , Y_{c1} determinadas con el parámetro A_1 y usando la expresión para OV_1 del caso asimétrico.
- $\Delta R(m)$: Retranqueo o desplazamiento de la curva circular enlazada, medido sobre la normal a la alineación considerada, que pasa por el centro de la circunferencia retranqueada de radio R .
- $X_p; Y_p(m)$: Coordenadas de "P", punto de tangencia de la clotoide con la curva circular enlazada, en que ambas poseen un radio común R ; referidas a la alineación considerada y a la normal a ésta en el punto "o", que define el origen de la clotoide y al que corresponde radio infinito.
- $X_c; Y_c(m)$: Coordenadas del centro de la curva circular retranqueada, referidas al sistema anteriormente descrito.
- $\tau p (g)$: Angulo comprendido entre la alineación considerada y la tangente en el punto P común a ambas curvas. Mide la desviación máxima de la clotoide respecto de la alineación.
- $\omega(g)$: Deflexión angular entre las alineaciones consideradas.
- $OV(m)$: Distancia desde el vértice al origen de la clotoide, medida a lo largo de la alineación considerada.
- $Dc(m)$: Desarrollo de la curva circular retranqueada entre los puntos PP'

3.203.404(1) Casos Particulares de Curva de Enlace. En la Lámina 3.203.404.A se presenta el caso general en que existe curva de enlace y curva circular. Si se analiza la expresión correspondiente al desarrollo de la curva circular retranqueada se tiene:

$$Dc = R(\omega - 2\tau p) / 63,662 \quad (\text{ec. 3.203.404(1).1})$$

Para:	$\omega - 2\tau p > 0$	Caso General; $Dc > 0$
	$\omega - 2\tau p = 0$	Caso Particular I; $Dc = 0$
	$\omega - 2\tau p < 0$	Caso Particular II

El caso particular I, Clotoide de Vértice se discute en 3.203.503(2), letra f).

En el caso particular II, no existe solución para el conjunto curva de enlace-curva circular. En esos casos que normalmente corresponderán a deflexiones pequeñas ($\omega < 7^g$) la solución de curva circular sin curva de enlace es normalmente adecuada. (Ver 3.203.303(4)).

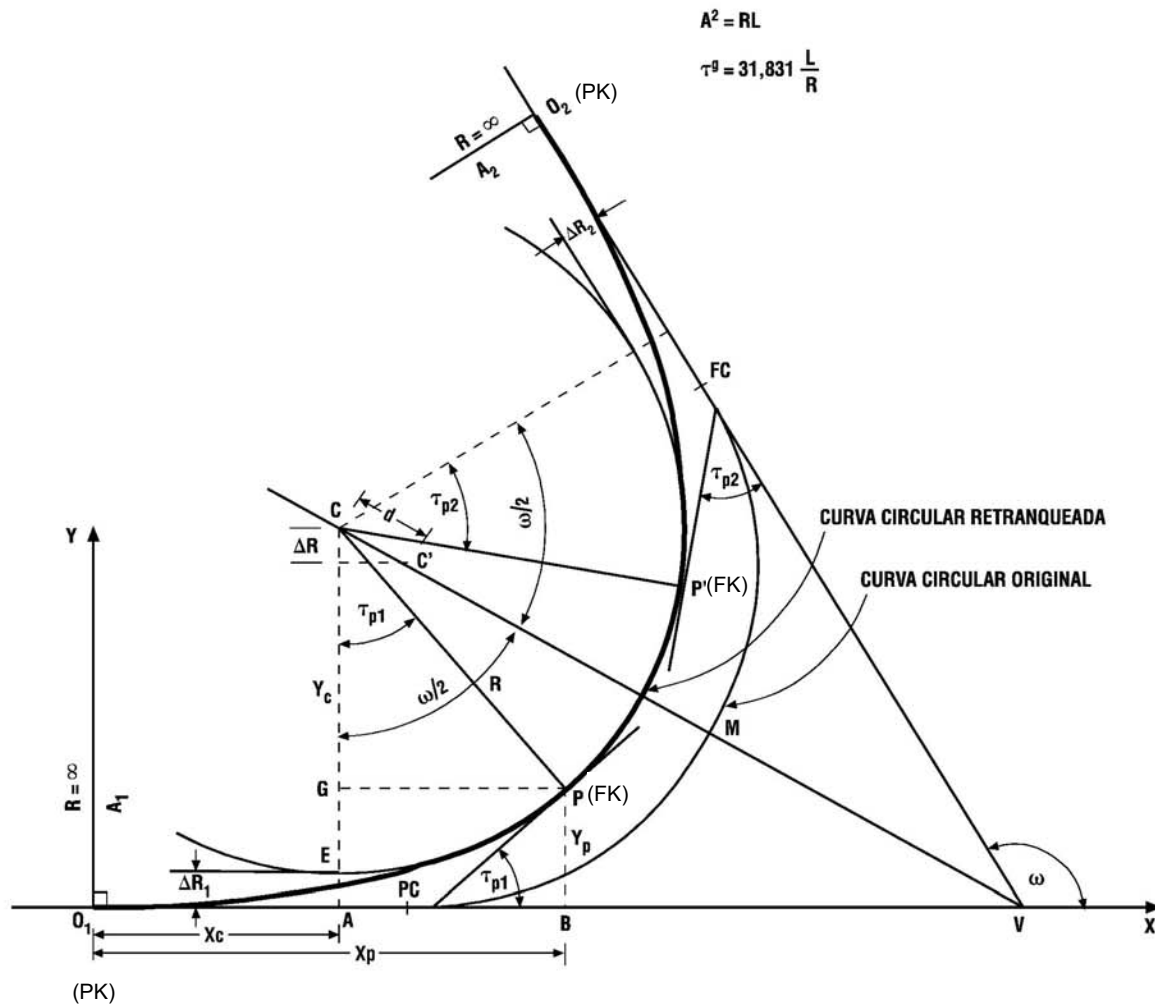
3.203.404(2) Expresiones Aproximadas. Dado que las expresiones cartesianas de la clotoide son desarrollos en serie en función de τ , para ángulos pequeños es posible despreciar a partir del segundo término de la serie y obtener expresiones muy simples.

Estas expresiones simplificadas sirven para efectuar tanteos preliminares en la resolución de algunas situaciones. Los cálculos definitivos deberán efectuarse en todo caso mediante las expresiones exactas.

De las ecuaciones para X e Y que figuran en 3.203.402(3) y considerando que:

$$\tau = L^2 / 2A^2$$

Luego: $L = A\sqrt{2\tau}$



CLOTOIDES SIMÉTRICAS:

$A_1 = A_2 = A$; $\tau_{p1} = \tau_{p2} = \tau_p$ y todos los elementos función de A y τ_p son iguales.

$$CE = CP = C'M = R$$

RETRANQUEO: $\Delta R = EA = (PB - GE)$

$$\Delta R = Y_p - R(1 - \cos \tau_p)$$

RETRANQUEO CENTRO: $d = \overline{CC'} = \Delta R / \cos \frac{\omega}{2}$

ORIGEN CURVA ENLACE: $OV = X_p + AV - AB$

$$OV = X_p + (R + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\omega}{2} - R \operatorname{sen} \tau_p$$

COORDENADAS DE C: $X_c = X_p - R \operatorname{sen} \tau_p$

$$Y_c = Y_p + R \cos \tau_p = R + \Delta R$$

DESARROLLO CIRCULAR: $\widehat{PP'} = R \cdot (\omega - 2 \tau_p) / 63,662$

CLOTOIDES ASIMÉTRICAS:

$A_1 \neq A_2$; $\tau_{p1} \neq \tau_{p2}$ y todos los elementos se calculan en función del respectivo A , τ_p .

Además:

$$O_1V = X_{p1} + (R + \Delta R_1) \operatorname{tg} \frac{\omega}{2} - R \operatorname{sen} \tau_{p1} + (\Delta R_2 - \Delta R_1) / \operatorname{sen} \omega$$

$$O_2V = X_{p2} + (R + \Delta R_2) \operatorname{tg} \frac{\omega}{2} - R \operatorname{sen} \tau_{p2} - (\Delta R_2 - \Delta R_1) / \operatorname{sen} \omega$$

$$\widehat{PP'} = R \cdot (\omega - \tau_{p1} - \tau_{p2}) / 63,662$$

Depreciando a partir del segundo término de la serie:

$$X \cong L$$

$$Y \approx \frac{L \tau}{3} = \frac{L^2}{6R}$$

El retranqueo ΔR puede también expresarse en forma exacta como un desarrollo en serie:

$$\Delta R = \left(\frac{L^2}{24R} - \frac{L^4}{2688R^3} + \frac{L^6}{506.880R^5} - \dots \right)$$

Si se deprecia a partir del segundo término, se tiene:

$$\Delta R = \frac{L^2}{24R}$$

Combinando las ecuaciones aproximadas para ΔR e Y se tiene:

$$Y = 4 \Delta R$$

Finalmente las coordenadas aproximadas del centro de la curva retranqueada serán:

$$X_c = L/2 = \tau R$$

$$Y_c = R + \Delta R = R + L^2/24R$$

El error asociado a cada una de estas expresiones aproximadas será menor que 0,2% de la longitud real del elemento si $\tau < 0,1$ radianes ó $6,36^\circ$.

3.203.405 Desarrollo de Peralte en Arcos de Enlace

3.203.405(1) Aspectos Generales. Cuando existe arco de enlace, el desarrollo del peralte puede darse de forma tal que el valor alcanzado sea exactamente el requerido por el radio de curvatura en el punto considerado, obteniéndose el valor máximo de "p" justo en el principio de la curva circular retranqueada.

Cuando la calzada posee doble bombeo, o si el bombeo único es en sentido contrario al sentido de giro de la curva que se debe enlazar será necesario efectuar en la alineación recta, el giro de la pista o de la calzada, hasta alcanzar la pendiente transversal nula en el inicio de la curva de enlace. Desde ese punto se desarrolla el peralte al ritmo antes descrito. Si se hiciera la transición desde $-b\%$ a 0% dentro de la curva de enlace, quedaría un sector con un déficit de peralte.

Por otra parte, para velocidades altas la longitud de la curva de enlace suele ser superior al desarrollo requerido para la transición del peralte entre 0% y p . En estos casos la pendiente del borde peraltado respecto del eje de giro " Δ " puede resultar pequeña y por tanto la zona con pendiente transversal cercana a 0% , tiende a ser demasiado extensa desde el punto de vista del drenaje.

3.203.405(2) Procedimiento a Seguir. Para minimizar los problemas de drenaje, manteniendo el concepto general antes expuesto, cuando existe arco de enlace el desarrollo de peralte se dará según el siguiente procedimiento:

- a) Eje de giro normal en torno al eje de las calzadas bidireccionales y en los bordes interiores del pavimento en las unidireccionales. En casos especiales se podrá adoptar otros ejes de giro tal como se expuso en 3.203.305(2), y como se expone en la letra d) de este Numeral para las unidireccionales.

b) El desarrollo de peralte tendrá una longitud total igual a:

$$I = I_0 + L \quad (\text{ec. 3.203.405(2).1})$$

Siendo:

$$I_0 = \text{Desarrollo en la recta para pasar } -b\% \text{ a } 0\%$$

$$L = \text{Desarrollo en la Clotoide para pasar de } 0\% \text{ a } p\%$$

Para calzadas de doble bombeo o de pendiente transversal única de sentido opuesto al giro de peralte, la longitud, "I₀" vale.

$$I_0 = (n \cdot a \cdot b) / \Delta \quad (\text{ec. 3.203.405(2).2})$$

- n : Número de pistas entre el eje de giro y el borde de la calzada a peraltar.
a : Ancho normal de una pista (m). Se prescinde de posibles ensanches.
b : Bombeo o pendiente transversal normal en recta
Δ : Pendiente relativa del borde peraltado respecto del eje de giro [según Tabla 3.203.305(3).A].

En todo caso para minimizar los problemas de drenaje a partir del comienzo de la curva de enlace se desarrollará el giro desde 0% a b%, manteniendo la pendiente de borde "Δ" utilizada en el tramo en recta, resultando una longitud idéntica a la ya definida. El valor de Δ no deberá ser nunca menor que 0,35%, pudiendo alcanzar hasta el Δ máx indicado en la Tabla 3.203.305(3) para la V_p correspondiente.

El saldo del peralte por desarrollar se dará entonces en la longitud L - I₀ resultando una pendiente relativa de borde:

$$\Delta_{ce} = \frac{n \cdot a(p - b)}{L - I_0} \quad (\text{ec. 3.203.405(2).3})$$

Si el desarrollo del peralte se da con Δ único entre 0% y p% a todo lo largo de la clotoide, el Δ resultante será:

$$\Delta = (n \cdot a \cdot p) / L \quad (\text{ec. 3.203.405(2).4})$$

Para Velocidades altas que implican parámetros grandes, por lo general Δ_{ce} será < Δ normal y para Clotoides de parámetro mínimo con un Δ constante en toda la transición, este deberá ser similar aunque menor o igual que Δ máx.

c) Para el caso de calzadas con pendiente transversal única, en que ésta coincide con el sentido de giro de la curva: Se mantiene constante la inclinación transversal "b" en una distancia "I₀" al inicio de la clotoide, calculada según lo expuesto en la Letra (b); ello con el objeto de evitar un sobreperaltamiento en ese tramo de la clotoide. Luego el peraltamiento de b%, a p% se da en el resto de la curva de enlace y la pendiente relativa de borde se calcula a partir de la expresión para Δ_{ce}.

Estos procedimientos se ilustran en la Lámina 3.203.405.A, para giros en torno al eje y a los bordes derecho e izquierdo, según el avance de la distancia acumulada, en calzadas bidireccionales con doble bombeo y en las Láminas 3.203.405.B y C para calzadas unidireccionales con eje de giro en los bordes interiores de cada calzada (Izquierdo para la calzada derecha y derecho para la calzada izquierda, siempre considerando el sentido de avance de la distancia acumulada).

d) En Carreteras Unidireccionales con tres o más pistas por calzadas, si la curva requiere un peralte mayor que 4%, puede ser conveniente desplazar los ejes de giro de los peraltes al centro de cada calzada, distando entre dicho eje de giro 5,25 m al borde interior de los pavimentos para el caso de 3 pistas de 3,5 m y 7,0 m para cuatro pistas. Lo anterior tiene por objeto disminuir el desnivel que se produce entre los bordes exteriores de la calzada y la rasante, respecto de aquellos con ejes de giro en el borde interior del pavimento. Al actuar de este modo no se requiere modificar la rasante y la cota de los ejes de giro queda dada por:

$$\text{Cota Ejes de Giro en el Centro de la Calzada} = \text{Cota Rasante en eje de la Mediana} - (c/2) b$$

siendo:

$c/2 = 5,25$ m para 3 Pistas y 7,0 m para 4 Pistas
 $b =$ bombeo de la calzada en recta en m/m

El diagrama de peralte deberá presentarse empleando una nomenclatura distinta para cada borde de las calzadas, o bien, mediante dos diagramas independientes.

3.203.406 Sobrancho en Curvas con Arco de Enlace

3.203.406(1) Aspectos Generales. Los ensanches requeridos se determinarán según lo expuesto en 3.203.306.

3.203.406(2) Desarrollo del Sobrancho. La longitud normal para desarrollar el sobrancho será de 40 m. Si el arco de enlace es mayor o igual a 40 m, el inicio de la transición se ubicará 40 m antes del principio de la curva circular. Si el arco de enlace es menor de 40 m el desarrollo del sobrancho se ejecutará en la longitud de arco de enlace disponible.

El sobrancho se generará mediante una variación lineal con el desarrollo:

$$e_n = (E/L) \cdot l_n \quad (\text{ec. 3.203.306(4).1})$$

e_n : Ensanche hacia el interior de la curva correspondiente a un punto distante l_n metros desde el origen

L : Longitud Total del desarrollo del sobrancho, dentro de la curva de enlace

La ordenada " e_n " se medirá normal al eje de la calzada en el punto de abscisa " l_n " y el borde interior de la calzada distará del eje, $(a + e_n)$, siendo " a " el ancho normal de una pista en recta.

3.203.406(3) Aspectos Constructivos. Son válidas las consideraciones hechas en 3.203.306(7).

3.203.5 COMPOSICION DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

3.203.501 Aspectos Generales. En el Tópico 3.203.1 se discutieron los controles y criterios generales a considerar en el alineamiento horizontal. En los Tópicos siguientes se establecieron los valores mínimos y deseables para los diversos elementos básicos que pueden formar parte de la planta del trazado.

Se establece a continuación el tipo de alineamiento que corresponderá a cada categoría de carretera o camino y se proporcionan algunos antecedentes sobre alineaciones compuestas que no fueron analizadas anteriormente.

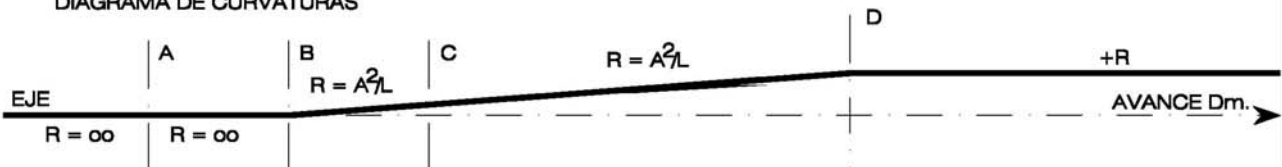
3.203.502 Composición del Alineamiento Según Categoría. Toda carretera o camino con la sola excepción de los Caminos de Desarrollo deberán:

- Ser proyectadas con enlaces clotoidales de transición entre los elementos de distintas naturaleza, magnitud o sentido de curvatura, dentro de los rangos establecidos precedentemente.
- Las secuencias de curvas distantes menos de 400 m considerados entre el término y el inicio de las clotoides respectivas, deberán cumplir las relaciones para el radio de entrada y salida que se establecieron en 3.203.304.
- La incorporación de rectas largas, $L_r > 400$ m, requerirá un tratamiento de las curvas existentes en los extremos de la recta en función de la $V_{85\%}$ predicha para cada V_p en 3.201.301.

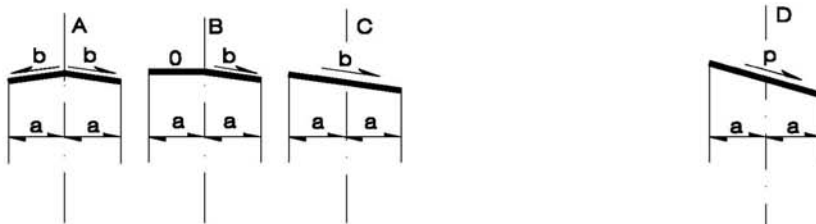
3.203.503 Alineaciones Compuestas. Las combinaciones de recta, círculo y clotoide dan origen a diversas configuraciones que se ilustran en las Láminas 3.203.503.A, B y C.

3.203.503(1) Configuraciones Recomendables. La Lámina 3.203.503.A incluye aquellas configuraciones que no merecen objeciones y que por el contrario ayudan a resolver con seguridad y elegancia situaciones de común ocurrencia en un trazado.

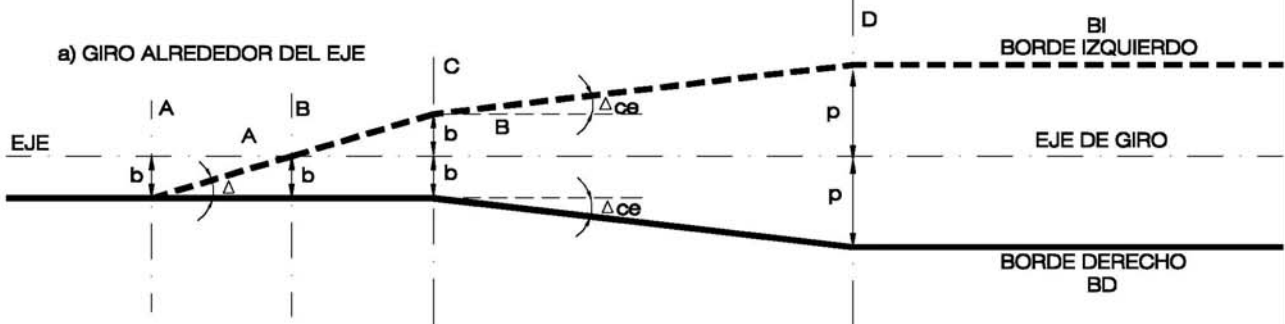
DIAGRAMA DE CURVATURAS



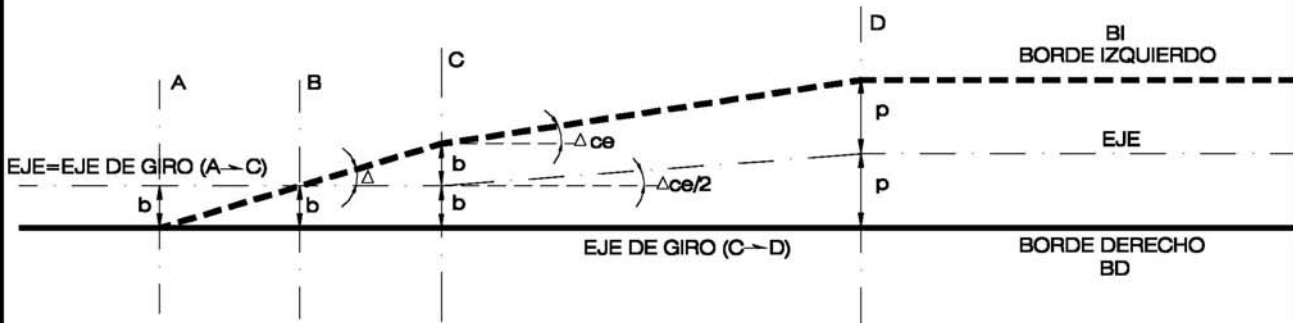
SECCIONES DE TRANSVERSALES



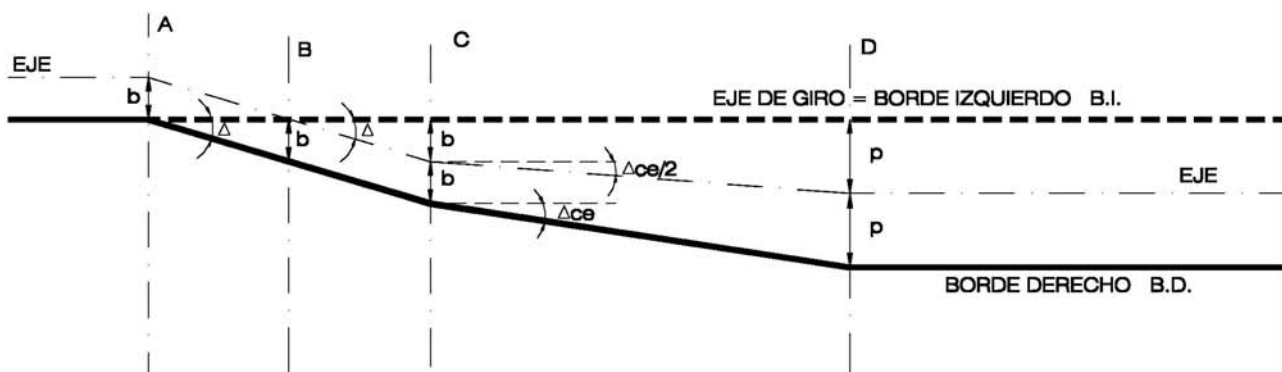
a) GIRO ALREDEDOR DEL EJE



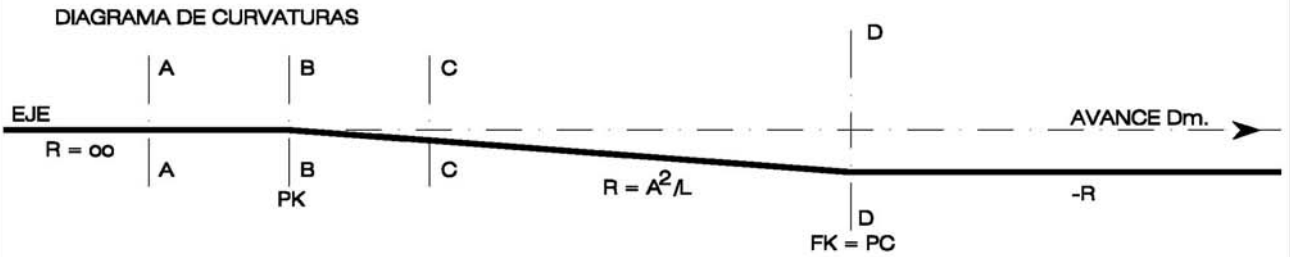
b) GIRO ALREDEDOR DEL BORDE DERECHO



c) GIRO ALREDEDOR DEL BORDE IZQUIERDO



Δ mín. = 0.35% para toda Vp.



SECCIONES DE TRANSVERSALES

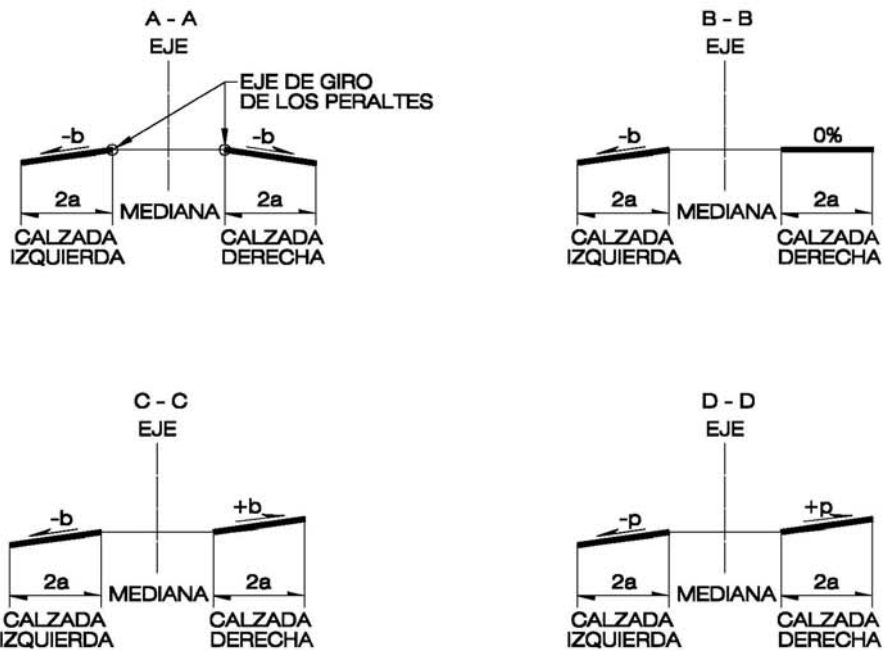
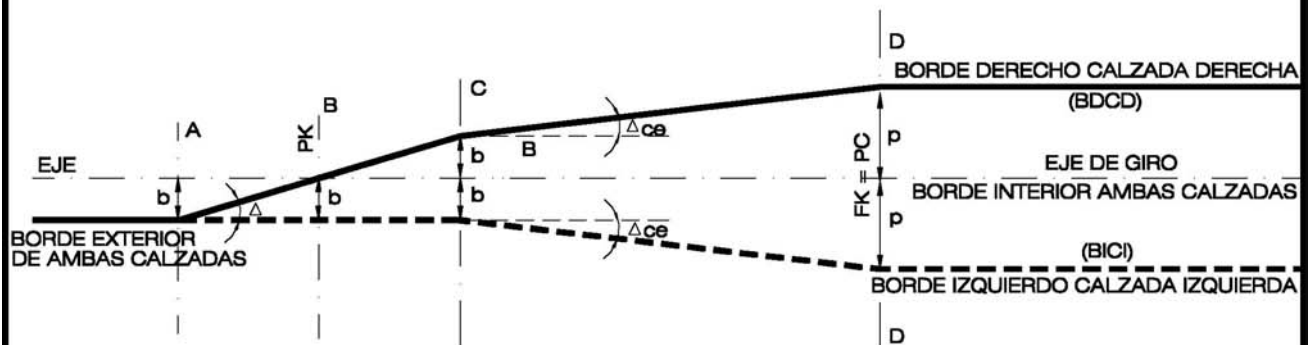
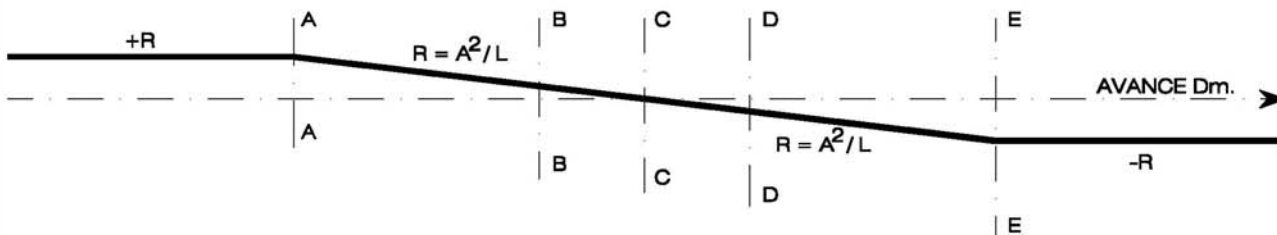


DIAGRAMA DE PERALTES



Δ mfn. = 0.35% para toda Vp.

DIAGRAMA DE CURVATURAS



SECCIONES DE TRANSVERSALES

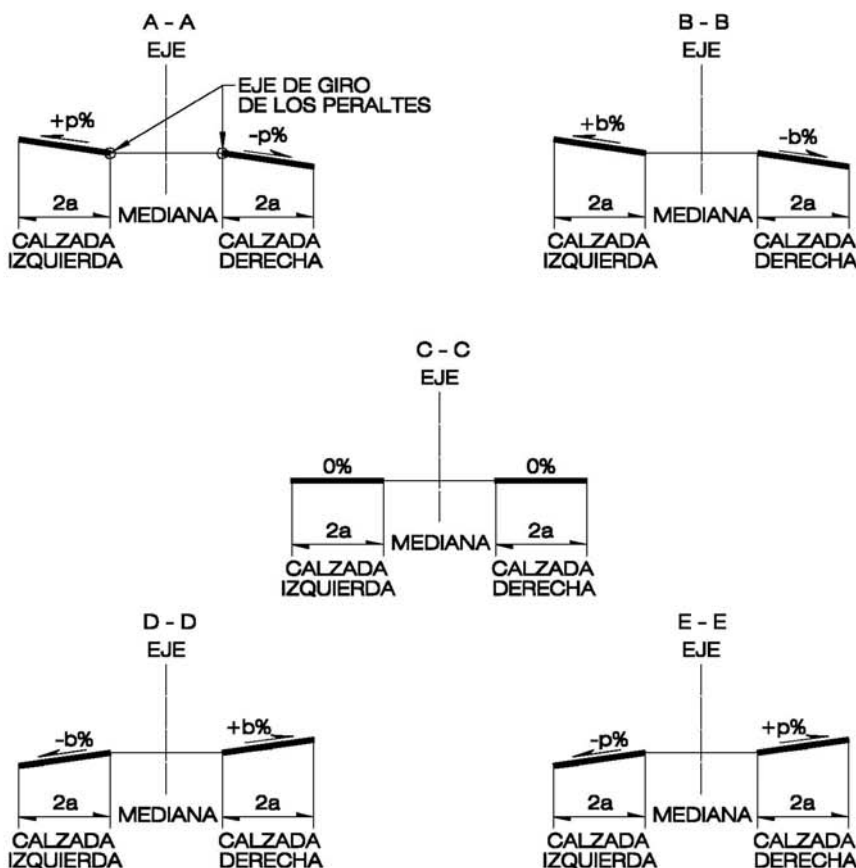
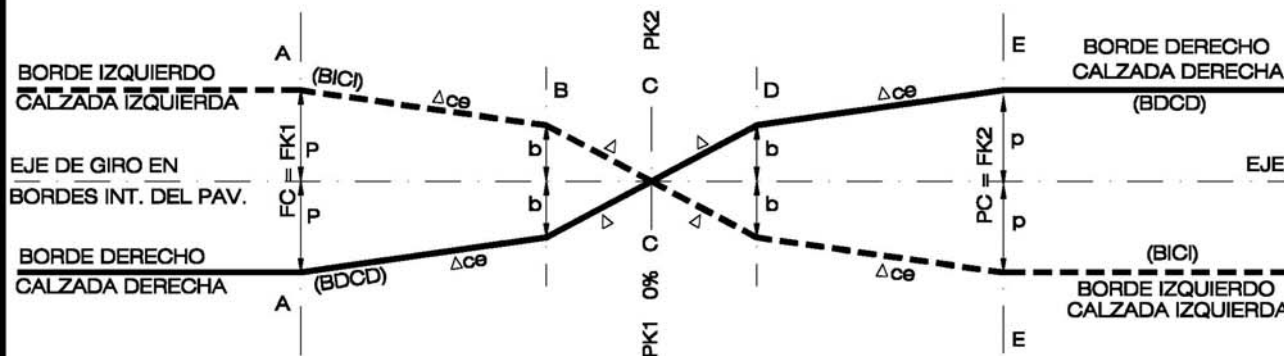


DIAGRAMA DE PERALTES



Δ mín. = 0.35% para toda Vp.

3.203.503(1) a) Curva Circular con Clotoide de Enlace. Corresponde al caso analizado en el Tópico 3.203.4. Los parámetros A1 y A2 son normalmente iguales o bien los más parecidos posible y en ningún caso su razón superará el rango señalado en la Lámina. Cuanto más larga sea la recta asociada, a la que corresponderá un $R \gg R_m$ y más ancha la calzada, mayor debe ser el parámetro de la clotoide, pero acotado por las condiciones $A \leq R$ y $L_{\text{máx}} = 1,5 L_{\text{normal}}$.

Por el contrario, para curvas al interior de una configuración que acepte radios en el orden del mínimo ($R_m \leq R \leq 1,2 R_m$), menor deberá ser la clotoide según lo expuesto en 3.203.403(1)d.1.

La influencia de la deflexión total ω fue analizada en 3.203.303(4) en relación con el desarrollo de la curva circular. Además se recalca que para $\omega < \tau_1 + \tau_2$, no existe solución para el conjunto clotoide curva circular

3.203.503(1) b) Curva de Inflexión o Curvas en S. La solución óptima de esta configuración corresponde a aquella en que no existe recta intermedia entre el término de la clotoide de salida de la primera curva y el inicio de la clotoide de entrada a la segunda, disposición que deberá cumplirse siempre en los Trazados Nuevos. En casos de rectificación de los trazados existentes la longitud de dicha recta no deberá superar la longitud dada por:

$$L_r \leq 0,08 (A_1 + A_2)$$

Tramos rectos de mayor longitud que permiten independizarse de la condición anterior están dados por la expresión $L \geq 1,4 V_p$ (m). En este caso la configuración ya no corresponde a una curva en S propiamente tal.

En todo caso, para longitudes $L_r < 200$ m en Carreteras y $L_r < 150$ m en Caminos, la transición del peralte se ejecutará pasando por la horizontal en el primer PK, imponiendo una pendiente relativa de borde $\Delta \geq 0,35\%$ entre $p = b\%$ y cero para luego continuar hasta el b de sentido contrario, el que se mantendrá como bombeo único hasta el punto en que en la otra clotoide le corresponda su respectiva transición de peralte.

Según lo expuesto en 3.203.304, toda vez que $L_r < 400$ m las curvas R1 y R2 deberán cumplir con las relaciones que figuran en las Láminas 3.203.304.A para Carreteras y 3.203.304.B para Caminos. Consecuentemente los valores mínimos de A1 y A2 se obtendrán de la Lámina 3.203.403(1).A en función de R1 y R2 según se trate de Carreteras o Caminos, y de la magnitud de los radios involucrados.

3.203.503(1) c) Ovoide. Constituye la solución adecuada para enlazar dos curvas circulares del mismo sentido muy próximas entre sí. Para poder aplicar esta configuración es necesario que uno de los círculos sea interior al otro y que no sean concéntricos. Deberán respetarse las relaciones entre parámetro y radio consignadas en la Lámina. La transición de peralte se dará en la clotoide de enlace. Los radios R1 y R2 deberán estar comprendidos dentro del rango señalado en las Láminas 3.203.304.A y B.

3.203.503(1) d) Ovoide Doble. Si las curvas circulares de igual sentido se cortan o son exteriores, deberá recurrirse a un círculo auxiliar "R3", dando origen a un doble ovoide para alcanzar la solución deseada. Las relaciones a observar entre radios y parámetros se indican en la Lámina.

3.203.503(2) Configuraciones Límite. Constituyen casos particulares de las soluciones generales antes expuestas y se presentan en la Lámina 3.203.503.B.

3.203.503(2) a) Curva Circular sin Curva de Enlace. Su aplicación está limitada a los Caminos de Desarrollo y en el resto de las Categoría se podrá emplear si:

$$R > 1500 \text{ m en Caminos con } V_p \leq 80 \text{ km/h} \quad R > 3000 \text{ m en Carreteras con } V_p \geq 80 \text{ km/h}$$

$\omega < 7^{\text{º}}$ – Situación en que no existe solución para el conjunto Recta – Clotoide – C. Circular.

En el último caso la curva deberá tener un radio que asegure los desarrollos señalados en la Tabla 3.203.303(4).B.

3.203.503(2) b) Clotoide de Vértice Sin Arco Circular. Esta configuración se presenta cuando $\omega = \tau_1 + \tau_2$, es decir para ω entre $6,2$ y $7,1^{\text{º}}$, si A mín se determina mediante las expresiones $R/3,2$ o $R/3$. En general deberá ser evitada pues puede inducir maniobras algo erráticas en el entorno del punto de tangencia de ambas clotoides.

En trazados restrictivos para velocidades de proyecto de hasta 80 km/h (carreteras y caminos), su empleo podrá ser autorizado excepcionalmente por la Dirección de Vialidad, como una clotoide de vértice propiamente tal (Desarrollo circular = 0) o con desarrollos circulares menores que los indicados en 3.203.503(4)d, tras haber estudiado y valorizado las posibles alternativas tendientes a evitarla.

Si en definitiva se decide emplearla, además de las condiciones señaladas en la Figura f), el peralte asociado al radio $R \geq 1,2 R$ mínimo correspondiente a la V_p , se deberá mantener constante en una longitud igual a $V_p/3,6(m)$, distribuido en partes iguales en cada clotoide.

3.203.503(2) c) Curvas Circulares Contiguas: Esta configuración podrá emplearse en casos calificados en Caminos de Desarrollo y excepcionalmente en caminos con $V_p \leq 70$ km/h, tras haber analizado y valorizado las alternativas tendientes a evitarla. El peralte máximo correspondiente al Radio R deberá mantenerse constante en al menos $V_p/3,6$ (m) hacia el interior de la curva de radio mayor si a esta correspondiere un peralte $p_1 < p$.

3.203.503(3) Configuraciones no Recomendables. Las curvas compuestas que se incluyen en la Lámina 3.203.503.C, deben evitarse ya que se ha comprobado en la práctica que poseen zonas en que no existe una clara definición de la curvatura del elemento que se está recorriendo, o bien, los elementos que están en el punto de vista del conductor lo inducen a maniobras que pueden resultar erráticas. Además sus configuraciones tienen alternativas recomendables que aunque con un costo tal vez algo superior, normalmente podrán ser impuestas.

3.203.504 Curvas de Retorno

En trazados de alta montaña suelen requerirse Curvas de Retorno (CR), con el fin de obtener desarrollos que permitan alcanzar una cota dada, que no es posible lograr mediante trazados alternativos sin sobrepasar las pendientes máximas admisibles (Ver 2.801.403(7)).

Las CR constituyen puntos singulares del trazado, en los que los radios que deben emplearse son mucho menores que los correspondientes a la V_p del camino. Los elementos para diseñarlas, clotoides y curvas de tres centros, tampoco cumplen con las condiciones que se exigen en trazados normales, pues ellas están destinadas a generar los ensanches requeridos en la CR y no como elementos de transición para la dinámica del desplazamiento. Todo ello resulta aceptable porque la velocidad de circulación en este tipo de curvas, fluctúa entre 15 y 20 km/h. En el entorno en que estas curvas se hacen indispensables, los usuarios están dispuestos a aceptarlas, no obstante ello deberán señalizarse adecuadamente, mediante una numeración correlativa referida al total de la CR existentes en el tramo, por ejemplo (1/8..... 2/8..... 8/8).

En la Lámina 3.203.504.A se presenta la resolución del problema mediante Curvas de Retorno Tipo, cuyo eje está definido por clotoides simétricas y una curva circular central. Los bordes de la calzada que deben generar los ensanches de la pista interior y exterior, están definidos mediante curvas de tres centros, de configuración también simétrica.

Se distingue el caso de Carreteras + Caminos Colectores y el de Caminos Locales y de Desarrollo.

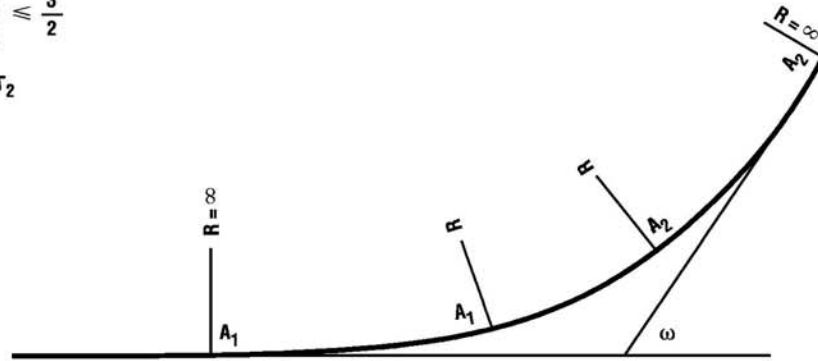
En el primer caso las curvas están diseñadas para posibilitar el cruce dentro de la curva de 2 buses de turismo de hasta 14,0 m de largo total con un L_o máximo de 10,6 m. El semirremolque corriente de 18,6 m de largo y el semirremolque para transporte de automóviles de 22,4 m de largo, deberán describir la curva como vehículo aislado, empleando todo o gran parte del ancho de la calzada.

En el segundo caso, para Caminos Locales, de Desarrollo y eventualmente caminos mineros, el diseño considera el cruzamiento de 2 Vehículos Livianos, de dimensiones como las del vehículo "P" de la Lámina 3.005.5.A (camioneta, van y similares). Operando aisladamente, podrá describir la curva un bus rural con largo total de 12 m o un camión simple, ambos con un máximo L_o de 9,5 m. Si en el flujo de este tipo de caminos existen buses de turismo o semitrailer, 20 m antes y después del PCi' y del FCi" (véase Lámina 3.203.504.A) el ancho de calzada debe transitar de 6,0 a 7,0 m (0,5 m linealmente hacia cada lado), para luego emplear alguna de las configuraciones correspondientes a Carreteras o Colectores.

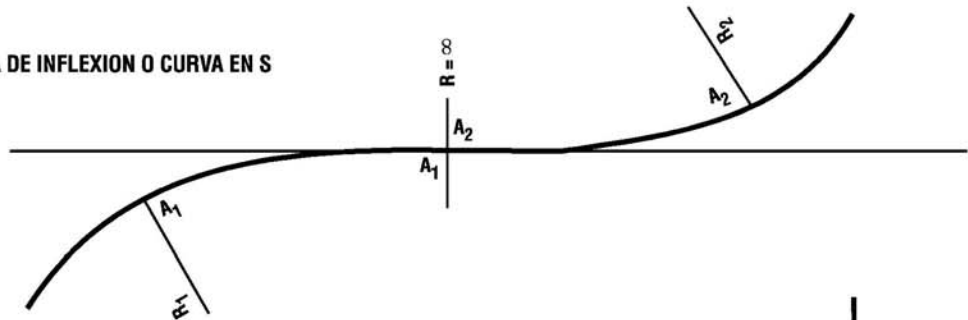
a) CURVA CIRCULAR CON CURVA DE ENLACE

$$\frac{2}{3} \leq \frac{A_1}{A_2} \leq \frac{3}{2}$$

$$\omega > \tau_1 + \tau_2$$



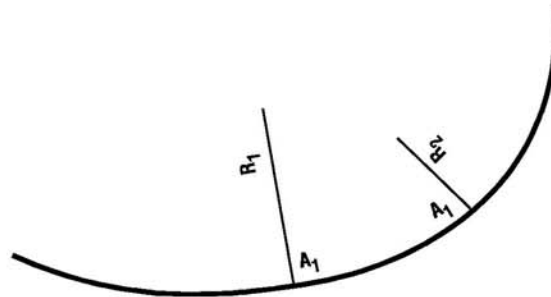
b) CURVA DE INFLEXION O CURVA EN S



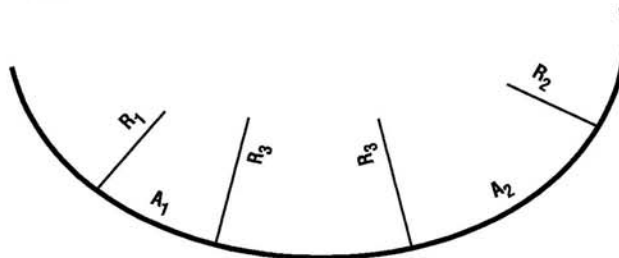
c) OVOIDE

$$R_1 > R_2$$

$$\frac{R_1}{3} \leq A_1 \leq R_2$$



d) OVOIDE DOBLE

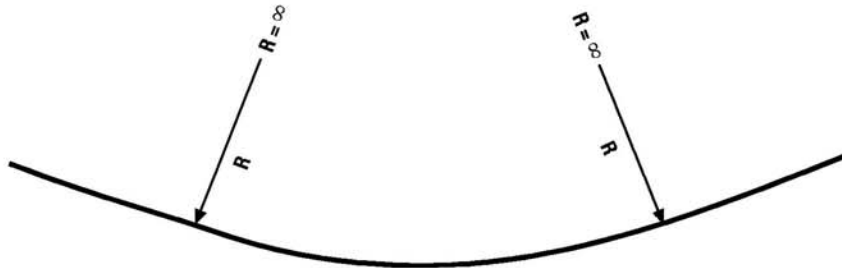


$$\frac{R_3}{3} \leq A_1 \leq R_1$$

$$\frac{R_3}{3} \leq A_2 \leq R_2$$

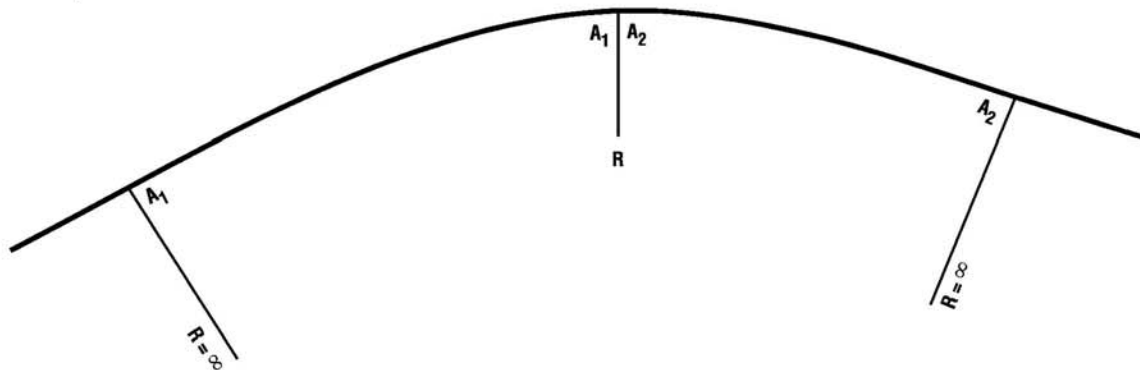
$$\frac{2}{3} \leq \frac{A_1}{A_2} \leq \frac{3}{2}$$

e) CURVA CIRCULAR AMPLIA SIN CURVAS DE ENLACE



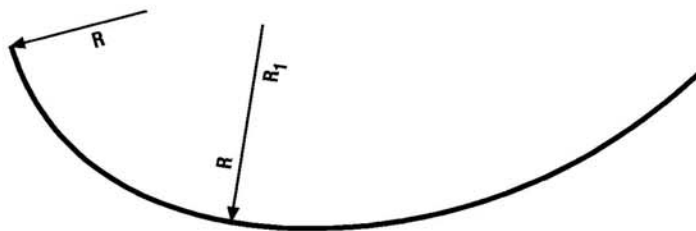
f) CLOTOIDES DE VERTICE SIN ARCO CIRCULAR

En casos inevitables
 $A_1 \cong A_2$
 $R \geq 1,2 R \text{ m\u00ednimo}$

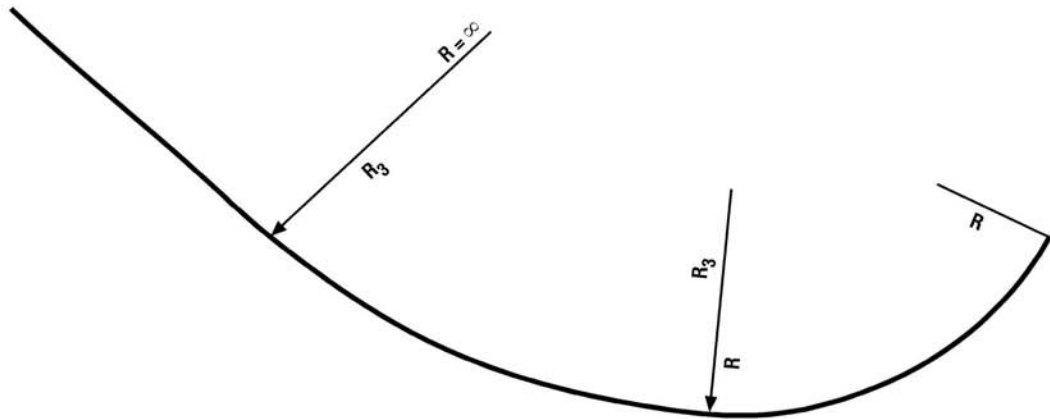


g) CURVAS CIRCULARES CONTIGUAS
 (S\u00f3lo en Intersecciones Canalizadas)

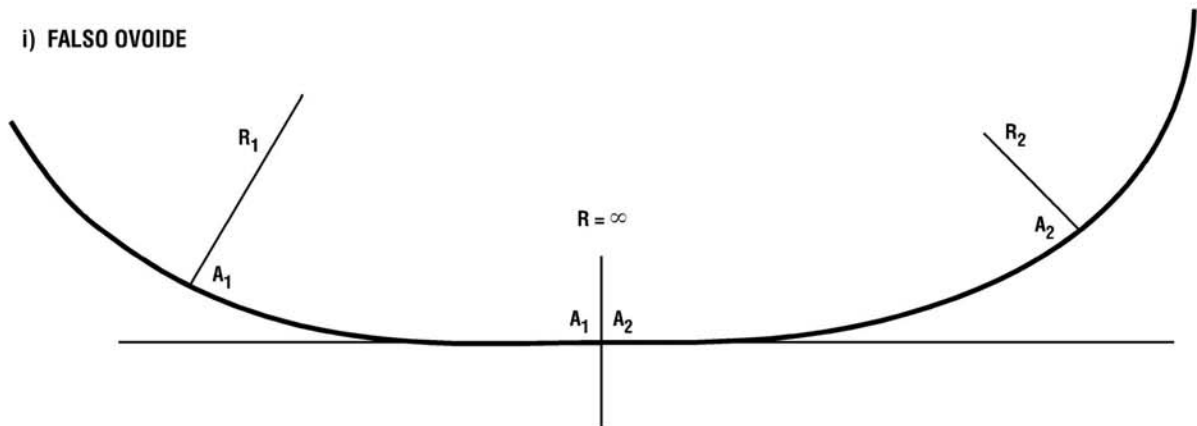
$R_1 > 1,33 R \text{ min } f(V_p)$
 $R_1/R < 2$
 $R \geq R \text{ min } f(V_p)$



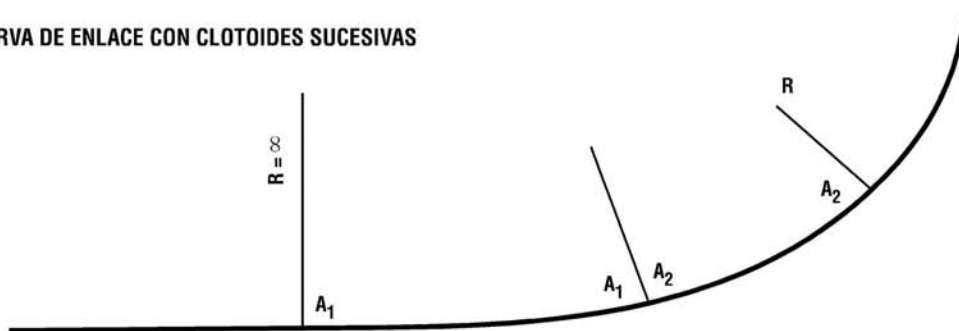
h) REEMPLAZO DE LA CLOTOIDE DE ENLACE POR UN CIRCULO



i) FALSO OVOIDE



j) CURVA DE ENLACE CON CLOTOIDES SUCESIVAS



La Figura a) de la Lámina 3.203.504.A ilustra esquemáticamente la geometría de los diversos elementos al interior de la CR. La Figura b) ilustra las relaciones que permiten ligar la CR con el resto del trazado. Algunos elementos del esquema están exagerados (τ por ejemplo) con el objeto de permitir una mejor visualización del problema.

Actualmente algunos programas computacionales de diseño tienen incorporadas las rutinas necesarias para resolver este tipo de problemas a lo largo del eje del trazado, sin embargo, siempre será necesario tener claro los conceptos que aquí se exponen, así como los parámetros principales para definir los bordes de la calzada, según sea el valor de Radio Interior "Ri". Un resumen de los parámetros seleccionados se presenta en la parte inferior de la Lámina 3.203.504.A.

La Tabla 3.203.504.A entrega un Listado de los datos requeridos para el replanteo de curvas.

La Lámina 3.203.504.A ilustra el caso de una CR con $\omega > 200^g$. Curvas con ω menor aunque en el orden de 200^g ($160 \sim 199^g$) pueden operar también como CR, si las limitaciones impuestas por el terreno lo justifican y el usuario está prevenido de su existencia. Ellas requieren los mismos R; ri y re, así como de los ensanches de la calzada asociados a los radios correspondientes; sin embargo, su resolución geométrica y de replanteo se tratará como en las curvas normales, es decir para $\omega < 200^g$, en que el vértice se localiza al exterior de la curva.

Con el objeto de limitar el incremento de potencia requerido para describir curvas tan cerradas como las correspondientes a las CR, se procurará emplear pendientes longitudinales y peraltes moderados, siendo los máximos aceptables los que se indican a continuación.

- La pendiente longitudinal dentro de la CR deberá limitarse a valores comprendidos entre 5% y 6%, aceptándose como máxima extraordinario 7% en caminos Locales y de Desarrollo.
- El peralte máximo se reducirá de 8% a 5% en Carreteras y Colectores para una velocidad de operación máxima en la CR de 20 km/h y de 7% a 5% en Caminos Locales y Desarrollo para una velocidad de operación de 15 km/h.

Aún cuando el conjunto de configuraciones de CR que se presentan en el cuadro de la Lámina 3.203.504.A, cubre una cantidad razonable de alternativas, se entregan a continuación las expresiones requeridas para calcular los valores de R en el eje, de Re y de Re' en función de valores de Ri distintos de los considerados aquí. El valor de Re' sirve para calcular cuando invade el extremo del parachoques delantero derecho, la berma exterior de la plataforma, lo que esta dado por $(Re' - Re)$.

Las limitaciones generales que deben respetarse son:

Ri mínimo Carreteras y Colectores	=	8,0 m
Ri mínimo Caminos Locales y Desarrollo	=	6,0 m
(Re' - Re) máximo en todos los casos	=	0,60 m
R	=	$((Ri + h_2 + b)^2 + Lo^2)/2 + h_1$
Re	=	$((R + h_1 + b)^2 + Le^2)/2 + h_2 \text{ ext}$
Re'	=	$((R + h_1 + b)^2 + Lo^2)/2$

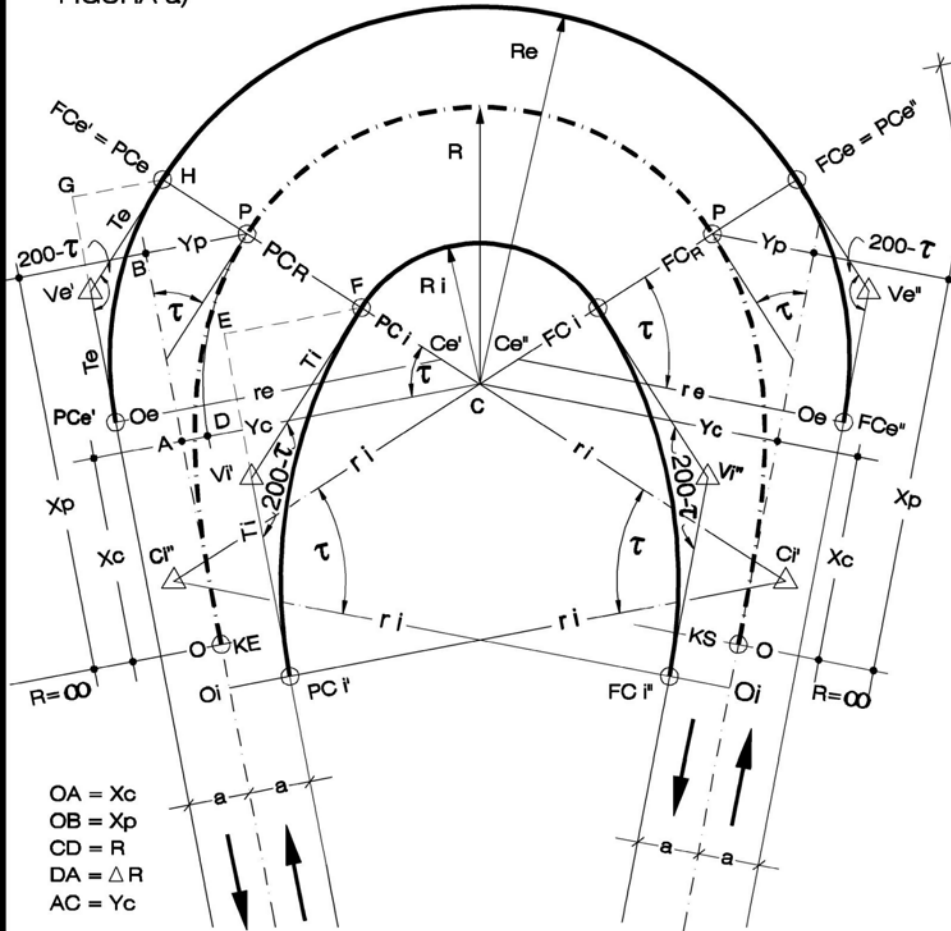
Siendo:

R(m)	=	Radio Circular del Eje del Trazado
Ri(m)	=	Radio Interior de la Curva Circular Central (Dato inicial de Cálculo)
Re(m)	=	Radio Exterior de la Curva Circular Central
Re'(m)	=	Radio Exterior descrito por el extremo derecho del parachoques delantero
Lo(m)	=	Distancia entre el parachoques delantero y el último eje trasero (simple o tandem) de un Vehículo Rígido
Le(m)	=	Distancia entre el eje delantero del vehículo y el último eje trasero (simple o tandem) de un Vehículo Rígido
h_1	=	Semihuelga entre los vehículos que se cruzan=0,3 m
h_2	=	Huelga entre última rueda trasera y borde interior del pavimento ensanchado = 0,3 m
$h_2 \text{ ext}$	=	Huelga entre carrocería frente al eje delantero y el borde exterior del pavimento = 0,5 m
b	=	Ancho total del vehículo considerado

CONFIGURACIONES:

BORDE INTERIOR CALZADA - CURVA TRES CENTROS $r_i - R_i - r_i$
EJE DE CALZADA - CLOTOIDE - R - CLOTOIDE
BORDE EXTERIOR CALZADA - CURVA TRES CENTROS $r_e - R_e - r_e$

FIGURA a)



OA = Xc
OB = Xp
CD = R
DA = ΔR
AC = Yc

EF = $Y_c - a - R_i \cos \tau$; $T_i = EF / \sin \tau$; $r_i = T_i / \tan(\tau / 2)$
GH = $Y_c + a - R_e \cos \tau$; $T_e = GH / \sin \tau$; $r_e = T_e / \tan(\tau / 2)$
 $OO_i = X_p - (R - R_i) \sin \tau - T_i (1 + \cos \tau)$
 $OO_e = X_p + (R_e - R) \sin \tau - T_e (1 + \cos \tau)$

VER TABLA 3.203.504 A para valores de Xc, Yc, Xp, Yp, ΔR , Ti, Te, OO_i, OO_e...etc.

NOTAS:

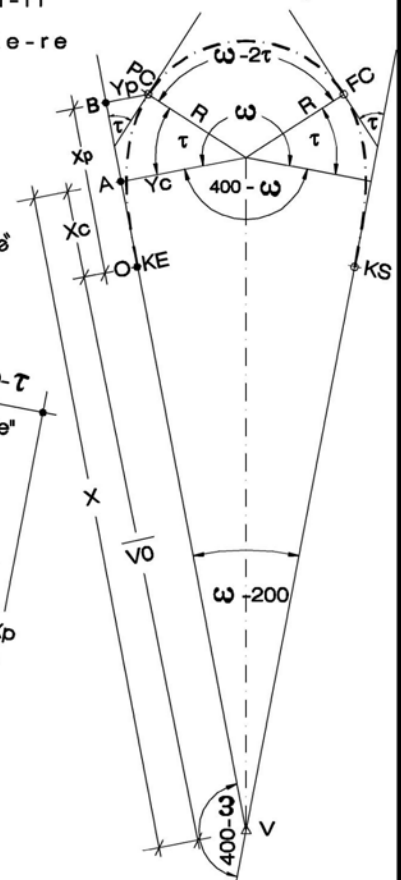
- LAS CURVAS SON SIMETRICAS RESPECTO DE LA BISECTRIZ DE ω
- LOS ARCOS: PCI' - PCI; KE - PCR; PCe' - PCe; etc., NO SE MODIFICAN CON LOS CAMBIOS DE ω
- SALVO LA DISTANCIA V_0 TODOS LOS DEMAS ELEMENTOS DE LA CLOTOIDE SE CALCULAN MEDIANTE LAS EXPRESIONES QUE FIGURAN EN LA LAMINA 3.203.404 A

PARAMETROS GEOMETRICOS DE CURVAS DE RETORNO SEGUN RADIO R_i

TIPO DE VIA MANIOBRA POSIBLE	RADIO CURVAS CENTRAL			CLOTOIDE DEL EJE			CURVAS DE BORDE		ANCHO MAX. PISTAS		ANCHO MAX CALZ.	SOBRE ANCHO
	R _i	R	R _e	A	L	τ	r _i	r _e	INT.	EXT.		
CARRET. Y COLECTORES	8	15,50	20,65	16,2	16,932	34,771	40,730	14,545	7,50	5,15	12,65	5,65
Calz. En Recta 7 m	10	17,00	22,00	17,5	18,015	33,731	41,264	16,800	7,00	5,00	12,00	5,00
Diseño Para:	15	21,10	25,85	20,0	18,957	28,599	48,308	20,357	6,10	4,75	10,85	3,85
2 Buses Lt = 13,2 m ó 14,0m.	20	25,55	30,10	22,6	19,991	24,905	55,709	24,781	5,55	4,55	10,10	3,10
1 SR Lt = 18,6 m												
1 SR Lt = 22,4 m	Ocupando toda la calzada para R _i = 8,0m											
LOCALES, Y DESARROLLO	6	9,75	13,10	9,90	10,052	32,818	15,064	13,702	3,75	3,35	7,10	1,10
Calz. En Recta 6 m	7	10,65	14,00	10,5	10,352	30,941	16,204	14,570	3,65	3,35	7,00	1,00
Diseño para:	8	11,55	14,85	11,3	11,055	30,468	16,785	16,068	3,55	3,30	6,85	0,85
2 Veh. Livianos	10	13,45	16,70	12,7	11,992	28,380	19,125	18,667	3,45	3,25	6,70	0,70
1 Bus Rural Lt = 12 m	12	15,35	18,35	14,0	12,768	26,478	21,264	23,511	3,35	3,00	6,35	0,35

Si existen Semitrailer en el flujo ensanchar calzada a 7,0m antes de la CR y usar Solución para Carreteras y Colectores

FIGURA b)



$$X = Y_c / \tan\left(\frac{\omega - 200}{2}\right)$$

$$V_0 = X - X_c$$

- Si:
- $\omega > 200$ C. Retorno
 - $\omega < 200$ C. Normal
 - $\omega - 2\tau = 0$; Dc = 0
 - $\omega - 2\tau > 0$; Dc = $\frac{R(\omega - 2\tau)}{63,662}$
 - $\omega - 2\tau < 0$; No hay Solución

Los Vehículos Tipo considerados son:

Bus de Turismo	Lt = 14,0	Lo= 10,6 m;	Le=8,2 m;	b=2,6 m
Vehículo Liviano	Lt= 5,8 m	Lo= 4,3 m;	Le=3,4 m;	b=2,1 m

Los demás elementos de la CR se calculan eligiendo en primer término el valor del parámetro A de la clotoide del eje del trazado (algo mayor que el valor de R para los Ri mínimos y algo menor que R para Ri sobre los mínimos) con lo que se determinan los valores de: L, τ , ΔR , Xp, Yp, Xc, Yc. Conocidos estos valores se aplican las expresiones de cálculo para: Ti, ri, OOi, Dci y Te, re, OOe, Dce que figuran en la Lámina 3.203.504.A.

Considerando que el parachoques delantero puede invadir la berma exterior hasta en 0,6 m, el espacio libre de obstáculos a contar del borde exterior del pavimento (Barreras, postes de señales, muros etc.) deberá ser de al menos 1,0 m.

TABLA 3.203.504.A

DATOS PARA REPLANTEO DE LAS CURVAS DE RETORNO
(Distancias en metros - Angulos en grados centesimales)

ELEMENTOS	CARRETERAS + COLECTORES				CAMINOS LOCALES Y DE DESARROLLO				
	ANCHO CALZADA 7,0 m				ANCHO CALZADA 6,0 m				
EJE DEL TRAZADO									
R	15,50	17,00	21,10	25,55	9,75	10,65	11,55	13,45	15,35
A	16,2	17,5	20,0	22,6	9,9	10,5	11,3	12,7	14,0
L	16,932	18,015	18,957	19,991	10,052	10,352	11,055	11,992	12,768
τ^g	34,771	33,731	28,599	24,905	32,818	30,941	30,468	28,380	26,478
ΔR	0,762	0,787	0,705	0,648	0,428	0,416	0,437	0,442	0,440
XC = OA	8,382	8,924	9,415	9,945	4,982	5,136	5,486	5,956	6,348
YC = AC	16,262	17,787	21,085	26,198	10,178	11,066	11,987	13,892	15,790
Xp = OB	16,433	17,516	18,578	19,687	9,788	10,110	10,805	11,756	12,550
Yp = Bp	3,018	3,118	2,798	2,578	1,695	1,649	1,735	1,757	1,749
TRAZADO CURVAS INTERIORES									
Ri	8,0	10,0	15,0	20,0	6,0	7,0	8,0	10,0	12,0
ri	40,730	41,264	43,308	55,709	15,064	16,204	16,785	19,125	21,264
OOi	- 8,619	- 6,877	- 5,050	- 3,671	0,513	0,836	1,440	2,022	2,605
Ti	11,408	11,195	11,037	11,038	3,971	4,017	4,095	4,335	4,487
Dci	22,246	21,864	21,702	21,794	7,765	7,875	8,033	8,526	8,844
CCi' = ri - Ri	32,730	31,264	33,308	35,709	9,064	9,204	8,785	9,125	9,264
TRAZADO CURVAS EXTERIORES									
Re	20,650	22,000	25,850	30,100	13,100	14,000	14,850	16,700	18,350
re	14,545	16,800	20,357	24,781	13,702	14,570	16,068	18,667	23,511
OOe	11,553	11,552	11,800	11,973	4,685	4,869	4,925	5,109	4,263
Te	4,074	4,558	4,651	4,910	3,612	3,612	3,920	4,231	4,961
Dce	7,944	8,902	9,145	9,694	7,063	7,081	7,690	8,321	9,779
CCe' = re - Re	- 6,105	- 5,200	- 5,439	-5,319	0,602	0,570	1,218	1,967	5,161

La Distancia Acumulada "Dm" del punto "0" correspondiente al inicio de la clotoide de entrada (Ke) es la referencia inicial de las Dm a lo largo del eje del trazado en la curva de Retorno. El punto inicial de las curvas interiores de radio "ri" y exteriores de radio "re", está dado por las distancias OOi y OOe medidas según la alineación de entrada y luego proyectadas a los bordes de la calzada sin ensanchar. Los valores negativos de OOi indican que en esos casos la curva "ri" se inicia frente a un "Dm" menor que el correspondiente al Ke de la clotoide. Para la curva "ri" de salida se da la situación contraria.

SECCION 3.204 TRAZADO EN ALZADO

3.204.1 ASPECTOS GENERALES

Las cotas del eje en planta de una carretera o camino, al nivel de la superficie del pavimento o capa de rodadura, constituyen la rasante o línea de referencia del alineamiento vertical. La representación gráfica de esta rasante recibe el nombre de Perfil Longitudinal del Proyecto.

La rasante determina las características en alzado de la carretera y está constituida por sectores que presentan pendientes de diversa magnitud y/o sentido, enlazadas por curvas verticales que normalmente serán parábolas de segundo grado.

Para fines de proyecto, el sentido de las pendientes se define según el avance de la distancia acumulada (Dm), siendo positivas aquellas que implican un aumento de cota y negativas las que producen una pérdida de cota.

Las curvas verticales de acuerdo entre dos pendientes sucesivas permiten lograr una transición paulatina entre pendientes de distinta magnitud y/o sentido, eliminando el quiebre de la rasante. El adecuado diseño de ellas asegura las distancias de visibilidad requeridas por el proyecto. En todo punto de la carretera debe existir por lo menos la Visibilidad de Parada que corresponda a la V^* del tramo, según lo establecido en 3.202.2.

El trazado en alzado está controlado principalmente por la:

- a) Categoría del Camino
- b) Topografía del Area
- c) Trazado en Horizontal y Velocidad V^* correspondiente
- d) Distancias de Visibilidad
- e) Drenaje
- f) Valores Estéticos y Ambientales
- g) Costos de Construcción

El sistema de cotas del proyecto se referirá en lo posible al nivel medio del mar, para lo cual se enlazarán los puntos de referencia del estudio con los pilares de nivelación del Instituto Geográfico Militar. Las instrucciones para esta labor se detallan en el MC-V2 Procedimientos de Estudios Viales, Capítulo 2.300 Ingeniería Básica – Aspectos Geodésicos y Topográficos.

3.204.2 UBICACION DE LA RASANTE RESPECTO DEL PERFIL TRANSVERSAL

La superficie vertical que contiene la rasante coincidirá con el eje en planta de la carretera o camino.

Cuando el proyecto consulta calzada única, en la mayoría de los casos, el eje en planta será eje de simetría de la calzada. En carreteras unidireccionales con medianas de hasta 13 m, el eje en planta normalmente se localiza en el centro de la mediana y la rasante de dicho eje se proyectará al borde interior de los pavimentos de cada calzada.

En carreteras unidireccionales con calzadas independientes pueden ser necesarias dos rasantes, cada una de ellas asociada al respectivo eje en planta, o al borde izquierdo de los pavimentos, según el sentido de circulación en cada una de ellas.

3.204.3 INCLINACION DE LAS RASANTES

3.204.301 Pendientes Máximas

La Tabla 3.204.301.A establece las pendientes máximas admisibles según la categoría de la carretera o camino.

**TABLA 3.204.301.A
PENDIENTES MAXIMAS ADMISIBLES %**

CATEGORIA	VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)									
	≤ 30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Desarrollo	10-12	10-9	9	-	-	-	-	-	- ⁽¹⁾	-
Local	-	9	9	8	8	-	-	-	-	-
Colector	-	-	-	8	8	8	-	-	-	-
Primario	-	-	-	-	-	6	5	4,5	-	-
Autorrutas	-	-	-	-	-	6	5	4,5	-	-
Autopistas	-	-	-	-	-	5	-	4,5	-	4

⁽¹⁾ 110 km/h no está considerada dentro del rango de Vp asociadas a las categorías.

El proyectista procurará utilizar las menores pendientes compatibles con la topografía en que se emplaza el trazado. Carreteras con un alto volumen de tránsito justifican económicamente el uso de pendientes moderadas, pues el ahorro en costos de operación y la mayor capacidad de la vía compensarán los mayores costos de construcción.

El proyectista deberá verificar que en los sectores en curva la línea de máxima pendiente no supere lo establecido en 3.203.303(5)

En carreteras con calzadas independientes, las pendientes de bajada podrán superar hasta en 1% los máximos establecidos en la Tabla 3.204.301.A.

En camino de alta montaña, cuando se superan los 2.500 m sobre el nivel del mar, la pendiente máxima deberá limitarse según la Tabla 3.204.301.B.

**TABLA 3.204.301.B
CAMINO DE ALTA MONTAÑA
PENDIENTES MAXIMAS % SEGUN ALTURA S.N.M.**

ALTURA S.N.M.	VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)					
	30	40	50	60	70	80 ⁽¹⁾
2.500 - 3.000 m	9	8	8	7	7	7/5 ⁽¹⁾
3.100 - 3.500 m	8	7	7	6,5	6,5	6/5
Sobre 3.500 m	7	7	7	6	6	5/4,5

⁽¹⁾ Valor máx Caminos/Valor máx Carreteras

3.204.302 Pendientes Mínimas

Es deseable proveer una pendiente longitudinal mínima del orden de 0,5% a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales. Se distinguirán los siguientes casos particulares:

- Si la calzada posee un bombeo o inclinación transversal de 2% y no existen soleras o cunetas, se podrá excepcionalmente aceptar sectores con pendientes longitudinales de hasta 0,2%. Si el bombeo o peralte de una zona en curva, es de 2,5% o más, excepcionalmente se podrá utilizar una pendiente longitudinal de 0%.

- b) Si al borde del pavimento existen soleras la pendiente longitudinal mínima deseable será de 0,5% y mínima absoluta de 0,35%.
- c) En zonas de transición de peralte en que la pendiente transversal se anula, la pendiente longitudinal mínima deberá ser de 0,5% y en lo posible mayor.

Si los casos analizados precedentemente se dan en cortes, el diseño de las pendientes de las cunetas deberá permitir una rápida evacuación de las aguas, pudiendo ser necesario revestirlas para facilitar el escurrimiento.

3.204.303 Longitud en Pendiente y Velocidad de Operación

Pendientes de hasta 6%, afectan sólo marginalmente la velocidad de operación de la gran mayoría de los automóviles, cualquiera que sea la longitud de la pendiente.

En el caso de los camiones, sobre 3% causan reducciones significativas de la velocidad de operación, a medida que la longitud en pendiente aumenta; esto afecta la velocidad de operación de los automóviles, en especial en caminos bidireccionales con alta densidad de tránsito.

Las figuras de la Lámina 3.204.303.A ilustran el efecto de las pendientes uniformes de subida, de longitudes crecientes, sobre la velocidad de operación de los camiones que circulan en caminos pavimentados.

La Figura a) muestra la caída de velocidad para un camión tipo semitrailer o con acoplado, cargado, cuya relación peso/potencia sea del orden de $90 \text{ kgf/cv} \approx 122 \text{ kgf/kw}^*$. Se considera que la rasante de aproximación a la pendiente es prácticamente horizontal y la velocidad al comienzo de la pendiente de 88 km/h. La zona horizontal de las curvas del gráfico indican la velocidad de régimen del camión, la que no puede ser superada en tanto no disminuya la pendiente.

La Figura b) ilustra el concepto de longitud crítica en pendiente, es decir, la combinación de magnitud y longitud de pendiente que causa un descenso en la velocidad de operación del camión de "X" km/h.

Este gráfico permite establecer la longitud máxima que puede tener una pendiente de magnitud dada, si se desea evitar que la velocidad de operación de los camiones disminuya en más de "X" km/h.

El gráfico está elaborado para el mismo tipo de camiones considerado en la Figura a). Estos representan adecuadamente el parque de camiones con remolque o semirremolque de hasta unos 8 años de antigüedad que operan en el país, a la fecha de edición de este capítulo, si ellos van cargados sin superar los pesos especificados por el fabricante.

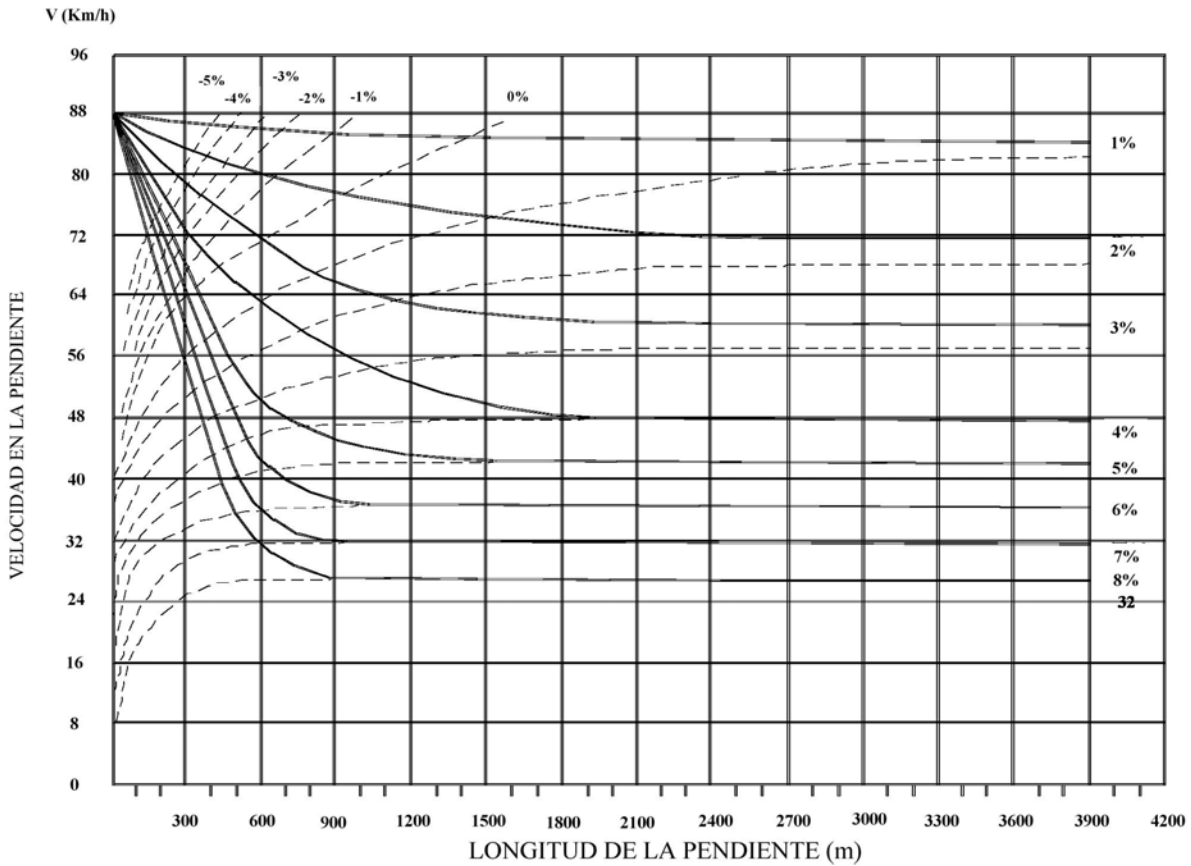
El gráfico considera la velocidad de entrada a la pendiente, de 88 km/h mencionada precedentemente, pero es posible considerar otras velocidades de entrada según se indica en los ejemplos.

Los siguientes ejemplos ilustran el uso del gráfico de Longitud Crítica en Pendiente:

- i) Rasante de Aproximación casi Horizontal – Pendiente Bajo Análisis +4%
Reducción de Velocidad Aceptable 24 km/h
Longitud Crítica determinada ~ 570 m
- ii) Rasante de Aproximación +3% en 260 m
Pendiente Bajo Análisis +5%
Reducción de Velocidad Aceptable: 24 km/h
Cálculo Longitud Crítica:

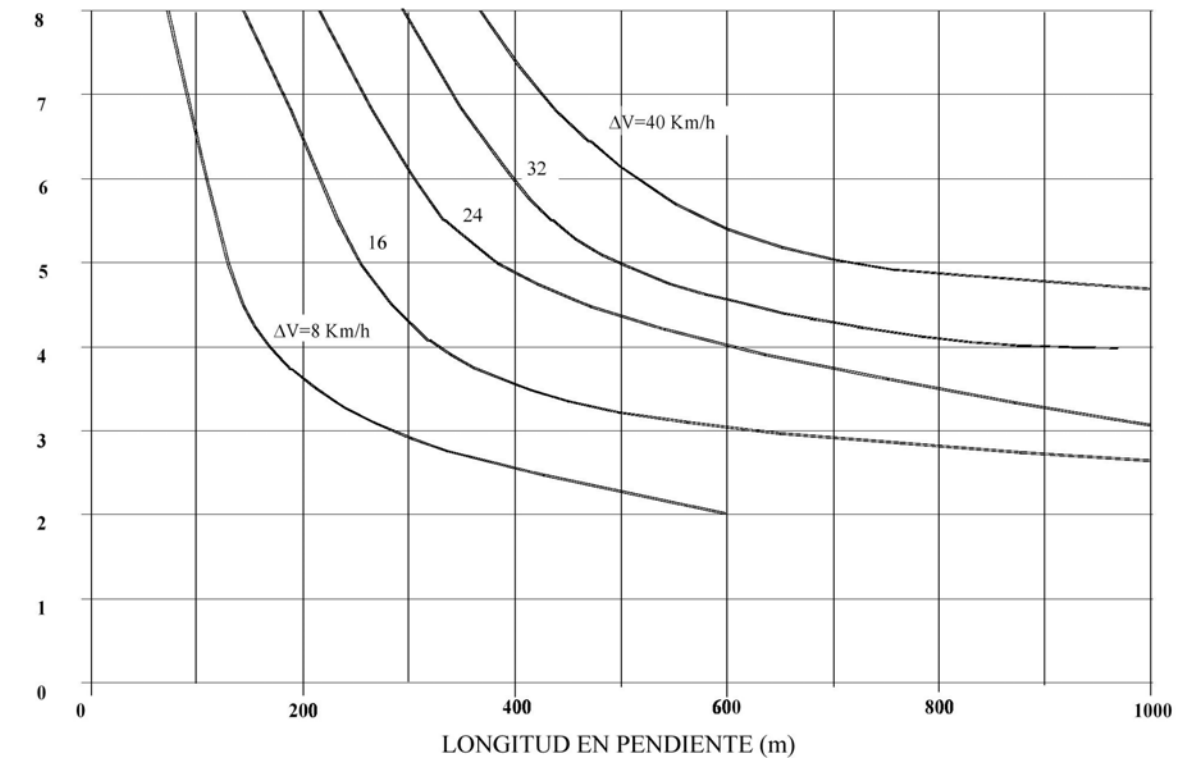
* Fuente: Highway Capacity Manual - Special Report N° 209 1995

a) VELOCIDAD DE OPERACION VERSUS LONGITUD EN PENDIENTE (1)



(1) Highway Capacity Manual - Special Report N° 209, 1997
Camión Tipo - Relación Peso/Potencia 90 kgf / cv \approx 122 kgf / kW

b) LONGITUD CRITICA EN PENDIENTE



Un gradiente de 3% en 260 m de largo causa un descenso de aproximadamente 8 km/h. Por lo tanto, en uno de 5% se pueden perder $24 - 8 = 16$ km/h, hasta alcanzar la reducción máxima especificada.

Entrando con 5%, en ordenadas, hasta la curva de 16 km/h, se lee en abscisas 260 m.

Por el contrario si la pendiente bajo estudio está precedida por una bajada con una planta adecuada, el conductor del camión normalmente acelera en previsión de la pendiente que se aproxima. En esos casos la reducción de velocidad a considerar para el cálculo se puede elevar en 10 a 15 km/h, según la magnitud y largo de la pendiente de bajada. Mediante este artificio se obtiene la longitud crítica corregida que producirá un descenso de velocidad del orden que se está empleando en el proyecto.

Los conceptos anteriores constituyen elementos de juicio que la Dirección de Vialidad y el Proyectista deberán ponderar para lograr un proyecto equilibrado. AASHTO recomienda en casos normales no superar los 15 km/h de caída de velocidad para camiones en pendiente. Para las condiciones imperantes en el país parecería deseable elevar dicho valor a 24 km/h en túneles y 40 km/h en campo abierto, es decir para una velocidad de entrada de 88 km/h aceptar caídas de velocidad hasta ≈ 64 km/h y 48 km/h, respectivamente. Si la longitud y magnitud de una pendiente inevitable produce descensos superiores, en especial en caminos bidireccionales donde no existe visibilidad para adelantar, o con alto volumen de vehículos pesados, se impone realizar un análisis técnico económico a fin de establecer la factibilidad de proyectar pistas auxiliares. La Tabla 3.204.303.A ilustra la longitud crítica en pendiente para una velocidad de entrada del orden de 88 km/h y un ΔV del orden de 24 y 40 km/h.

TABLA 3.204.303.A
LONGITUD CRITICA EN PENDIENTES PARA $\Delta V = 24$ km/h y $\Delta V = 40$ km/h

i %	Longitud Crítica (m)	
	$\Delta V < 24$ km/h para todo L	$\Delta V < 40$ km/h para todo L
2		
3	1100	
4	590	1800
5	380	700
6	310	510
7	260	420
8	210	360

En Caminos Bidireccionales las Pistas Auxiliares se diseñarán para los Vehículos Lentos (camiones y buses), produciendo el ensanche de la calzada por el lado derecho según el avance de la Dm.

En Carreteras Unidireccionales las Pistas Auxiliares se diseñarán para los Vehículos Rápidos, produciendo el ensanche hacia la Mediana.

La forma de generar estas pistas, sus cuñas de ingreso y salida, longitud recomendable, etc., se especifican en el Capítulo 3.300, Numeral 3.302.203.

3.204.4 ENLACES DE RASANTES

3.204.401 Curvas Verticales de Enlace

El ángulo de deflexión entre dos rasantes que se cortan, queda definido por la expresión:

$$\theta \text{ radianes} = (i_1 - i_2) \quad (\text{ec. 3.204.401.1})$$

Es decir θ se calcula como el valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes de entrada y salida, expresadas en m/m. Las pendientes deberán considerarse con su signo, según la definición:

- + Pendiente de Subida según el avance de Dm
- Pendiente de Bajada según avance de Dm

Toda vez que la deflexión θ es igual o mayor que $0,5\% = 0,005 \text{ m/m}$, se deberá proyectar una curva vertical para enlazar las rasantes. Bajo esta magnitud se podrá prescindir de la curva de enlace ya que la discontinuidad es imperceptible para el usuario.

La curva a utilizar en el enlace de rasantes será una parábola de segundo grado, que se caracteriza por presentar una variación constante de la tangente a lo largo del desarrollo, además de permitir una serie de simplificaciones en sus relaciones geométricas, que la hacen muy práctica para el cálculo y replanteo.

La Lámina 3.204.401.A ilustra el caso de curvas verticales convexas y cóncavas, e incluye las expresiones que permiten calcular sus diversos elementos.

La deflexión θ se repite como ángulo del centro para una curva circular de radio R, que sea tangente a las rasantes a enlazar, en los mismos puntos que la parábola de segundo grado. La parábola y la curva circular mencionadas son en la práctica muy semejantes, tanto así que el cálculo teórico de la curva de enlace requerida por concepto de visibilidad se hace en base a la curva circular, en tanto que el proyecto y replanteo se ejecuta en base a la parábola.

Bajo las circunstancias descritas el desarrollo de la curva vertical de enlace queda dado por:

$$L_v = R \cdot \theta = R \cdot (i_1 - i_2) \quad (\text{ec. 3.204.401.2})$$

i_1 e i_2 expresados en m/m

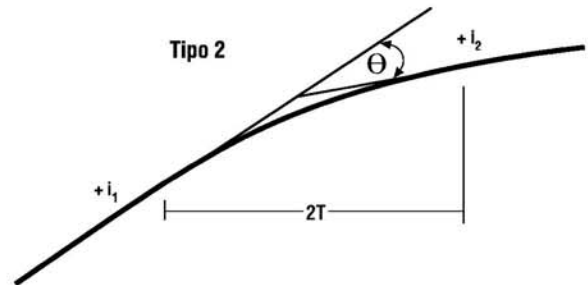
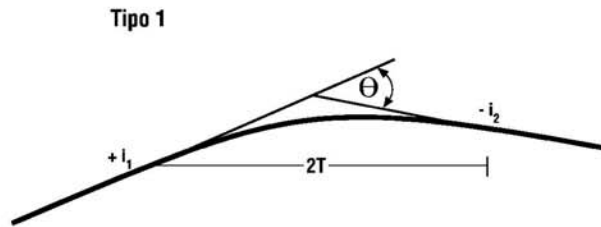
Adoptando la nomenclatura correspondiente a la parábola de segundo grado, el radio R pasa a llamarse "K" que corresponde al parámetro de esta curva.

Finalmente, dentro del rango de aproximaciones aceptadas, el desarrollo de la curva de enlace se identifica con :

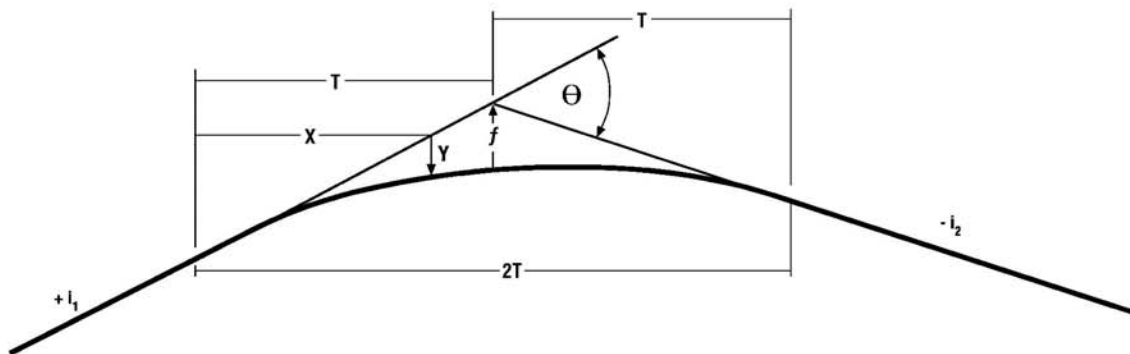
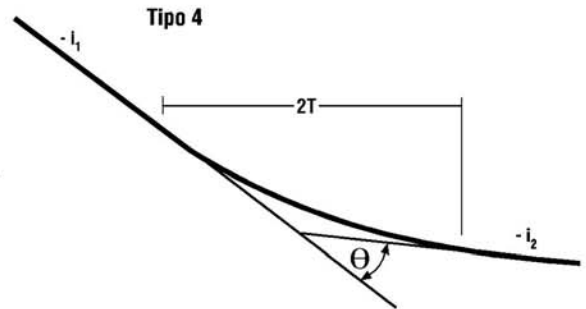
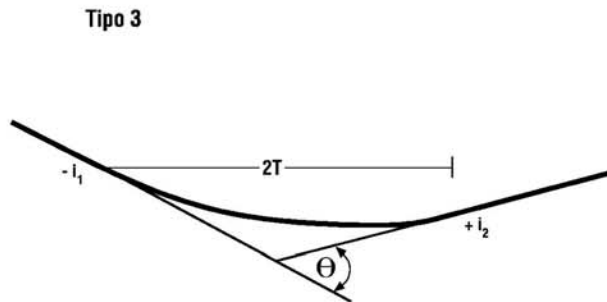
$$L_v = 2 T$$

siendo 2T la proyección horizontal de las tangentes a la curva de enlace.

CURVAS VERTICALES CONVEXAS



CURVAS VERTICALES CONCAVAS



$$\theta = |i_1 - i_2|$$

$$2T = K \cdot \theta$$

$$f = \frac{T^2}{2K} = \frac{T \cdot \theta}{4}$$

$$Y = \frac{X^2}{2K} = \frac{f}{T^2} \cdot X^2$$

i_1 e i_2
 Con su signo y
 Expresado en por uno

En definitiva, para todos los efectos de cálculo y replanteo, la longitud de la curva vertical de enlace está dada según medidas reducidas a la horizontal y vale:

$$2T = K \cdot \theta = K \cdot |i_1 - i_2| \quad (\text{ec.3.204.401.3})$$

3.204.402 Criterios de Diseño para Curvas Verticales

- Las curvas verticales deben asegurar en todo punto del camino la Visibilidad de Parada, ya sea que se trate de calzadas bidireccionales o unidireccionales.
- En calzadas bidireccionales, si la condiciones lo permiten, el proyectista podrá diseñar curvas de enlace por criterio de visibilidad de adelantamiento, con lo que se asegura sobradamente la visibilidad de parada.
- El cálculo de curvas verticales presenta dos situaciones posibles, a saber:

$$\begin{aligned} D_v &> 2T \\ D_v &< 2T \end{aligned}$$

La presente norma considera como situación general el caso $D_v < 2T$ ya que: representa el caso más corriente, implica diseños más seguros y la longitud de curva de enlace resultante de $D_v > 2T$, normalmente debe ser aumentada por criterio de comodidad y estética.

- En curvas verticales convexas o cóncavas del tipo 1 y 3 (Lámina 3.204.401.A), la Visibilidad de Parada a considerar en el cálculo del parámetro corresponde a la distancia de parada de un vehículo circulando a velocidad V^* en rasante horizontal. Ello en razón de que el recorrido real durante la eventual maniobra de detención se ejecuta parte en subida y parte en bajada, con lo que existe compensación del efecto de las pendientes.

En curvas verticales del tipo 2 y 4 el tránsito de bajada requiere una mayor distancia de visibilidad de parada, que resulta significativa para pendientes sobre .6% para velocidades \leq que 60 km/h y .4%, para velocidades \geq 70 km/h. En estos casos el parámetro de la curva vertical puede calcularse adoptando la distancia de visibilidad corregida (Lámina 3.202.2.A), o bien eligiendo el parámetro correspondiente a $V^* + 5$ km/h, que da un margen de seguridad adecuado.

3.204.403 Parámetros Mínimos por Visibilidad de Parada

3.204.403(1) Curvas Verticales Convexas. Se considera la distancia de parada sobre un obstáculo fijo situado sobre la pista de tránsito y la altura de los ojos del conductor sobre la rasante de esta pista. El parámetro queda dado por:

$$K_v = \frac{D_p^2}{2 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2} \quad (\text{ec. 3.204.403(1).1})$$

K_v	=	Parámetro Curva Vertical Convexa (m)
D_p	=	Distancia de Parada $f(V^*)$ m
h_1	=	Altura Ojos del Conductor 1,10 m
h_2	=	Altura Obstáculo Fijo 0,20 m

Luego: $K_v = D_p^2 / 4,48$

3.204.403(2) Curvas Verticales Cóncavas. Se considera la distancia de parada nocturna sobre un obstáculo fijo que debe quedar dentro de la zona iluminada por los faros del vehículo.

El parámetro queda dado por:

$$K_c = \frac{D_v^2}{2 \cdot (h + D_p \cdot \text{sen}\beta)} \quad (\text{ec. 3.204.403(2).1})$$

K_c	=	Parámetro Curva Vertical Cóncava (m)
D_p	=	Distancia de Parada $f(V_p)$ (m) (Se considera que de noche los usuarios no superan V_p)

- h = Altura Focos del Vehículo = 0,6 m
β = Angulo de Abertura del Haz Luminoso respecto de su Eje = 1°

Luego: $Kc = Dp^2 / (1,2 + 0,035 Dp)$

En la Tabla 3.204.403.A se resumen los valores de Kv calculados según la expresión precedente considerando Dp para $V^* = Vp$ y los valores adoptados para Kv si $V^* = Vp + 5$ ó $Vp + 10$, los que están minorados dentro de límites de seguridad razonables. Los valores de Kc se calculan sólo en función de Vp, según lo expuesto en 3.201.301(3). Para velocidades de 50 km/h y menores, los valores de la Tabla se han incrementado respecto de los valores teóricos dados por las expresiones de cálculo, ello con el objeto de no sobrepasar las aceleraciones radiales en vertical, máximas recomendables, que experimenten los usuarios. Ver definición de V^* en Numeral 3.201.302.

TABLA 3.204.403.A
PARAMETROS MINIMOS EN CURVAS VERTICALES
POR CRITERIO DE VISIBILIDAD DE PARADA

Velocidad de Proyecto	CURVAS CONVEXAS			CURVAS CONCAVAS
	Kv			
Vp (km/h)	$V^* = Vp$ km/h	$V^* = Vp + 5$ km/h	$V^* = Vp + 10$ km/h	Vp km/h
30	300	300	320	400
40	400	500	600	600
50	700	950	1100	1000
60	1200	1450	1800	1400
70	1800	2350	2850	1900
80	3000	3550	4400	2600
90	4700	5100	6000	3400
100	6850	7400	8200	4200
110	9850	10600	11000	5200
120	14000	15100	16000	6300

3.204.403(3) Casos Especiales Curvas Verticales Cóncavas. Se considera las siguientes situaciones:

3.204.403(3) a) Zonas con Iluminación Artificial. En zonas de enlaces o trazados suburbanos en que se cuenta con iluminación artificial adecuada, la condición de visibilidad de parada nocturna, para curvas verticales cóncavas, podrá ser reemplazada por la condición de comodidad (aceleración radial máxima aceptable).

Kci = Parámetro Mínimo curva Cóncava con Iluminación Artificial

V = Velocidad de Proyecto (km/h)

Ar = Aceleración radial aceptada = 0,3 m/s²

Luego $Kci = V^2 / 3,89$

TABLA 3.204.403.B
PARAMETRO MINIMOS PARA CURVAS CONCAVAS
EN ZONAS CON ILUMINACION ARTIFICIAL

Vp (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Kci	250	400	650	950	1300	1700	2100	2600	3200	3700

3.204.403(3) b) Curvas Verticales Cóncavas Bajo Estructuras. Esta situación corresponde al caso en que la carretera se cruza en paso inferior con otra vía y los conductores de camiones o buses situados del orden de 2,5 m sobre la rasante, pueden tener obstruida su línea de visión por la estructura misma

La expresión de cálculo para el parámetro correspondiente al caso más desfavorable, $2T > D_v$, está dada por:

$$K_{ce} = \frac{D_v^2}{8c - 4(h_3 + h_4)} \quad (\text{ec. 3.204.403(3).1})$$

- K_{ce} = Parámetro Mínimo para curva vertical cóncava bajo estructuras
- D_v = Distancia de Visibilidad
- c = Luz libre entre el punto más bajo de la estructura y la rasante, considerando que la curva vertical tiene su vértice bajo ese punto.
- h_3 = Altura ojos del conductor de Camión = 2,5 m
- h_4 = Altura luces traseras de un vehículo o parte más baja perceptible de un vehículo que viene en sentido contrario = 0,45 m.

Para valores de c mayores de 3,0 m la visibilidad de parada queda asegurada por los parámetros K_c y k_{ci} antes definidos, sin que sea necesario hacer la verificación para K_{ce} . En el caso de caminos bidireccionales, si se desea verificar visibilidad de adelantamiento o de seguridad ante un vehículo que viene adelantado en sentido contrario, puede utilizarse la expresión anterior adoptando para D_v el valor de D_a correspondiente a la velocidad de diseño, determinando así el parámetro mínimo requerido en ese caso. Para tal diseño siempre resulta conveniente verificar gráficamente mediante el perfil longitudinal la distancia de visibilidad real disponible para la situación bajo análisis.

3.204.404 Longitud Mínima de Curvas Verticales

Por condición de comodidad y estética, la longitud mínima de las curvas verticales está dada por:

$$2T \text{ (m)} \geq |V_p \text{ (km/h)}| \quad (\text{ec. 3.204.404.1})$$

Es decir, el desarrollo mínimo de la curva vertical será el correspondiente al número de metros que representa la velocidad de proyecto de la carretera, expresada en km/h.

En los casos en que la combinación parámetro mínimo ángulo de deflexión θ no cumple con esta condición de desarrollo mínimo, se determinará el parámetro mínimo admisible a partir de:

$$K = 2T \text{ Mínimo} / \theta = V_p / \theta \quad (\text{ec. 3.204.404.2})$$

3.204.405 Parámetros Mínimos por Visibilidad de Adelantamiento. En este caso, a considerar en caminos bidireccionales, tienen relevancia las curvas verticales convexas, ya que en las cóncavas las luces del vehículo en sentido contrario son suficientes para indicar su posición y no existe obstáculo a la visual durante el día a causa de la curva. El caso de curvas cóncavas bajo estructuras se abordará según lo descrito en 3.204.403(3b).

$$K_a = \frac{D_a^2}{2 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_5})^2} \quad (\text{ec. 3.204.405.1})$$

El parámetro mínimo para curvas convexas por condiciones de adelantamiento está dado por:

- K_a = Parámetro Mínimo para Visibilidad Adelantamiento (m)
- D_a = Distancia de Adelantamiento $f(v)$ (m)
- h_1 = Altura Ojos Conductor 1,10 (m)
- h_5 = Altura Vehículo en Sentido Contrario 1,2 (m)

Luego:

$$K_a = \frac{D_a^2}{9,2}$$

TABLA 3.204.405.A
PARAMETRO MINIMO CURVAS VERTICALES CONVEXAS
PARA ASEGURAR VISIBILIDAD DE ADELANTAMIENTO

V (km/h)	30	40	50	60			70	80	90		100	110
K _a (m)	3500	6300	9800	14900	21000	27200	32900	39100	45900			

Los valores de K_a que figuran en la Tabla precedente están calculados para D_a < 2T, que será el caso real toda vez que se tenga V ≥ 60 km/h y θ ≥ 0.025. De hecho, para las Visibilidades de Adelantamiento adoptadas en esta versión del Manual, los parámetros K_a resultan prohibitivos para V > 60 km/h. Eventualmente, para velocidades muy bajas y θ moderados se cumplirá que D_a > 2 T y calculando con la expresión correspondiente, se logra reducir el parámetro requerido para asegurar D_a.

3.204.406 Situaciones en que se P uede Aceptar Valores de 2T < Vp. Tanto para K_a como para K_v, correspondería en rigor calcular el parámetro mediante la fórmula asociada al caso D_v > 2T (ver 3.204.402.c), cuando:

$$\frac{4,6}{D_a} \leq \theta \leq \frac{9,2}{D_a} \quad \text{Para Adelantamiento y} \quad \frac{2,24}{D_p} \leq \theta \leq \frac{4,48}{D_p} \quad \text{Para Distancia de Parada}$$

y las expresiones para K_a y K_v, si D_a > 2T ó D_p > 2T, son;

$$K_a = \frac{2D_a}{\theta} - \frac{9,2}{\theta^2} \quad \text{y} \quad K_v = \frac{2D_p}{\theta} - \frac{4,48}{\theta^2}$$

Para θ menor que el primer término de la desigualdad, el valor de K_a y K_v se hace negativo, lo que implica que la visual pasa por sobre el vértice definido por las dos alineaciones o sea no se requiere curva vertical por concepto de visibilidad.

En virtud de lo anterior, para el caso de Curvas Verticales por visibilidad de Parada, si θ es menor que 2,24/D_p, se aceptará que 2T mínimo puede reducirse hasta 0,6 V_p, lo cual crea una transición entre el caso con θ ≤ 0,005, que no lleva Curva Vertical y el caso con θ ≤ 2,24/D_p, en que se podrá emplear una curva vertical con parámetro 0,6 V_p / θ ≤ K_v ≤ V_p / θ. Ello evita tener que usar parámetros mucho más grandes que los de norma, para el caso D_v < 2T. En todo caso los 2T resultantes son adecuados para lograr un acuerdo suave entre las rasantes, dado el moderado valor de θ.

3.204.407 Verificación de Visibilidad en Curvas Verticales. La visibilidad disponible en los casos de curvas horizontales y verticales superpuestas, así como la delimitación de las zonas en que no se dispone de visibilidad de adelantamiento, se pueden calcular o verificar mediante los métodos gráficos expuestos en 3.202.4.

3.204.5 DRENAJE EN CURVAS VERTICALES

En curvas verticales convexas del tipo 1 y cóncavas del tipo 3 (Lámina 3.204.401.A), parámetros superiores a 6.000 m producen en la cúspide o en el fondo de la curva una zona, del orden de 30 m de largo, en que la pendiente longitudinal es inferior a los mínimos especificados para garantizar el escurrimiento longitudinal de las aguas superficiales.

Si no existen soleras, un adecuado bombeo de la calzada permite evacuar las aguas hacia los costados, disponiendo de ellas mediante cunetas o sumideros. En caso de existir soleras deberá recurrirse obligatoriamente a sumideros o bien a frecuentes interrupciones de la solera a fin de evitar el estancamiento de agua sobre la calzada, que se hace particularmente crítico en las curvas cóncavas. Si el sector se desarrolla en corte, el diseño de las cunetas deberá consultar obligatoriamente pendiente, y puede resultar conveniente revestirlas.

3.204.6 COMPOSICION DEL ALINEAMIENTO VERTICAL

3.204.601 Aspectos Generales. El proyectista deberá tener presente los siguientes criterios generales al estudiar el alzado de la carretera, sin olvidar que ellos por sí solos no aseguran un trazado óptimo en tanto no exista una adecuada compatibilización con la planta, tal como se destaca en 3.205.

- a) Resulta desde todo punto de vista deseable lograr una rasante compuesta por pendientes moderadas, que presente variaciones graduales de los alineamientos, compatibles con la categoría de la carretera y la topografía del terreno.

Los valores especificados para pendiente máxima y longitud crítica, podrán estar presentes en el trazado si resultan indispensables; sin embargo, la forma y oportunidad de su aplicación serán las que determinen la calidad y apariencia de la carretera terminada.

Una rasante en que se alternan pendientes de diverso sentido y/o magnitud en cortas longitudes genera numerosos quiebres, tipificando la situación opuesta a la descrita como deseable.

- b) Rasantes onduladas con una sucesión de puntos altos y bajos en que muchas veces estos últimos quedan ocultos al conductor, resultan especialmente indeseables. Ellas se dan la mayoría de las veces cuando en un terreno ondulado se pretende imponer una planta recta o de muy poca curvatura, manteniendo la rasante próxima al terreno. El adecuado diseño en planta con leves aumentos de la altura de cortes y terraplenes puede mejorar sustancialmente esta situación.
Puntos bajos en que se pierde la visibilidad sobre parte del trazado, seguidos por tramos que son visibles, crean desconcierto en el usuario y son causa de aumento de los accidentes asociados a maniobras de adelantamiento.
- c) Rasantes onduladas que presenten largos tramos de pendiente fuerte en bajada, seguidas de una subida, incentivarán a los conductores de camiones a aumentar su velocidad, en previsión de la subida. Estos aumentos de velocidad van asociados a un incremento de la fuerza viva generada por la masa del vehículo, creando situaciones de peligro para el conjunto de vehículos.
- d) Rasantes de lomo quebrado (dos curvas verticales del mismo sentido, unidas por una alineación corta), deberán ser evitadas toda vez que sea posible. Si las curvas son convexas se generan largo sectores con visibilidad restringida, y si ellas son cóncavas, la visibilidad del conjunto resulta antiestética y se crean falsas apreciaciones de distancia, curvatura, etc. Lo último es especialmente válido en carreteras con calzada separadas, en las que en dichos casos se procurará emplear parámetros k_c mayores que los de norma.
- e) En pendientes prolongadas suele resultar conveniente diseñar una pendiente fuerte al inicio y suavizar la pendiente hacia el final de la subida, en vez de mantener una pendiente única cuya magnitud sea levemente inferior a los máximos admisibles. En caminos de bajo standard puede resultar adecuado introducir tramos cortos de menor pendiente, aun a costa de tener que utilizar pendientes máximas en el resto de los sectores.
- f) En zonas de intersecciones se deberán estudiar todas las alternativas a fin de lograr la mínima pendiente posible, siendo un Límite aceptado $\pm 3\%$.
- g) En pendientes que superan la longitud crítica establecida como deseable para la categoría de carretera en proyecto, se deberá analizar la factibilidad de incluir pistas auxiliares para el tránsito lento o para el tránsito rápido. Una pista auxiliar puede implicar sólo un moderado aumento de costos de movimiento de tierras en carreteras de alto estándar. Hay que considerar que ellas agregan un ancho de 3,5 m pero

a la vez la berma exterior se puede reducir de 2,5 a 1,5 m lo que implica un aumento de Sección Transversal de sólo 2,5 metros. Si se trata de una pista para tránsito rápido, construida empleando una mediana existente, no hay aumento del movimiento de tierra.

- h) En pendientes de bajada, largas y pronunciadas, es conveniente disponer, cuando sea posible, pistas de emergencia que permitan maniobras de frenado en caso de falla de frenos. (Lechos de Frenado – 3.302.602).

3.204.602 Rasantes Asociadas a Estructuras

3.204.602(1) Gálibo Vertical. El vehículo tipo consultado en esta norma tiene una altura máxima de 4,2 m (Ver 3.005.3).

La altura libre, medida verticalmente entre cualquier punto de la plataforma y la parte inferior de una estructura que la cruce superiormente, deberá ser de 5,0 m, debiendo aumentarse a 5,5 m en las Pasarelas.

3.204.602(2) Curvas Verticales Cóncavas Bajo Estructuras. Resulta conveniente ubicar el punto más bajo de la rasante desplazado respecto de la intersección de los ejes del camino y de la estructura, de manera que los elementos de drenaje de la calzada se alejen de las fundaciones de estribos y cepas. (Sumideros, Tuberías, etc.).

3.204.602(3) Rasante en Puentes. Las curvas verticales en puentes deberán considerar lo prescrito en 3.1003.105 y 3.204.5.

La pendiente mínima permisible será del orden de 0,15% a 0,20%. En puentes largos se deberá procurar al menos 0.25%.

3.204.602(4) Rasante sobre Líneas de FF.CC.. Cuando deba consultarse una estructura sobre una línea de ferrocarril todos los aspectos relativos a gálibo lateral y vertical deberán ser informados por la Empresa de Ferrocarriles.

SECCION 3.205 DIRECTRICES PARA EL DISEÑO ESPACIAL DE UNA CARRETERA

3.205.1 ASPECTOS GENERALES

Una carretera es una obra tridimensional que se gesta, sin embargo, proyectando separadamente sus planos horizontal, longitudinal y transversales.

Las normas y recomendaciones precedentes apuntan a producir niveles aceptables de visibilidad, comodidad, agrado visual y de servicio en general, mediante una correcta elección de los elementos en planta y elevación que configuran el trazado. No obstante esto, dichas normas y recomendaciones, aplicadas por separado a los referidos planos, no aseguran un buen diseño.

Por ello es necesario estudiar también su efecto combinado, aplicarles ciertas normas de compatibilización y coordinarlos, de acuerdo a criterios funcionales y estéticos que se resumirán a continuación.

La presente sección, por lo tanto, se referirá a los principios, procedimientos y medios que deben tenerse presentes y usarse para ejecutar un trazado lo más acabado posible en el espacio tridimensional. O sea, un trazado que integre cada uno de sus elementos en un diseño seguro, cómodo, sin indeterminaciones para el usuario y adecuadamente implantado en el medio ambiente.

Este objetivo optimizador requiere la revisión de una serie de conceptos ya mencionados y su unificación con otros que se refieren específicamente a la compatibilización de la planta y el alzado de una carretera.

3.205.2 ELEMENTOS DEL ALINEAMIENTO ESPACIAL

Los elementos del alineamiento espacial son los del trazado en planta y elevación, cuando ellos se superponen y unen a las características transversales de la carretera para constituir una visión tridimensional de la misma.

En la Lámina 3.205.2.A se muestran las combinaciones posibles de los elementos verticales y horizontales del trazado, con su correspondiente apariencia en perspectiva.

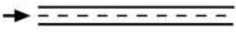
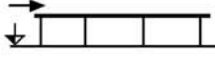





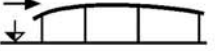





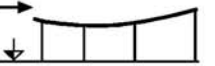

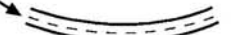


La ejecución de tales esquemas para la totalidad de un trazado no es siempre factible ni indispensable. En la mayoría de los casos basta con respetar las normas y recomendaciones aquí consignadas para evitar efectos contraproducentes para la seguridad y la estética de la vía.

Sin embargo, la conveniencia de tener antecedentes gráficos de la perspectiva de una obra de esta naturaleza, sumada al avance computacional, ha ido produciendo algunos programas que permiten visualizar el trazado mediante imágenes estereométricas, ya sea en planos o en pantalla.

En todo caso, existen métodos para ejecutar perspectivas, que deben ser aplicadas cuando sea difícil imaginar el efecto de cierto trazado en algún entorno específico.

3.205.3 DISEÑO ESPACIAL

3.205.301 Aspectos Generales. La visión que el conductor tiene de la plataforma de la carretera, así como de su enmarcamiento en el paisaje, le produce una serie de impresiones. Si éstas son poco claras o desvían su atención, la conducción se hace tensa, errática o distraída, con lo que las posibilidades de accidente aumentan.

PLANTA	ALZADO	PERSPECTIVA
 <p>RECTA</p>	 <p>RECTA</p>	
 <p>RECTA</p>	 <p>CURVA</p>	
 <p>RECTA</p>	 <p>CURVA</p>	
 <p>CURVA</p>	 <p>RECTA</p>	
 <p>CURVA</p>	 <p>CURVA</p>	
 <p>CURVA</p>	 <p>CURVA</p>	

Las condiciones ideales para el conductor son aquéllas en las que la visión de la carretera es dinámicamente estable y su transcurso posterior predecible.

En el presente Tópico se abordarán las relaciones entre los elementos en planta y elevación del trazado que influyen en la imagen que la plataforma presenta al usuario. También se hará referencia a los efectos del entorno de la carretera sobre dicho conductor.

3.205.302 La Imagen de la Plataforma para el Conductor

3.205.302(1) Imagen en Perspectiva y Guía Óptica. La principal imagen que tiene el conductor ante sí es la plataforma. Esta imagen es, evidentemente, una perspectiva que tiene como punto de vista el de los ojos de dicho conductor.

Vistas “a vuelo de pájaro”, como la que se muestra en la Fig. a) de la Lámina 3.205.302(1).A, aunque puedan ser ilustrativas de ciertos aspectos paisajísticos, no cumplen con el objetivo de advertir al proyectista de los defectos ópticos del trazado que puedan afectar a los usuarios, que en este caso se producen por el empleo de una curva en planta de pequeño desarrollo entre dos alineamientos rectos largos. En la fig. b) de la misma Lámina, sí se aprecia el fenómeno, que queda resuelto en c) mediante la utilización de curvas de acuerdo a radios de curvatura más amplios.

La plataforma, entonces, es la guía óptica por excelencia para el conductor, cumpliendo tal función cada vez mejor en la medida que sus elementos estén mejor definidos y demarcados. En este sentido, la señalización horizontal es fundamental, especialmente la que realza los bordes del camino.

En la Lámina 3.205.302(1).A, Figuras d) y e) se muestran dos plataformas en perspectiva. La primera, sin demarcación horizontal, contrasta negativamente con la otra, cuyas bandas pintadas ofrecen una guía óptica muy eficaz.

3.205.302(2) Elementos de la Plataforma

3.205.302(2) a) La Recta. Rectas largas son monótonas y por lo tanto cansadoras. Además, inducen aumentos de velocidad y facilitan el encandilamiento. Por lo tanto, ellas deben evitarse y en cualquier caso limitarse según lo dicho en 3.203.202. Sin embargo, las rectas pueden acomodarse eventualmente a topografías específicas y servir a la simplificación de ciertos trazados en zonas complicadas para el conductor (enlaces, intersecciones).

Cuando, a pesar de todo, las rectas largas se produzcan, es conveniente disminuir la sensación de rigidez que provocan mediante curvas verticales cóncavas de gran parámetro, que disminuyen el encandilamiento y permiten apreciar la velocidad de los vehículos enfrentados [Véase Figura a) de la Lámina 3.205.302(2).A].

Se deben evitar los acuerdos verticales convexos de parámetros o desarrollos pequeños entre alineaciones rectas largas, ya que la sensación que ellas producen es contraproducente para la estética de la carretera.

3.205.302(2) b) La Curva. Los valores máximos del radio de curvatura están también acotados, con el fin de no utilizar valores que hagan imperceptible su diferencia con las rectas (7.500 – 10.000 m).

A las curvas amplias también deben limitarse sus desarrollos, alternándose distintos elementos en planta con el fin de evitar la monotonía.

Rectas de desarrollo breve entre dos curvas del mismo sentido producen un efecto estético indeseable y ofrecen una perspectiva equívoca al conductor [véase Lámina 3.205.302(2).A, Figura b)].

Asimismo, una curva de pequeño desarrollo entre dos alineaciones rectas largas (garrote) produce una mala imagen visual (Figura. c). En la Figura d) de la misma Lámina se muestra el problema resuelto con una curva amplia.

3.205.302(2) c) Secuencia de Elementos en Planta. En un trazado donde la topografía obliga la utilización de curvas de radio reducido [véase Fig. e) de la Lámina 3.205.302(2).A] es normal y admisible encontrar radios mínimos. En cambio, allí donde las alineaciones en planta sean amplias, y por lo tanto inductores de velocidades de operación que pueden exceder a las de proyecto, el intercalamiento de un radio mínimo es peligroso [véase Fig. f) de la Lámina 3.205.302(2).A]. Respetando el rango de curvaturas sucesivas según lo expuesto en 3.203.304, se evitarán estas situaciones.

3.205.302(3) Elementos del Alzado

3.205.302(3) a) La Recta. En elevación, una recta corresponde a un tramo con inclinación constante. Si ella va asociada a una recta en planta, son válidas las recomendaciones hechas en el Numeral 3.205.302(2).A).

Rectas cortas, entre dos curvas cóncavas [véase Figura a) en Lámina 3.205.302(3).A], o entre dos curvas convexas (Figura c), dan sensación de ambigüedad y no deben ser utilizadas. Deben ser reemplazadas por acuerdo verticales únicos y amplios, según lo indicado en las Figuras b) y d) de la misma Lámina. Estos principios deben ser respetados especialmente en el caso de existir estructuras.

3.205.302(3) b) Acuerdo Verticales Cóncavos. Este elemento favorece el guiado óptico. Sin embargo, deben evitarse valores reducidos entre tramos largos de pendiente constante, ya sea con trazados en planta rectos o curvos, puesto que estas configuraciones, vistas desde lejos, presentan una discontinuidad evidente [véanse Figuras e) y f) de Lámina 3.205.302(3).A].

3.205.302(3) c) Acuerdos Verticales Convexos. Este elemento es el menos favorable para un buen guiado óptico, agravándose el fenómeno a medida que el valor de su parámetro disminuye.

En las curvas convexas que enlazan pendientes del mismo sentido, se deben evitar los parámetros reducidos, puesto que ellas dan la sensación de quiebre [véase Figura g) de la Lámina 3.205.302(3).A]. Deben usarse parámetros verticales lo más grandes posibles.

3.205.302(3) d) Secuencia de elementos en el Perfil. En la secuencia de elementos en el perfil longitudinal, que depende principalmente de la topografía, se debe considerar:

En parajes con ondulaciones acentuadas, deben preferirse parámetros convexas mayores que los cóncavos, para mejorar la visibilidad en las zonas de relieve abrupto (véase fig. h. De 3.205.302(3).A).

En parajes planos, o con poca diferencia de cotas (10 m a lo sumo), son los parámetros cóncavos los que deben ser mayores que los convexas, para aprovechar al máximo la buena visibilidad que aquéllos confieren (fig. i). Deben evitarse la sucesión rápida de curvas convexas y cóncavas en paisajes con visibilidad.

3.205.302(4) Superposición de Planta y Elevación

3.205.302(4) a) Relación entre los elementos de Diseño En planta y Alzado. Además de lo ya dicho en Números anteriores, debe tenerse presente que los radios de las curvas en planta y los de las curvas en alzado cóncavas que se superpongan deben estar relacionadas entre sí. Si K es el valor del parámetro de la curva cóncava y R es el radio de curvatura en planta, K deberá estar comprendido entre $5R$ y $10R$, dependiendo del relieve y del ancho de la calzada: mayor valor para topografías llanas y para calzadas amplias.

3.205.302(4) b) Relación entre los Puntos de Inflexión en Planta y Alzado. En general, los puntos de inflexión en planta y alzado deben aproximadamente coincidir y ser iguales en cantidad a lo largo de un tramo [véase Figura a) de Lámina 3.205.302(4).A]. Cuando lo último no sea posible por imposiciones del terreno, se recomienda evitar que el conductor vea más de una curva en planta mediante pantallas artificiales o naturales.

La **superposición** de curvas horizontales y verticales, además de brindar una apariencia agradable, facilita el drenaje al combinar puntos de poca inclinación longitudinal (vértices de los acuerdos) con puntos de peraltes mayores, y puntos de poca inclinación transversal (transiciones de peralte) con otros de inclinación longitudinal máxima.

Por otra parte, esta superposición es especialmente conveniente para el caso de curvas horizontales y verticales que no permitan adelantamiento. De este modo no se ha perjudicado la conducción, como sucede si se superpone una curva que frustra la maniobra con una recta que sí la permite.

Respetando este principio de superposición y de coincidencia aproximada de los puntos de inflexión, conviene además, para mejorar la predictibilidad del trazado, que las curvas verticales convexas sean más cortas que las curvas en planta correspondientes, y que las cóncavas sean más largas.

En los acuerdos convexas deberá verse con antelación un tramo de curva en planta correspondiente a unos 3,5g de giro, o sea, la clotoide entera si $A = R/3$ [véase Figura b) de Lámina 3.205.302(4).A].

3.205.302(4) c) Combinaciones Indeseables. No debe proyectarse curvas horizontales de radio mínimo, en correspondencia o próximas al punto más bajo de una curva vertical cóncava que enlace rasantes de pronunciadas pendientes descendentes, puesto que el incremento de velocidad que dichas rasantes generan redundan en aumento de accidentes.

De igual modo, rasantes con ondulaciones cortas, en correspondencia con rectas o curvas en planta, que pueden ser observadas desde una zona alta del trazado, producen un efecto estético deplorable [véase Figura c) de la Lámina 3.205.302(4).A].

En carreteras unidireccionales, en las que las rasantes de una y otra calzada son distintas, no se deben variar sus posiciones relativas, ya sea en planta o elevación, si no es en tramos donde existan combinaciones de curvas horizontales y verticales.

No se debe recurrir a alineaciones en planta exageradamente amplias si ello fuerza pendientes longitudinales importantes durante tramos largos. Asimismo, lograr pendientes suaves mediante trazados sinuosos que no están obligados por la topografía es francamente desaconsejable.

La sucesión de curvas verticales en tramos rectos o curvos, que permitan la visión del trazado como un tobogán, son antiestéticas y deben evitarse [véanse Figuras c) y d) de Lámina 3.205.302(4).A].

3.205.302(4) d) Pérdidas de Trazado. Se entiende por pérdida de trazado la desaparición de la plataforma a la vista del conductor y su reaparición a una distancia que no es lo suficientemente grande como para hacer desaparecer el efecto psicológico adverso que tal situación produce. Este efecto psicológico es de incertidumbre y ha sido comprobado exhaustivamente en la práctica.

En la Lámina 3.205.302(4).B se muestran varias situaciones de pérdida de trazado. En la Figura a) se tiene una pérdida de trazado en recta; en b) se observa el fenómeno en una curva amplia; en c) el efecto es especialmente peligroso pues no se tiene distancia de visibilidad de adelantamiento; en d) hay visibilidad de adelantamiento, pero la perspectiva de la vía hace difícil la evaluación de las distancias; en e) y f) se muestran casos extremos de pérdidas de trazado, en los que el conductor puede equivocar francamente su apreciación del desarrollo del trazado y del tránsito contrario.

Este problema psicológico no existe cuando el conductor puede ver, frente a él y sin interrupciones, un tramo de carretera de longitud L que corresponda a la distancia a la que normalmente él fija su atención, que son las de la Tabla 3.205.302(4).A.

**TABLA 3.205.302(4).A
DISTANCIAS AL PUNTO DE ATENCION**

Vp (km/h)	L(m)
40	200
50	250
60	300
70	350
80	400
90	500
100	600
110	700
120	800

Esto no siempre es posible sin encarecer sustancialmente el proyecto. Cuando no se puedan tener estas distancias de visibilidad, se debe procurar por todos los medios que la carretera no reaparezca a los ojos del conductor a distancias inferiores a las de la Tabla 3.205.302(4).A.

La comprobación de esto se hace gráficamente sobre los planos de planta y alzado.

Muchas veces los problemas de reaparición se pueden solucionar mediante plantaciones estratégicamente ubicadas, a uno u otro lado del camino o en la mediana si la hay. Estas soluciones son aceptables y baratas.

3.205.302(5) Intersecciones y Estructuras. Las Intersecciones deben estar situadas en zonas de amplia visibilidad. Curvas verticales cóncavas son especialmente indicadas para esto [véase Figura a) de Lámina 3.205.302(5).A]. Si esto no es posible para las dos vías que se cruzan o empalman, por lo menos debe serlo para la de mayor importancia.

Las plantaciones de árboles pueden advertir la presencia de una intersección, pero sus ubicaciones y tipos deben ser tales que no obstruyan las visibilidades.

La bifurcación entre dos carreteras de distinta importancia no deben hacerse de modo que puedan confundir al conductor [Figura b) de la Lámina 3.205.302(5).A]. Debe preferirse una salida que se produzca en un ángulo pronunciado a las salidas tangenciales (véase Figura c) de la misma Lámina, donde se han dispuesto de modo distinto tanto el empalme como los árboles.

Por otra parte, las obras de arte deben incorporarse al trazado de una manera fluida y natural, así como éste debe ser compatible con la geometría del accidente topográfico que obliga la construcción de la estructura.

El efecto que se presenta en la Figura a) de la Lámina 3.205.302(5).B es tan indeseable como, desgraciadamente, frecuente.

En general, las estructuras no deben ser situadas al comienzo de una curva, cuando ellas dificultan la visión del camino [Figura b) de la Lámina 3.205.302(5).B]. Es preferible ubicarlas en zonas de curvatura franca, como se aprecia en la Figura c) de la Lámina en cuestión y en lo posible con una buena visibilidad previa (Figura d).

3.205.303 Efecto del Entorno de la Carretera en el Diseño Espacial. La forma y escala del espacio ambiental por el que discurre una carretera tiene influencia definida sobre los conductores.

Durante el día, todos los elementos laterales que ayuden al guiado óptico, tales como plantaciones, muros, barreras, postes-guía, etc, son favorables si ellos están a una distancia suficiente de la plataforma.

El guiado óptico en condiciones de conducción nocturna se materializa a través de la demarcación del eje y de las Líneas Laterales. Cuando sea necesario se puede reforzar dicha visualización mediante hitos de aristas en rectas y curvas, y si es necesario, mediante delineadores verticales allí donde se requiera reforzar la visualización del desarrollo de las curvas en planta.

En uno y otro caso, los elementos que el proyectista disponga deben ser estudiados desde el punto de vista de su efecto en perspectiva. Buen ejemplo de la necesidad de tales cuidados se muestra en la Lámina 3.205.303.A, donde se observa el efecto de la inclinación de un muro de contención sobre la perspectiva del entorno del camino (muros con alturas superiores a un metro requieren inclinaciones suficientes en el lado interior de la curva).



a



b



c



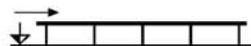
d



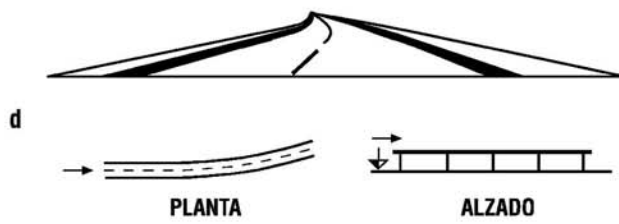
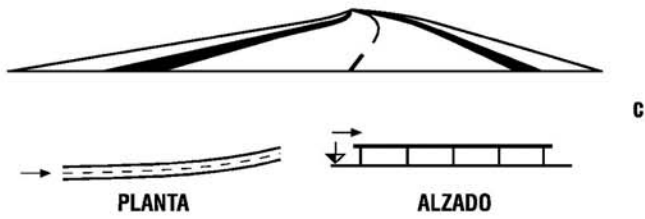
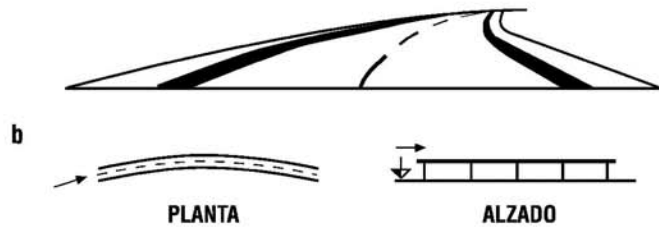
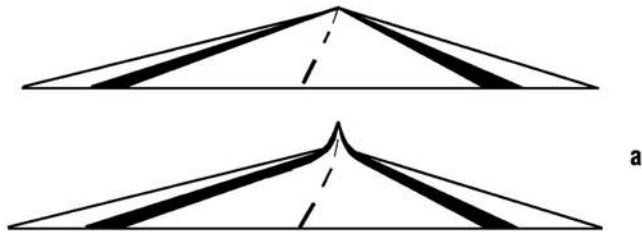
e

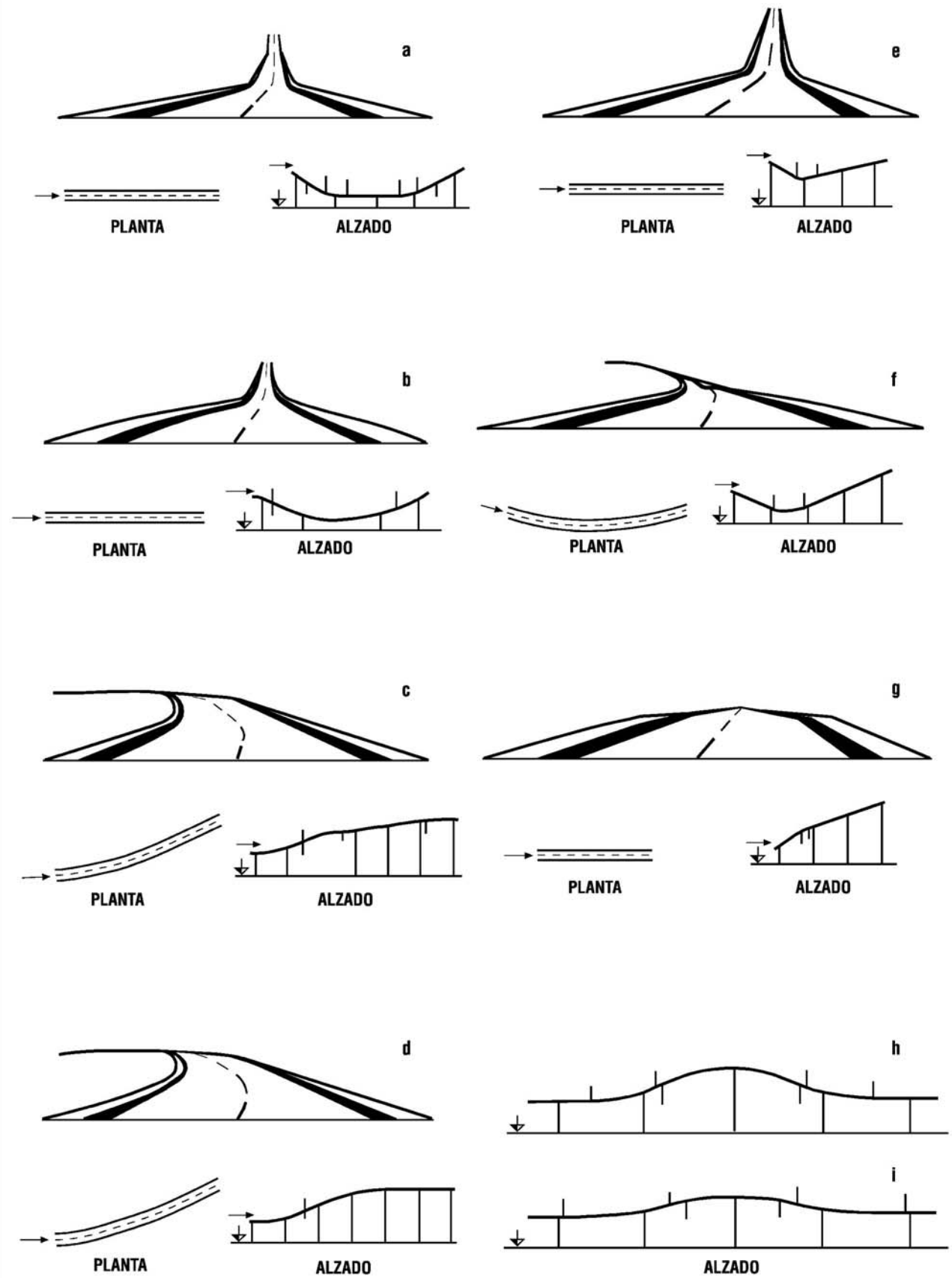


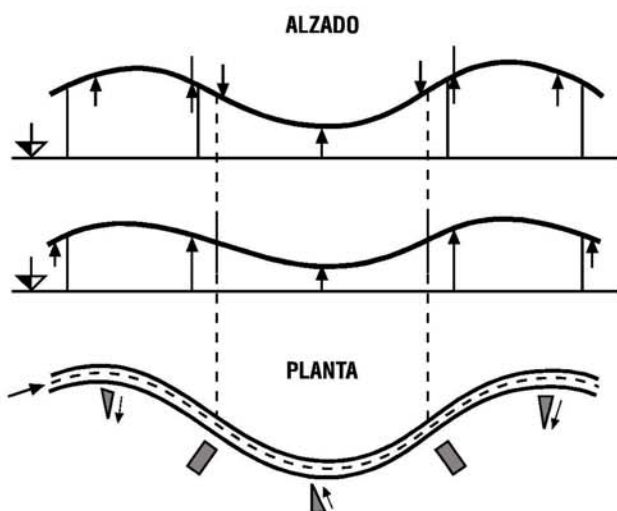
PLANTA



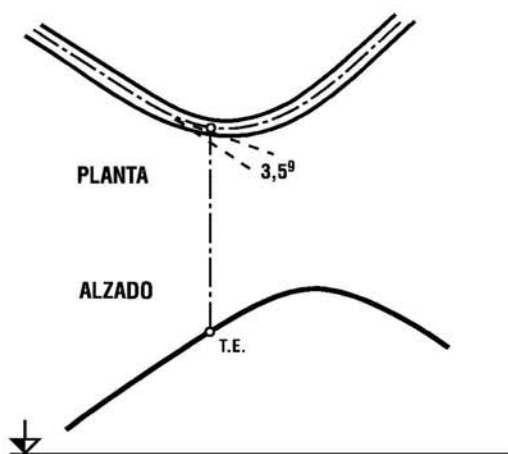
ALZADO



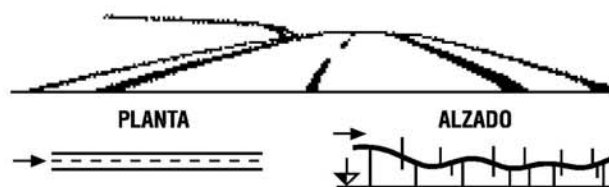




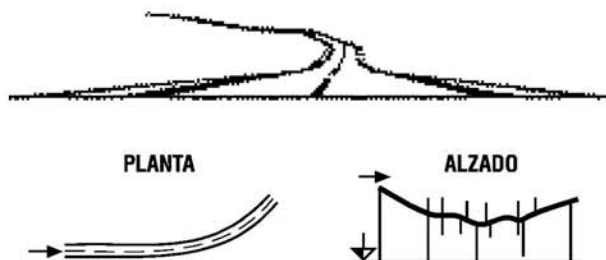
a



b



c



d



PLANTA



ALZADO

a



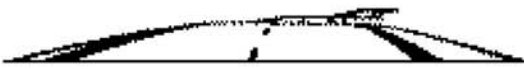
b



PLANTA



ALZADO



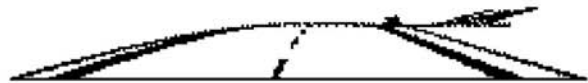
c



PLANTA



ALZADO



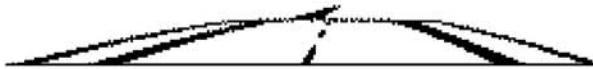
d



PLANTA



ALZADO



e



PLANTA



ALZADO



f



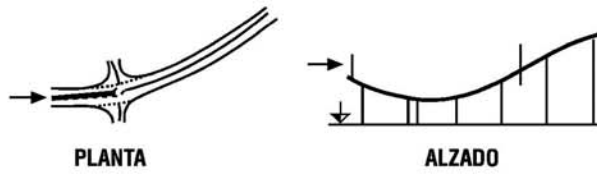
PLANTA



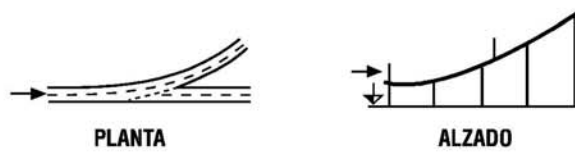
ALZADO



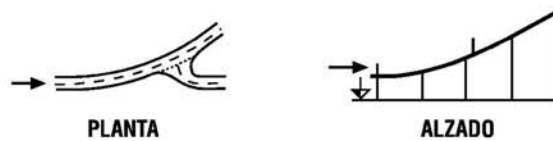
a

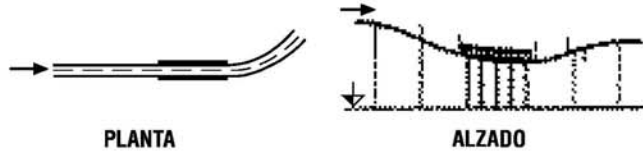


b

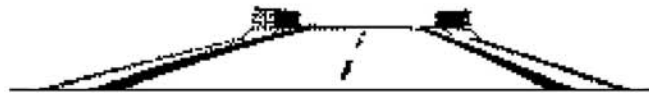


c





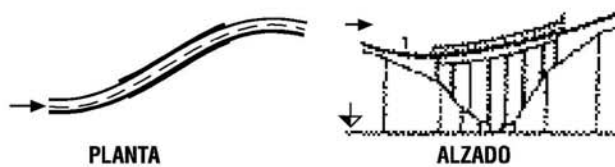
a



b



c



d

MURO CON PARAMENTO VERTICAL



MURO CON PARAMENTO \perp A LA PLATAFORMA



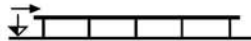
MURO CON PARAMENTO INCLINADO AL 1(H) : 8 (V)



PLANTA



ALZADO



SECCION 3.206 CARACTERISTICAS MINIMAS ACEPTABLES PARA LA RECTIFICACION DE CAMINOS EXISTENTES

3.206.1 ANTECEDENTES GENERALES

La rectificación de caminos existentes se suele hacer cuando se requiere ampliar la sección de una ruta por razones de capacidad o cuando se decide un cambio de estándar, la más de las veces consistente en la pavimentación del camino.

En el primer caso se trata de caminos pavimentados que requieren de un mayor número de pistas para servir adecuadamente la demanda de tránsito presente y futura. En general se tratará de caminos bidireccionales que deben ser habilitados como unidireccionales. De acuerdo con lo establecido en la presente Instrucción de Diseño, todos los caminos o carreteras unidireccionales deberán contar con una Mediana que separe físicamente ambas calzadas, siendo su ancho mínimo el que se señala en la Tabla 3.302.502.A (ver también resumen en Tablas 3.201.5.A ó 3.301.1.A), anchos dados en función de la categoría y Velocidad de Proyecto de la ruta.

Al pasar de un camino bidireccional a una carretera unidireccional, los tramos sin visibilidad de adelantamiento dejan de tener relevancia. Por ello, es posible que la velocidad V85% tienda a subir y será necesario verificar que los elementos de planta y perfil cumplan con las condiciones mínimas asociadas a la nueva situación.

Lo anterior implica una revisión de las características del trazado en general y de los puntos críticos en particular, los que podrán requerir mejoramientos, en planta y perfil, que aseguren visibilidad de parada a todo lo largo de la ruta; de igual forma el resto de los elementos deberán cumplir con las normas mínimas asociadas a una velocidad de proyecto homogénea, para los distintos tramos en que pueda llegar a ser necesario subdividir la ruta.

Cuando se aborda un cambio de estándar que implica la pavimentación de un camino existente, (Caminos Locales o Colectores), se tiene la tendencia a considerar que es imprescindible elevar las características de su trazado para permitir velocidades de operación mayores que en la situación sin pavimento. Ello no es siempre correcto, pudiendo presentarse dos situaciones:

- a) El Camino original fue proyectado y construido bajo cierta categoría, con una velocidad de diseño dada pero para un tránsito inicial, que aún no justificaba económicamente su pavimentación. Cuando se alcanzan los niveles de tránsito que hacen rentable la inversión en pavimento, no quiere decir que la nueva situación justifique un cambio de categoría o una nueva velocidad de proyecto, que en la mayoría de los casos implicará rectificaciones del trazado asociadas a inversiones adicionales.

No obstante lo anterior, al pasar de grava a pavimento los usuarios tenderán a elevar sus velocidades de desplazamientos, en especial en tramos de trazado amplio, razón por la cual se deberán estudiar detenidamente las situaciones que puedan darse al final de rectas largas ($L_r > 400$ m), donde se procurará cumplir con la normativa expuesta en el Capítulo 3.200 tanto para la planta como el alzado. En sectores especialmente difíciles de adecuar se podrán aceptar las relajaciones normativas que se exponen más adelante, a la par que el proyecto deberá consultar una adecuada señalización preventiva y reglamentaria.

- b) Cuando el camino a pavimentar no responde a un diseño homogéneo, sino más bien a sucesivos mejoramientos con sectores compuestos por elementos que permiten velocidades de operación cambiantes de sector a sector, se tiene un caso complejo que deberá ser estudiado cuidadosamente. En efecto, rectificaciones abundantes que pretendan aprovechar partes del camino, pueden resultar más caras y con una solución final inferior a la que supone un trazado con variantes que se independice de los puntos conflictivos. En estos casos se impone un estudio técnico-económico que determine la velocidad de diseño que corresponde a la categoría del camino que se requiere, una vez rectificado y pavimentado.

3.206.2 MEJORAMIENTOS INDISPENSABLES EN PLANTA Y ALZADO

Si bien no siempre será posible, en razón de los costos involucrados o del espacio disponible, rectificar el trazado para llevarlo en su totalidad a los niveles normativos de un trazado nuevo, se deberán incorporar de todos modos aquellos diseños que no tienen un costo adicional, o éste sea marginal, tales como:

- a) Modificar los peraltes de las curvas, empleando los valores correspondientes en función del radio de curvatura [Lámina 3.203.303(1).A].
- b) Incorporar clotoides de enlace en todas las situaciones que especifica la norma.
- c) Señalizar y demarcar los sectores que no cuenten con distancias adecuadas para adelantar, de acuerdo con los valores del presente Volumen.

Estas rectificaciones confieren una seguridad adicional, pero no incrementan la sensación de amplitud del trazado.

3.206.3 MEJORAMIENTOS DESEABLES EN PLANTA Y ALZADO

Aun cuando se podrán considerar las relajaciones o criterios de diseño mínimos admisibles que se señalan en 3.206.4, se deberá procurar:

- a) Que el diseño de los elementos de planta y alzado asegure visibilidad de parada consecuente con la V^* , determinada para el tramo bajo análisis, restringida en casos extremos a lo que se indica en 3.206.4.
- a) Que al final de rectas de longitud mayor que 600 m, el radio de la curva horizontal permita una Velocidad Específica al menos igual a la $V_{85\%}$ que se indica en 3.206.4.
- b) Que mediante rectificaciones razonables, las curvas sucesivas separadas por menos de 400 m cumplan con la relación de radios de curvatura que se especifica en las Láminas 3.203.304.A y B, aun cuando se superen los límites allí definidos hasta 20%, en tanto el radio mínimo no resulte menor que el mínimo correspondiente a la velocidad de proyecto del tramo.

3.206.4 CRITERIOS DE DISEÑO MÍNIMOS ADMISIBLES PARA RECTIFICACION DE TRAZADOS EXISTENTES

Si el mejoramiento se mantiene en el entorno del trazado original, se podrán relajar los criterios de diseño, según se indica a continuación, previa autorización de la Dirección de Vialidad, la que se pronunciará teniendo a la vista un informe preparado por el Proyectista.

Si el mejoramiento se diseña en variante, por lo general no debería justificarse la relajación de los criterios, resultando tal vez más consecuente, en casos extremos, examinar la conveniencia técnica y económica de reducir la velocidad de proyecto, incorporando un tramo de transición y la señalización preventiva y reglamentaria correspondiente.

Los criterios cuya relajación podrá ser considerada son:

- a) La predicción de la $V_{85\%}$, tanto en tramos rectos de más de 400 m, como en una secuencia de curvas horizontales, establecidas en 3.201.301 para diseñar las curvas al término de dichas rectas y la predicción de la V^* establecida en 3.201.302 para verificar la visibilidad de parada, podrán disminuirse hasta en 5 km/h en cada caso, respecto del caso normal descrito en los referidos numerales de MC-V3, velocidades que en todo caso no podrán ser inferiores a V_p .

En caso que este Manual no defina parámetros de diseño para velocidades múltiplos de 5 km/h, se aceptará interpolar linealmente entre valores conocidos.

- b) En caminos con $V_p \leq 80$ km/h, se podrá aumentar el peralte de las curvas de radio mínimo de 7% a 8%, procediendo a recalcular el radio mínimo admisible, sin modificar el coeficiente de roce transversal que le corresponde a la Velocidad de Proyecto.

- c) Se aceptará el empleo de Configuraciones Límite según se describen en 3.203.503(2) cuando den solución a situaciones extremas del trazado.
- d) Se aceptará mantener deflexiones menores de 2g en proyectos de repavimentación que consulten el aprovechamiento de la estructura existente.

3.206.5 CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS

Finalmente, cabe destacar que en caminos de tipo local, y eventualmente en algunos Colectores, una velocidad de diseño de 60 a 70 km/h, aún cuando se consulte pavimento, es perfectamente aceptable si los volúmenes a servir son bajos y las distancias a recorrer moderadas, máxime si el relieve de la zona presenta dificultades de alguna consideración.

En este tipo de caminos, una capa de rodadura pavimentada pretende asegurar tránsito permanente, menores costos de operación de los vehículos y confort al usuario, pero dado el bajo volumen, las ventajas asociadas a un tránsito rápido (ahorro de tiempo) no tienen relevancia frente a los costos en que se debe incurrir para lograrlas.

Una adecuada y completa señalización tanto vertical como horizontal, explicitando en forma reiterada la Velocidad de Proyecto del tramo, permitirá controlar en mejor forma los objetivos previstos según la Categoría del Camino.

3.206.6 NORMAS E INSTRUCTIVOS DE DISEÑO GEOMETRICO ANALIZADOS

País o Institución	Título y Fecha de Publicación
AASHTO (EE.UU.)	A Policy on Geometric Design (1994) y (2001)
ALEMANIA	Richtlinien für die Anlage von Straßen RAS Teil: Linienführung RAS-L Bundesministerium für Verkehr (1995)
AUSTRALIA	Road Design Guidelines - Part 2 - Horizontal and Vertical Geometric Design - Estado de Victoria (1997/98)
BRASIL	Instruções de Serviço para Anteprojeto Geométrico DNER
CANADA	Highway Geometric Design Guide, Estado de Alberta (1995/96)
CHILE	Volumen N° 3 - Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad (1981)
ESPAÑA	Instrucción de Carreteras-Norma 3.1-IC-Trazado Ministerio de Fomento- Dirección General de Carreteras (2000)
ERSF	Interfase Guía Técnica de Seguridad para el Diseño de Carreteras Interurbanas - Federación Europea de Seguridad Vial (1996)
FRANCIA	Instruction sur les Conditions Techniques d'Amenagement des Routes de Liaison Direction de Routes (1985) Amenagement des Routes Principales Direction de Routes (1994)
GRAN BRETAÑA	Design Manual for Roads and Bridges Section: 1,2 y 3 (1993/95)
MEXICO	Normas de Servicios Técnicos-Parte 2.01.01 - Carreteras - Secretaría de Comunicaciones (1984)
SUIZA	Union des Professionels Suisses de la Route. Norm Suisse (1979/1992)

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.300 LA SECCIÓN TRANSVERSAL

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS

**VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO**

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.300 LA SECCIÓN TRANSVERSAL

SECCIÓN	3.301 ASPECTOS GENERALES
3.301.1	DEFINICIÓN DE SECCIÓN TRANSVERSAL
3.301.2	ALCANCES Y OBJETIVOS DEL PRESENTE CAPÍTULO
SECCIÓN	3.302 LA PLATAFORMA
3.302.1	DEFINICIÓN DE LA PLATAFORMA
3.302.2	LA(S) CALZADA(S)
3.302.201	Aspectos Generales
3.302.202	Anchos de Calzada y Plataforma
3.302.203	Modificaciones al Ancho de Calzada <i>(1) Pistas Auxiliares Inducidas por el Tránsito Lento</i> <i>(2) Aumento y Disminución del Número de Pistas Normales</i> <i>(3) Sobreanchos de calzadas en Curvas.</i> <i>(4) Representación de Cambios de Ancho en el Proyecto</i>
3.302.204	Bombeos <i>(1) Bombeo en Calzadas Bidireccionales</i> <i>(2) Bombeo en Calzadas Unidireccionales</i>
3.302.3	LAS BERMAS
3.302.301	Aspectos Generales
3.302.302	Anchos de Bermas
3.302.303	Pendiente Transversal de las Bermas
3.302.4	SOBREANCHOS DE LA PLATAFORMA (SAP)
3.302.401	Anchos del SAP
3.302.402	Pendiente Transversal del SAP
3.302.5	LA MEDIANA
3.302.501	Aspectos Generales
3.302.502	Ancho de las Medianas según Categorías de la Ruta
3.302.503	Modificación del Ancho de la Mediana
3.302.6	PISTAS AUXILIARES COMPLEMENTARIAS
3.302.601	Paraderos de Buses <i>(1) Tipos</i> <i>(2) Localización</i> <i>(3) Paraderos de Buses en la Berma</i> <i>(4) Paradero de Buses Fuera de la Berma</i> <i>(5) Paraderos de Buses en Intersecciones Canalizadas</i> <i>(6) Longitud del Paradero de Buses Propiamente Tal</i> <i>(7) Casetas para Paraderos de Buses</i>

3.302.602	Lechos de Frenado <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Localización de los Lechos de Frenado</i> <i>(3) Diseño de los Lechos de Frenado</i> <i>(4) Lechos de Frenado con Pendiente Variable</i> <i>(5) Señalización de los Lechos de Frenado</i>
3.302.603	Ciclovías
SECCIÓN	3.303 LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA INFRAESTRUCTURA
3.303.1	ASPECTOS GENERALES
3.303.2	LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PLATAFORMA DE SUBRASANTE
3.303.3	ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA PARA SECCIÓN EN TERRAPLÉN
3.303.301	Taludes de Terraplén desde el Punto de Vista de su Estabilidad
3.303.302	Taludes de Terraplén desde el Punto de Vista de la Seguridad Vial
3.303.4	ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA PARA SECCIÓN EN CORTE
3.303.401	La Cuneta Lateral en Corte <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Talud Interior de Cunetas</i> <i>(3) Profundidad de la Cuneta</i> <i>(4) El Fondo de la Cuneta</i> <i>(5) Secciones Tipo de cunetas</i>
3.303.402	Taludes de Corte
3.303.5	ALABEO DE TALUDES
3.303.6	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO DE TIERRAS
SECCIÓN	3.304 OBRAS DE PROTECCION DE TALUDES
3.304.1	ASPECTOS GENERALES
3.304.2	LAS SOLERAS
3.304.3	LOS FOSOS
3.304.4	LOS CONTRAFOSOS
SECCIÓN	3.305 REPOSICIONES DE SERVICIOS
3.305.1	ASPECTOS GENERALES
3.305.2	CAMINOS DE SERVICIO
3.305.3	OTRAS REPOSICIONES DE SERVICIOS
SECCIÓN	3.306 SECCIONES TIPO
3.306.1	SECCIONES TIPO NORMALES

3.306.2	SECCIONES ESPECIALES; GALIBOS
3.306.201	Aspectos Generales
3.306.202	Secciones Transversales Tipo en Puentes
3.306.203	Secciones Tipo en Pasos Desnivelados
SECCIÓN	3.307 LA FAJA AFECTADA O DERECHO DE VÍA
3.307.1	ASPECTOS GENERALES
3.307.2	LÍMITES TEÓRICOS Y REALES DE EXPROPIACIÓN
3.307.3	FAJAS DE EXPROPIACION ESTIMADAS
3.307.4	REGULACIONES AL DERECHO DE USO DE LA PROPIEDAD ADYACENTE
SECCIÓN	3.308 INSTRUCCIONES Y CRITERIOS PARA OBRAS VARIAS
3.308.1	CERCOS
3.308.101	Aspectos Generales a) Cercos de Control de Acceso b) Cercos de Propiedad c) Cercos en las Medianas
3.308.102	Tipos de Cercos Fiscales (1) <i>Tipo 5AP-N y 5AP-D</i> (2) <i>Tipo 7AP-N y 7AP-D</i> (3) <i>Tipo 7 AM-N y 7 AM-D</i> (4) <i>Tipo S.M.</i> (5) <i>Tipo T</i> (6) <i>Tipo P</i>
3.308.103	Características de Uso de los Diversos Tipos de Cercos
3.308.104	Autopistas y Autorrutas
3.308.105	Primarios y Colectores
3.308.106	Locales y Desarrollo
3.308.107	Ubicación de los Cercos
3.308.108	Portones (1) <i>En Autopistas y Autorrutas</i> (2) <i>Otros Caminos</i>
3.308.109	Medianas
3.308.110	Delimitación de la Propiedad
3.308.2	BARRERAS DE CONTENCIÓN
3.308.201	Objetivo
3.308.202	Diseño y Colocación
3.308.203	Barreras en la Plataforma
3.308.204	Barreras de Contención en Puentes y sus Aproximaciones (1) <i>Criterio de Colocación</i> (2) <i>Largo</i> (3) <i>Peatones y Ciclistas</i>
3.308.205	Barreras de Contención en Obstrucciones en Carreteras y Caminos
3.308.3	SEÑALIZACIÓN DE OBRAS DE ARTE Y DE DRENAJE
3.308.301	Aspectos Generales (1) <i>Alcantarillas</i> (2) <i>Drenes</i>

3.308.4	PARALELISMOS EN CAMINOS PÚBLICOS
3.308.401	Aspectos Generales <i>(1) Disposiciones Legales Pertinentes</i> <i>(2) Requisitos Exigibles</i> <i>(3) Servicios Facultados Legalmente para Solicitar Autorizaciones</i>
3.308.402	Presentación de Solicitudes de Paralelismos
3.308.5	ATRAVIESOS EN CAMINOS PÚBLICOS
3.308.501	Aspectos Generales <i>(1) Disposiciones Legales y Normas Pertinentes</i> <i>(2) Requisitos Exigibles</i> <i>(3) Servicios Facultados Legalmente para Solicitar Autorización</i>
3.308.502	Presentación de Solicitudes de Atravesos
3.308.6	ACCESO A INSTALACIONES DIVERSAS, ESTACIONES DE SERVICIO Y SIMILARES
SECCIÓN	3.309 TRATAMIENTO DE ZONAS MARGINALES
3.309.1	ASPECTOS GENERALES
3.309.101	Objeto
3.309.102	Principios Generales
3.309.2	TRAZADO
3.309.201	Selección de Ruta
3.309.202	Expropiaciones
3.309.203	Alineamiento Horizontal
3.309.204	Alineamiento Vertical
3.309.205	La Sección Transversal <i>(1) Bermas.</i> <i>(2) Drenaje Superficial</i> <i>(3) Perfiladura de los Taludes</i>
3.309.3	CONSTRUCCIÓN
3.309.301	Especificaciones
3.309.302	Yacimientos y Depósitos
3.309.303	Roce de Descepe
3.309.4	ESTRUCTURAS
3.309.401	Puentes
3.309.402	Muros de Alcantarillas
3.309.5	PLANTACIONES
3.309.501	Diseño de Plantaciones para Caminos
3.309.502	Paisajismo <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Áreas Urbanas</i> <i>(3) Enlaces a Intersecciones</i>
3.309.503	Plantaciones Funcionales <i>(1) Control de la Erosión</i> <i>(2) Control de la Nieve y la Arena</i> <i>(3) Plantaciones para Guiar el Tránsito</i> <i>(4) Plantaciones como Barreras</i>

3.309.504

Criterios Generales para Plantaciones

(1) *Plantaciones de Árboles en Hileras Exteriores a la Calzada*

- a) Disposición Respecto al Eje Longitudinal
- b) Disposición Respecto a la Sección Transversal

(2) *Plantaciones de Árboles en Grupo*

(3) *Plantaciones de Arbustos y Matas Paralelas al Eje del Camino*

- a) Disposición en Sentido Longitudinal
- b) Disposición Respecto a la Sección Transversal
- c) Plantas en la Mediana

(4) *Normas Generales para Plantíos*

- a) Seguridad del Tránsito
- b) Conservación del Gálibo
- c) Señales de Tránsito
- d) Soleamiento
- e) Conservación Mecanizada

CAPITULO 3.300 LA SECCION TRANSVERSAL

SECCION 3.301 ASPECTOS GENERALES

3.301.1 DEFINICION DE SECCION TRANSVERSAL

La Sección Transversal de una carretera o camino describe las características geométricas de éstas, según un plano normal a la superficie vertical que contiene el eje de la carretera.

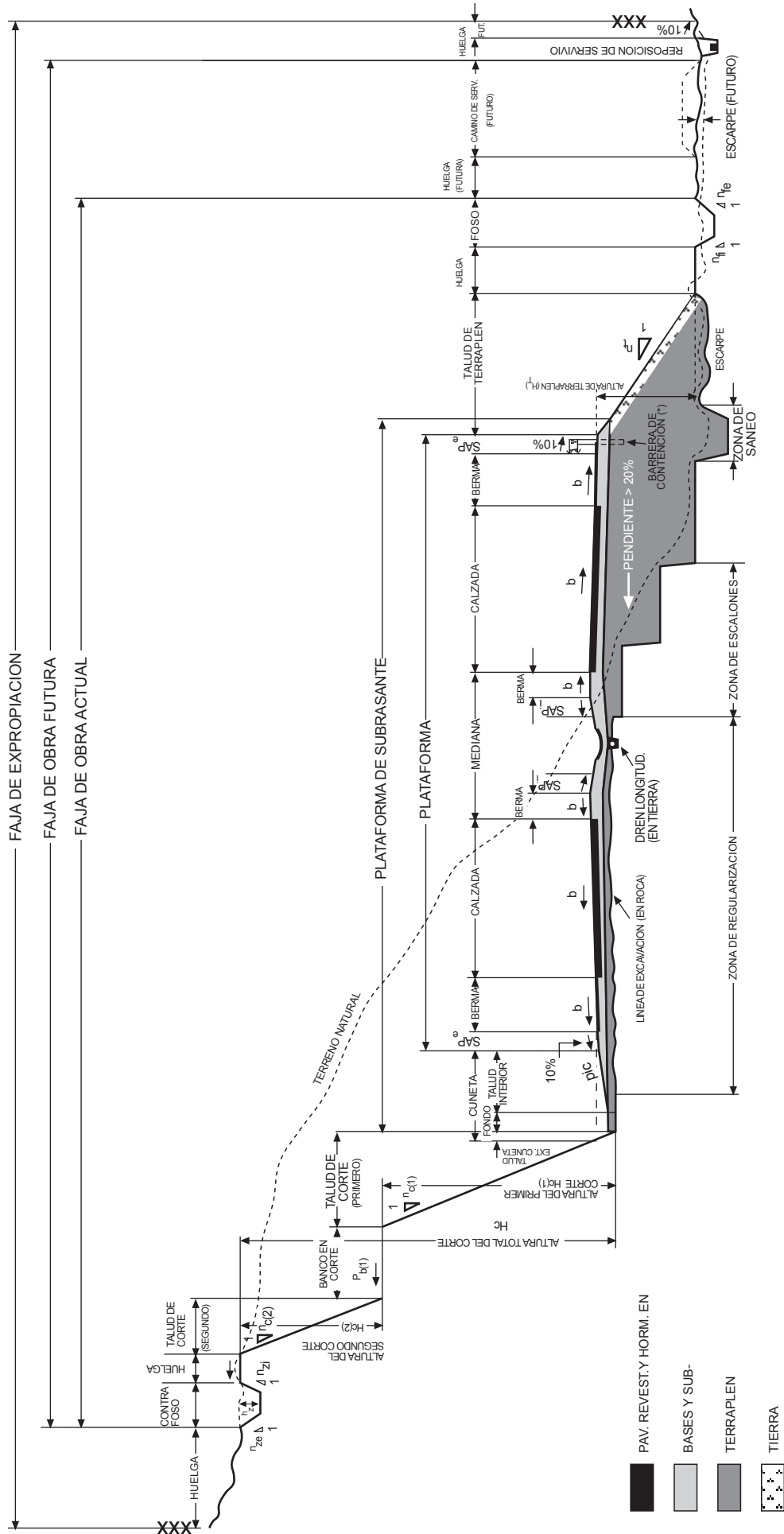
Dicha sección transversal varía de un punto a otro de la vía, ya que ella resulta de la combinación de los distintos elementos que la constituyen, cuyos tamaños, formas e interrelaciones dependen de las funciones que ellas cumplan y de las características del trazado y del terreno en los puntos considerados.

En la Lámina 3.301.1.A se presenta un perfil transversal mixto (corte y terraplén) correspondiente al caso de una vía con calzadas separadas en recta. En la Lámina 3.301.1.B se hace igual cosa para una ruta bidireccional de dos pistas, en curva. En ellas aparecen los elementos fundamentales que normalmente se dan en una carretera o camino; plataforma, cunetas, taludes, etc. La nomenclatura utilizada debe ser respetada por el proyectista. En la Tabla 3.301.1.A se presenta el resumen de los Anchos de Plataforma a Nivel de Rasante.

3.301.2 ALCANCES Y OBJETIVOS DEL PRESENTE CAPITULO

Se describen los distintos elementos de la sección transversal. Si es procedente, se normalizan sus dimensiones e inclinaciones en función de las variables de las cuales ellas dependen.

El diseño estructural de pavimentos, de los taludes y sus eventuales bancos, de cunetas, fosos y contrafosos, de obras de contención de tierras y de otras obras especiales, aunque determinantes de la sección transversal de una carretera, son objeto de otros capítulos y/o volúmenes, por lo que aquí sólo serán expuestos aquellos aspectos de su geometría que atañen en general a la coherencia del presente capítulo.



PENDIENTE TRANSVERSAL DEL SAP EXTERIOR EN CURVAS Y SAP INTERIOR: VER TABLA 3.302.402.A

DETALLE DE CUNETAS - VER TÓPICO 3.303.4

(*) EN CASO DE CONTEMPLAR BARRERAS DE CONTENCIÓN, CONSIDERAR LO INDICADO EN EL NUMERAL 6.502.703(2) TERRAPLENES DEL MC-V6

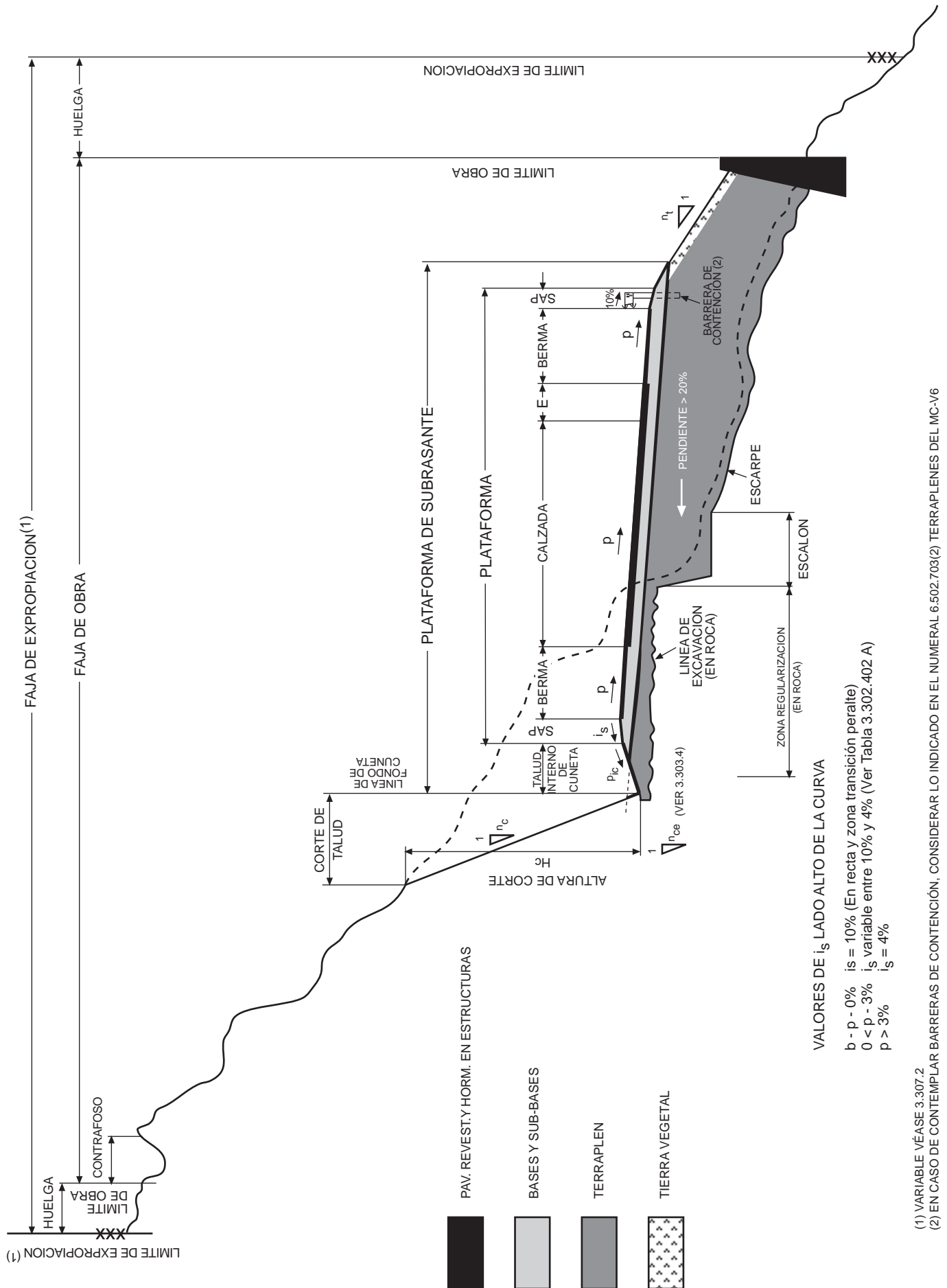


TABLA 3.301.1 A

CUADRO RESUMEN DE ANCHOS DE PLATAFORMA EN TERRAPLEN Y DE SUS ELEMENTOS A NIVEL DE RASANTE

NUMERO DE CALZADAS Y CATEGORIA	VELOCIDAD PROYECTO (km/h)	ANCHOS PISTAS "a" (m) (1)	ANCHOS BERMAS		ANCHOS SAP (3)		ANCHOS MEDIANA - M (m)			ANCHOS TOTAL DE PLATAFORMA A NIVEL DE RASANTE (5)			
			"bi" INTER. (m)	"be" EXTER. (m)	"Si" INTER. (m)	"Se" EXTER. (m)	INICIAL 4 PISTAS AMPLIABLE a 6	FINAL 6 PISTAS	FINAL = INICIAL 4 PISTAS	6 PISTAS Y 4 AMPLIABLE	4 PISTAS	2 PISTAS	
CALZADAS UNIDIRECCIONALES	AUTOPISTA	120	1,2	2,5	0,5 - 0,8	1,5	13,0	6,0	6,0	35	28	-	
		100	1,0	2,5	0,5 - 0,8	1,0	13,0	6,0	6,0	34	27	-	
		80	1,0	2,5	0,5 - 0,8	0,8	11,0	4,0	4,0	31,6	24,6	-	
		100	1,0	2,5	0,5 - 0,8	1,0	13,0	6,0	6,0	34	27	-	
		90	1,0	2,5	0,5 - 0,8	1,0	12,0	5,0	5,0	33	26	-	
CALZADA BIDIRECCIONAL	PRIMARIO	80	1,0	2,0	0,5 - 0,8	0,5 - 0,8(4)	10,0	3,0	3,0(4)	29	22	-	
		80	1,0	2,0	0,5 - 0,8	0,5 - 0,8(4)	10,0	3,0	3,0(4)	29	22	-	
		70	0,6 - 0,70	1,5	0,5 - 0,8	0,5 - 0,8(4)	9,0	2,0	2,0(4)	27	20	-	
		60	0,6 - 0,70	1,0	0,5 - 0,8	0,5 - 0,8(4)	9,0	2,0	2,0(4)	26	19	-	
		100 - 90	-	2,5	-	1,0	-	-	-	-	-	-	14,0
CALZADA BIDIRECCIONAL	COLECTOR	80	-	2,0	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	12,0	
		80	-	1,5	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	-	11,0
		70	-	1,0 - 1,5 (2)	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	-	10 - 11,0
		60	-	0,5 - 1,0 (2)	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	-	8,0 - 10,0
		50	-	0,5 - 1,0 (2)	-	0,5	-	-	-	-	-	-	8,0 - 10,0
CALZADA BIDIRECCIONAL	LOCAL	40	-	0,0 - 0,5 (2)	-	0,5	-	-	-	-	-	7,0 - 8,0	
		30	-	0,0 - 0,5 (2)	-	0,5	-	-	-	-	-	5,0 - 6,0	

- (1) Pistas de menos de 3,5 m deberán ser autorizadas expresamente por la Dirección de Vialidad.
- (2) El ancho de las Bermas de Locales y de Desarrollo se definirá en función del tránsito y dificultad del emplazamiento.
- (3) La Tabla Especifica anchos de SAP en Terraplén; caso sin Barrera de Contención SAPe = 0,5 m con Barrera de Contención SAPe ≥ 1,0 m.
- (4) Para Ancho Final de Mediana de 3 y 2 m, los SAP interiores se juntan presentando un ancho conjunto de 1 m y 0,6 a 0,8 m respectivamente, espacio que servirá de base para una Barrera Rígida de Hormigón con anchos en la base de: Tipo F (0,56 m o 0,62 m)
- (5) Ancho Total de Plataforma en Terraplén con SAP mínimo = 0,5 m. Para corte cerrado o Perfil Mixto agregar Ancho(s) Cuneta(s) y corregir Ancho del SAP exterior Si cuneta es revestida Se = 0,0 m - Cuneta sin Revestir Se = 0,5 m. En Unidireccionales "bi" y "si" están comprometidos en el ancho de la Mediana.

SECCION 3.302 LA PLATAFORMA

3.302.1 DEFINICION DE LA PLATAFORMA

Se llama "plataforma" a la superficie visible de una vía formada por su(s), calzada(s), sus bermas, los sobreanchos de plataforma (SAP) y su mediana, en caso de existir esta última como parte de la sección transversal tipo.

El ancho de la plataforma será entonces la suma de los anchos de sus elementos constitutivos, cuyas características se definen en esta sección.

Casos especiales de plataforma son aquéllas de las carreteras unidireccionales con calzadas independientes y las correspondientes a caminos sin pavimentar. En el primer caso, la vía tendrá dos plataformas independientes. En el segundo, calzadas, bermas y sobreanchos configuran un todo único no diferenciable a simple vista.

La altimetría de la plataforma está dada por el perfil longitudinal de la rasante y por la inclinación transversal de sus elementos.

La plataforma puede contener algunos elementos auxiliares, tales como barreras de contención, soleras, iluminación o señalización.

En las Láminas 3.301.1.A y B se ilustró la plataforma. En la Tabla 3.301.1.A se presenta un resumen en el que se indican anchos totales de la Plataforma en Terraplén, según los elementos que la constituyen. Todo ello en función de la Categoría según la Clasificación Funcional y la Velocidad de Proyecto correspondiente. En Caminos Locales y de Desarrollo los anchos de pistas y bermas se seleccionarán considerando los volúmenes de demanda esperados y la dificultad topográfica del emplazamiento. El uso de los anchos mínimos deberá contar con la autorización expresa de la Dirección de Vialidad.

3.302.2 LA(S) CALZADA(S)

3.302.201 Aspectos Generales. Una calzada es una banda material y geoméricamente definida, de tal modo que su superficie pueda soportar un cierto tránsito vehicular y permitir desplazamientos cómodos y seguros de los mismos.

La calzada está formada por dos o más pistas. Una pista será entonces cada una de las divisiones de la calzada que pueda acomodar una fila de vehículos transitando en un sentido.

En el caso de carreteras o caminos con calzada bidireccional de dos pistas, cada una de ellas podrá ser utilizada ocasionalmente por vehículos que marchan en el sentido opuesto, en el momento en que éstos adelanten a otros más lentos.

Toda nueva carretera de 4 o más pistas, con calzadas unidireccionales en plataforma única, deberá contar con un espacio libre entre los bordes interiores de los pavimentos de cada calzada, denominado "Mediana", la que normalmente tendrá un ancho constante según lo definido en el perfil tipo de la carretera.

Las carreteras con calzadas unidireccionales diseñadas en plataforma independientes, normalmente tendrán distancias variables entre sus ejes, de dimensiones tales, que el espacio intermedio ya no constituye una mediana con perfil tipo predefinido, pudiendo llegar a ser una superficie irregular de terreno natural.

Existen ciertos tipos de pistas especiales, con funciones específicas, que aumenta sólo localmente el ancho de una calzada. Estas son las pistas lentas y pistas rápidas 3.302.203(1), las pistas de trenzado 3.402.305(2) y las pistas de cambio de velocidad 3.404.307. Todas ellas son estrictamente unidireccionales.

Las calzadas pueden ser pavimentada o no. Si son pavimentadas, quedarán comprendidas entre las bermas. La demarcación de ejes y bordes que ayuda a definir las pistas y el ancho total de la calzada, se ejecutará en conformidad con las disposiciones indicadas en el MC-V6 Seguridad Vial.

Si no existe pavimento, calzada y bermas se confunden y prestan el mismo servicio; sin embargo, desde el punto de vista de la definición transversal, ellas quedarán limitadas por los sobrecanchos de la plataforma, cuyas especificaciones técnicas serán distintas a las del resto de la plataforma.

3.302.202 Anchos de Calzada y Plataforma. En la Tabla 3.301.1.A se resumen los anchos de plataforma en terraplén y de los elementos que la constituyen, dados en función de la Categoría de la vía y de la Velocidad de Proyecto que le corresponde.

Salvo en los casos de Caminos Locales y de Desarrollo con velocidades de proyecto menores o iguales que 60 km/h, en los que la Dirección de Vialidad podrá autorizar ancho de pistas de menos de 3,5 m, para todas las demás categorías y velocidades de proyecto el ancho mínimo de pistas será de 3,5 m.

Las bermas, sobrecancho de plataforma (SAP) y Medianas, que se definen más adelante, poseerán anchos definidos en función de la Categoría y Velocidad de Proyecto.

La selección de la Sección Transversal Tipo de una carretera o camino dentro de las definidas en la Tabla 3.301.1.A, dependerá de la función asignada al proyecto, del tipo de terreno en que ésta se emplaza y del estudio de tránsito que permite anticipar la evolución del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) y del Volumen Horario de Diseño (VHD) a lo largo del tiempo, y en particular al horizonte de diseño. Las características geométricas del trazado propuesto permitirán calcular la capacidad de la vía y los volúmenes y niveles de servicio, que contrastados con las predicciones del volumen de demanda a lo largo del tiempo, permitirán verificar si se cumple la función asignada al proyecto.

3.302.203 Modificaciones al Ancho de Calzada

3.302.203(1) Pistas Auxiliares Inducidas por el Tránsito Lento. Pendiente prolongadas y tramos largos cuyo trazado en planta no permite el adelantamiento producen disminuciones en la capacidad de una carretera. Ambos factores suelen combinarse para agravar tal situación.

Estas reducciones de capacidad dependen principalmente del porcentaje de camiones que circulan, de la distancia a lo largo de la cual la situación se mantiene y del valor de la pendiente en el primero de los casos citados. Ellas pueden ser solucionadas mediante la creación de Pistas Auxiliares para vehículos lentos o "Pistas Lentas", en Caminos Bidireccionales, o "Pistas Rápidas" para Vehículos Livianos en Carreteras Unidireccionales.

Criterios relativos a la disponibilidad deseable de zonas de adelantamiento se dan en 3.202.302. En 3.204.303 se expuso el problema de las reducciones de la velocidad de operación por efecto de las pendientes, así como los valores críticos respecto de la longitud de las mismas, en función del valor de sus inclinaciones para distintas disminuciones de velocidad que experimentan los vehículos pesados.

Estos factores son elementos básicos para estimar la calidad del flujo en el tramo en cuestión, pero ellos, por sí solos, no determinan la necesidad de pistas auxiliares. Estas deben ser justificadas por un estudio de factibilidad técnico-económico, particular para cada situación.

Efectivamente, una pendiente prolongada, puede producir un descenso de velocidad importante, pero si las condiciones de operación de la vía no se ven perjudicadas más allá de lo tolerable, de acuerdo con las características y tipo de terreno en que ella se emplaza, o por que los volúmenes de tránsito son muy bajos, la pista auxiliar puede no justificarse económicamente.

El ancho de una pista auxiliar que cumpla esta función dependerá de la velocidad de proyecto de la vía, según lo tabulado en 3.302.203(1).A.

**TABLA 3.302.203(1).A
ANCHOS DE PISTAS AUXILIARES**

	Vp (km/h)	30 – 70	80 – 120
Para Tránsito Lento	Ancho (m)	3,00	3,50
Para Tránsito Rápido	Ancho (m)	-	3,50

Las pistas para el tránsito lento en Caminos Bidireccionales se darán ensanchando la calzada por el lado derecho. Las pistas para el tránsito rápido en Carreteras Unidireccionales se darán ensanchando la calzada hacia el costado de la mediana. La Dirección de Vialidad podrá autorizar en casos particulares, que en una carretera unidireccional se habiliten pistas por la derecha, es decir, para el tránsito lento.

Las pistas auxiliares para tránsito lento en calzadas bidireccionales deberán, en lo posible, tener una longitud tal, que permita salir del sector en pendiente que produzca un descenso de velocidad de los vehículos pesados, superior a los límites establecidos en la Tabla 3.204.303.A. Si por condiciones de costo ello no resulta factible, la existencia de dicha pista en tramos de longitudes de al menos 500 m, brindará la posibilidad de adelantamiento a los vehículos que estaban siendo retenidos por los vehículos pesados.

Al término de las pistas de tránsito lento se deberá consultar una cuña de 100 m de largo, mediante la cual se reincorporarán los vehículos pesados a la calzada propiamente tal, diseñada en conformidad con la Tabla 3.302.203(2).A. Por razones de seguridad se evitará hacer coincidir una zona de reincorporación de los vehículos pesados con una zona de prohibición de adelantamiento.

Las pistas auxiliares para tránsito rápido en Carreteras Unidireccionales requerirán una mediana de al menos 6,0 m de ancho, a fin de dar cabida a la pista auxiliar más una berma interior de 0,95 m para cada calzada y 0,6 m para instalar una barrera de contención de hormigón Tipo F simétrica (Lámina 4.302.101 del MC-V4). Si la Mediana es de menos de 6,0 m, se deberá proceder a ensancharla, según se especifica en 3.302.503.

Al término de las pistas auxiliares de tránsito rápido se deberá consultar el espacio especificado en la Tabla 3.302.203(1).B, destinado a la cuña de reincorporación a la calzada más una longitud adicional de seguridad, a contar del extremo terminal de la cuña, la que al igual que ésta, se construirá sobre una faja pavimentada de 3,5 m de ancho. Hacia el exterior del borde de la cuña y en la zona de seguridad se dispondrá un cebreado con pintura reflectante. La transición de ancho de la cuña, demarcada con pintura reflectante, se ejecutará según la ley de variación señalada en 3.302.203(2).A.

**TABLA 3.302.203(1).B
CUÑAS DE REINCORPORACION Y ZONA DE SEGURIDAD
EN PISTAS PARA TRANSITO RAPIDO-AMBAS DE 3,5 m DE ANCHO TOTAL**

Vp (km/h)	Long. Cuña (m)	Zona de Seguridad (m)	Long. Total (m)
80	120	80	200
100	145	105	250
120	170	130	300

Las Pistas Lentas deberán contar con señalización Vertical al inicio y término por el lado derecho de la calzada, de acuerdo con lo indicado en el MC-V6 Seguridad Vial.

Las Pistas Rápidas se señalizarán por el costado de la Mediana mediante señalización vertical al inicio y término, reforzándose al inicio de la cuña de reincorporación mediante señalización horizontal.

El incremento de ancho de calzada que tales vías significará, debe producirse a lo largo de 60 metros si $V_p \leq 70$ km/h y de 80 m si $V_p \geq 80$ km/h, en ambos casos empleando la Tabla 3.302.203(2).A, válida para aumentar el número de pistas normales de circulación.

3.302.203(2) Aumento y Disminución del Número de Pistas Normales. Cuando una carretera presenta volúmenes muy irregulares según las características de la zona que atiende, puede ser necesario cambiar su sección transversal para ajustar el servicio a esa realidad.

Los aumentos del número de pistas, y por consiguiente del ancho de la o las calzadas, se efectuarán en 60 m si $V_p \leq 70$ km/h y en 80 m si $V_p \geq 80$ km/h, de acuerdo a la ley que se tabula en 3.302.203(2).A.

Las disminuciones del número de pistas y por consiguiente del ancho de la(s) calzada(s) se efectuarán en 150 m si $V_p \leq 70$ km y en 200 m si $V_p \geq 80$ km/h, empleando para ello la Tabla 3.302.203(2).A.

Estas pistas cumplen otra función que la de las pistas lentas, por lo que sus anchos deben ser idénticos a las del resto de la calzada, a diferencia del caso abordado en el Numeral anterior.

**TABLA 3.302.203(2).A
TRANSICION DE ANCHO AL MODIFICAR EL NUMERO DE PISTAS***

I_n/L_T	e_n/E_T	I_n/L_T	e_n/E_T
0,05	0,0029	0,55	0,5923
0,10	0,0127	0,60	0,6810
0,15	0,0321	0,65	0,7630
0,20	0,0629	0,70	0,8344
0,25	0,1073	0,75	0,8927
0,30	0,1656	0,80	0,9371
0,35	0,2370	0,85	0,9679
0,40	0,3190	0,90	0,9873
0,45	0,4077	0,95	0,9971
0,50	0,5000	1,00	1,0000
....

* Válido en Recta y/o Curva Circular.

Donde:

I_n = abscisa de un punto intermedio entre el origen y el final de la transición de ancho, medida a partir del primero.

L_T = longitud total de la transición

e_n = sobrancho en el punto intermedio, distante I_n mts del origen.

E_T = Ancho de la pista adicional (3,00; ó 3,50 mts).

La Tabla da factores e_n/E_T , para razones I_n/L_T que representan incrementos de I_n de 3 y 4 metros, según si L_T es 60 u 80m respectivamente. Multiplicando estos factores por E_T se obtiene el sobrancho en los puntos deseados.

Si la variación del ancho ocurre en un tramo cuyo eje está definido por una clotoide, éste se consigue en las mismas distancias, pero en forma lineal.

Si la variación del ancho ocurre parcialmente en una alineación recta o circular y el resto en otra definida clotoidealmente, el aumento o disminución total se reparte en una y otra, proporcionalmente a las longitudes de cada una, aplicándose a cada tramo las leyes de variación que correspondan.

Ejemplo: Sea una pista adicional de 3,5 m de ancho que empieza a aparecer en un tramo de clotoide, 23 m antes de iniciarse una recta o una curva circular. Supóngase $L_T = 60$ m. En este caso, $23/60$ del sobreancho total ($23/60 \times 3,5 = 1,34$ m) se darán en los 23 metros de clotoide y el resto ($3,5 - 1,34 = 2,16$ m) se darán en los primeros metros de la alineación recta o circular ($60 - 23 = 37$ m). Los 1,34 primeros metros se obtendrán linealmente y para los 2,16 m restantes se usará la Tabla 3.302.203(2).A, eligiendo incrementos que no supongan un número de puntos excesivos (por ejemplo: $I_n/L_T = 0,2; 0,4; 0,6$ y $0,8$).

Si se tratase de una reducción del ancho, los valores que van resultando se restan al ancho inicial.

Si el cambio se iniciara en una recta o círculo y concluyera en un punto definido clotoidealmente, el proceso sería prácticamente idéntico, iniciándose la transición según la Tabla y concluyéndose linealmente.

3.302.203(3) Sobreanchos de Calzadas en Curvas. La calzada puede requerir un sobreancho en algún punto de la carretera, debido a la existencia de curvas circulares en planta con radios reducidos.

Los valores de estos sobreanchos, las distancias necesarias para materializarlos y las formas de hacerlo se presentaron en 3.203.306 y 3.203.406 para los casos de alineación recta con curva circular y curva de enlace/curva circular, respectivamente.

3.302.203(4) Representación de Cambios de Ancho en el Proyecto. Las singularidades que implica la aparición de un ensanche o pista auxiliar deberán quedar claramente destacadas en los perfiles transversales, así como en la planta del proyecto, a fin de que se considere su influencia sobre las cubicaciones y aspectos constructivos.

3.302.204 Bombeos. En tramos rectos o en aquellos cuyo radio de curvatura permite el contraperalte según los límites fijados en 3.203.303(3), las calzadas deberán tener, con el propósito de evacuar las aguas superficiales, una inclinación transversal mínima o bombeo, que depende del tipo de superficie de rodadura y de la intensidad de la lluvia de 1 hora de duración, con período de retorno de 10 años (I_{10}^1) mm/h, propia del área en que se emplaza el trazado.

La Tabla 3.302.204.A especifica estos valores indicando en algunos casos un rango dentro del cual el proyectista deberá moverse, afinando su elección según los matices de la rugosidad de las superficies y de los climas imperantes.

**TABLA 3.302.204.A
BOMBEOS DE LA CALZADA**

Tipo de Superficie	Pendiente Transversal	
	$(I_{10}^1) \leq 15$ mm/h ⁽¹⁾	$(I_{10}^1) > 15$ mm/h ⁽¹⁾
Pav. de Hormigón o Asfalto	2,0	2,5
Tratamiento Superficial	3,0 ⁽²⁾	3,5
Tierra, Grava, Chancado	3,0 – 3,5 ⁽²⁾	3,5 – 4,0

(1) Ver Tabla 3.702.402.A o determinar mediante estudio hidrológico

(2) En climas definidamente desérticos (Costa y Pampa de las Regiones I y II), se pueden rebajar los bombeos hasta un valor límite de 2,5%,

El bombeo se puede dar de varias maneras, dependiendo del tipo de plataforma y de las conveniencias específicas del proyecto en una zona dada. Estas formas se indican en la Lámina 3.302.204.A

3.302.204(1) Bombeo en Calzadas Bidireccionales. Se puede dar de dos maneras. La primera es aquella que contempla el punto alto en el centro de la calzada, y una sección transversal con vertiente a dos aguas, con la pendiente de la Tabla 3.302.204.A. Véase Fig. 1 de la Lámina citada.

Esta sección es la más conveniente desde el punto de vista del drenaje, pues minimiza las cantidades de agua que llegan a cada uno de los bordes de la calzada.

Sin embargo, la tendencia actual en el diseño de equipos de pavimentación hace cada vez más frecuente el uso de bombeos a una sola agua, con uno de los bordes de la calzada por encima del otro. Además, si el proyecto consulta en el mediano plazo la construcción de la segunda calzada, transformándose así en una calzada unidireccional, se deberá preferir la solución 2, tal como se ilustra en la Figura 3.

Por otra parte, esta manera de resolver las pendientes transversales mínimas puede ser particularmente útil en el caso de tramos rectos de poco desarrollo entre curvas del mismo sentido, en el que resulta engorroso ejecutar el doble cambio desde el peralte hasta el bombeo a dos aguas y viceversa [véase Figura 2 de Lámina 3.302.204.A].

3.302.204(2) Bombeo en Calzadas Unidireccionales. La Figura 4 de la Lámina 3.302.204.A ilustra la situación normal de los bombeos cuando el eje de giro del peralte se localiza en los bordes interiores de los pavimentos.

La Figura 5 corresponde al caso de plataforma independiente en que el eje de giro de los peraltes podrá localizarse en el centro de la calzada o bien en los bordes interiores de los pavimentos como se ilustra en la Figura 4, alternativa que deberá preferirse para calzadas independientes de corta longitud, lo que facilita el empalme al retornar a la calzada con mediana.

3.302.3 LAS BERMAS

3.302.301 Aspectos Generales. Las bermas son las franjas que flanquean el pavimento de la (s) calzadas(s). Ellas pueden ser construidas con pavimento de hormigón, capas asfálticas, tratamiento superficial, o simplemente ser una prolongación de la capa de grava en los caminos no pavimentados.

En Pavimentos de Hormigón que consulten ensanches hacia la berma como parte del Diseño Estructural (Ver 3.602.209), la berma podrá contar con un sector en hormigón y el saldo para completar su ancho, se dará con una capa asfáltica de 0,05 m de espesor mínimo, apoyada sobre una base granular de CBR 80%, cuyo espesor será el existente entre la subbase y la cara inferior de la capa. Si el pavimento de hormigón no consulta un sobreancho estructural, la berma se construirá según se indica para los Pavimentos Asfálticos.

En Pavimentos Asfálticos multicapas, la berma constituirá una prolongación de la capa de rodadura del pavimento, la que deberá tener un espesor mínimo de 0,05 m el que se mantendrá en la berma.

En los Tratamientos Superficiales la berma se revestirá prolongando el tratamiento de la calzada hacia la berma.

Si la carretera tiene una sola calzada, las bermas deben tener anchos iguales. En caso de tratarse de una carretera unidireccional con calzadas separadas, existirán bermas interiores y exteriores en cada calzada, siendo las primeras de un ancho inferior.

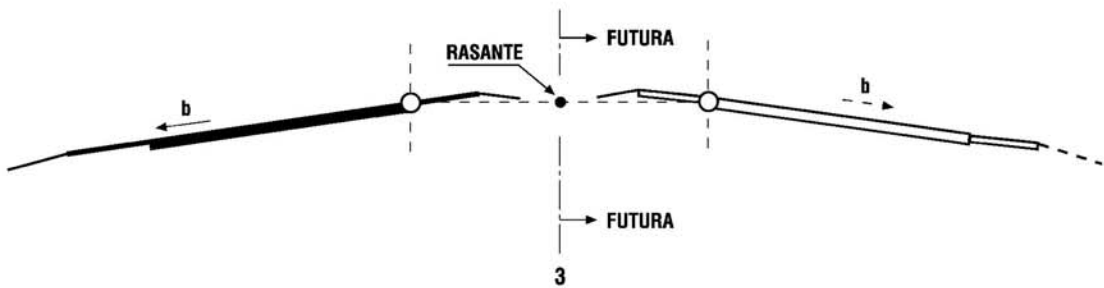
Las bermas cumplen cuatro funciones básicas: proporcionan protección al pavimento y a sus capas inferiores, que de otro modo se verían afectadas por la erosión y la inestabilidad; permiten detenciones ocasionales; aseguran una luz libre lateral que actúa psicológicamente sobre los conductores, aumentando de este modo la capacidad de la vía, y ofrecen espacio adicional para maniobras de emergencia, aumentando la seguridad.

Para que estas funciones se cumplan en la práctica, las bermas deben ser de un ancho constante, estar libres de obstáculos y deben estar compactadas homogéneamente en toda su sección. Para lograr dichos objetivos se consultan los sobreanchos de la plataforma "SAP", que confinan la estructura de las bermas y en los que se instalarán las barreras de contención y la señalización vertical.

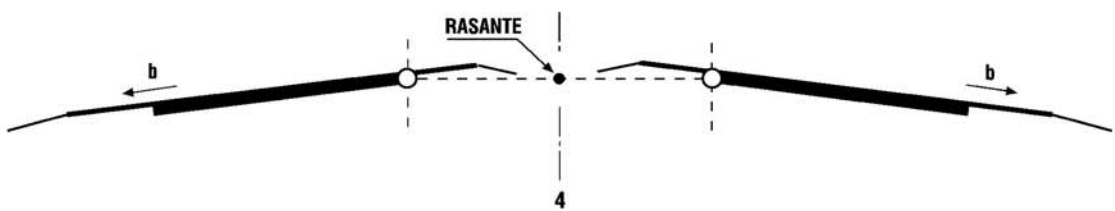
CALZADAS BIDIRECCIONALES



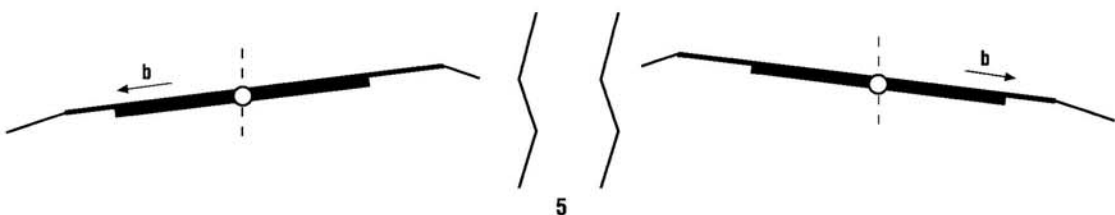
**CALZADA BIDIRECCIONAL PREVISTA
PARA UNIDIRECCIONALIDAD**



CALZADAS UNIDIRECCIONALES



CALZADAS INDEPENDIENTES EN PLANTA Y ALZADO



○ EJE DE GIRO DEL PERALTE

3.302.302 Anchos de Bermas. El ancho normal en Caminos Locales con $V_p = 40$ km/h es de 0,5 m, el que en conjunto con el SAP proveen una plataforma de 8,0 m. En Caminos de Desarrollo que normalmente no poseerán pavimento superior, se podrá prescindir de las bermas, existiendo solo el SAP como complemento para asegurar la estabilidad y adecuada compactación de la calzada.

A medida que la velocidad y los volúmenes de diseño crecen, también deberán hacerlo las bermas exteriores, hasta contemplar un ancho máximo de 2,5 m, que permite la detención en caso de emergencia de los vehículos sin afectar el tránsito de paso.

Cuando existan pistas auxiliares para tránsito lento, o de cambio de velocidad, la berma derecha puede reducirse a 1,5 m si el TMDA > 750 y a 1,0 m para TMDA < 750 . En ambos casos se mantendrá inalterado el SAP especificado para la Categoría y V_p de la ruta.

Los anchos normales de las Bermas se dan en la Tabla 3.301.1.A, asociados a la Categoría de la ruta y V_p correspondiente, pudiendo usarse el valor inferior del rango para tránsitos muy moderados en terreno de topografía restrictiva, decisión que deberá adoptarse previa autorización de la Dirección de Vialidad.

3.302.303 Pendiente Transversal de las Bermas. En Caminos y Carreteras con calzada pavimentada, ya sea con Hormigón, Asfalto o Tratamiento Superficial, las bermas tendrán la misma pendiente transversal que la calzada, ya sea que esta se desarrolle en recta o en curva. Para tramos en recta la pendiente transversal o bombeo corresponde a la indicada en la Tabla 3.302.204.A.

En Caminos sin pavimento, de las Categorías Locales y de Desarrollo, a los que se asocian bermas de un ancho máximo de 1,5 m y menores, en la práctica, no se distingue la zona correspondiente a la calzada de las bermas, consecuentemente, en ellas se mantendrá la pendiente transversal de la calzada, con los mínimos indicados en la Tabla 3.302.204.A para tramos en recta.

3.302.4 SOBREANCHOS DE LA PLATAFORMA (SAP)

3.302.401 Anchos del SAP. La plataforma en terraplén tendrá siempre un SAP mínimo de 0,5 m que permita confinar las capas de subbase y base de modo que en el extremo exterior de la berma sea posible alcanzar el nivel de compactación especificado. Consecuentemente, en los 0,5 m exteriores del SAP no se podrá lograr la compactación máxima exigida por el resto de la plataforma por falta de confinamiento y riesgo por pérdida de estabilidad del equipo de compactación autopropulsado. Toda vez que el SAP tenga un ancho mayor que 0,5 m, el ancho adicional adyacente a la berma deberá compactarse según las mismas exigencias especificadas para las bermas.

En plataformas en corte, si la cuneta es revestida, se podrá prescindir del SAP como parte de la sección transversal, no obstante ello, al extender las capas de subbase y base se colocará inicialmente un sobreancho de 0,5 m para poder compactar adecuadamente el borde exterior de las bermas, material que se retira posteriormente para conformar la cuneta. Si la cuneta no lleva revestimiento la sección transversal debe considerar un SAP de 0,5 m, para separar las capas estructurales de las aguas que escurren por la cuneta.

Si la plataforma en terraplén consulta la instalación de barreras de contención, considerar lo indicado en el Numeral 6.502.703(2) del MC-V6 y respetar una distancia mínima de 1,0 de SAP.

En Carreteras con $V_p \geq 90$ km/h el SAP será mayor que el mínimo para aumentar el espacio disponible para la señalización vertical, ya que el tamaño de las señales aumenta con la velocidad de proyecto (ver anchos del SAP en Tabla 3.301.1.A).

3.302.402 Pendiente Transversal del SAP. La Tabla 3.302.402.A establece la pendiente transversal del SAP (is%), según las distintas situaciones posibles, tanto para calzadas bidireccionales como para las unidireccionales, y en estas últimas, distinguiendo entre SAP exterior e interior.

TABLA 3.302.402.A
PENDIENTE TRANSVERSAL DEL SAP (is)

SITUACION	PENDIENTE TRANSVERSAL DEL SAP
EN RECTA	is SIEMPRE = - 10%
ZONA TRANSICION PERALTE	para $b \leq p \leq 0,0$; is = -10%
EXTREMO ALTO DE LA PLATAFORMA	Para $0,0 < p \leq 3\%$; is = $-(10 - 2p)\%$ para $p > 3\%$; is = - 4%
EXTREMO BAJO DE LA PLATAFORMA	para todo p ; is = - 10%
El is del SAP interior de las calzadas unidireccionales será de - 8%, salvo para $p > - 4\%$ en que is = - 4%.	

3.302.5 LA MEDIANA

3.302.501 Aspectos Generales. La mediana entendida como el espacio libre existente entre los bordes interiores de los pavimentos de dos calzadas unidireccionales, se deberá consultar siempre en los Proyectos en Trazados Nuevos y en aquellos de Cambio de Estándar, aún cuando el ancho de ella puede variar según la Categoría, Velocidad de Proyecto y ampliación futura del número de pistas por calzada, según se especifica en la Tabla 3.302.502.A.

La mediana debe consultarse en primer lugar por razones de seguridad, al permitir, ya sea por su ancho o por los dispositivos que en ella se instalen, controlar la invasión premeditada o accidental de las pistas de la calzada de tránsito en sentido contrario. Si cuenta con el ancho suficiente, al menos 9 m, y el clima de la zona lo permite, la plantación de especies arbustivas ayuda a controlar el encandilamiento. Finalmente en caminos sin control de acceso en que se permitan las intersecciones y giros a la izquierda, brindará los espacios indispensables para crear pistas centrales para giros a la izquierda, debiendo en esas zonas tener un ancho mínimo absoluto de 4,5 m. (Giro a la izquierda sin giro en U). En este último caso, cualquiera sea el ancho de la mediana, no se deben plantar arbustos que pueden obstaculizar la visibilidad en la zona del cruce. El diseño de una mediana entre calzadas no asegura la imposibilidad de maniobras de invasión de la opuesta, ni de accidentes por esa razón.

Lo anterior justifica en algunos casos emplear, dentro de las medianas, una serie de elementos que contribuyen, parcial o definitivamente, a superar los problemas mencionados.

En trazados urbanos o suburbanos, las islas elevadas, ejecutadas mediante soleras, cuyas características figuran en el MC-V4, Planos de Obras Tipo, evitan hasta cierto punto las invasiones indeseadas, permitiendo regular los giros y los cruces vehiculares. También constituyen un refugio para los peatones. Se deberán estudiar detalladamente los problemas de drenaje que se producen en las zonas peraltadas. En estos casos se debe tener en cuenta que la isla no debe tener una inclinación transversal que supere un máximo absoluto de 8% (preferiblemente 6%), ya que ello hará disminuir su eficacia como refugio y producirá un efecto desagradable a la vista. También se debe considerar una separación mínima de 0,60 m desde la solera hasta el borde interior de la calzada.

En trazados rurales las barreras de contención solucionan en un alto porcentaje el problema de las colisiones frontales. La solución técnica a considerar depende en buena medida de los anchos de Mediana que se especifican en la Tabla 3.302.502.A, y deberá estudiarse tempranamente en el desarrollo del diseño, participando los especialistas en diseño geométrico, drenaje y saneamiento y seguridad vial. En los Estudios Definitivos el proyecto de Seguridad Vial debe especificar en detalle el tipo de barreras a emplear, su localización, distancia de los postes de sustentación de las barreras metálicas, etc.

Básicamente se pueden distinguir las siguientes situaciones generales según sea el ancho de la Mediana:

- En Medianas con un ancho mayor o igual que 9 m se podrá prescindir de barrera de contención en las alineaciones rectas y curvas amplias. La necesidad de barreras en zona de curvas deberá evaluarse considerando los criterios de “Zona Despejada”. La pendiente transversal entre los bordes interiores del SAP y el centro de la mediana deberá ser del orden de 1:5 ó 1:6 (V:H), de modo que se trate de un talud “recuperable” para aquellos usuarios que accidentalmente ingresen a la mediana, pero al mismo tiempo, creen un desnivel que desincentive las maniobras de cruce entre una y otra calzada. El ideal en estos casos es complementar el efecto barrera con arbustos, si el clima permite su arraigo sin riego artificial, los que de todos modos requerirán mantención en cuanto a poda, limpieza, etc.. Estas medianas amplias requerirán de saneamiento, el que se puede materializar mediante sumideros (Ver Volumen N° 4) en el punto bajo central (sobre alcantarillas existentes o conectados a colectores de aguas lluvia).
- En Medianas con anchos de 4, 5 y 6 m, será el estudio de la geometría del camino (posibles obstrucciones a la Visibilidad de Parada en las curvas, por efecto de Barreras muy próximas a la calzada; rasante de los bordes interiores de los pavimentos, etc) y del saneamiento de la mediana para evitar la entrega de aguas lluvia a la calzada, los que determinen el tipo de Barrera a emplear y su localización en la sección transversal de la mediana.
- En Medianas con anchos de 2 m, es decir aquellas que se asocian a Velocidad de Proyecto de 60 y 70 km/h, así como aquellas de 3 m con Vp de hasta 80 km/h, la Barrera estará constituida por un dispositivo del tipo rígido cuyo ancho total deberá permitir que las Bermas interiores de la ruta tengan un ancho libre mínimo de 0,60 m y 1,0 m respectivamente. En estos casos el saneamiento del agua caída en las bermas interiores se hará por la calzada misma en las rectas, debiendo resolverse las situaciones que se darán en las curvas en aquella calzada que entrega las aguas hacia la Barrera, la que deberá captarse mediante sumideros con su respectiva reja protectora, quedando prohibido entregar las aguas de la calzada alta a la baja. En las medianas angostas con Barrera Rígida de Hormigón, que requieren una zona de apoyo horizontal, prácticamente al mismo nivel que el de los extremos de las bermas interiores, se aceptará que la berma de la calzada baja tenga una pendiente transversal mínima de 2% hacia el exterior y que la de la calzada alta sea horizontal, pues allí el agua de todos modos escurrirá hacia la barrera.

La verificación de la Visibilidad de Parada en las pistas adyacentes a la Mediana, en Carreteras Unidireccionales con Control Total de Acceso para vehículos, peatones y animales, se hará considerando lo expuesto en 3.202.402.

3.302.502 Ancho de las Medianas según Categorías de la Ruta. El ancho mínimo deseable de las medianas en Carreteras con $V_p \geq 100$ km/h será de 6,0 m. En consecuencia si una carretera se construye inicialmente de 4 pistas pero con previsión para poder construir a futuro una pista adicional por calzada, la mediana deberá proyectarse inicialmente de 13,0 m de ancho.

Para Carreteras y Caminos con V_p menores que 100 km/h se especifican medianas de ancho decreciente, en especial cuando la V_p se asocia a trazados montañosos (80 km/h) en Autopistas, Autorrutas y Primarios y para 60 y 70 km/h en Colectores. La Tabla 3.302.502.A, resume los anchos de Mediana considerados.

**TABLA 3.302.502.A
ANCHOS DE MEDIANA(m)**

Categoría	Vp (km/h)	Inicial 4 Pistas Ampliable a 6	Final 6 Pistas	Final = Inicial 4 pistas
Autopista	120	13,0	6,0	6,0
	100	13,0	6,0	6,0
	80	11,0	4,0	4,0
Autorruta Y Primarios	100	13,0	6,0	6,0
	90	12,0	5,0	5,0
Colectores	80	10,0	3,0	3,0
	70	9,0	2,0	2,0
	60	9,0	2,0	2,0

3.302.503 Modificación del Ancho de la Mediana. Para crear una Mediana en un Camino Bidireccional o en un Camino Unidireccional que en el tramo precedente no la tenía, o para ensanchar una mediana de menos de 6,0 m en la zona en que se diseñará una Pista para Tránsito Rápido (3.302.203(1)), o bien, para ensanchar una Mediana de menos de 4,5 m y diseñar una pista central de giro a la izquierda en una intersección, se deberán respetar los siguientes criterios, considerando que en todos estos casos se modifica la alineación de la(s) calzada(s):

- a) Se emplearán curvas circulares simétricas (curva y contracurva), de radios que acepten contraperalte según se especifica en la Tabla 3.203.303(3).A.
- b) La longitud de la transición (desarrollo de la curva más la contracurva) estará determinada por la magnitud del ensanche o disminución requerida en la mediana "Em" y por el Radio empleado para la curva según lo especificado en a).

A partir de esos datos se determina el ángulo del centro de las curvas circulares " Ω " que es también la deflexión de la tangente que pasa por el punto de inflexión de ambas curvas, respecto de la alineación de la carretera; mediante la expresión:

$$\Omega = 2 \text{ arc sen } \sqrt{\frac{Em}{4R}} \quad (\text{ec. 3.302.503.1})$$

con lo cual el desarrollo total a lo largo de las curvas y la longitud de su proyección recta quedan dadas por:

$$Dt = 2 R \Omega / 63,662 \quad (\text{ec. 3.302.503.2}) \quad \text{y} \quad Lt = 2T (1 + \cos \Omega) \quad (\text{ec. 3.302.503.3})$$

con:

$$T = R \text{tg} \left(\frac{\Omega}{2} \right) \quad (\text{ec. 3.302.503.4})$$

Por ejemplo, para ensanchar una Mediana de 4 a 6 m ($Em = 2,0$ m), en una carretera con $b = 2\%$; para distintos V_p , se tiene:

V_p km/h	$R_{\text{mín}}$ (m)	Ω (g)	Dt (m)	T (m)	Lt mínimo (m)	Lt deseable ~ 1,2 Lt mínimo
80	1100	2,7147	93,81	23,457	93,78	110
100	1900	2,0655	123,29	30,825	123,27	150
120	3500	1,5218	167,33	41,835	167,31	200

Nótese que Dt es muy parecido a Lt mínimo por tratarse de deflexiones pequeñas y radios amplios.

En cada caso se deberá calcular el Lt mínimo resultante para el $R_{\text{mín}}$ en contraperalte, según sea el Em requerido.

Toda vez que no existan limitaciones insalvables, se aumentará el $R_{\text{mín}}$ de modo de lograr un Lt deseable del orden de 1,20 Lt mínimo.

Para valores de Em de hasta 3 m, por lo general el ensanche se dará desplazando una de las calzadas. Para ensanches mayores conviene desplazar ambas calzadas en $Em/2$ para evitar transiciones excesivamente largas. En cualquier caso siempre se deberán ponderar las condiciones topográficas del emplazamiento y la percepción óptica que de él tendrán los usuarios, en especial si los tramos anterior y/o posterior están elevados respecto de la rasante de la zona de transición, por lo cual se tendrá una vista panorámica del sector.

En general los ensanches de mediana para crear Pistas Rápidas se darán en la calzada contraria a la que requiere de dicha pista, con ello se evita que el usuario de la pista rápida deba desplazarse a la derecha por la creación del ensanche en la mediana para luego desplazarse a la izquierda para ingresar a la pista así creada.

Finalmente, cabe destacar que si bien en este caso los cálculos se hacen en base a dos curvas circulares contrapuestas, el replanteo y/o la demarcación de los bordes también podrá hacerse por ordenadas, empleando la Tabla 3.302.203(2).A, ya que por tratarse de curvas amplias las ordenadas correspondientes a ambas curvas difieren sólo algunos centímetros, presentando el curvoide una curvatura algo mayor que la de la curva circular en el entorno de $L/4$ y una curvatura mucho menor (mayor radio) en la zona de inflexión de las curvas contrapuestas ($L/2$) que en definitiva es la zona crítica.

3.302.6 PISTAS AUXILIARES COMPLEMENTARIAS

3.302.601 Paraderos de Buses

3.302.601(1) Tipos. De acuerdo con el tipo de Camino o Carretera, la intensidad del tránsito y la frecuencia de uso del paradero, éste podrá proyectarse en la berma o deberá situarse fuera de ella. Normalmente, toda vez que la velocidad de proyecto de la carretera supere los 70 km/h, el paradero deberá construirse fuera de la berma.

3.302.601(2) Localización. Los paraderos deben localizarse en zonas que aseguren una visibilidad de parada igual o mayor a 1,5 veces la correspondiente a la velocidad de proyecto de la carretera. Esto deberá cumplirse tanto para el acceso como para la salida del paradero.

En zonas de intersección el paradero no deberá obstaculizar el triángulo de visibilidad requerido desde cualquiera de las vías que concurren a la intersección. Si ello no es posible de lograr, la vía secundaria deberá regularse con un signo PARE.

Debe evitarse su localización en curvas porque producen un efecto óptico perjudicial para el resto de los usuarios del camino, especialmente cuando quedan en el lado exterior de la curva, y si están en el lado interior de la curva obstruyen la visibilidad.

No se aceptarán paraderos enfrentados cuando se trate de vías bidireccionales. La distancia mínima a que pueden quedar es de 100 m, entre los puntos terminales, y siempre el del lado izquierdo antes que el del lado derecho, considerando la dirección del avance del tránsito [véase Lámina 3.302.601(3).A, Figura a)].

Los paraderos no deben ubicarse en tramos con pendientes mayores que 4%, salvo casos especiales que requerirán la aprobación de la Dirección de Vialidad.

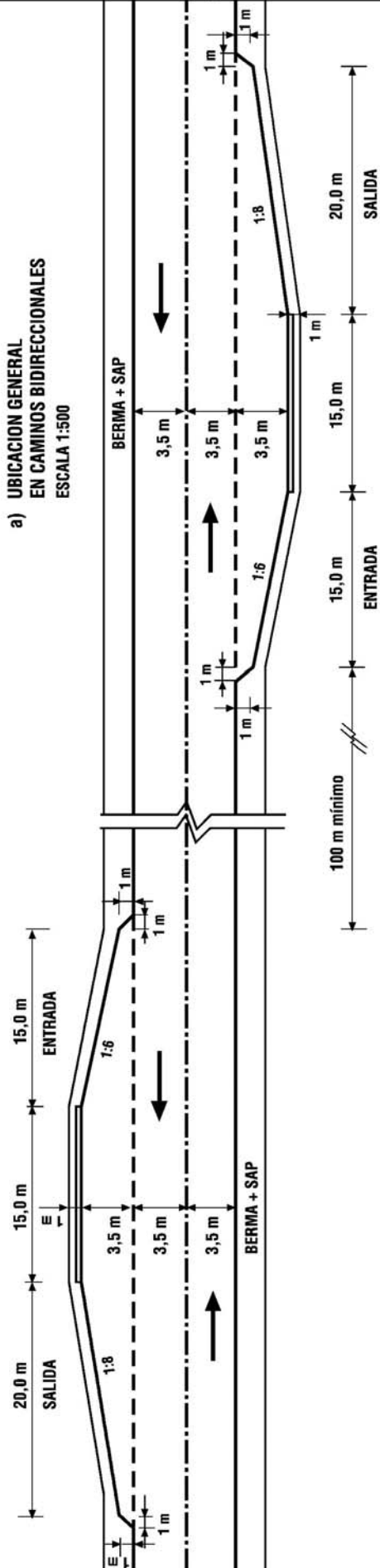
3.302.601(3) Paraderos de Buses en la Berma. En Caminos Locales y de Desarrollo el paradero podrá diseñarse sobre la berma, para lo cual se adoptará la disposición y dimensiones que se indican en la Lámina 3.302.601(3).A.

3.302.601(4) Paradero de Buses Fuera de la Berma. En Caminos Colectores y Carreteras Primarias bidireccionales los paraderos se deberán diseñar respetando la disposición y dimensiones que se indican en la Lámina 3.302.601(4).A. Si el Camino Colector o la Carretera Primaria poseen calzadas unidireccionales, el paradero deberá diseñarse en conformidad con lo que se indica en la Lámina 3.302.601(4).B.

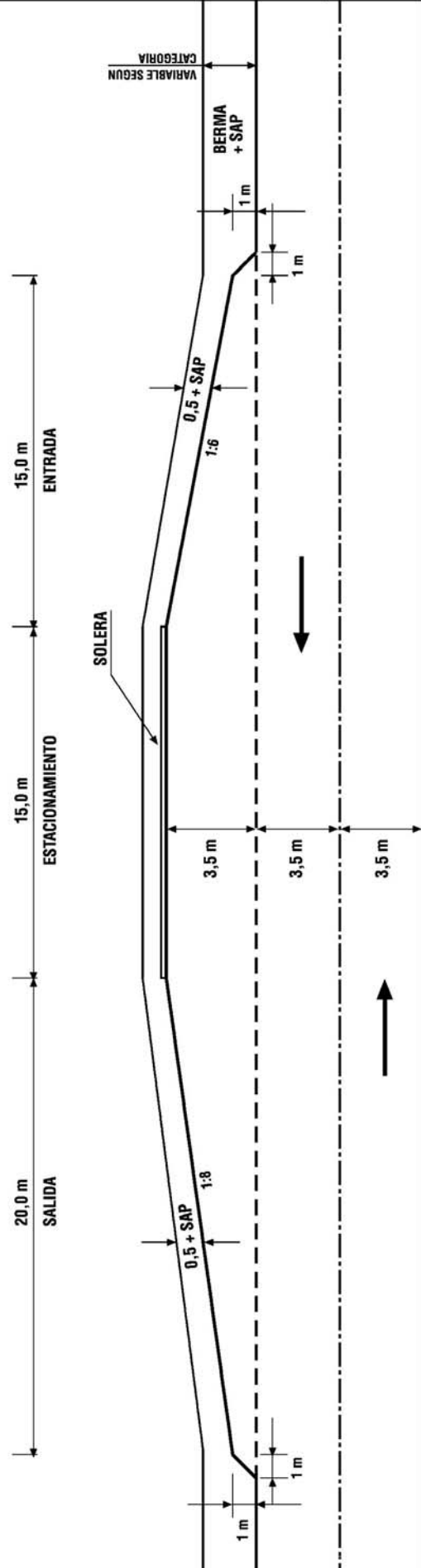
3.302.601(5) Paraderos de Buses en Intersecciones Canalizadas. Cuando el paradero se requiera en una intersección canalizada, el punto de parada deberá localizarse después del cruce, según el sentido de avance del tránsito, iniciando la pista de entrada 10 m más adelante del punto de tangencia de la curva de salida del ramal [véase Figura a) de la Lámina 3.302.601(4).B]. Si se trata de un camino con calzada única bidireccional, se empleará el dispositivo de la Figura a), pero modificando la cuña de salida según se define en la Lámina 3.302.601(4).A.

3.302.601(6) Longitud del Paradero de Buses Propiamente Tal. Considerando que la longitud máxima legal de los buses es de 13,2 y 14,0 m, se consultan paraderos con un largo útil de 15 m. Si la frecuencia de parada de buses pudiese llegar a ser de dos en forma simultánea, el largo del sector de estacionamiento se llevará a 27 m o 29 m según el tipo de bus.

a) UBICACION GENERAL
EN CAMINOS BIDIRECCIONALES
ESCALA 1:500



b) DETALLE PARADERO TIPO EN LA BERMA
ESCALA 1:250

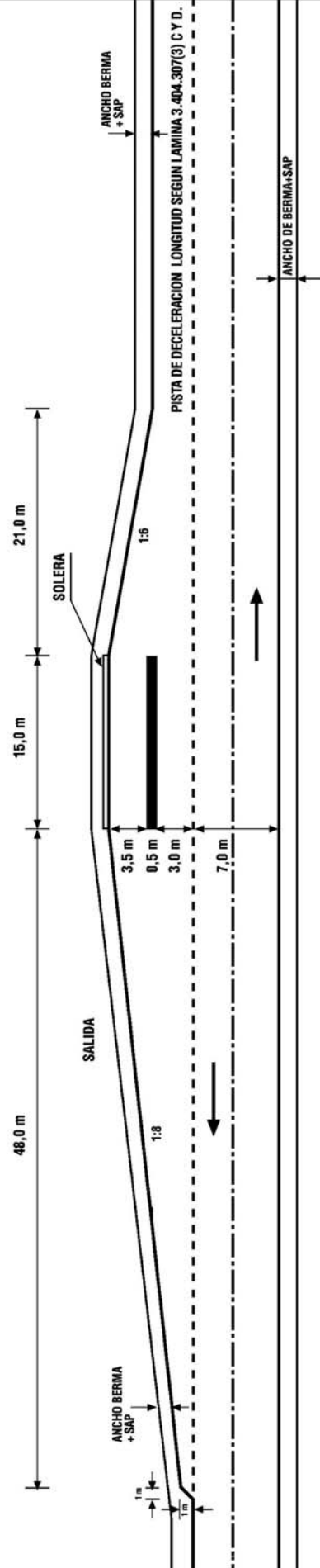


BERMA + SAP

BERMA + SAP

LA ZONA DE ESTACIONAMIENTO PUEDE AMPLIARSE (27 m) PARA ALTAS FRECUENCIAS DE PARADA

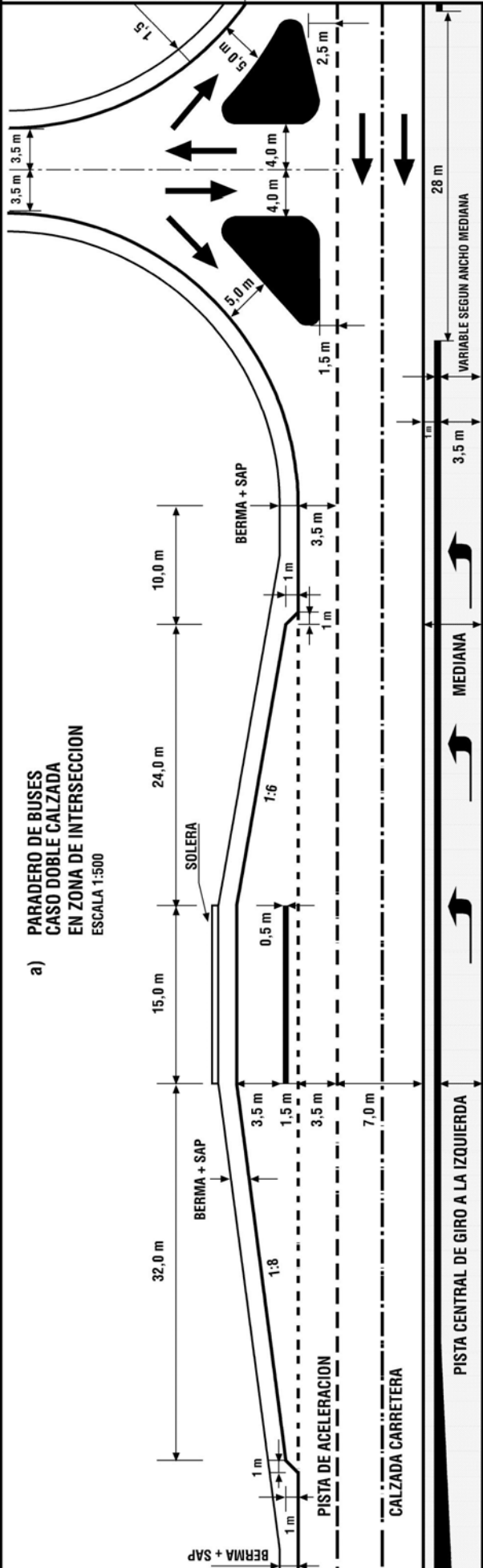
ESCALA 1:500



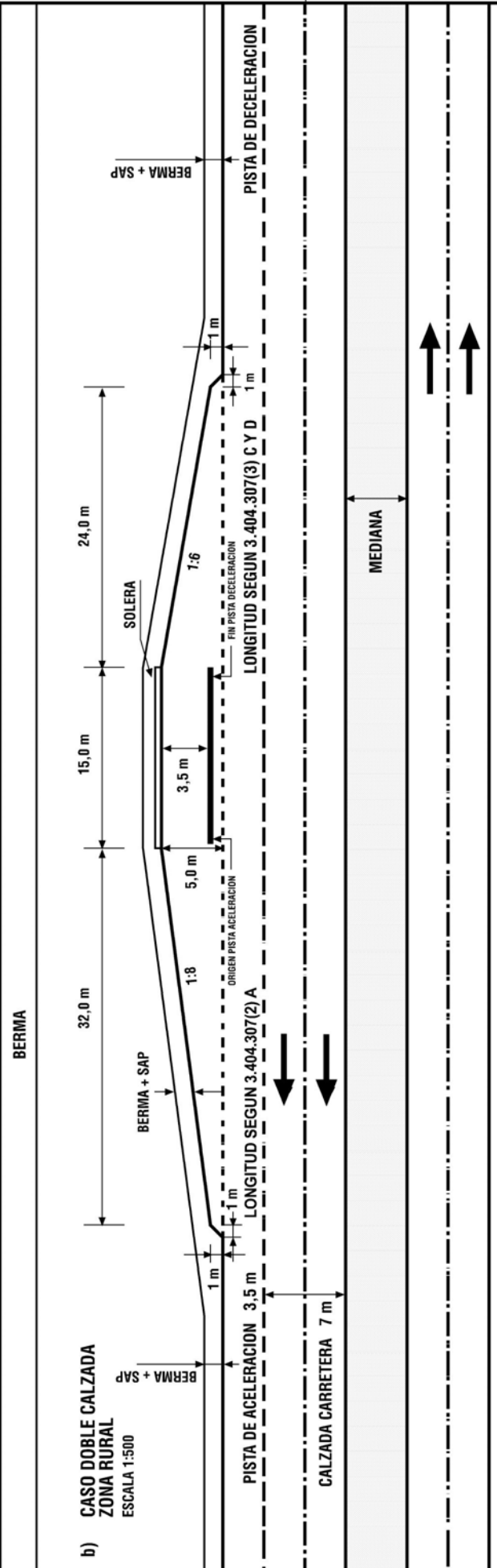
NOTA:

En Caminos Bidireccionales no se Diseña Pista de Aceleración.
Paradero del Lado contrario debe desplazarse según se indica en la Lámina 3.302.601(3) A

a) PARADERO DE BUSES
CASO DOBLE CALZADA
EN ZONA DE INTERSECCION
ESCALA 1:500



b) CASO DOBLE CALZADA
ZONA RURAL
ESCALA 1:500



3.302.601(7) Casetas para Paraderos de Buses. Las casetas de los paraderos de buses deberán especificarse de acuerdo con lo establecido en las Láminas de la Sección 4.703 del MC-V4, u otro diseño que contemple el proyecto.

3.302.602 Lechos de Frenado.

3.302.602(1) Aspectos Generales. En trazados que presenten longitudes considerables en pendiente de bajada, que igualen o superen 5%, puede ser necesario diseñar pistas de emergencia, denominadas "Lechos de Frenado", que tienen por objeto forzar la detención de un vehículo al que le ha fallado el sistema de frenos.

Por lo general, la falla del sistema de frenos se produce en los Vehículos Pesados, cuando el conductor, en vez de controlar la velocidad en las bajadas empleando la capacidad de retención del motor, hace un uso prolongado de los frenos, lo que produce un recalentamiento de los elementos de frenado, y el sistema deja de operar. Esta situación se asocia normalmente a pendientes sostenidas de 3 a 4 km de largo, pero puede producirse antes. También puede darse en vehículos sobrecargados respecto de la potencia del motor.

Los camiones modernos poseen además un dispositivo denominado "freno motor", que permite aumentar el efecto de retención del motor, sin tener que enganchar en marchas demasiado bajas, que sobrecargan la caja de cambios.

En consecuencia, los conductores experimentados pueden enfrentar bajadas pronunciadas empleando al mínimo el sistema de frenos.

A modo indicativo, se citan a continuación Coeficientes de Retención Cr, por oposición al rodado (deformación de los neumáticos y roces internos) y por efecto del enganche del motor o "freno motor" más oposición al rodado, todos los que se expresan como el efecto de una pendiente de subida en m/m.

**TABLA 3.302.602(1).A
COEFICIENTES DE RETENCION Cr (m/m)**

POR OPOSICION AL RODADO	
Caminos pavimentados (sin efecto del motor)	0,010
Grava compacta (sin efecto del motor)	0,015
ENGANCHE MOTOR + OPOSICION AL RODADO	
Enganche en marchas altas (pavimento)	0,020
Enganche en marchas intermedias (pavimento)	0,040
Enganche en marchas muy bajas (pavimento)	0,060 a 0,080

Por marchas altas se entiende aquí aquellas para circular a velocidades altas en condiciones normales.

3.302.602(2) Localización de los Lechos de Frenado. Las diversas variables que intervienen no permiten establecer un modelo para anticipar la localización precisa de los lechos de frenado; en consecuencia, para definir su oportunidad de uso y localización, se deberá tener en cuenta:

- a) La recurrencia de accidentes por falla de frenos en un tramo dado de carreteras o caminos.
- b) La longitud, pendiente y características de la planta de tramos con historial de accidentes de este tipo, información que puede ser usada en otros caminos de características similares, que presenten un flujo de vehículos pesados del mismo orden, o bien extrapolando para flujos mayores o menores, a fin de estimar la recurrencia probable.

c) A modo de guía orientativa se indican a continuación las relaciones que permiten calcular el aumento de velocidad de un vehículo que queda sin frenos, el que circulaba con un Coeficiente de Retención bajo (0,02) y medio (0,04).

- Velocidad alcanzada en un tiempo tx(s) para un vehículo que quedó sin frenos circulando a la Velocidad de Proyecto Vp (expresada en m/s)

$$V(m/s) = V_p + g \cdot t_x (i - Cr) \quad (\text{ec. 3.302.602(2).1})$$

en que:

g = 9,81 m/s²
tx = tiempo transcurrido (s) para alcanzar la velocidad V(m/s)
i = pendiente (mm)
Cr = Coeficiente de Retención

Si se establece que la Velocidad de entrada al Lecho de Frenado no debe superar en más de 20 km/h (5,555 m/s), la Velocidad de Proyecto, se puede despejar tx.

$$tx = (V - V_p) / g (i - Cr)$$

$$tx (s) = 5,555 / 9,81 (i - Cr) = 0,566 / (i - Cr)$$

La pendiente i (m/m), aún cuando sea de bajada, se considera en este caso con signo positivo, pues corresponde a la proporción con que "g" induce el aumento de velocidad.

Mediante esta expresión se elabora la Tabla 3.302.602(2).A. Nótese que como V-Vp es constante tx depende sólo de (i-Cr)

TABLA 3.302.602(2).A
TIEMPO TRANSCURRIDO PARA UN INCREMENTO DE 20 km/h
SEGUN LOS VALORES DE i(m/m) y Cr CONSIDERADOS

i (m/m)	tx (s)				
	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
Cr = 0,02	18,87	14,15	11,32	9,43	8,09
Cr = 0,04	56,60	28,30	18,87	14,15	11,32

- Con estos valores de tx (s) se puede calcular la distancia recorrida por el vehículo, mediante la expresión:

$$D(m) = V_p \cdot t_x + \frac{1}{2} g \cdot t_x^2 (i - Cr) \quad (\text{ec. 3.302.602(2).2})$$

de la que se obtiene la Tabla siguiente:

TABLA 3.302.602(2).B
DISTANCIA RECORRIDA EN EL TIEMPO tx
PARA EL CUAL SE ALCANZA LA VELOCIDAD Vp + 20 km/h.
D(m)

Vp+20 km/h	120		100		80		60	
Vp (km/h)	100		80		60		40	
Vp (m/s)	27,778		22,222		16,667		11,111	
Cr	0,02	0,04	0,02	0,04	0,02	0,04	0,02	0,04
i = 0,05	576	1729	471	1414	367	1101	262	785
i = 0,06	432	864	353	707	275	550	196	393
i = 0,07	346	576	283	471	220	367	157	262
i = 0,08	288	432	236	353	183	275	131	196
i = 0,09	247	346	202	283	157	220	112	157

Como puede observarse, al ser t_x dependiente de $(i-Cr)$ e independiente de V_p , D_m disminuye para valores decrecientes de V_p , fundamentalmente por efecto del primer término de la expresión $(V_p \cdot t_x)$.

Valores de Cr del orden de 0,02 a 0,03 podrían asociarse a trazados en planta en recta o con curvas amplias, aún cuando en pendientes prolongadas en los cuales algunos conductores podrían (aunque no deberían) circular empleando marchas altas y sin aplicar Freno Motor, en caso de disponer de dicho dispositivo.

Valores de Cr del orden de 0,04 a 0,05, podrían asociarse a trazados en planta sinuosos, en los cuales, los conductores circularán empleando una capacidad de retención mayor, pero de todos modos insuficiente como para evitar el recalentamiento de los frenos en pendientes fuertes y prolongadas.

Por último, se reitera que los valores indicados en las Tablas precedentes no justifican el diseño de Lechos de Frenado a las distancias que allí se indican, pues previamente deben existir longitudes importantes en pendiente mayor que 5%, para que se produzca el recalentamiento de los frenos, y tal como se dijo, ellas se dan sólo para ilustrar los tiempos y distancias requeridos para que se produzca un incremento de 20 km/h por sobre la V_p , a partir del instante en que los frenos dejan de cumplir su función.

Si se llega a definir una zona a partir de la cual existe un historial de accidentes, estos valores pueden ayudar a afinar la localización y distanciamiento entre Lechos de Frenado, verificando además la influencia de las curvas horizontales con radios comprendidos entre $R(V_p)$ y $R(V_p+20 \text{ km/h})$ que obligarían a establecer Lechos de Frenado a distancias menores que las calculadas.

3.302.602(3) Diseños de los Lechos de Frenado. La Lámina 3.302.602(3).A ilustra el diseño en planta, alzado y sección transversal de un lecho de frenado paralelo y adyacente a la Carretera o Camino. Si el terreno natural lo permite el Lecho de Frenado puede proyectarse mediante una pista divergente de la calzada según se ilustra en la Lámina 4.705.002 del MC-V4, o saliendo por una tangente, antes de una curva horizontal restrictiva. La rasante del lecho puede ser sensiblemente parecida a la de la calzada, o bien, con una rasante en contrapendiente, que diverja respecto de la rasante de la carretera, caso en que preferentemente deberá proyectarse en corte para evitar que el vehículo pueda llegar a caer en la carretera.

La Longitud Teórica (L_o) del lecho de frenado se calculará empleando la expresión citada en 3.202.2 para calcular la distancia de frenado d_f (segundo término de la expresión para D_p), en que V es la velocidad de entrada al lecho, R el coeficiente de roce total en el lecho, que incluye al coeficiente de retención, e " i " es la pendiente de la rasante del lecho que se considera positiva si colabora al frenado y negativa en caso contrario.

$$\text{Luego } L_o = V^2/254 (R \pm i) \quad (\text{ec. 3.302.602(3).1})$$

El coeficiente total de roce R es un valor medio, menor al inicio del lecho, que tiene poca profundidad, para evitar un impacto brusco que pueda inducir un "rebote" o pérdida de control por parte del conductor, el que luego se profundiza hasta lograr que las ruedas se entierren hasta los ejes del vehículo y la parte inferior del motor. En la Tabla 3.303.602(3).A se tabulan los valores correspondientes a L_o en función de " V ", " i ", para una Arena Gruesa Limpia con $R=0,22$, y en la Tabla 3.302.602(3).B para una grava de cantos rodado con $R = 0,30$.

Sería altamente conveniente desarrollar algunas experiencias en el país que podrían llevar a modificar estos coeficientes. Entretanto se recomienda usar un coeficiente de seguridad de 1,25, con lo que la longitud de diseño efectiva del lecho queda dada por:

$$L_e (m) = 1,25 L_o \quad (\text{ec. 3.302.602(3).2})$$

TABLA 3.302.602(3).A

LONGITUD TEORICA DEL LECHO DE FRENADO L_o (m)
MATERIAL DEL LECHO: ARENA GRUESA LIMPIA TAMAÑO MAXIMO 10 mm
COEFICIENTE DE ROCE EN EL LECHO $R = 0,22$

VELOCIDAD DE ENTRADA AL LECHO = $V_p + 20$ km/h						
i	120	100	90	80	70	60
0,12	167	116	94	74	57	42
0,10	177	123	100	79	60	44
0,08	189	131	106	84	64	47
0,06	202	141	114	90	69	51
0,04	218	151	123	97	74	55
0,02	236	164	133	105	80	59
-0,02	283	197	159	126	96	71
-0,04	315	219	177	140	107	79
-0,05	333	232	188	148	113	83
-0,06	354	246	199	157	121	89
-0,07	378	262	213	168	129	94
-0,08	405	281	228	180	138	101
-0,09	436	303	245	194	148	109
-0,10	472	328	266	210	161	118

TABLA 3.302.602(3).B

LONGITUD TEORICA DEL LECHO DE FRENADO L_o (m)
MATERIAL DEL LECHO: GRAVA DE CANTO RODADO TAMAÑO MAXIMO 25 mm
COEFICIENTE DE ROCE EN EL LECHO $R = 0,30$

VELOCIDAD DE ENTRADA AL LECHO = $V_p + 20$ km/h						
i	120	100	90	80	70	60
0,12	135	94	76	60	46	34
0,10	142	98	80	63	48	35
0,08	149	104	84	66	51	37
0,06	157	109	89	70	54	39
0,04	167	116	94	74	57	42
0,02	177	123	100	79	60	44
-0,02	202	141	114	90	69	51
-0,04	218	151	123	97	74	55
-0,05	227	157	128	101	77	57
-0,06	236	164	133	105	80	59
-0,07	246	171	139	110	84	62
-0,08	258	179	145	115	88	64
-0,09	270	187	152	120	92	67
-0,10	283	197	159	126	96	71

Granulometría de los Materiales Considerados

Arena Gruesa $T_{máx}$ 10 mm		Grava Canto Rodado – $T_{máx}$ 25 mm	
Tamiz (mm)	% en Peso que Pasa	Tamiz (mm)	% en Peso que Pasa
10	100	25	100
5	80 – 90	20	80 – 90
2	0 – 5	12,5	0 – 5
0,08	0 – 2	0,08	0 – 3

3.302.602(4) Lechos de Frenado con Pendiente Variable. Según la configuración del terreno los lechos podrán presentar tramos con pendiente de distinta magnitud y/o sentido. En dichos casos se calculará la Velocidad Final "Vf", al término del primer tramo, para el cual se conoce la longitud disponible con una pendiente dada "L₁"

Luego:

$$Vf_1^2 = V_0^2 - 254 L_1 (R - i_1) \quad (\text{ec. 3.302.602(4).1})$$

en que: Vo (km/h) es la velocidad de entrada al lecho; según lo definido: Vo = Vp + 20 km/h para el primer tramo.

Para el próximo tramo Vo = Vf₁, lo que permite calcular un L₂ mediante los datos correspondientes a ese tramo:

$$L_2 = \frac{Vf_1^2}{254 \cdot (R \pm i_2)}$$

Si L₂ es menor o igual que la distancia disponible en terreno con pendiente ± i₂, queda definida la longitud teórica total del lecho, L₁ + L₂

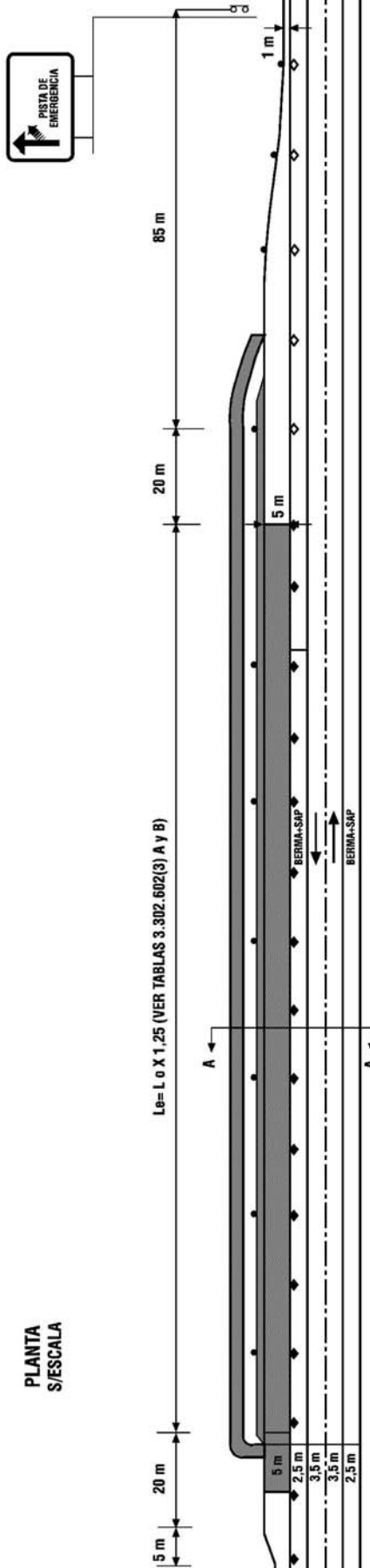
Si L₂ es menor o igual que la distancia disponible en terreno con pendiente ± i₂, queda definida la longitud teórica total del lecho, L₁ + L₂.

Si L₂ supera la longitud disponible con pendiente i₂, se deberá aplicar la expresión para Vf₂ y así sucesivamente.

3.302.602(5) Señalización de los Lechos de Frenado. El lecho de Frenado estará señalizado en el inicio de la cuña de desviación y 300 m antes de dicho punto y si la longitud de la pendiente es mayor que 700 m, también se colocará señalización 400 m antes de la anterior. La señalización debe concordar con lo establecido en la Sección 6.504 Pistas de Emergencia del MC-V6.

En la zona del lecho propiamente tal se instalarán tachas rojas localizadas según el borde exterior de la berma adyacente al lecho, las que se continuarán con tachas blancas a todo lo largo de la cuña de desviación hacia el lecho. Por el costado exterior de la cuña de desviación, tramo intermedio de 20 m y desarrollo del lecho, se instalarán delineadores provistos de material reflectante que ayuden a percibir en la noche el límite exterior del tramo de ingreso al lecho y la orientación en que éste se desarrolla.

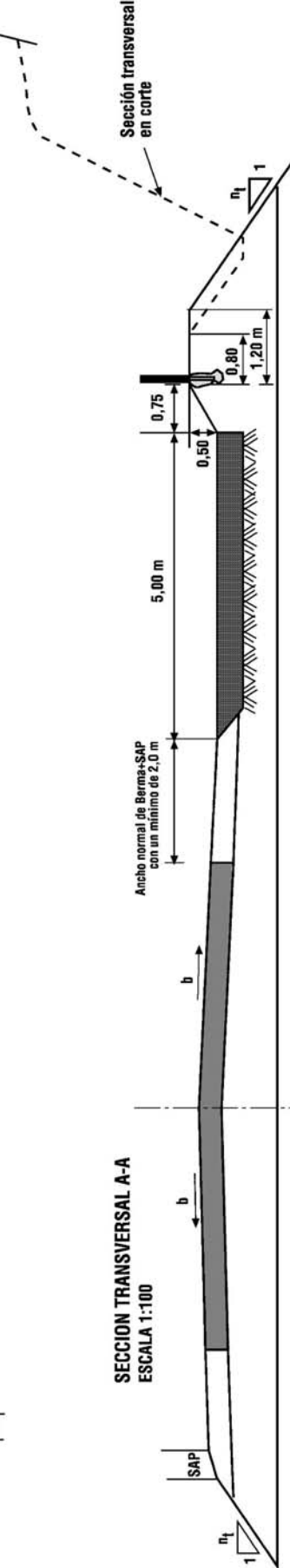
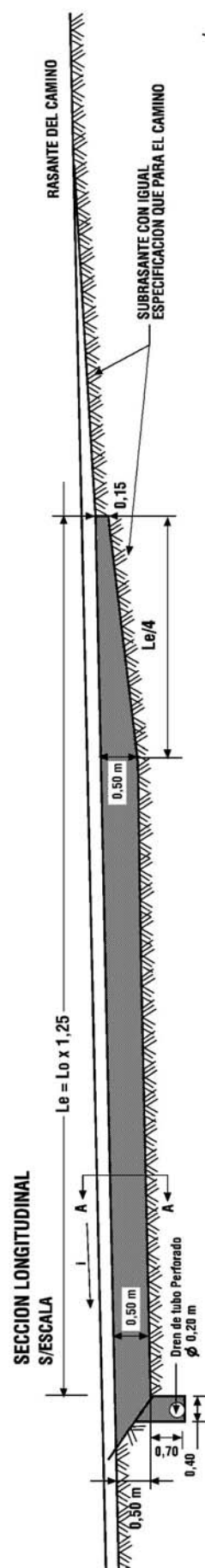
En el MC-V4 Planos de Obras Tipo, Lámina 4.705.002, se ilustra el caso de un lecho de frenado en pista divergente a la calzada y otras disposiciones posibles, según la topografía del sector.



NOTA:

- ◊ La Señal Informativa deberá ubicarse también a 300 y 700 m antes de la salida a modo de preaviso
- ◊ Tachas Blancas cada 16 m
- ◊ Tachas Rojas cada 12 m

Delineadores frente a tachas blancas y una por cada dos tachas rojas



MATERIALES ALTERNATIVOS DEL LECHO DE FRENADO:

La arena gruesa deberá escarificarse en toda su profundidad al menos una vez al año

Tamiz (mm)	ARENA GRUESA LIMPIA % en peso que pasa
10	100
5	80-90
2	0-5
0,08	0-2

Tamiz (mm)	GRAVA CANTO RODADO % en peso que pasa
25	100
20	80-90
12,5	0-5
0,08	0-3

3.302.603 Ciclovías. Son pistas auxiliares destinadas al uso exclusivo de bicicletas, a fin de evitar que los ciclistas utilicen la calzada o bermas del camino destinadas al uso de vehículos motorizados, lo que permite aumentar la seguridad vial de todos los usuarios de la vía.

Las ciclovías pueden ser unidireccionales o bidireccionales y deben estar segregadas de las pistas destinadas al uso de vehículos motorizados. Dicha segregación puede efectuarse sólo por medio de demarcación o bien independizándola a través de elementos físicos, que la separen del tránsito de otros vehículos, o incluso, proyectándola con un trazado totalmente independiente.

La evaluación de la necesidad de una ciclovía, así como las recomendaciones para su diseño y señalización se describen en el Capítulo 6.600 Ciclovías del MC-V6.

SECCION 3.303 LA SECCION TRANSVERSAL DE LA INFRAESTRUCTURA

3.303.1 ASPECTOS GENERALES

Se incluirán en esta sección aquellos elementos de perfil transversal que delimitan las obras de tierra en su cuerpo principal: terraplenes y cortes, determinando la geometría de éstos y posteriormente sus volúmenes.

Estos elementos son: la plataforma de subrasante, los taludes de terraplén, las cunetas y los taludes de corte, las obras de contención de tierras y las obras que se realizan en el suelo de cimentación de la carretera o camino.

La competencia de esta sección se reduce a aquellos aspectos generales de dichos elementos que deben ser tomados en cuenta para la definición transversal de la vía en cuestión. Por ello, el proyectista debe acudir a los Capítulos 3.600 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BASICA Y DE LA PLATAFORMA, 3.700 DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO, MECANICA E HIDRAULICA FLUVIAL y al Volumen N° 4 PLANOS DE OBRAS TIPO o a bibliografías específicas para obtener criterios y valores relativos a sus dimensionamientos prácticos.

Se hace notar que las inclinaciones de los taludes, de corte o de terraplén, medidas como razón entre sus proyecciones horizontales y verticales, dependerán casi únicamente de la naturaleza de los materiales de la zona, pudiéndose presentar grandes variaciones según sean las calidades de éstos, fundamentalmente en el caso de los cortes.

Ello hace imprescindible el concurso de especialistas para programar y ejecutar los estudios que permitan afinar las variables en juego: toda atención prestada a estos asuntos se verá generosamente compensada desde los puntos de vista de la economía y la seguridad de la obra.

3.303.2 LA SECCION TRANSVERSAL DE LA PLATAFORMA DE SUBRASANTE

La plataforma de subrasantes es una superficie constituida por uno o más planos sensiblemente horizontales, que delimita el movimiento de tierras de la infraestructura y sobre la cual se apoya la capa de rodadura o las diversas capas que constituyen un pavimento superior. Además incluye el espacio destinado a los elementos auxiliares como, bermas, medianas, cunetas de drenaje, etc.

Si el perfil es de terraplén, la plataforma de subrasante queda configurada por los materiales de la última capa del terraplén y su ancho será el de la plataforma (calzadas, bermas, SAP y mediana si la hay), más el espacio requerido para el derrame de las tierras correspondientes a los materiales de subbase y base (véase Figura a) de la Lámina 3.303.2.A).

Si el perfil es en corte, la plataforma de subrasante queda constituida por la plataforma a nivel de rasante más el espacio requerido por las cunetas, que se generan a partir de los bordes externos del SAP y continúan con el talud iniciado en el extremo del mismo (véase Figura b) de la Lámina 3.303.2.A).

El ancho de la plataforma de subrasante será entonces la suma del ancho de la plataforma, más la proyección horizontal del talud interior y del fondo de las cunetas.

Si el perfil es mixto [Figura c)], la plataforma de subrasante estará configurada por una parte que se define según lo dicho para el caso de terraplén, y por otra que responderá a las características propias del corte. Puede ser conveniente regularizar la zona de apoyo correspondiente a este último, mediante rebaje adicional y posterior relleno con la última capa del terraplén.

h_e = Espesor (Pav. + Base + Sub Base) (m)

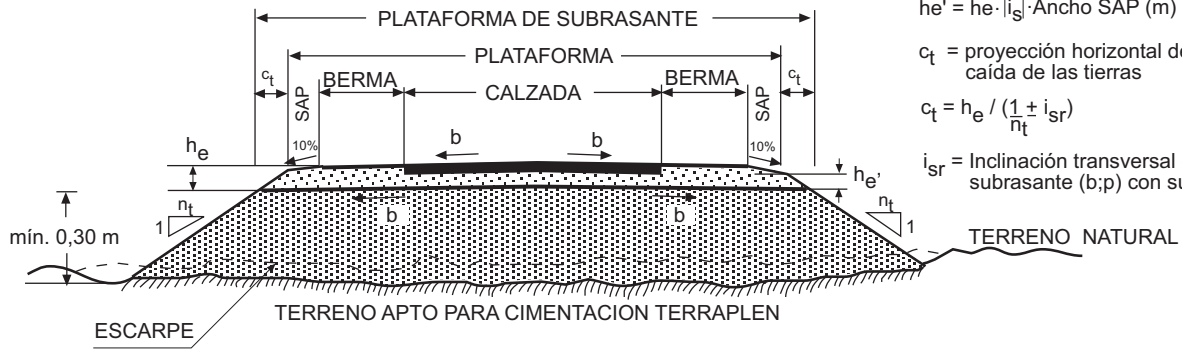
$h_e' = h_e \cdot |i_s| \cdot \text{Ancho SAP (m)}$

c_t = proyección horizontal de la caída de las tierras

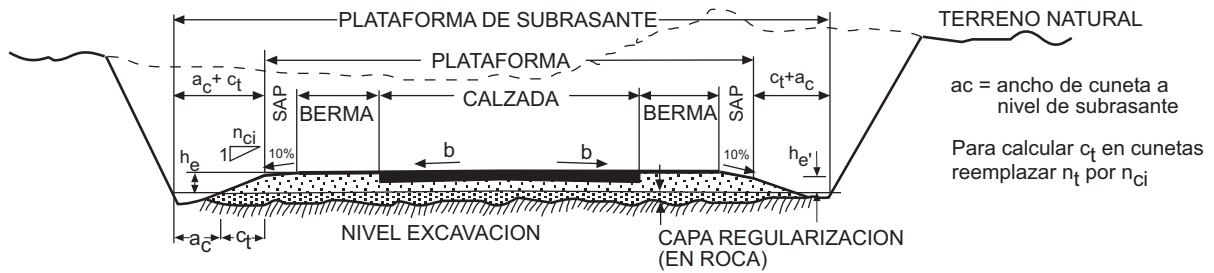
$c_t = h_e / (1 \pm i_{sr})$

i_{sr} = Inclinación transversal de la subrasante (b;p) con su signo

a)



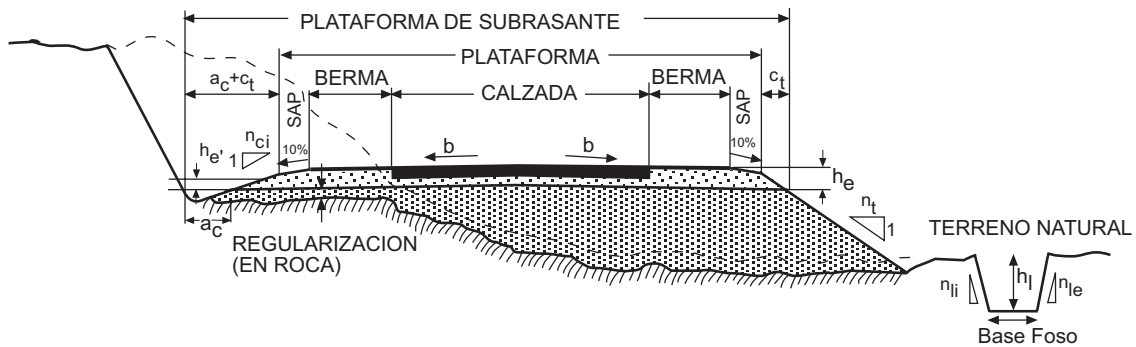
b)



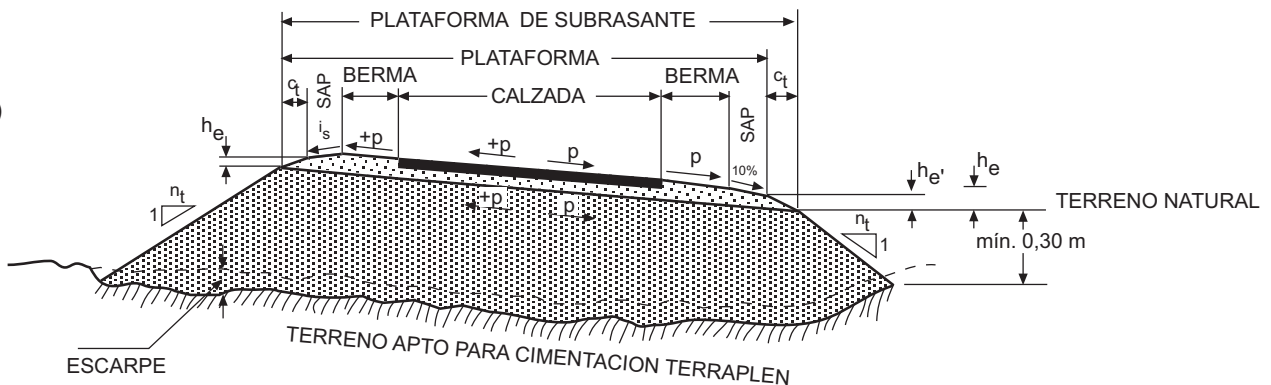
a_c = ancho de cuneta a nivel de subrasante

Para calcular c_t en cunetas reemplazar n_t por n_{ci}

c)



d)



Valores de i_s lado alto curva
 $b \leq p \leq 0\%$ $i_s = 10\%$
 $0 < p \leq 3\%$ $i_s = \text{variable entre } 10\% \text{ y } 4\%$
 $p > 3\%$ $i_s = 4\%$

Valores de i_s en recta
 $i_s = 10\%$ para todo b

Valores de i_s lado bajo curva
 $i_s = 10\%$ para todo p

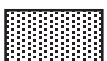
(Todos los valores de i_s son negativos por tratarse de una pendiente bajo la horizontal)



PAVIMENTO



BASES Y SUB-BASES



TERRAPLEN Y/O MATERIAL DE REGULARIZACION



TERRENOS SANOS (ROCA O TIERRA)

La plataforma de subrasante puede contribuir al control de las aguas infiltradas cuando sus materiales y su compactación permitan la generación de una superficie relativamente impermeable con pendientes hacia el exterior, lo cual ayuda a preservar el cuerpo del terraplén, o el suelo de fundación, de las aguas infiltradas a través del pavimento y de las capas de base y subbase.

Lo anterior, sumado a la conveniencia estructural de mantener constante el espesor de las capas de base y subbase, obliga a mantener una pendiente transversal en la plataforma de subrasante que sea igual a la de la plataforma a nivel de rasante (pendiente común de pistas y bermas), la que se prolonga hasta los extremos de la subrasante, sin considerar los quiebres que presenta el SAP a nivel de rasante.

3.303.3 ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA PARA SECCION EN TERRAPLEN

3.303.301 Taludes de Terraplén desde el Punto de Vista de su Estabilidad ad. Cuando una carretera o camino se emplaza en terraplén, los materiales de éste provendrán de las excavaciones hechas en otros puntos del trazado o de yacimientos. En cualquier caso, las características de dichos materiales serán relativamente previsible y por lo general se podrá anticipar la inclinación máxima admisible de los taludes en función de la altura de los terraplenes.

Recomendaciones para el diseño de taludes de terraplén, desde el punto de vista estructural, se dan en 3.602.4, en función del tipo de material que lo constituye y de los suelos sobre los que se fundan.

Cuando los materiales lo permitan, los taludes de terraplén con alturas inferiores a 15 metros tendrán una inclinación máxima de 1:1,5 (H:V).

Los taludes de terraplenes de alturas mayores que 15 m deben ser objeto de un estudio especializado, del cual surgirá su adecuada inclinación.

Si un terraplén debe cimentarse sobre suelos que presenten inclinaciones superiores a 20% o que estén constituidos por materiales inadecuados, se deberán considerar obras especiales para minimizar los peligros de deslizamiento o de asentamientos diferenciales excesivos (Ver 3.602.4).

En el primer caso, de laderas con pendientes pronunciadas, éstas deberán escalonarse, en el sentido normal o paralelo al eje de la vía, según si ellas son aproximadamente perpendiculares o paralelas a dicho eje. Ejemplo de lo primero es el cruce de un barranco y de lo segundo un trazado en media ladera. Huella y contrahuella de los escalones será variable, pero la primera debe tener al menos un ancho que permita la operación de la maquinaria en uso, y la segunda debe ser, en lo posible, múltiplo del espesor de una capa compactable, todo lo que se especifica en el MC-V5.

En el caso de suelos de fundación con alto contenido de materia orgánica o muy compresibles, éstos deberán ser retirados o tratados según sea el problema que los afecte.

3.303.302 Taludes de Terraplén desde el Punto de Vista de la Seguridad Vial. Los terraplenes constituyen zonas de riesgo específico en la ruta, que pueden constituir un mayor peligro para los usuarios, en la medida que se sumen factores tales como su talud, su altura, el flujo de los vehículos, la velocidad de operación, la presencia de radios de curvatura horizontal cercanos al mínimo, entre otros.

Dependiendo del talud que presente un terraplén, se tendrán zonas traspasables, zonas recuperables y zonas críticas o de volcamiento. Las zonas traspasables son aquellas en que los vehículos errantes al salirse de las vías y transitar por el terraplén, podrán detener su circulación al pie de dicho terraplén; sin embargo, no podrá retomar el control del vehículo y volver a la pista original de circulación, como en el caso de las zonas recuperables. Las zonas críticas son aquellas en que el talud del terraplén hace suponer que un vehículo errante se volcará al intentar circular por éste.

El detalle de cada una de las zonas descritas y las consideraciones para proyectar terraplenes y/o sistemas de contención, por razones de seguridad vial, se exponen en el Numeral 6.502.502 del MC-V6.

3.303.4 ELEMENTOS DE LA INFRAESTRUCTURA PARA SECCION EN CORTE

3.303.401 La Cuneta Lateral en Corte

3.303.401(1) Aspectos Generales. Cuando la vía discurre en corte, las aguas que sobre ella caen, o las que llegan a ella superficial o subterráneamente, no pueden ser eliminadas sino mediante su conducción hacia zonas donde ello es posible.

Esta conducción debe hacerse con la mayor rapidez, para evitar que las aguas fluyan sobre la plataforma o que se infiltren dañando la estructura.

Para ello se recurre a las cunetas, a los drenes subterráneos y a los colectores de aguas lluvia.

Las primeras, situadas entre la plataforma y el talud del corte, recolectan las aguas superficiales. Si su profundidad es suficiente, también pueden dar cuenta en algunos casos, de las aguas subterráneas que amenacen las capas de base y subbase.

Los drenes sólo recogen aguas freáticas o infiltradas a través de la plataforma y de los taludes. Los colectores de aguas de lluvia se pueden considerar cuando la capacidad de la cuneta es insuficiente para evitar la inundación de una o más pistas durante las precipitaciones de diseño.

Unos y otros dispositivos pueden ser usados combinadamente para cumplir con estas funciones, de tal manera que las excavaciones resulten razonables (véanse Figuras a) y b) en Lámina 3.303.401.A).

Del mismo modo, cuando no se requiera drenaje profundo, los distintos elementos de las cunetas deben combinarse adecuadamente para resolver los problemas hidráulicos y de mecánica de suelos que las motivan, a la vez que para lograr una sección transversal de la carretera que tenga costo mínimo.

Los elementos constitutivos de una cuneta son su talud interior y su fondo, ya incluidos en la plataforma de subrasante, y su talud exterior. Este último, por lo general, se confunde con el del corte, pero se limita, con el propósito de completar la definición de la cuneta, a una altura que resulta de proyectar horizontalmente el borde exterior del SAP. sobre dicho talud. Para los cálculos hidráulicos pertinentes al caso de inundaciones, este límite puede alcanzar el nivel del extremo de la calzada, si éste es superior (véase la Tabla 3.704.102.A).

En los Numerales que siguen se abordarán los taludes interiores, las profundidades y los fondos de las cunetas. También se reseñarán algunas secciones frecuentes de cunetas.

3.303.401(2) Talud Interior de Cunetas. El talud o pared interior de la cuneta se inicia en el punto extremo de la plataforma o borde exterior del SAP si la cuneta no tiene revestimiento, y en el borde exterior de la berma si la cuneta lleva revestimiento, y se desarrolla, bajando con una cierta inclinación, hasta interceptar la plataforma de subrasante.

La inclinación mencionada dependerá, por condiciones de seguridad, de la velocidad de proyecto de la carretera o camino. Sus valores se tabulan en 3.303.401(2).A.

**TABLA 3.303.401(2).A
INCLINACIONES MAXIMAS DEL TALUD INTERIOR DE LA CUNETAS**

Vp km/h	pic m/m	V:H 1 : nci
≤ 70	0,50	1 : 2
80 – 90	0,40	1 : 2,5
100	0,33	1 : 3
120	0,25	1 : 4

3.303.401(3) Profundidad de la Cuneta. La profundidad o altura interior de la cuneta (h_c) se mide, verticalmente, desde el extremo de la plataforma hasta el punto más bajo de su fondo.

Esta dimensión depende de factores funcionales y geométricos. Si la cuneta es revestida, ella no podrá recoger aguas profundas, por lo que su profundidad quedará determinada, en conjunto con los demás elementos de su sección, por los volúmenes de las aguas superficiales a conducir.

En este caso, las aguas freáticas y/o las infiltradas a través de la plataforma deben ser recogidas mediante drenes enterrados si los materiales de la infraestructura y del suelo lo hicieran necesario [véanse Figuras a) y b) de Lámina 3.303.401.A].

Cuando la pendiente longitudinal lo permite, y si los caudales no son tan importantes como para exigir revestimientos, se puede profundizar la cuneta hasta un valor de h_c que permita la salida de las aguas profundas hacia ella, preservando así los materiales de base, subbase y fundación de la carretera. En este caso, si h_e es el espesor de sus capas estructurales (base, subbase y pavimento), ($h_c - h_e$) deberá tener valores mínimos, que dependen de la Intensidad de la Lluvia de diseño, para el Período de Retorno seleccionado, de la zona y de la permeabilidad de los materiales de la infraestructura. Si estos últimos materiales son drenantes, los valores ($h_c - h_e$) tenderán a ser los mínimos.

Si la cuneta del lado bajo de la curva está revestida y la subrasante posee baja permeabilidad, se deberá construir bajo ella un subdren tipo zanja o bien una colchoneta de geotextil rellena con material permeable (con o sin tubo drenante según el caudal que se deba evacuar, dren que deberá proyectarse con las pendientes y descargas adecuadas para evacuar el agua recolectada.

Cuando la plataforma de subrasante es relativamente impermeable y ella tiene una inclinación única, la profundidad de la cuneta del lado alto de la curva debe ser dimensionada con especial cuidado, puesto que el agua puede infiltrarse desde esta última y escurrir por dicha plataforma, causando graves trastornos (véase Figura d), Lámina 3.303.401.A). En estos casos se deberá disponer un subdren en el lado bajo de la curva, si la cuneta es revestida.

Esta posible función doble de las cunetas lleva a excavaciones mayores, pero en ciertos casos, la solución que ella representa es simple y definitiva.

3.303.401(4) El Fondo de la Cuneta. El fondo de la cuneta, transversalmente, tendrá la misma pendiente de la subrasante si se trata de cunetas trapezoidales, pudiendo también adoptar una forma triangular si se requiere excavar bajo la subrasante.

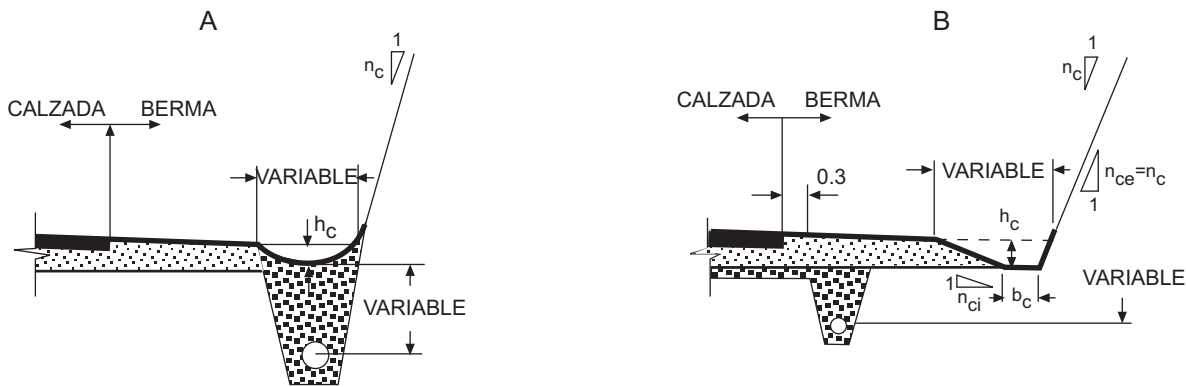
El ancho del fondo será función de la capacidad que quiera conferirse a la cuneta. Eventualmente, puede disponerse adyacente a la cuneta una banqueteta si se requiere espacio para almacenamiento de nieve o de seguridad para caída de rocas. En tal caso, la cuneta puede presentar un fondo inferior para el agua y una plataforma al lado del corte a una cota algo superior, para los fines mencionados. Esta disposición resulta en oportunidades obligatoria para asegurar visibilidad de parada que de otro modo queda limitada por el talud del corte.

Si la cuneta es circular o triangular, el fondo lo constituye el punto más bajo de su sección y su ancho es nulo.

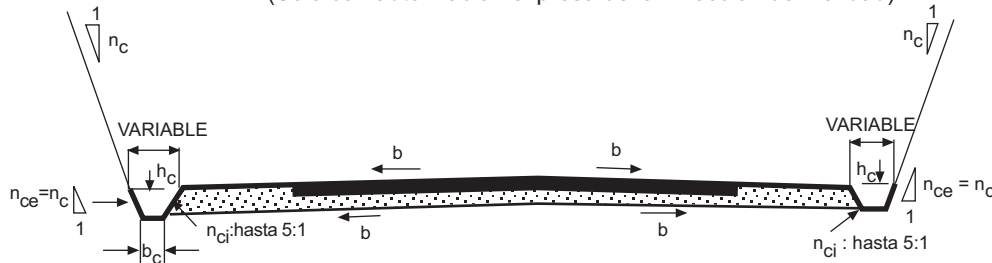
Longitudinalmente, el fondo de la cuneta deberá ser continuo, sin puntos bajos. Sus cotas y pendientes se deducen del perfil longitudinal del eje de la carretera, teniendo en cuenta, por lo general, una dimensión h_c constante. Cuando esto se hace así, dicho perfil será paralelo al del fondo de la cuneta, salvo en los tramos de transición de peraltes. En estos tramos su profundidad puede necesitar retoques para cumplir la condición de continuidad. También puede ser preciso aumentar su pendiente, con respecto a la del eje de la vía, en zonas donde una rasante prácticamente horizontal pueda crear problemas hidráulicos.

Las pendientes del fondo de la cuneta pueden producir velocidades erosivas de los materiales de la misma, caso en el cual las circunstancias de diseño cambian según lo dicho en el Numeral anterior. Los valores máximos de la velocidad, según el tipo de material que configure la cuneta, se tabulan en 3.703.301.A y 3.704.202.A, para cunetas sin revestir y revestidas, respectivamente.

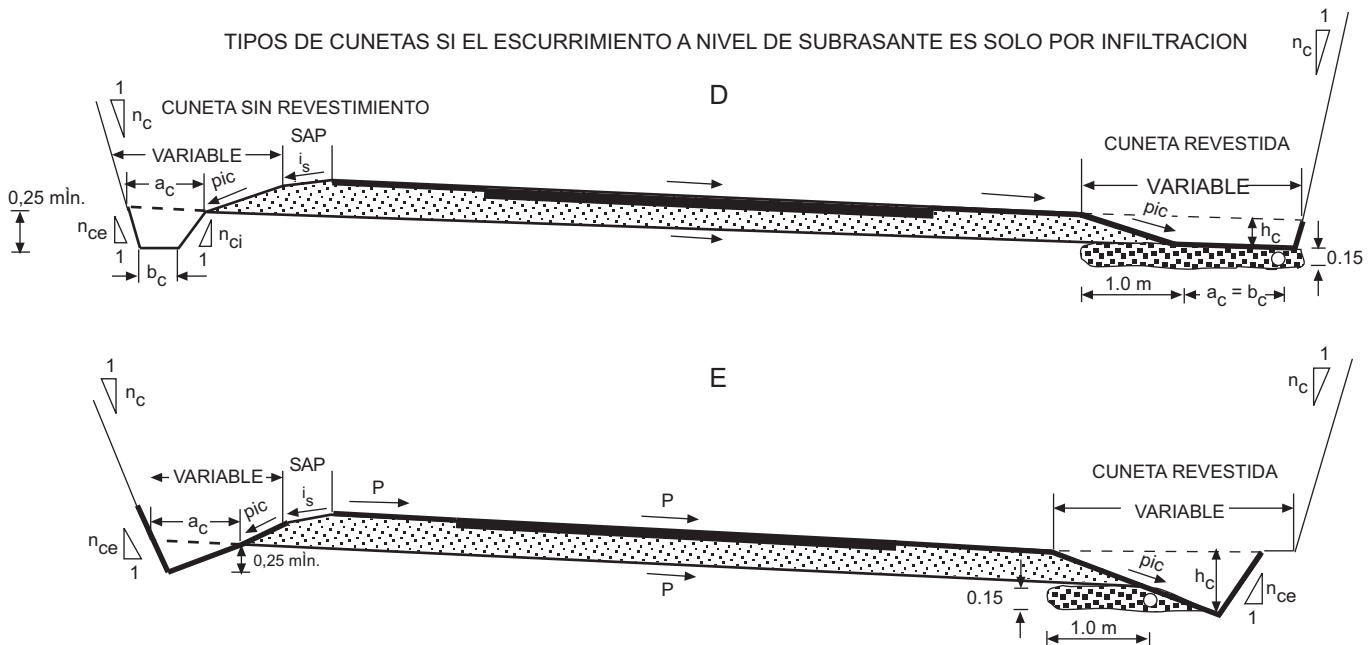
TIPOS DE CUNETAS Y DRENES SI EXISTE ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO (NAPA)






C - SECCION MINIMA ESPECIAL (MONTAÑA)
(Sólo con autorización expresa de la Dirección de Vialidad)



TIPOS DE CUNETAS SI EL ESCURRIMIENTO A NIVEL DE SUBRASANTE ES SOLO POR INFILTRACION



SECCIONES D Y E : ANCHO VARIABLE EN FUNCION DEL CAUDAL DE DISEÑO. EN PARTE ALTA DE LA CURVA SI LA CUNETA NO TIENE REVESTIMIENTO SE DEBE PROYECTAR FONDO DE LA CUNETA BAJO LA SUBRASANTE. EN PARTE BAJA DE LA CURVA SI LA CUNETA ES REVESTIDA DISEÑAR DREN DE COLCHONETA DE GEOTEXTIL CON TUBO PERFORADO \varnothing 100 mm, SALVO QUE LA SUBRASANTE SEA PERMEABLE.

-  PAVIMENTOS Y REVESTIMIENTOS
-  BASES Y SUB BASES
-  BASES Y SUB BASES

- a_c = ancho de la cuneta a nivel de subrasante
- b_c = base de cunetas trapeciales
- h_c = profundidad útil de las cunetas
- pic (Ver 3.303.401(2))

Las pendientes longitudinales mínimas absolutas serán 0,25% para cunetas sin revestir y 0,12% para las revestidas, debiéndose procurar inclinaciones mínimas mayores (0,5% y 0,25%) siempre que ello sea posible.

3.303.401(5) Secciones Tipo de Cunetas. Es impracticable describir todas las secciones posibles de cuneta, porque las dimensiones de sus elementos puede ser cualesquiera, del mismo modo que las posiciones de cada uno de ellos con respecto a los demás. Por otra parte, como ya se ha dicho, estas dimensiones están condicionadas por aspectos técnicos y de diseño que no es posible clasificar de una manera racional.

Sin embargo, existen secciones, cuya eficiencia está sancionada por la práctica, que corresponden a las ilustradas genéricamente en la Lámina 3.303.401.A.

Las Figuras A, B y C corresponden normalmente a cunetas revestidas. En la primera, de sección circular, se ha aprovechado de mostrar un dren bajo ella. En la segunda, de sección trapezoidal, se muestra el mismo dren colocado en otra posición. La tercera corresponde a un caso extraordinario de sección reducida para velocidades de diseño no superiores a 50 km/h.

En la Figura D se muestran cunetas trapezoidales, de profundidad hc.

En la Figura E se muestran cunetas triangulares. La de la izquierda tiene una sección normal y la de la derecha contempla una plataforma, de un ancho "b", para nieve o escombros del talud.

3.303.402 Taludes de Corte. La inclinación de los taludes del corte variarán a lo largo de la obra según sea la calidad y estratificación de los suelos encontrados (Ver Sección 3.602). En zonas de grandes nevazones y de formación de hielos conviene considerar inclinaciones menores al lado norte.

Dichas inclinaciones podrán ser únicas en un tramo del trazado, o bien presentar variaciones en un mismo perfil. Esto último en el caso de comprobarse las ventajas técnicas y/o económicas, o de otro tipo, de tal geometría.

Un talud de corte con más de una inclinación se puede dar en dos casos básicos. El primero, cuando la inclinación con la cual él se inicia, a partir del borde exterior del fondo de la cuneta, debe ser disminuida más arriba, tendiéndolo, al existir terrenos de inferiores características estructurales.

El segundo caso se presenta cuando se elige diseñar un talud de corte con bancos intermedios, por ser esta solución, en el caso estudiado, preferible a un talud más tendido, ya sea único o quebrado.

Un talud de corte puede presentar uno o más bancos. El primer escalón, contado desde abajo, queda definido por su ancho, por su pendiente transversal y por la altura entre su borde exterior y el de la cuneta, o entre el primero y el eje de la carretera, según aconsejen las conveniencias estéticas e hidráulicas en cada caso. Los bancos pueden ser diseñados como permanentes, o transitorios si se prevé que ellos serán cubiertos con materiales desprendidos o derramados desde los siguientes. En ambos, los bancos deben tener un ancho mínimo que es función de las características geológicas del terreno y, en zonas de nevazones frecuentes, de la intensidad de éstas.

Sus inclinaciones transversales deben ser del orden de 4%, vertiendo hacia la pared del corte si son permanentes y no superiores al 5 (H): 1 (V), vertiendo hacia la plataforma, si son transitorios.

3.303.5 ALABEO DE TALUDES

En numerosos puntos del trazado se producen pasos de un talud a otro, debiéndose dar una transición adecuada para cada caso.

En las transiciones de cortes de más de 4 m, a terraplén, o de terraplenes de más de 4 m a corte, los taludes de uno y otro deberán tenderse a partir del punto en el cual la altura del corte o del

terraplén llega a reducirse a 2,0 m. En todo caso, la longitud de la zona de alabeo no debe ser menor que 10,0 m.

La transición del talud del terraplén se ejecuta pasando, linealmente, desde este último al talud interior de la cuneta, que puede ser de 4:1; 3:1; 2,5:1 y 2:1. En el corte, la transición consiste en pasar desde su valor normal al 4:1, valor límite teórico en el punto en que su altura se hace nula (punto de paso).

Si los cortes o terraplenes tienen una altura máxima inferior a dos metros, o si la longitud total de ellos es inferior a 40 metros, no es necesario alabear sus taludes en las transiciones. Si dicha altura máxima está comprendida entre dos y cuatro metros, el tendido deberá hacerse a partir del punto en que ella se reduce a la mitad, y la transición se ejecuta de igual manera que para terraplenes y cortes de más de 4,0 m.

Si el paso es de un talud a otro de la misma naturaleza pero con inclinación distinta, el alabeo se dará en un mínimo de diez metros, cuidando que se realice en la zona de materiales mejores.

La parte superior de los taludes de corte (brocal) se deberá redondear tendiendo el talud, para mejorar la apariencia de sus bordes y para mejorar la estabilidad de los suelos superficiales normalmente menos consolidados que a mayor profundidad (véase detalle N°1 en Lámina 4.001.001 del MC-V4).

3.303.6 ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO DE TIERRAS

Cuando el espacio disponible para la ejecución de las obras de tierra no es suficiente para conferir a los taludes la inclinación deseable u obligada, puede ser necesaria la construcción de obras especiales que permitan contener los materiales que sin ellas serían inestables.

También pueden diseñarse estos elementos en casos en los que se desee proteger terraplenes de la acción de inundaciones o avenidas.

Para unos y otros casos se puede recurrir a una gran variedad de estructuras, de uso habitual en ingeniería.

El proyectista deberá tener en cuenta, para estos casos, toda la gama posible de dispositivos, que reúne a los muros gravitacionales, en su gran variedad de formas y materiales constitutivos, los gaviones, las tablestacas, los muros de tierra mecánicamente estabilizada y a otros ingenios que, no siendo estructuras propiamente tales, actúan como contenedores de tierras.

Entre estas últimas cabe mencionar los anclajes, los cosidos y las inyecciones de taludes de corte.

La elección del tipo de solución adoptada dependerá de una serie de factores, tanto económicos como estructurales y geométricos. A la vez, dicha elección condicionará el perfil transversal en la zona de aplicación, de una manera que el proyectista deberá mantener presente durante el proyecto.

El dimensionamiento general y cálculos correspondientes se exponen en 3.602.3, desde el punto de vista geotécnico. Las soluciones estructurales tipificables se presentan en el MC-V4 Planos de Obras Tipo. El Capítulo 3.1000 Puentes y Estructuras Afines entrega los criterios y normativa de diseño desde el punto de vista estructural.

SECCION 3.304 OBRAS DE PROTECCION DE TALUDES

3.304.1 ASPECTOS GENERALES

Los taludes, tanto de terraplén como de corte, están expuestos a los agentes erosivos naturales. De éstos, el más activo y frecuente es el agua. Ella cae directamente sobre sus superficies, o lo hace sobre las adyacentes que vierten hacia ellos. Si no se evita, el agua escurrirá por los taludes, con velocidades cada vez mayores según la altura, dañándolos y elevando los costos de mantenimiento de la obra.

Entre los elementos destinados a controlar y encauzar el flujo de las aguas para evitar daños en los taludes, y que deben proyectarse de acuerdo a los imperativos hidráulicos y de la mecánica de suelos que proceda, cabe mencionar: soleras, fosos y contrafosos. Las plantaciones en el talud confieren protección adicional o complementaria contra la erosión y en ciertos casos resultan indispensables.

Estos dispositivos serán abordados descriptivamente en la presente sección, limitándose la exposición a aquellos aspectos relativos a la sección transversal de la vía. Su dimensionamiento deberá ser resuelto de acuerdo a las circunstancias puntuales del proyecto, acudiendo al Capítulo 3.700 Drenaje y Saneamiento y a la Sección 3.602 Diseño de la Infraestructura.

3.304.2 LAS SOLERAS

Las soleras son elementos que presentan una dimensión vertical y que pueden ser colocados en algún punto de la sección transversal de la plataforma, con propósitos varios.

El embellecimiento, la demarcación de la vía y la canalización de los vehículos mediante soleras, que en zonas urbanas o suburbanas son finalidades atendibles, pierden gran parte de su vigencia en zonas rurales, en las cuales el propósito de éstas queda prácticamente reducido a evitar la caída de agua por los taludes de terraplenes altos, conduciéndolas hasta bajantes cuyos dimensionamientos, tipos y separaciones son objeto de estudios propios de cada caso.

Para estos fines se puede utilizar cualquiera de los tipos que aparecen en el MC-V4 Planos de Obras Tipo, siempre que existan bermas revestidas (véanse Láminas 4.106.401 y 4.106.402).

Las soleras deben ser dispuestas en el SAP, firmemente adheridas a la berma y cuidadosamente sellada la junta con esta última. Las soleras con cuneta o con zarpa pueden ser colocadas de tal modo que las partes de ellas que sean transitables o montables queden dentro del espacio reservado para la berma.

3.304.3 LOS FOSOS

Se denominan "fosos" a los canales laterales que discurren sensiblemente paralelos al pie de los terraplenes y que los preservan de las aguas que escurren superficialmente hacia ellos, ya sea desde la carretera o desde el terreno adyacente.

Un foso puede estar dispuesto inmediatamente próximo al pie del terraplén si ello es necesario por exigencias de espacio y si no se temen socavamientos del mismo pero normalmente se dejará un espacio libre de 1,0 m entre el pie del terraplén y el talud adyacente del foso. En terraplenes bajos, una sección circular amplia para el foso puede añadir a la seguridad de los vehículos accidentalmente salidos de la plataforma.

Si se define una altura h_c mínima (véase 3.303.401(3)), para mantener los materiales estructurales del camino libre de la acción de las aguas infiltradas y freáticas, ello implicará que cuando la rasante discurre próxima al terreno, puede aparecer un corte de poca altura, intermitentemente, aun cuando los bordes de la plataforma o de la plataforma de subrasante se encuentren sobre el terreno natural. Estos casos han sido discutidos en 3.303.401(2) y 3.303.5.

Por el lado exterior del foso se debe dejar un espacio libre de al menos dos metros, cuando la vía sea autopista o carretera primaria, para permitir la operación de los equipos de limpieza o como espacio de seguridad ante la posible instalación de servicios.

Las secciones de los fosos serán preferentemente semicirculares, o bien, trapezoidales, dependiendo de posibles condicionamientos geométricos para la sección transversal de la vía.

Los fosos deben ser profundizados hasta una cota que quede al menos 0,50 metros por debajo del extremo más próximo de la plataforma de subrasante, y más aún si se prevén inundaciones prolongadas.

Los fosos, por lo general, vierten a cauces preexistentes. Es necesario tener en cuenta que los caudales desaguados pueden significar una importante alteración, aguas abajo del terraplén, si ellos han de discurrir por cauces que antes funcionaban con un régimen muy distinto. En tales casos, el proyectista debe considerar las obras de disipación y/o encauzamientos que sean necesarias.

3.304.4 LOS CONTRAFOSOS

Los contrafosos son canales que se disponen por sobre la cota de coronamiento del corte, con el fin de evitar la llegada de agua, a veces en cantidades importantes y casi siempre con arrastres, a los taludes de corte de una carretera, proveniente de superficies adyacentes que vierten hacia ella.

La sección transversal del contrafoso o el número de ellos se ajustará a los volúmenes de agua esperados y a la disponibilidad y tamaño de los equipos de excavación.

Los contrafosos pueden influir sustancialmente en los límites de obra. Esto porque la topografía generalmente obliga a alejarlos del coronamiento del corte o porque este alejamiento es necesario para evitar posibles derrumbes por infiltración.

Dependiendo de sus pendientes, los contrafosos y sus bajadas pueden requerir revestimientos, e incluso disipadores de energía. Los efectos de las descargas sobre la propiedad y el dimensionamiento de las obras deben ser objeto de estudios específicos para cada caso.

SECCION 3.305 REPOSICIONES DE SERVICIOS

3.305.1 ASPECTOS GENERALES

La construcción de una carretera o camino, cuando se ejecuta en zonas habitadas, puede afectar una serie de servicios o derechos, cuyas funciones y formas pueden ser interrumpidas o alteradas durante el período de las obras, para luego ser restituidas con plenas funciones, con o sin modificaciones de ubicación o magnitud. Eventualmente, un servicio o un derecho puede ser anulado a raíz de la construcción.

En este caso las compensaciones a que haya lugar deberán ser cotejados con el costo de modificar el proyecto.

Las interferencias pueden ser de varios tipos, siendo las más frecuentes las que interesan a la propiedad, al paso de peatones o vehículos, al riego, a los abastecimientos de electricidad, agua, alcantarillado, gas, teléfonos, fibra óptica y a otros tipos de líneas y tuberías.

Las obras de reposición de los servicios afectados pueden alterar la sección transversal normal de una carretera de manera significativa, especialmente cuando ellas se refieren a caminos laterales; por ejemplo, en carreteras con acceso controlado.

En la presente sección se describirán, en general, aquellos aspectos que el proyectista debe tener en cuenta para definir las secciones transversales de la carretera o camino, en aquellas zonas en las que aparecen obras de este tipo, recordándose que para muchas de estas obras existen normas específicas de las entidades que las construyen, usan y atienden.

3.305.2 CAMINOS DE SERVICIO

Los caminos de servicio son vías auxiliares que discurren sensiblemente paralelas a las vías con control de acceso, y que sirven a este control y a la propiedad adyacente a la vez.

Ellos restituyen el acceso a la propiedad, limitado por la carretera a lo largo de su trazado, y atienden a los desplazamientos locales. Interconexiones ocasionales de los caminos de servicio con la vía principal, frecuentemente en combinación con vías secundarias que la cruzan, permiten el desarrollo de sus zonas marginales sin afectar la condición de tener accesos controlados.

Los caminos de servicio pueden existir a uno o a ambos lados de la carretera o autopista, pudiendo ser de uno o dos sentidos, de acuerdo a los requerimientos de la zona afectada.

Sus secciones en recta deben considerar una plataforma mínima de seis metros cuando se prevean volúmenes superiores a los 50 veh/día, pudiendo reducirse a cuatro metros en caso contrario. La plataforma máxima, así como la existencia y tipo de pavimento en ella, estarán determinados por las características específicas del proyecto.

Los caminos de servicio deben estar situados a una distancia mínima del pie de los taludes de 5,00 metros, medidos entre el pie del talud y el borde interior de la plataforma del camino de servicio.

Si la sección consulta fosos o contrafosos, lo más probable es que ellos queden por fuera del camino, con lo cual sirven de protección a ambas vías. Sin embargo, si por alguna razón ellos fuesen proyectados entre la vía principal y el camino, este último deberá distar a lo menos 2,00 metros del borde de dicho foso o contrafoso y siempre a 5 ó más metros del referido pie, de acuerdo a la exigencia que resulte mayor.

Si la sección contempla otras reposiciones, se debe preferir que ellas discurran por fuera del borde exterior del camino de servicio. Si ha de existir valla, ésta deberá ser situada en su borde interior, asegurando el control de acceso.

Siempre que haya camino de servicio cuyo trazado sea adyacente a la vía, el límite de obra y el límite teórico de expropiación coincidirán y estarán constituidas por el borde exterior del camino en cuestión o de la obra que existe más afuera de él (foso, acequia, tubería, etc.) salvo eventuales regularizaciones del límite de expropiación o previsiones para obras futuras (Véase Sección 3.307).

3.305.3 OTRAS REPOSICIONES DE SERVICIOS

Acequias, tuberías, líneas subterráneas, alcantarillado, etc., son obras que afectan al límite de obra y por lo tanto a la sección transversal de la carretera y a sus límites de expropiación.

Aquellas que discurran enterradas deben hacerlo a distancia suficientes de las obras de tierra de la vía principal como para que su mantenimiento no afecte a –ni sea afectado por- el funcionamiento de ésta.

Se puede considerar como mínima, en casos favorables, una distancia de 2,00 metros entre cualquiera de estas obras y los pies de taludes de la carretera. Sin embargo, este mínimo debe ser revisado según sea la naturaleza de la reposición y las especificaciones que le correspondan según otras disposiciones vigentes.

Esta distancia de 2,00 metros puede anularse si existe camino de servicio y la reposición se hace por el exterior del mismo.

SECCION 3.306 SECCIONES TIPO

3.306.1 SECCIONES TIPO NORMALES

La Tabla 3.301.1.A resume los anchos de las Secciones Tipo Normales de Carreteras y Caminos, según su Categoría y Velocidad de Proyecto, distinguiendo anchos de pistas, mediana si corresponde, bermas y SAP. Los elementos auxiliares de la sección transversal, tales como cunetas, fosos, contrafosos, etc. se definieron en las Secciones 3.303 y 3.304, debiendo aplicarse a la categoría de la ruta y tipo de suelos en que esta se emplaza.

3.306.2 SECCIONES ESPECIALES; GALIBOS

3.306.201 Aspectos Generales. Las Carreteras y Caminos, a su paso sobre estructuras, bajo ellas o por el interior de túneles, pueden ver afectadas sus secciones transversales. Estas alteraciones no deben afectar a las dimensiones de las calzadas. Se permiten reducciones del ancho de las bermas sólo en algunos casos y cuando se tengan puentes y túneles de longitudes superiores a ciertos valores.

3.306.202 Secciones Transversales Tipo en Puentes. Las diversas situaciones se tratan en detalle en el numeral 3.1003.101 del Capítulo 3.1000 "Puentes y Estructuras Afines", que incluye la Lámina 3.1003.101.A "Secciones Transversales Tipo de Puentes y Pasos Superiores" y la Tabla 3.1003.101.A "Anchos Mínimos de Tableros en Puentes y Pasos Superiores".

3.306.203 Secciones Tipo en Pasos Desnivelados. Las definiciones y características propias de estas estructuras se abordan en el Numeral 3.1003.102, distinguiendo:

- Pasos Bajo Nivel (3.1003.102(1))
- Pasos Sobre Nivel (3.1003.102(2))

SECCION 3.307 LA FAJA AFECTADA O DERECHO DE VIA

3.307.1 ASPECTOS GENERALES

El proyecto de una carretera afecta los derechos de propiedad de una faja de terreno y, en los Caminos Nacionales designados como tales por Decreto, los derechos de uso de las franjas adyacentes a cada lado de la primera. La regulación de uso de dichas franjas y sus dimensiones transversales, dependientes de la categoría de la vía, son reguladas con el fin de garantizar el buen funcionamiento de la obra a lo largo de su vida útil, especialmente si el proyecto considera fases futuras.

La faja de expropiación queda determinada en cada punto de la carretera por sus secciones transversales, en las cuales quedan establecidos los límites de obra y de expropiación teórica.

Los límites de obra se tendrán una vez definido completamente el proyecto; esto es, su cuerpo principal o estructura básica, los elementos externos a dicho cuerpo (presentes o futuros) y las eventuales huelgas que corresponda o convenga dejar entre ellos.

Los límites de expropiación teórica pueden coincidir con los límites de obra o ser externos a ellos si se considera alguna huelga normalizada entre ambos.

Los límites prácticos de expropiación pueden ser los teóricos, si no se producen circunstancias especiales que los hagan crecer o disminuir de una manera que no permita normalización. Los Planos y Documentos, requeridos para materializar el proceso legal de expropiación se desarrollarán según se especifica en la Sección 2.809 del MC-V2.

3.307.2 LIMITES TEORICOS Y REALES DE EXPROPIACION

El ancho teórico de expropiación, y por lo tanto el de la faja afectada, cambiará significativamente de un punto a otro del trazado, ya que éste depende de la diferencia entre las cotas de rasante y de terreno, que puede variar considerablemente; de la inclinación de los taludes de los cortes, que queda determinada por las cambiantes características de los suelos, y de la eventual existencia de elementos externos al cuerpo principal de la obra, tales como caminos de servicio, fosos, contrafosos, etcétera.

Todas estas variables asumen valores determinados una vez completado el proyecto, del mismo modo que las dimensiones transversales de los elementos tipificables de la sección transversal, los cuales se mantienen generalmente constantes a lo largo de la vía.

En ese momento se pueden precisar los límites de la obra, que acotan la franja que los elementos citados ocuparán materialmente al ser ejecutados, y los límites de obra futura si el proyecto contempla más de una etapa y la construcción de las posteriores requiere espacios adicionales.

Es recomendable considerar, para los efectos de la expropiación de terrenos, los límites de obra futura, sobre todo cuando éstos están clara y seguramente definidos. Ello es aún más importante cuando se pueden temer dificultades para el cumplimiento de las prescripciones legales al uso de los terrenos susceptibles de expropiaciones futuras.

En todo caso, la franja a expropiar será la comprendida entre los límites de obra, presentes o futuros, más una franja adicional a cada lado de la primera, cuyo ancho dependerá de la categoría de la carretera y del tipo de obra, sea ésta básica o auxiliar, de tierra o no, que aparezca como límite exterior de la sección transversal en el punto considerado.

Esta franja adicional otorga un espacio que puede servir para varios usos, siendo los más importantes aquéllos que se derivan de las necesidades constructivas y de las del mantenimiento de la obra terminada. También pueden servir como espacio de emergencia para eventualidades, durante la construcción, que no puedan ser resueltas mediante la ocupación inmediata de los terrenos colindantes no expropiados.

Los anchos teóricos mínimos de esta franja adicional, en zonas rurales, se dan en la Tabla 3.307.2.A, en función de la categoría de la vía y del tipo de obra que determina el límite de obra, actual o futura.

TABLA 3.307.2.A
HUELGAS MINIMAS DESEABLES ENTRE LIMITES DE OBRA Y DE EXPROPIACION (m)

Categoría	Límites de Obra Determinados por:	
	Camino de Servicio u otra Reposición	Servicios Públicos y Otra Obra (1)
Autopistas y Autorrutas	6,00	6,00 (2)
Carreteras Primarias y Carreteras Colectoras		3,00 (2)
Caminos Locales y Caminos de Desarrollo	-	0,00

(1) Excepto obras de contención de tierras

(2) Si existe camino lateral y esta obra discurre por el exterior de él (caso de las reposiciones de servicios) estos anchos puede ser nulos.

Por otra parte, conviene que los elementos externos al cuerpo principal de la obra se sitúen a cierta distancia de éste. En caso de ser estos elementos más de uno, deberán también considerarse otras huelgas entre ellos, con el fin de evitar interacciones indeseables y en previsión de acciones de mantenimiento que puedan requerir espacio para la operación de personas y equipos.

Resulta prácticamente imposible normalizar estas huelgas. Sin embargo, se pueden hacer algunas recomendaciones generales para el caso sencillo de existir sólo un elemento entre el cuerpo principal y el límite de expropiación. Estas recomendaciones se tabulan en 3.307.2.B.

TABLA 3.307.2.B
DISTANCIAS MINIMAS ENTRE PIE DE TALUDES O DE OBRAS DE CONTENCION Y UN ELEMENTO EXTERIOR (m)

Tipo de Obra	Camino de Servicio	Fosos	Otras Obras
Distancia hasta el Pie	5,00	2,00	2,00

Estas normas son de tipo general. En muchos casos ellas no podrán aplicarse cabalmente. En efecto, pueden existir algunos elementos del proyecto, como caminos de servicio o contrafosos, que deban ser alejados del cuerpo principal de la carretera, quedando a una distancia que haga inconveniente considerarlas como límites de expropiación. En tales casos, dichos límites serán los que resultan de la situación legal que se genere y de las negociaciones específicas que se desarrollen para evitar expropiaciones excesivas.

También puede ser necesario reducir los valores de las Tablas 3.307.2.A y B donde existan obstáculos –generalmente edificaciones- cuyas expropiaciones signifiquen un alza desproporcionada de los presupuestos correspondientes.

Por último, suele convenir que el límite de expropiación sea una línea con largos tramos rectos, con el fin de facilitar la delimitación y el cercado. En tales casos, el trazado de tales líneas (envolventes) puede hacer aparecer huelgas externas que no son normalizables.

Cuando se han hecho todas estas consideraciones y se han realizado todas las modificaciones que resulten de ellas, se tiene los límites reales de expropiación, que son los que en definitiva determinan dichos presupuestos.

3.307.3 FAJAS DE EXPROPIACION ESTIMADAS

El diseño de una carretera puede verse fuertemente condicionado por las consecuencias económicas y legales de las alteraciones que él determina, debiéndose muchas veces estimar a priori una posible superficie de expropiación, con el fin de evaluar aproximadamente su factibilidad.

Esto se puede hacer considerando una situación de ocurrencia normal, de tal modo que la sección transversal de la vía quede más o menos definida. Así, se pueden dar valores tentativos de dichos anchos de expropiación para los casos más frecuentes, que ilustrarán al proyectista en una primera aproximación al problema.

Una forma de hacer esto es considerar la plataforma (ancho - "a") discurriendo en un terraplén de dos metros de altura, con sus taludes inclinados en 1,5:1; con sendos fosos de tres metros de ancho a cada lado de la infraestructura y distantes dos metros del pie del terraplén.

Con esto se ha agregado al ancho "a" un ancho "b" que se calcula:

$$b = 2 \times (1,5 \times 2,00) + 2 \times 2,00 + 2 \times 3,00 = 16,00 \text{ m.}$$

Luego se distinguen los casos que se esquematizan a continuación, a los cuales se han aplicado los valores de la Tabla 3.307.2.A y huelgas de 2,00 metros entre fosos y eventuales caminos de servicio, que son de seis metros de sección.

Anchos de Plataforma y anchos adicionales por Terraplén, Fosos y Huelgas	+	Anchos Adicionales según tipo de Vía (m)				
		Accesos sin Controlar		Accesos Controlados		
		Primarias y Colectoras	Locales y Desarrollo	Caso 1	Caso 2	Caso 3
a + 16,0 m	+	2 x 3,0 = 6	0,00	2 x 2,0 + + 2 x 6,0 = = 16,0	(2,0 + 6,0) + + 6,0 = 14,0	2 x 6,0 = 12,0

Caso 1= Camino de Servicio a ambos lados

Caso 2 = Camino de Servicio a un lado

Caso 3 = Camino de Servicio inexistente

Ejemplo: si se tiene una carretera tipo P(4)-100, con mediana de 6 m de ancho, de accesos controlados y a la cual se pretenda dotar de caminos de servicio a ambos lados, la faja de expropiación estimada tendrá un ancho de:

$$(a) + (b) + (c) \\ 30,00 + 16,00 + 16 = 62,00 \text{ metros}$$

Estos cálculos se pueden afinar de acuerdo con las necesidades y según la disponibilidad de datos que el proyectista pueda manejar previamente.

En la Tabla 3.307.3.A se dan rangos, por categoría de vía, para el ancho de expropiación tipo, aplicando el criterio anterior, los que dependerán en buena medida de la altura de cortes y terraplenes por tramo.

**TABLA 3.307.3.A
ANCHOS DE EXPROPIACION TIPO**

Categoría	Anchos de Expropiación Tipo (m)
Autopista	80 – 100
Autorrutas y Primarias	40 – 80
Colectoras	30 – 60
Locales	20 – 40
Desarrollo	15 – 30

3.307.4 REGULACIONES AL DERECHO DE USO DE LA PROPIEDAD ADYACENTE

Por último, además de la franja de expropiación, hay que considerar las franjas adicionales, a cada lado de ella, que son objeto de prescripciones legales limitando sus usos. Esta limitación, cuya implementación es materia de Decreto Supremo, se hace en previsión de futuras ampliaciones de la vía y con el objeto de controlar las obras posteriores que puedan aparecer en los márgenes de ésta, encareciendo o imposibilitando dicha ampliación o simplemente entorpeciendo el funcionamiento de la carretera. Por ejemplo: obstaculización de la visibilidad en curvas.

El ancho de estas fajas, que se tabulan en 3.307.4.A según la categoría de las vías, se suma a la faja de expropiación (Tabla 3.307.3.A) para constituir el llamado "Derecho de Vía".

**TABLA 3.307.4.A
DERECHO DE VIA**

Clasificación	Faja Limitación de Usos (m)
Autopista *	35 *
Autorruta – Primaria *	35 *
Colectora	20 (Propuesto)
Local	15 (Propuesto)
Desarrollo	10 (Propuesto)

* Si las rutas son Caminos Nacionales, cuentan desde ya con la limitación de uso. En el resto de los casos no existe legislación para implementar las fajas propuestas.

SECCION 3.308 INSTRUCCIONES Y CRITERIOS PARA OBRAS VARIAS

3.308.1 CERCOS

3.308.101 Aspectos Generales. El objeto de los cercos se puede clasificar principalmente bajo tres aspectos:

- Cercos de Control de Acceso
- Cercos de Propiedad
- Cercos en las Medianas

A continuación se describen brevemente cada uno de estos tipos de cercos.

a) Cercos de Control de Acceso. Son cercos de propiedad del estado erigidos dentro del derecho de vía del camino para actuar como barreras físicas para impedir el acceso de las personas, animales y vehículos y en general para hacer observar los derechos reservados para el funcionamiento adecuado de Autopistas, Autorrutas y Primarios. Como función secundaria, este tipo de cercos pueden servir como cercos de propiedad.

b) Cercos de Propiedad. Son estructuras erigidas a lo largo de las líneas que delimitan la faja de expropiación, o derecho de vía, respecto de la propiedad adyacente. Pueden ser construidos por el propietario o por el Fisco durante la construcción del camino pero su mantenimiento corresponde siempre al primero.

c) Cercos en las Medianas. Son elementos de propiedad del estado, los cuales están constituidos por un cerco de malla longitudinal para prevenir cruces indiscriminados a través de la mediana de vehículos o peatones. En general este tipo de barreras físicas no son deseables a menos que existan aquellas que se describen en a) y de existir aquellas normalmente no tienen sentido estas, salvo como control antideslumbramiento.

Los cercos de propiedad también pueden ser de propiedad fiscal y en ese caso deberán cumplir, en general, con las especificaciones impartidas en este Manual, de acuerdo a las especificaciones de construcción y a los planos del MC-V4.

3.308.102 Tipos de Cercos Fiscales. Los siguientes serán los tipos de cerco que serán usados en las obras viales:

3.308.102(1) Tipo 5AP-N y 5AP-D. Cinco alambres de púas dispuestos en postes de madera. Adecuados para caminos Colectores, Locales y de Desarrollo. (Ver Volumen N° 4 – 4.301.001).

3.308.102(2) Tipo 7AP-N y 7AP-D. Siete alambres de púa dispuestos en postes de madera. Adecuados para caminos Colectores y Carreteras Primarias con control parcial de acceso (MC-V4, Lámina 4.301.002).

3.308.102(3) Tipo 7 AM-N y 7 AM-D. Cerco de alambres de púas con malla en la parte inferior. Adecuados en las Autopistas, Autorrutas y Primarios con Control Total de accesos, en zonas con baja y media densidad poblacional (véase MC-V4, Lámina 4.301.003).

3.308.102(4) Tipo S.M. Cerco de secciones de mallas metálicas, enlazadas. Las secciones de la estructura son corrientemente, prefabricadas. Obligatorios en Autopistas y Autorrutas en zonas de alta densidad poblacional, en especial en zonas suburbanas y enlaces (véase MC-V4, Lámina 4.301.004).

3.308.102(5) Tipo T. Cerco de troncos rollizos (existentes en zona Sur y Austral).

3.308.102(6) Tipo P. Pirca hecha de albañilería de piedras en seco (existente en diversos caminos Locales).

3.308.103 Características de Uso de los Diversos Tipos de Cercos. No se instalarán cercos en los lugares en que existan muros o cercos a lo largo del derecho a vía y provean una barrera satisfactoria o cuando la violación de acceso es una posibilidad remota (Por ejemplo en zonas desérticas del norte del país). Cuando sea necesaria su instalación, ésta se hará de acuerdo a la categoría del camino según las siguientes pautas.

3.308.104 Autopistas y Autorrutas. Deben usarse los tipos SM y 7 AM de acuerdo con el grado de control de acceso que tenga la carretera y el peligro de violación que exista.

3.308.105 Primarios y Colectores. Se usarán los tipos 7 AM y eventualmente 5 A.P. en Colectores.

3.308.106 Locales y Desarrollo. En estos caminos el proyectista podrá usar el tipo 5 A.P. y eventualmente el Tipo T de troncos, para aprovechar la madera que se pueda obtener en el roce y despeje de la faja o el tipo P cuando en el terreno abunden piedras sueltas, previa su justificación económica, y con el objeto de reparar o completar pircas de piedra existentes.

3.308.107 Ubicación de los Cercos. En las Autopistas, Autorrutas y Caminos Primarios, si existen caminos de servicio, los cercos de Control de Acceso se ubicarán dentro del derecho de vía, de acuerdo a la Lámina 3.308.107.A. En los otros caminos y demás situaciones, a lo largo de la línea demarcatoria de la faja de expropiación.

Los cercos de malla cuando se miran en forma oblicua, obstruyen la visibilidad, por lo tanto habrá que tener en cuenta este hecho cuando se proyecten cercos en intersecciones y curvas del camino.

3.308.108 Portones

3.308.108(1) En Autopistas y Autorrutas. Se podrán construir portones únicamente para los siguientes fines:

- a) Para facilitar el mantenimiento de la vía
- b) Para acceso de equipo de emergencia
- c) Para acceso de instalaciones de utilidad pública cuando haya que incurrir en recorridos demasiado largos para el mantenimiento de dichas instalaciones.

Cuando se provean portones en el diseño, éstos deben ser plenamente justificados con el informe respectivo. En la Lámina 4.301.201 del MC-V4 Planos de Obras Tipo se ilustran los tipos de portones dobles y simples.

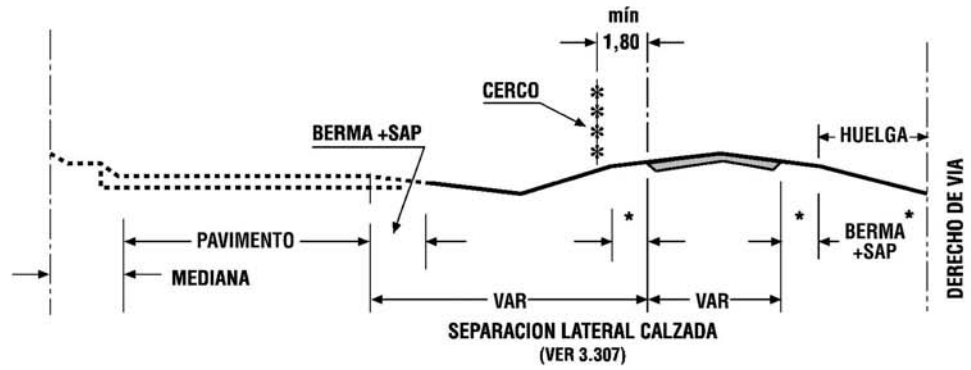
3.308.108(2) Otros Caminos. En éstos los portones se limitarán a uno por propiedad, en lo posible, siguiendo las recomendaciones sobre accesos del Capítulo 3.100.

3.308.109 Medianas. En las medianas pueden consultarse los cercos de malla tipo SM por constituir ésta una efectiva barrera contra el deslumbramiento, no resultan adecuados por sí solos para controlar el movimiento de peatones y animales pues ellos no impiden el ingreso de estos a la calzada.

3.308.110 Delimitación de la Propiedad. El Fisco construirá o pagará los cercos de delimitación de propiedad solamente como parte del costo del derecho de vía y estará limitado a:

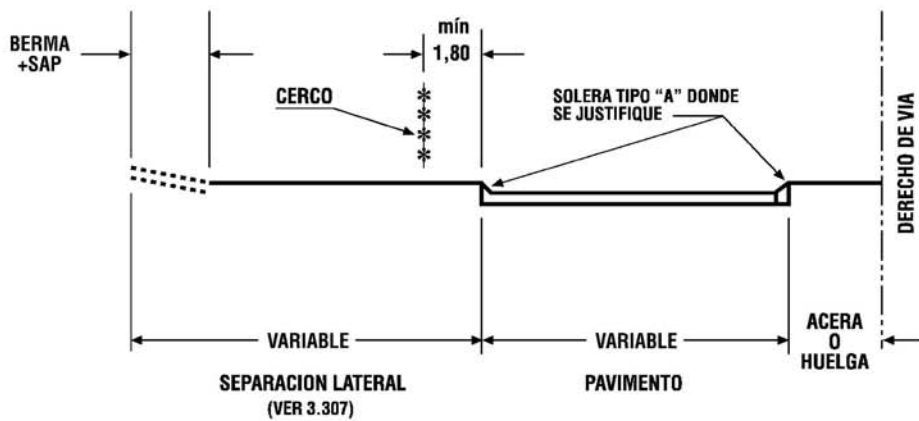
- a) La reconstrucción o reemplazo de cercos existentes
- b) La construcción de cercos a través de propiedad que ha estado previamente cercada en forma adecuada a las necesidades del predio. En caso contrario se aplicará solamente el criterio de acceso al camino de acuerdo a lo expuesto en 3.308.103.

AUTOPISTAS



DIMENSIONES CALZADA, BERMAS Y SAP SEGUN ESTANDAR DEL PROYECTO

CAMINOS PRIMARIOS



DIMENSIONES CALZADA, BERMAS Y SAP SEGUN ESTANDAR DEL PROYECTO

3.308.2 BARRERAS DE CONTENCIÓN

3.308.201 Objetivo

La finalidad principal de un sistema de contención es conseguir contener y redireccionar un vehículo fuera de control, considerando que el daño producido durante el impacto resulte notoriamente menor que las consecuencias esperadas sin este elemento.

Los sistemas de contención se conforman mediante la adecuada interacción de diferentes elementos, entre los que destacan: las barreras de contención, sus transiciones y terminales, como también la disposición de amortiguadores de impacto y las pistas de emergencia para vehículos pesados.

Las Barreras de Contención son elementos especialmente diseñados para situaciones específicas de riesgos presentes en la ruta, en donde se requiere incorporar un sistema que proteja a los usuarios de la ruta, sean estos conductores, otros usuarios de las vías o los denominados “espectadores inocentes”, que son aquellos usuarios que viven, circulan o desarrollan diferentes actividades en los entornos de los caminos.

Los requerimientos para los distintos sistemas de contención y el procedimiento de diseño que permite elegir los dispositivos adecuados para casos específicos se abordan en el Capítulo 6.500 Sistemas de Contención Vial del MC-V6.

3.308.202 Diseño y Colocación

El diseño y colocación de las Barreras de Contención debe realizarse considerando las indicaciones de las Secciones 6.502 Barreras de Contención del MC-V6 y 4.302 del MC-V4, en las que se indican los criterios de emplazamiento, tipologías, niveles de contención, elección adecuada de sus elementos, etc.

El Estudio Definitivo de los proyectos viales debe detallar el tipo de barrera a emplear, considerando lo indicado en el Tópico 6.502.6. La ubicación y particularidades de instalación se desarrollarán en conformidad con lo expuesto en el Tópico 6.502.7.

Con el propósito de mejorar la visibilidad nocturna de las barreras de contención se considerará la instalación de elementos reflectantes de acuerdo con lo señalado en la Lámina 4.302.013 del MC-V4 y en el Capítulo 5.700 del MC-V5.

El adecuado diseño de un sistema de contención deberá considerar además lo indicado en la Sección 6.503 en lo relativo a los terminales de las barreras y la Sección 6.504 en lo concerniente a las transiciones requeridas para la interacción entre los diferentes tipos de barreras existentes en un proyecto, por ejemplo, las transiciones que se requieren entre las barreras del camino y las barreras proyectadas sobre puentes y estructuras. En lo relativo a amortiguadores de impacto, las disposiciones están en la Sección 6.503 del MC-V6.

3.308.203 Barreras en la Plataforma

Los criterios generales para el empleo de Barreras de Contención y las disposiciones de diseño están establecidos en la Sección 6.502 del MC-V6.

3.308.204 Barreras de Contención en Puentes y sus Aproximaciones

3.308.204(1) Criterio de Colocación. La colocación de estas barreras debe hacerse considerando lo indicado en la Sección 6.502 del MC-V6.

3.308.204(2) Largo. La longitud de la barrera de acceso a los puentes se determina considerando lo indicado en la Sección 6.502 del MC-V6.

3.308.204(3) Peatones y Ciclistas. En zonas con presencia de peatones y/o ciclistas, los puentes deberán proveerse de áreas de segregación, de acuerdo con lo indicado en las Láminas del Capítulo 4.600 del MC-V4, debiendo considerarse las barreras y barandas que corresponda, así como también lo especificado en MC-V5 y MC-V6.

3.308.205 Barreras de Contención en Obstrucciones en Carreteras y Caminos

En el caso que se tengan obstrucciones tales como, postes de señalización, estribos, muros de sostenimiento de tierra, etc., la colocación de barreras debe hacerse considerando lo indicado en la Sección 6.502 del MC-V6.

3.308.3 SEÑALIZACIÓN DE OBRAS DE ARTE Y DE DRENAJE

3.308.301 Aspectos Generales.

Las obras de arte y de drenaje, al ser singularidades que pueden significar algún tipo de riesgo para la conducción, requieren ser identificadas y fácilmente ubicadas; para lo cual requieren ser señalizadas mediante la utilización de delineadores verticales, de acuerdo al Tópico 6.305.7 del MC-V6 y a lo indicado a continuación.

3.308.301(1) Alcantarillas. En vías bidireccionales, se colocarán dos delineadores, uno a cada lado de la vía, sobre el eje de la estructura y adyacentes al eje del muro de boca, siempre que sean fácilmente visibles desde la calzada, en caso contrario deben colocarse adyacentes a las bermas. Ambos delineadores deben ser reflectantes por ambas caras, y en caso que esto no sea posible, se deben colocar dos delineadores juntos para lograr esta condición. En vías unidireccionales se repite la situación, con la condición que los delineadores sean reflectantes sólo por la cara que enfrente el sentido del tránsito.

3.308.301(2) Drenes. Se debe colocar en el inicio de estas estructuras una señal informativa que diga "Inicio Dren", y al final una señal informativa que diga "Fin Dren", las que deben ser diagramadas considerando lo indicado en el MC-V6 para una velocidad de 60 km/h.

3.308.4 PARALELISMOS EN CAMINOS PÚBLICOS

3.308.401 Aspectos Generales. Se entiende por "paralelismo" toda instalación u obra cuya conformación, disposición o emplazamiento, requiera ocupar los terrenos de la faja vial de un camino público, siguiendo el sentido longitudinal de ella, dentro de sus líneas de cierres o entre las líneas oficiales establecidas por los planes reguladores en el caso de las calles o avenidas declaradas caminos públicos.

3.308.401(1) Disposiciones Legales Pertinentes. La ocupación de la faja de los caminos públicos con obras de paralelismos, deberá atenerse a lo dispuesto en el artículo 41 del DFL MOP N° 850, de 1997, y sus modificaciones, que fija el texto refundido, coordinado y sistematizado de la Ley N° 15.840, orgánica del Ministerio de Obras Públicas y del DFL MOP N° 206, de 1960, Ley de Caminos.

También son aplicables a este tipo de obras el artículo 36 del DFL MOP N° 850, de 1997 ya citado, y los artículos Nos. 96 y 160 de la versión actualizada de la Ley N° 18290 (Ley de Tránsito).

3.308.401(2) Requisitos Exigibles. Solamente se autorizará el uso de las fajas de los caminos públicos, para los efectos de ejecutar instalaciones de paralelismos, si dichas instalaciones cumplen con lo señalado en el inciso cuarto del artículo 41 del DFL MOP N° 850, de 1997, esto es:

- a) Que la instalación o tendido no se oponga al uso de los caminos públicos, sus fajas adyacentes, pasos a nivel y obras de arte, o al uso de túneles o puentes;
- b) No afecten la estabilidad de las obras, la seguridad del tránsito o el desarrollo futuro de las vías;
- c) No obstruyan o alteren el paso de las aguas;
- d) No produzcan contaminación ni alteración significativa, en cuanto a magnitud o duración, del valor paisajístico o turístico de una zona; y
- e) Que su otorgamiento sea posible, teniendo en cuenta las instalaciones anexas ya autorizadas.

3.308.401(3) Servicios Facultados Legalmente para Solicitar Autorizaciones. Existen disposiciones legales que facultan a ciertos Servicios para utilizar bienes nacionales de uso público, como es el caso de las fajas de terreno de los caminos públicos, con sus instalaciones. Sin embargo, este derecho debe ejercerse sin afectar el uso o finalidad principal de los caminos y cumpliendo las normas técnicas y reglamentarias correspondientes y en la forma y condiciones que la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas lo autorice.

Entre estos servicios, se encuentran:

- Los Servicios Sanitarios: Ley General de Servicios Sanitarios, DFL MOP N° 382, de 1988, y sus modificaciones.
- Los de Distribución de Gas: Ley de Servicios de Gas, DFL N° 323, de 1931, del Ministerio de Economía, y sus modificaciones.
- Los servicios Eléctricos: DFL N° 1, de 1982, del Ministerio de Minería, y sus modificaciones.
- Los de Telecomunicaciones: Ley General de Telecomunicaciones, Ley N° 18.168 y sus modificaciones.

En todos estos casos, y en cumplimiento a lo dispuesto en la Ley de Caminos, las compañías interesadas en usar la faja de los caminos públicos deberán presentar ante la Dirección de Vialidad la respectiva solicitud de autorización, quien fijará la forma y condiciones de la misma.

3.308.402 Presentación de Solicitudes de Paralelismos. Las solicitudes de autorización de paralelismos deberán cumplir con todos los requisitos establecidos en las disposiciones vigentes al efecto, documentos que podrán ser solicitados a la Dirección de Vialidad.

Las solicitudes deberán ser presentadas por las personas naturales o jurídicas, propietarias del paralelismo o por los concesionarios de tales instalaciones, y no por Contratistas de construcción, proyectistas, consumidores o beneficiarios de la misma.

3.308.5 ATRAVIESOS EN CAMINOS PÚBLICOS

3.308.501 Aspectos Generales. Se entiende por "atrasvieso" toda instalación u obra constituida por conductos varios o líneas aéreas cuya conformación, disposición o emplazamiento requiera cruzar transversalmente los terrenos de la faja vial de un camino público, definida por sus líneas de cierre, o entre las líneas oficiales establecidas por los planos reguladores en el caso de las calles o avenidas declaradas caminos públicos.

A modo ilustrativo y sin que la enumeración sea limitativa, se mencionan a continuación varios ejemplos considerando los tipos de gases, líquidos y sólidos que por ellos se transportan:

Conductos:

- Agua Potable
- Aguas Servidas y/o Colectores de Aguas Lluvias
- Desechos Industriales
- Petróleo y Derivados
- Gases y Vapores
- Minerales
- Productos Industriales

En cuanto a líneas aéreas conducidas mediante postaciones, destinadas al transporte de

energía o impulsos eléctricos, cabe mencionar:

- Líneas eléctricas de baja, media o alta tensión.
- Líneas de telecomunicaciones
- Líneas telegráficas.

Eventualmente las líneas de energía, telecomunicaciones y similares podrán requerir atravesos para cruzar la faja fiscal mediante conductos.

3.308.501(1) Disposiciones Legales y Normas Pertinentes. El diseño, cálculo, construcción y mantenimiento de los atravesos en caminos públicos deberá ceñirse a lo establecido en los siguientes documentos y sus modificaciones, o nuevos documentos por otros que pudieran dictarse al efecto por las autoridades competentes:

- DFL MOP N° 850 de 1997, que fija el texto refundido, coordinado y sistematizado de la Ley 15.840 y del DFL N° 206 de 1960, Ley de Caminos, y sus modificaciones.
- Volúmenes del Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad, en particular, lo relativo a la Operación 7.301.5, Atravesos en Rutas Viales, del MC-V7, Mantenimiento Vial.
- Métodos y Especificaciones contenidas en el MC-V8, Especificaciones y Métodos de Muestreo, Ensaye y Control.
- MC-V6, Seguridad Vial.
- Normas NSEG 5 E.n.71 y NSEG 6 E.n.71, de la Superintendencia de Electricidad y Combustibles.
- Ley de Tránsito N° 18.290 y sus modificaciones.

3.308.501(2) Requisitos Exigibles. Son válidas las exigencias enumeradas en Numeral 3.308.401(2) reemplazando el concepto de “paralelismo” por el de “atraveso”.

3.308.501(3) Servicios Facultados Legalmente para Solicitar Autorización. Son los mismos que se enumeran en Numeral 3.308.401(3).

3.308.502 Presentación de Solicitudes de Atravesos. Las solicitudes de autorización de atravesos deberán cumplir con todos los requisitos establecidos en las disposiciones vigentes al efecto, las que podrán ser solicitados a la Dirección de Vialidad.

Las solicitudes deberán ser presentadas por las personas naturales o jurídicas propietarias del atraveso o por los concesionarios de tales instalaciones, y no por Contratistas de construcción, Proyectistas, consumidores o beneficiarios de los mismos.

3.308.6 ACCESOS A INSTALACIONES DIVERSAS, ESTACIONES DE SERVICIO Y SIMILARES

Los accesos a caminos son situaciones potenciales de riesgo, por lo que deben ser los mínimos necesarios y estar diseñados acorde con las condiciones del área en que se encuentren, considerando las características del flujo y las del área a la que se está dando acceso.

Los accesos a los caminos públicos están regulados por el DFL N° 850 de 1997 y sus modificaciones, y por la Resolución DV N° 232 de 2002.

Cada uno de los accesos a los diferentes caminos debe ser diseñado específicamente, adecuándolo a cada situación particular, respetando las disposiciones establecidas para ello en este Manual de Carreteras y en los documentos antes señalados.

En las Láminas 4.706.001 y 4.706.002 del MC-V4 se señalan además disposiciones para diversos tipos de accesos, según sea el tipo de instalaciones y flujo por la vía.

SECCION 3.309 TRATAMIENTO DE ZONAS MARGINALES

3.309.1 ASPECTOS GENERALES

3.309.101 Objeto. El tratamiento de las zonas marginales de la carretera, que en el caso de los caminos unidireccionales incluye la mediana, cumple propósitos funcionales y estéticos. Entre los primeros se destacan el control de la erosión, la arena y la nieve el control de los deslumbramientos, la amortiguación de los ruidos en zonas urbanas y el realzar los cambios de dirección del camino para orientar al conductor. El segundo propósito ha adquirido cada vez más importancia en las carreteras modernas, porque se ha comprobado que un trazado integrado al paisaje y con un conveniente desarrollo de los valores escénicos, al hacer el viaje más placentero, disminuye el cansancio de los conductores, contribuyendo a la seguridad del camino. Por otra parte tiene importancia económica al aumentar el valor de los terrenos circundantes y contribuir el equilibrio ecológico, lo que por lo general, hace rentables las inversiones que se efectúan con dichos fines.

3.309.102 Principios Generales. Los objetivos perseguidos en el tratamiento de las zonas marginales se logran a través de un cuidadoso planeamiento que incluye las etapas de trazado, construcción, diseño de estructuras, plantíos y establecimientos de zonas de esparcimiento y descanso. Nos referiremos a cada una en particular.

3.309.2 TRAZADO

3.309.201 Selección de Ruta. En esta etapa es de gran ayuda la topografía aérea, la cual permite una clara apreciación de rutas alternativas en relación con las formas topográficas y el uso de la tierra. El proyectista trazará su ruta tratando de hacer el menor daño a la propiedad y aprovechará los predios que queden aislados, por carreteras de acceso restringido, para crear zonas de descanso o desarrollar valores escénicos. Igualmente aprovechará los terrenos de poco valor agrícola para ensanchar la mediana y plantar o preservar bosquecillos que intercepten el deslumbramiento causado por el tránsito en la calzada opuesta.

3.309.202 Expropiaciones. En las zonas de riego, al efectuar las expropiaciones, se deberá reservar para el Fisco los derechos de agua inherentes para aprovecharlas en los plantíos y cultivos propios del tratamiento de las zonas laterales y de la mediana.

3.309.203 Alineamiento Horizontal. La tendencia actual es evitar las rectas largas; pero al mismo tiempo trazar curvas sin un propósito definido no es recomendable. El alineamiento debe estar compuesto de suaves curvas que se adapten al terreno, como las que resultan de aplicar una regla flexible sobre la representación topográfica de la ruta. La curva que se presta mejor para este objeto es la clotoide o espiral de transición. Sin embargo, se usarán alineamientos rectos en las zonas planas en donde no existan justificaciones culturales o naturales que hagan recomendable una desviación del trazado. No obstante ello, al final de dichas rectas la primera curva deberá permitir una Velocidad Específica concordante con la V85% correspondiente.

En caminos de menor importancia se tratará de conseguir una buena adaptación al terreno, que perturbe lo menos posible las formas naturales.

El alineamiento curvilíneo provee al usuario con un paisaje cambiante que lo releva de la monotonía y al mismo tiempo le evita, en los paisajes nocturnos, el deslumbramiento provocado por los faros, en forma prolongada.

El proyectista evitará las curvas en el mismo sentido unidas por una recta demasiado corta, llamadas también de lomo quebrado, porque presentan un aspecto antiestético y crea problemas de transición del peralte. Por otra parte no deberá vacilar en cambiar la ubicación de su trazado si con ello puede desarrollar una bonita vista o conservar características naturales como ser una ribera, playa o un bonito conjunto de árboles.

3.309.204 Alineamiento Vertical. Esta etapa del diseño no tiene importancia como el trazado en horizontal para los efectos estéticos de la carretera. La relación entre las pendientes y las curvas verticales están controladas, fundamentalmente, por las distancias de visibilidad mínimas requeridas por la velocidad de diseño. Sin embargo, es beneficioso para la apariencia del camino, adoptar radios de curvas verticales mayores que los estrictamente necesarios, especialmente en las curvas cóncavas, el largo de las cuales debe sobrepasar el determinado por el alcance de los faros en la noche. En todo caso la coordinación de la planta y el alzado deberá lograrse respetando las directrices contenidas en 3.205.

Las pendientes deben disminuirse en las intersecciones o en cualquier lugar donde se quiera inducir al conductor a levantar la vista del pavimento para mirar alrededor, como en el caso de una vista interesante, por ejemplo.

El proyectista recurrirá al arquitecto paisajista para los efectos de considerar la comodidad óptica de su proyecto, que tiene relación con la Perspectiva Lineal del camino, El Campo de Visión Descansada y otros conceptos que se están desarrollando actualmente para hacer de las carreteras un elemento agradable, además de útil. En el caso que no se cuente con el concurso del especialista mencionado, podemos decir como norma general que una relación armónica entre los alineamientos verticales y horizontales (Ver 3.205) convenientemente integrados a la topografía dará como resultado, en la generalidad de las situaciones, un aspecto estéticamente aceptable.

3.309.205 La Sección Transversal

3.309.205(1) Bermas. En los caminos en que las bermas tengan tránsito ocasional o en los que las usen como cunetas, se recomienda pavimentarlas con un recubrimiento contrastante en color y textura. En las regiones húmedas, las bermas cubiertas con césped sobre el estabilizado de grava que se especifica con fines estructurales, dan excelente resultado, tanto desde el punto de vista de las cargas ocasionales que debe resistir como desde el ángulo estético, y de seguridad, por el buen contraste que ofrece con el pavimento.

3.309.205(2) Drenaje Superficial. El diseño para el drenaje superficial ha cambiado fundamentalmente en los últimos años. En vez de los fosos laterales en V o trapezoidales, tan peligrosos para los vehículos que se salen de la calzada y difíciles de mantener, se diseñan anchos canales de poco fondo. Este tipo de foso lateral aparece a la vista del usuario como una depresión natural, la cual se recubre con césped. La mantención con segadoras mecánicas se hace fácil en atención a las suaves pendientes de los bordes del canal que se diseñan con taludes de 4:1 o menores.

Con el objeto de interceptar las aguas que bajan de las zonas adyacentes, se construyen canales interceptores o contrafosos, como se les denomina, sobre los cortes. Los colectores para evacuar las aguas acumuladas por los contrafosos, cerro abajo, se pueden construir como canales revestidos con césped en los taludes menores de 4:1 y revestidos con albañilería de piedras en los mayores. A estas últimas se le puede dar una apariencia de torrente natural en las zonas de belleza rústica sin un mayor costo adicional. Cuando la inclinación y altura del corte obliguen al empleo de tuberías, éstas deben ir empotradas en el talud y ocultas a la vista, por razones de seguridad en el diseño que en este caso coinciden con los requerimientos de la estética.

3.309.205(3) Perfiladura de los Taludes. Del diseño de la sección transversal, es la perfiladura de los taludes la parte que tiene más significación en el control de la erosión y en el aspecto de la carretera.

El ancho de las calzadas, bermas y fosos laterales está determinado por normas; pero el talud de cortes y terraplenes debe ser estudiado para satisfacer las condiciones del lugar. Por otra parte, el derecho de vía no debe limitar las características del perfil transversal, sino que éstas deben fijar el ancho de la faja requerido. Teniendo el espacio necesario, el diseñador preferirá los taludes tendidos sobre lo requerido por el ángulo de reposo de las tierras. Un talud suave reduce la probabilidad de erosión, permite

el fácil asentamiento de vegetación, favorece el mantenimiento mecanizado del césped y en general produce una apariencia más natural y por lo tanto más agradable del camino. Este mayor tendido de los taludes, puede ser obtenido económicamente a través de una buena disposición de costos con las barreras de contención, que se pueden suprimir cuando se tienen taludes de terraplén inferiores a 4:1 y la altura no supera los 4,0 m.

Los taludes tanto de cortes como de terraplenes se alabearán de acuerdo a lo establecido en el Tópico 3.305.5 y los bordes se redondearán para impartir de este modo una apariencia más natural al movimiento de tierras y al mismo tiempo reducir las posibilidades de erosión.

3.309.3 CONSTRUCCION

3.309.301 Especificaciones. La apariencia final de las zonas laterales del camino dependerá principalmente de la forma en que sean tratadas durante la construcción las características naturales o culturales, existentes en el sitio, que sean dignas de ser preservadas. Para asegurar que este tratamiento no dependa del eventual interés que pueda tener la inspección o el constructor en la materia, el proyectista deberá apreciar en el terreno los trabajos a ejecutar y el modo en que se deben realizar para un debido tratamiento de las zonas marginales desde los puntos de vista funcional y estético, y consignarlos detalladamente en las especificaciones del proyecto.

3.309.302 Yacimientos y Depósitos. Las excavaciones necesarias para rellenos de tierra y los depósitos de los excedentes afectan el paisaje del camino por muchos años y muchas veces se convierten en fuente de accidentes para hombre y animales. En general, no se permitirán empréstitos o depósitos a la vista desde el camino, salvo que cumplan con los requerimientos que siguen:

- (1) Que se establezca una cortina de árboles que impida la vista desde el camino.
- (2) Que se conformen las excavaciones de empréstitos cuando no existen facilidades de drenaje, para asemejar laguna natural, o los montículos de depósitos, lomas de suaves pendientes convenientemente plantadas.
- (3) Cualquiera que sea la ubicación del empréstito se debe especificar taludes naturales de los bordes y hacer la excavación abierta y con la pendiente suficiente para que tenga un drenaje natural.
- (4) En cualquiera de las situaciones el requerimiento básico es que las formas topográficas resultantes tengan una apariencia natural.
- (5) En el caso que el empréstito consista solamente en un escarpe para obtener tierra vegetal, la depresión resultante deberá ser cultivada y sembrada nuevamente.

3.309.303 Roce de Descepe. Esta es la primera fase de la construcción del camino y es aquí donde el constructor deberá contar con claras especificaciones que le indiquen entre otras, que el proyectista estime conveniente, las siguientes instrucciones:

- El roce de la vegetación natural deberá ser el mínimo que baste para asegurar las condiciones de visibilidad y el gálibo del camino.
- Se indicará claramente las singularidades del terreno que deben salvarse, como afloramientos de rocas, líneas de playas, árboles, etc. y la forma en que se deberán proteger, incluso el mantenimiento, reparación y riego de los árboles.
- En el descepe se incluirá el raleo selectivo de zonas marginales boscosas. Este es un método de estética forestal que al eliminar la maleza, árboles de mala apariencia y renovales que existen haciéndose mutua competencia, obtiene un notable mejoramiento del aspecto del bosque, superando fácilmente en belleza cualquier plantío artificial y con un menor costo y plazo que estos últimos.
- En esta etapa se deberán salvar los materiales provenientes del escarpe de la tierra vegetal, para ser depositada posteriormente en los taludes del camino y en los plantíos de la mediana. Esta operación se considerará convenientemente en el gráfico de compensación de tierras. También es recomendable salvar los árboles pequeños y arbustos que puedan ser trasplantados.

3.309.4 ESTRUCTURAS

3.309.401 Puentes. Desde el punto de vista de la estética el interés está centrado en la línea, forma, proporción y textura de los materiales, usado en los puentes. La decisión al respecto debe corresponder al arquitecto paisajista. Como norma general podemos estatuir que la practica moderna ha abandonado la ornamentación extraña y la simulación de estructuras o texturas que no corresponden a la del diseño, o del material realmente empleado. En las estructuras de enlace y cruce de los caminos de acceso restringidos, que son las que más se aprecian desde la carretera, se están adoptando formas simples, constituidas por tableros abiertos apoyados en vigas y columnas, con poco énfasis en los estribos, bajo la idea general que sean lo menos obstrusivos posibles.

3.309.402 Muros de Alcantarillas. Los muros de alcantarillas deberán tratarse desde el punto de vista estético, solamente si quedan al alcance de la vista de los usuarios.

3.309.5 PLANTACIONES

3.309.501 Diseño de Plantaciones para Caminos. El diseño de plantaciones se divide en dos gruesas categorías: la paisajista y la funcional. La primera con fines primordialmente estéticos; la segunda para contribuir a la mejor operación, seguridad y mantenimiento del camino.

3.309.502 Paisajismo

3.309.502(1) Aspectos Generales. Consiste esta técnica en diseñar el camino como una parte integral del paisaje y desarrollar las márgenes para el mejor aprovechamiento y gozo del usuario. Este objetivo se logra a través de tres características principales: formas topográficas armoniosas, césped continuo y bien mantenido, y árboles y arbustos atractivos.

3.309.502(2) Areas Urbanas. El paisajismo se aplica casi exclusivamente en áreas urbanas con el objeto de preservar y mejorar el valor de la propiedad afectada por el proyecto, siendo secundario el papel funcional. Desde el punto de vista estético los árboles del mejoramiento se unen a los que generalmente existen en las zonas urbanas para disminuir la prominencia de los edificios en el panorama.

3.309.502(3) Enlaces a Intersecciones. El efecto de los árboles y arbustos es más destacado en los enlaces e intersecciones que en ninguna otra parte del camino. Ellos contribuyen a subordinar los macizos elementos de las estructuras y a convertir las extensas áreas requeridas por el diseño de los enlaces en parque que benefician la comunidad. Igualmente los taludes de las rampas deberán ser cubiertos con césped o con enredaderas aunque para ello sea necesario proveerlos de sistemas de regadío.

3.309.503 Plantaciones Funcionales

3.309.503(1) Control de la Erosión. Las plantaciones han probado ser muy eficientes en esta función. Para taludes con fuerte inclinación se recomiendan las enredaderas y para pendientes menores al césped. En zonas rurales es preferible escoger las variedades de plantas, arbustos o árboles propios del lugar.

3.309.503(2) Control de la Nieve y la Arena. Es conocido el fenómeno del depósito de nieve y arena sobre los caminos, cuando el viento que los arrastra disminuye de velocidad después de pasar sobre un obstáculo. Los depósitos de arena son más corrientes en nuestro país que los primeros y de efectos mucho más permanentes. En atención a lo complejo del problema cada caso deberá ser estudiado en particular. En este capítulo nos referiremos únicamente a los métodos que tienen que ver con plantaciones.

Las barreras de árboles y arbustos tienen aplicación tanto para el control de la nieve como de la arena. Estas se pueden colocar a sotavento o a barlovento dependiendo de la conformación del terreno y de la distancia de la calzada al obstáculo. Como instrucción general podemos decir que hay que acelerar el viento sobre la calzada para impedir el depósito de los elementos de suspensión, lo que se logra haciendo más aerodinámica las formas de movimiento de tierras, además de la formación de barreras en la ubicación conveniente. Esto significa disminuir los taludes de terraplenes y cortes a sotavento y colocar las barreras al otro lado del camino, o si se pone al mismo lado de donde soplan los vientos prevaecientes, recordar que los depósitos se forman después de la barrera por lo que ésta deberá estar alejada de la calzada quince a veinte veces su alto, para que las acumulaciones de arena o nieve no la invadan.

3.309.503(3) Plantaciones para Guiar el Tránsito. Se utilizarán hileras de árboles en el lado exterior de las curvas pronunciadas para advertir al conductor el cambio de dirección. Se usarán también en las curvas verticales para advertir, a través de la disminución de altura de los árboles al costado del camino que se aproxima una bajada y apreciar su probable pendiente. Esta técnica tiene menos significación en los caminos de alta velocidad, donde se requiere curvas de gran radio y alta visibilidad y donde los árboles tienen que estar alejados a una distancia segura de la calzada. En estos casos las plantaciones se usarán para enfatizar los lugares de conflicto, colocándolos en el ángulo de vías divergentes, o para contrastar los obstáculos y barreras de contención.

3.309.503(4) Plantaciones como Barreras. Tienen como objeto ocultar panoramas desagradables, amortiguar ruidos y evitar el deslumbramiento de los faros en los caminos con medianas estrechas. Las dos primeras técnicas son recomendables, especialmente en las ciudades. La tercera tiene sus inconvenientes, porque para este objeto hay que usar arbustos que son difíciles de mantener y que se llenan de papeles y otras basuras. Por otra parte una faja continua de arbustos conspira en contra de la estética paisajista.

3.309.504 Criterios Generales Para Plantaciones. A partir de los principios generales que hemos señalado se establecen las normas que siguen para las plantaciones que se efectúen en los proyectos de carreteras, las cuales cumplen con las funciones descritas en 3.309.5.

3.309.504(1) Plantaciones de Arboles en Hileras Exteriores a la Calzada

3.309.504(1) a) Disposición Respecto al Eje Longitudinal. La distancia entre árboles se establecerá con la Tabla 3.309.504(1).A.

**TABLA 3.309.504(1).A
DISTANCIA ENTRE ARBOLES EN HILERAS DISPUESTOS EN LOS COSTADOS
DE CARRETERAS Y CAMINOS**

Arboles de troncos de diámetro mayores de 0,5 m.	20 m
Arboles de troncos de diámetro menores de 0,5 m.	16 m

La longitud mínima de la hilera será de 500 m salvo las interrupciones a que obliguen los párrafos siguientes:

- i) Las hileras deberán interrumpirse a la distancia de parada de las intersecciones de caminos.
- ii) Para permitir la vista de un determinado paisaje, deberán interrumpirse por una distancia mínima equivalente a 30 seg. de viaje a la velocidad de diseño.
- iii) No se plantarán árboles cuando las carreteras atraviesen plantaciones de frutales o bosques.

3.309.504(1) b) Disposición Respecto a la Sección Transversal. Las hileras se colocarán a distancias que cumplan con los criterios de "Zona Despejada". En todo caso, en caminos con velocidad de proyecto inferior a 60 km por hora y un T.M.D.A. inferior a 200 veh/día los árboles no podrán estar a menos de 3 m del borde de la plataforma. En los caminos con velocidad e intensidad de tránsito mayores, esta distancia aumentará como mínimo a 5 m del borde de la plataforma.

3.309.504(2) Plantaciones de Arboles en Grupo. Tienen por objeto quebrar la monotonía de las hileras, y aprovechar fajas de antiguos trazados o expropiaciones de parcelas que queden aisladas por el camino, para crear zonas de esparcimiento o con fines estéticos. La distancia mínima al camino es la fijada en el Numeral 3.309.504(1). El tipo de árboles y su distanciamiento entre sí depende de la finalidad del proyecto (estacionamiento, mirador, acondicionamiento de un monumento, etc.)

3.309.504(3) Plantaciones de Arbustos y Matas Paralelas al Eje del Camino

3.309.504(3) a) Disposición en Sentido Longitudinal. Las plantas pueden disponerse en forma continua formando un seto. Si se colocan aisladas hay que evitar el colocarlas en forma alineada a distancias fijas, porque se produce un silbido molesto con el desplazamiento del aire por los vehículos. En general no se recomiendan los setos continuos en las medianas, por la basura que acumulan y porque pueden ocasionar accidentes al emerger súbitamente, un animal suelto o un peatón.

3.309.504(3) b) Disposición Respecto a la Sección Transversal. Las plantaciones dejarán completamente libre las bermas y se tomarán las precauciones necesarias para que las raíces no afecten los drenes de las subbase y la evacuación de las aguas superficiales.

3.309.504(3) c) Plantas en la Mediana. En la mediana se plantarán solamente arbustos o hierbas, en ningún caso árboles cuyos troncos sobrepasen un diámetro de 0,1 m en su madurez, salvo en los ensanchamientos de la mediana en zonas rurales con fines estéticos, en cuyo caso la distancia de los árboles de mayor diámetro deberán cumplir las disposiciones del Numeral 3.309.503(1).

La altura de las plantaciones dependerá del ancho de la mediana. Sin embargo, cuando el problema de deslumbramiento sea el objeto principal, su altura deberá ser como mínimo de 1,5 m decreciendo su altura paulatinamente hasta excluir la arborización en una distancia equivalente a 1,5 Dp en los extremos de la mediana que anteceden las aberturas para cruces y giros a la izquierda. Desde el punto de vista estético y psicológico se recomienda que las plantaciones no oculten completamente la calzada opuesta ni creen la sensación de pared. En todo caso se deberá verificar el despeje lateral requerido para evitar obstrucciones a la visibilidad en curvas al momento de especificar la posición de los arbustos, los que por este concepto en general no son recomendables en Mediana de menos de 9,0 m de ancho.

3.309.504(4) Normas Generales para Plantíos

3.309.504(4) a) Seguridad de Tránsito. En ningún caso se debe subordinar la seguridad del tránsito (distancias de visibilidad, eventuales choques con objetos fijos, etc.) a consideraciones de orden estético o funcional.

3.309.504(4) b) Conservación del Gálibo. La posición y alcance de las ramas de los árboles permitirán en todo caso la permanencia del gálibo de diseño del camino.

3.309.504(4) c) Señales de Tránsito. Las plantaciones no deben ocultar la señalización de tránsito.

3.309.504(4) d) Soleamiento. En zonas húmedas o de frecuentes heladas se evitará colocar las plantaciones de modo que formen superficies sombreadas permanentemente, que impidan el rápido secado o deshielo del pavimento.

3.309.504(4) e) Conservación Mecanizada. Para poder mantener en forma económica las superficies cubiertas con pasto, es necesario hacer las siembras y plantíos de modo que permitan el acceso de equipo mecanizado.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.400 INTERSECCIONES

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.400 INTERSECCIONES

SECCIÓN	3.401 ASPECTOS GENERALES
3.401.1	DEFINICIONES Y REFERENCIAS BÁSICAS
3.401.2	CAMPOS DE INFLUENCIA Y APLICACIÓN
3.401.3	ESTRUCTURA DEL PROBLEMA Y DEL CAPÍTULO 3.400
SECCIÓN	3.402 FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE UNA INTERSECCIÓN
3.402.1	ASPECTOS GENERALES
3.402.2	FACTORES HUMANOS
3.402.3	CONSIDERACIONES DE TRÁNSITO
3.402.301	Aspectos Generales
3.402.302	Elección del Vehículo Tipo <i>(1) Vehículo Liviano (L)</i> <i>(2) Camiones y Buses (C)</i> <i>(3) Vehículo Articulado (VA1)</i> <i>(4) Vehículo Articulado (VA2)</i>
3.402.303	Demanda y Modelación
3.402.304	Elección del Tipo de Control <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Criterios de Selección</i> <i>(3) Análisis del Tránsito</i> <i>(4) Modelación de Intersecciones</i>
3.402.305	Intersecciones sin Semáforos <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Tramos de Trenzado o Entrecruzamiento</i>
3.402.4	ELEMENTOS FÍSICOS
3.402.401	Topografía, Entorno y Paisaje
3.402.402	Las Vías a Intersectar
3.402.5	ANTECEDENTES ECONÓMICOS

SECCIÓN	3.403 ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN TIPO
3.403.1	ASPECTOS GENERALES
3.403.2	DENOMINACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE INTERSECCIONES
3.403.3	TIPOS Y EJEMPLOS DE INTERSECCIONES FRANCAS
3.403.301	Intersección no Canalizada, Simple
3.403.302	Ensanches en la Sección de los Accesos al Cruce
3.403.303	Intersecciones Canalizadas <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Canalización de Empalmes, Islas Divisorias y Vías de Giro</i> <i>(3) Canalización de Intersecciones</i>
3.403.304	Intersecciones en Estrella
3.403.305	Intersecciones Rotatorias
SECCIÓN	3.404 DISEÑO GEOMÉTRICO DE UNA INTERSECCIÓN
3.404.1	ASPECTOS BÁSICOS DEL TRAZADO
3.404.101	Preferencia de los Movimientos más Importantes
3.404.102	Reducción de las Áreas de Conflicto
3.404.103	Perpendicularidad de las Trayectorias Cuando se Cortan
3.404.104	Separación de los Puntos de Conflicto
3.404.105	Separación de los Movimientos
3.404.106	Control de la Velocidad
3.404.107	Control de los Puntos de Giro
3.404.108	Creación de Zonas Protegidas
3.404.109	Visibilidad
3.404.110	Previsión
3.404.111	Sencillez y Claridad
3.404.2	DISTANCIAS DE VISIBILIDAD
3.404.201	Aspectos Generales
3.404.202	Visibilidad y Distancia de Parada en Intersecciones
3.404.203	Triángulos de Visibilidad
3.404.204	Triángulo Mínimo de Visibilidad
3.404.205	Señalización de Intersecciones <i>(1) Primer Caso: Intersección Regulada por Signo "CEDA EL PASO" que Exige Distancias de Parada antes del Cruce</i> <i>(2) Segundo Caso: Intersección en que los Vehículos de una Carretera que Acceden al Cruce deben Detenerse por Señalización</i>
3.404.206	Efecto del Esviaje del Cruce en el Triángulo de Visibilidad
3.404.207	Influencia de las Gradientes en la Visibilidad del Cruce
3.404.208	Cruces a Nivel con Vías Férreas <i>(1) Alineamiento Horizontal</i> <i>(2) Alineamiento Vertical</i> <i>(3) Sección Transversal</i> <i>(4) Ilustración gráfica de los Cruces a Nivel con Vías Férreas</i>

- 3.404.3 TRAZADO EN PLANTA DE LAS VÍAS DE LA INTERSECCIÓN**
- 3.404.301 Aspectos Generales**
- 3.404.302 Trazados Mínimos Absolutos de Bordes en Giros sin Canalizaciones**
- 3.404.303 Trazados Mínimos Absolutos de Curvas en Intersecciones Canalizadas Ramales $V_p \leq 15$ km/h**
- 3.404.304 Ramales de Intersecciones para $25 \leq V_p \leq 65$ km/h**
- 3.404.305 Curvas de Enlace y Curvas Compuestas en Intersecciones.**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Uso de Clotoides*
 - (3) Curvas Compuestas*
 - (4) Combinación de más de dos Curvas*
 - (5) Ejemplo de Aplicación.*
- 3.404.306 Anchos de Calzada en Ramales de Giro**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Anchos de Pavimentos en Ramales de Giro*
 - (3) Bermas o Espacios Adyacentes al Pavimento del Ramal de Giro*
- 3.404.307 Pistas de Cambio de Velocidad**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Pistas de Aceleración*
 - (3) Pistas de Deceleración*
 - (4) Pistas Centrales de Deceleración*
- 3.404.308 Cruces a través de la Mediana**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Abertura Mínima de la Mediana en Zona de Cruce*
 - (3) Trazados Alternativos para Rematar la Mediana Interrumpida*
 - (4) Trazados Mínimos para Giros a la Izquierda*
 - (5) Trazados por Sobre los Mínimos para Giros a la Izquierda*
 - (6) Medianas Ensanchadas para Cruces por Etapas*
 - (7) Giros en U en tomo a la Mediana*
 - (8) Ancho de la Mediana y Tipo de Maniobra Asociada al Giro en U*
 - (9) Aplicación de los Trazados para Medianas Abiertas a las Islas Divisorias en Intersecciones*
- 3.404.4 TRAZADO EN PLANTA DE ISLAS Y PISTAS CANALIZADAS**
- 3.404.401 Aspectos Generales**
- 3.404.402 Tipos de Islas**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Islas Divisorias*
 - (3) Islas de Canalización o de Encauzamiento*
 - (4) Islas - Refugio*
- 3.404.403 Tamaño y Trazado de Islas**
- 3.404.404 Delineación de las Islas**
- 3.404.405 Diseños para Terminales de los Ramales de Giro**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Terminales de Salida*
 - (3) Terminales de Entrada*
- 3.404.5 DEFINICIÓN EN ELEVACIÓN**
- 3.404.501 Aspectos Generales**
- 3.404.502 Caso de una Plataforma Unica**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Prolongación de Superficies Existentes*
 - (3) Recrecimientos*
- 3.404.503 Caso de Eje Independiente**
 - (1) Aspectos Generales*
 - (2) Zonas de Empalmes*

3.404.6	DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES
3.404.601	Aspectos Generales
3.404.602	Relación entre Radios y Peraltes en Función de la Velocidad de Proyecto
3.404.603	Transición de Peralte
3.404.604	Condiciones de la Arista Común a la Carretera de Paso y al Ramal de Giro
3.404.7	INTERSECCIONES ROTATORIAS O ROTONDAS
3.404.701	Aspectos Generales
3.404.702	Ventajas y Desventajas
3.404.703	Elementos de Diseño de Rotondas
	<i>(1) Trazado en Planta</i>
	<i>(2) Trazado de los Accesos</i>
	<i>(3) Calzada Circular o Anillo de la Rotonda</i>
	<i>(4) Carriles Segregados para Giros a la Derecha</i>
	<i>(5) Pendiente Longitudinal</i>
	<i>(6) Pendiente Transversal</i>
3.404.704	Aspecto Estético del Trazado
3.404.705	Señalización, Demarcación de Pavimento e Iluminación
3.404.706	Capacidad en Rotondas

CAPITULO 3.400 INTERSECCIONES

SECCION 3.401 ASPECTOS GENERALES

3.401.1 DEFINICIONES Y REFERENCIAS BASICAS.

El término intersección se usa aquí para denominar, en forma general, a los dispositivos viales en los que dos o más carreteras se encuentran en un mismo nivel, produciéndose cruces y cambios de trayectorias de los vehículos que por ellas circulan.

Cuando se alude a cada una de las partes de las vías convergentes, en el entorno de sus cruces, se habla de "rama de la intersección". Se considera que una rama es tal a partir del punto en que el perfil tipo de la carretera acusa la primera variación, en planta o elevación, destinada a permitir o favorecer alguna de dichas maniobras de cruce o de cambio de dirección.

Si un conflicto de cruce se resuelve mediante desnivelación de vías, el dispositivo es llamado "enlace". En el Capítulo 3.500 del presente Volumen se instruye acerca de aquellas materias complementarias a las del presente Capítulo 3.400, que son propias de esa forma de solución.

La Figura 3.401.1.A muestra las principales superficies que configuran una intersección.

FIGURA 3.401.1.A
PRINCIPALES SUPERFICIES QUE CONFIGURAN UNA INTERSECCIÓN

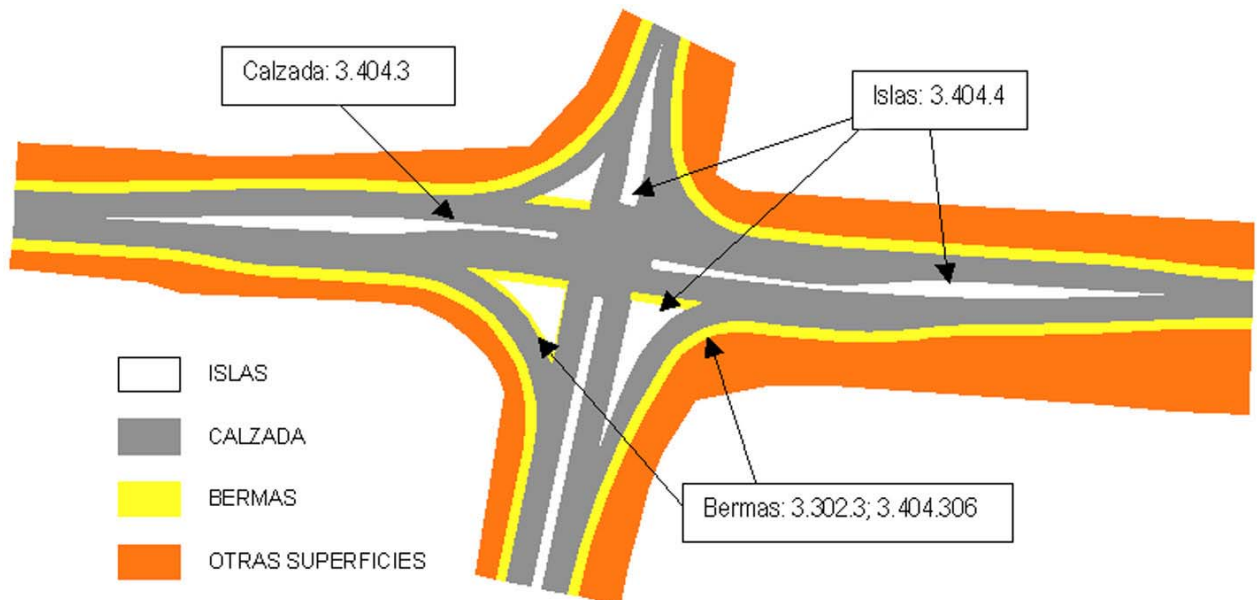
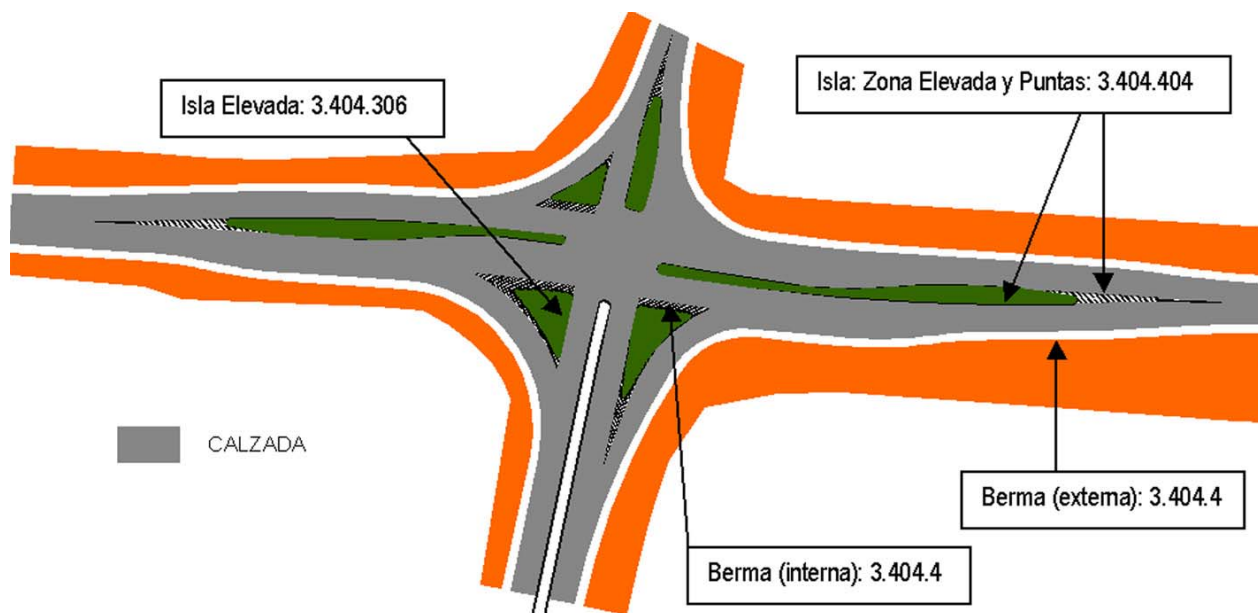


FIGURA 3.401.1.B
CALZADA, BERMAS Y SUPERFICIES DE CAPA DEMARCADA



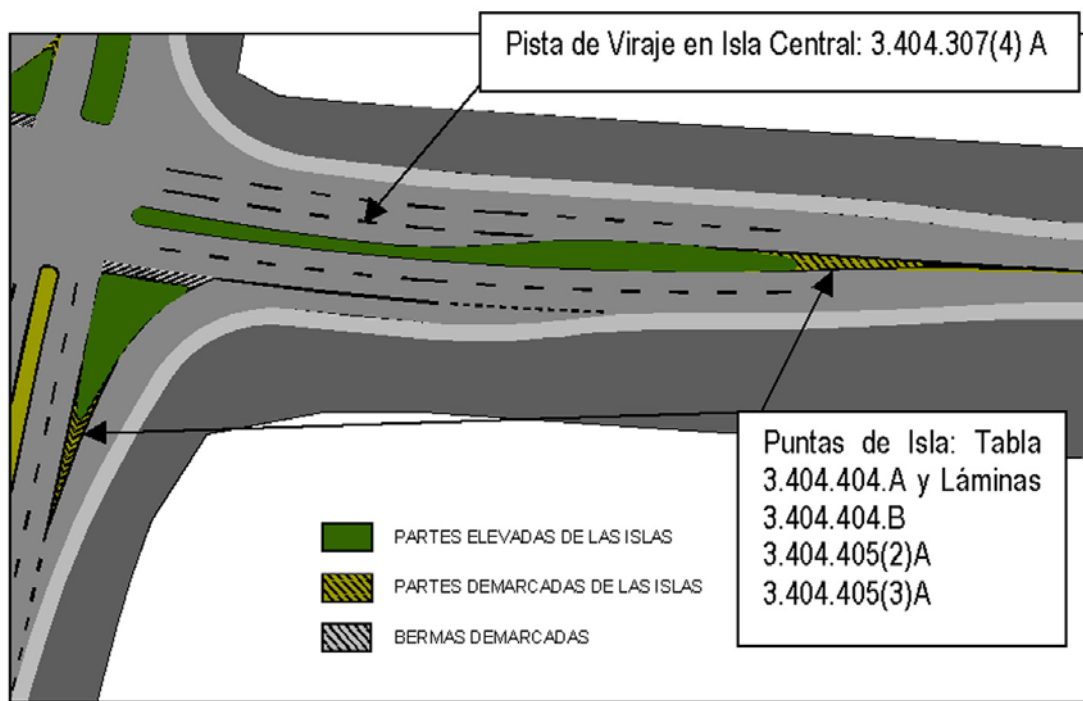
Calzada: Es la superficie pavimentada utilizada normalmente por los vehículos para efectuar todos los movimientos permitidos en el área de la intersección. Excluye por lo tanto las bermas y las superficies de capas demarcadas (Figura 3.401.1.B). Esta definición se aplica al caso de las intersecciones y no impide el uso del mismo término para aludir a partes de esta superficie única (calzada norte, calzada de ramal).

Bermas: Superficies tratadas, adyacentes a la calzada, libres de obstáculos, que pueden ser invadidas por los vehículos en maniobras ocasionales. En las intersecciones se distingue bermas externas, que dan continuidad a las de las ramas, y las internas, que suelen bordear las islas. Estas últimas requieren demarcación, y todas aportan a la seguridad y evitan la reducción de capacidad asociada a la presencia de obstáculos laterales en las vías.

Islas: Son las superficies que quedan inmersas en la calzada, resultantes de la especialización y delimitación de partes de esta última para atender los distintos movimientos que se producen en una intersección.

Los límites de una isla se materializan con demarcación intensiva y con soleras montables que definen una zona elevada dentro de su superficie total. Las islas dan refugio ocasional a peatones y a vehículos que ejecutan maniobras de espera y giro, y favorecen la lectura de la vialidad a todos los vehículos. Debe tratarse como un dispositivo de seguridad. En zona de intersecciones, los bandejones y medianas operan y son consideradas, para efectos de diseño, como islas.

**FIGURA 3.401.1.C
DETALLE DE ISLAS**



Otras superficies que completan la faja pública: su diseño no es específico de la intersección (ver Figuras 3.301.1.A y 3.301.1.B).

Sobreanchos de Plataforma (SAP): Recrecimiento de terraplenes y bases, que forma bandas exteriores a las bermas.

Talud de terraplén: Explanadas inclinadas entre los límites de la plataforma (borde exterior del SAP) y el terreno, natural o sin su capa vegetal.

Taludes de plataforma en corte: Explanadas inclinadas entre los límites de la plataforma y el borde de la cuneta existente al pie del corte.

Talud de corte: Explanadas inclinadas entre los bordes superiores de las excavaciones y el borde de la cuneta existente al pie del corte. Puede incluir "bancos en corte".

Cunetas y fosos, contrafosos: Planos compuestos para funciones de desagüe superficial, situados al pie de los cortes y terraplenes, y en la coronación del corte, respectivamente.

Huelgas: Las franjas de ancho variable que separan fosos y contrafosos de pies de terraplenes o cabeceras de corte, respectivamente, y las que completan la franja pública hasta su límite oficial.

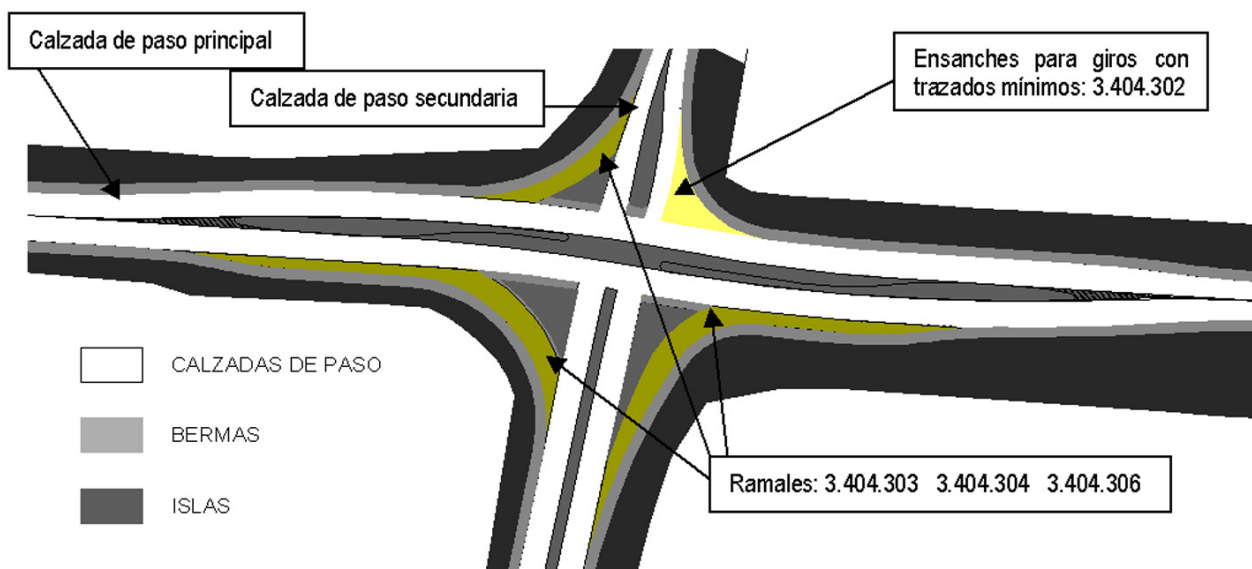
Otras: En zonas donde la actividad peatonal sea significativa, puede existir veredas, reemplazando o no a las bermas. La presencia de peatones genera modificaciones en las superficies de calzadas, islas y veredas, como ensanches para detenciones en paraderos, rebajes de solera asociados con rampas de cortesía, y rebajes a través de islas elevadas para cruces peatonales al mismo nivel de la calzada.

Unidades principales reconocibles en las calzadas de las intersecciones:

Calzadas de paso: las superficies que dan continuidad, a través del área de la intersección, a las pistas tipo de las vías confluentes, y que excluyen a aquellas otras que se generan en la intersección y a las que

en ella se discontinúan. Conviene distinguir la calzada de paso principal de las calzadas de paso secundarias (Figura 3.401.1 D).

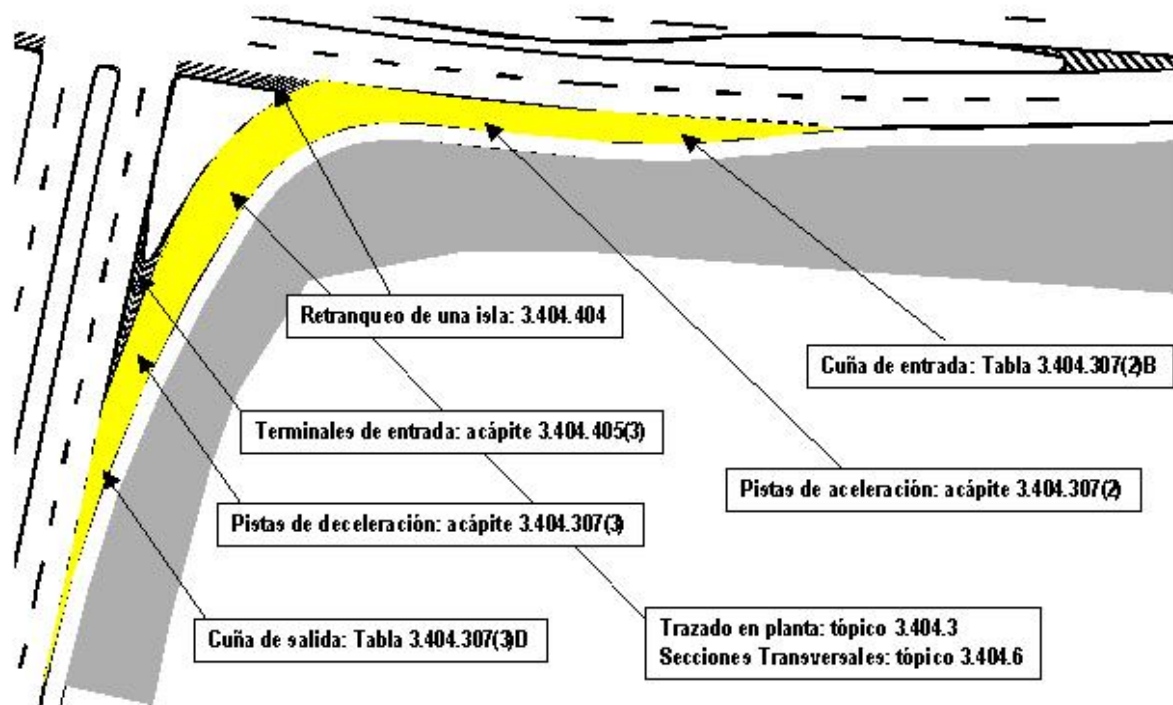
FIGURA 3.401.1.D
CALZADAS DE PASO, PRINCIPALES Y SECUNDARIAS



Ensanches para giros: ampliación común a dos calzadas de paso, provista para facilitar virajes desde una hacia otra. Son superficies de forma aproximadamente triangular, con dos lados coincidentes con los bordes exteriores de dichas calzadas de paso y un lado curvo que se diseña atendiendo a la trayectoria de los vehículos que giran (Figura 3.401.1.D).

Ramales: ampliaciones de la calzada de paso que en las intersecciones son diseñadas para acoger y facilitar las maniobras de cambio de dirección (Figuras 3.401.1.D y E).

FIGURA 3.401.1.E
ELEMENTOS DE DISEÑO DE UN RAMAL DE UNA INTERSECCIÓN



Pistas de giro centrales: carriles alojados en islas centrales, que son generadas para tal efecto en las intersecciones o bien medianas que en éstas cumplen la función de islas [Láminas 3.401.1.C y 3.404.307(4).A].

Bermas exteriores: las que dan continuidad funcional, a través del área de la intersección, a las bermas de las vías confluentes (Lámina 3.401.1.B).

Bermas interiores: los tramos discontinuos de berma que, inmersos en la calzada, son proyección exacta o adaptada de las bermas exteriores, o aparecen como berma izquierda de los ramales de la intersección.

3.401.2 CAMPOS DE INFLUENCIA Y APLICACION

Hay que tener en cuenta que una intersección forma parte de un sistema vial, por lo que su diseño depende de las características de dicho sistema, a la vez que afecta el funcionamiento del mismo. Las Intersecciones también pueden condicionar la clasificación de las vías comprometidas, que pueden ser:

- Autopistas
- Autorrutas
- Carreteras Primarias
- Caminos Colectores
- Caminos Locales
- Caminos de Desarrollo

En las tres primeras interesa la continuidad de tránsito en forma primordial. Para lograr este objetivo se debe recurrir al control de accesos, en forma total en el caso de autopistas y con restricciones en el caso de las autorrutas y los caminos primarios.

De aquí se desprende que en las Autopistas no deberán proyectarse intersecciones sino enlaces, y que aquellas deberán ser planificadas cuidadosamente en las vías con control parcial de accesos.

En las otras clases interesa como consideración primaria el acceso y servicio de la tierra adyacente, postergando a un segundo término la continuidad del flujo.

De aquí se puede deducir que se debe determinar claramente el interés que se desea servir principalmente y con esa base definir los elementos constitutivos, entre ellos las Intersecciones.

Las normas de diseño contenidas en este capítulo se aplicarán fundamentalmente a los dispositivos que correspondan a la definición enunciada en el Tópico 3.401.1. Sin embargo, las intersecciones a distinto nivel -que aquí serán denominadas Enlaces - suelen presentar elementos a los que se pueden aplicar los criterios y normas del presente Capítulo 3.400. Cuando tal cosa suceda, se harán oportunas referencias.

3.401.3 ESTRUCTURA DEL PROBLEMA Y DEL CAPITULO 3.400

El cruce de dos vías en un mismo nivel da origen, en menor o mayor grado, a un punto de discontinuidad para ambos. Los cruces entre vehículos, así como los movimientos de giro que allí ocurren, generan una serie de puntos de conflicto, que pueden ser minimizados o atenuados mediante un diseño especial y cuidadoso de toda la zona comprendida por la intersección.

Al problema de ingeniería así planteado debe buscársele una solución que combine acertadamente respuestas técnicas a los requerimientos del servicio (fluidez, agrado y, por sobre todo, seguridad), con los imperativos que se desprenden de la realidad económica y del respeto a la estética ambiental.

El proceso de ejecución de tal diseño puede ser descrito mediante el siguiente diagrama simplificado:



Cada uno de los niveles del diagrama (a, b, c, d y e), se describe a continuación:

- a) Etapa en que se estudian los antecedentes mencionados. Para mayores detalles, véase Sección 3.402.
- b) Usando como base planos topográficos a escalas 1:1.000 o superior, o material aerofotogramétrico, se deben preparar esquemas de posibles soluciones. Estas se deben estudiar tanto en planta como en perfil, considerando diferentes diseños alternativos que se adapten a los antecedentes antes citados.

- c) Luego se deben estimar los costos y los beneficios de las distintas alternativas contempladas, para compararlas no sólo teniendo en cuenta sus virtudes como soluciones técnicas del problema, sino que también desde el punto de vista económico.
- d) Una vez en posesión de todos los elementos de juicio relativos al servicio y a la rentabilidad de las inversiones, se decide la solución que mejor concilie ambos términos. Esta decisión y su justificación, así como otras alternativas posibles, deben ser entregadas a la autoridad competente para que resuelva sobre la solución definitiva.
- e) Teniendo una solución adoptada y aprobada, se podrá ejecutar el proyecto final que especifique completamente el diseño con todos sus elementos y obras anexas.

Sea cual sea el número de alternativas que se estudie, el proceso diagramado presenta tres etapas básicas, que se suceden en el tiempo: estudio de factores concurrentes al problema, Diseño preliminar y evaluación de alternativas y proyecto. El presente Capítulo 3.400, Intersecciones, ha sido estructurado según un esquema que reproduce de alguna manera esa sincronía, con el fin de facilitar su manejo y entendimiento. Consecuentemente, su cuerpo principal vendrá dividido en las siguientes secciones:

- 3.402 Factores a Considerar en el Diseño de Intersecciones.
- 3.403 Elección de la Solución Tipo.
- 3.404 Definición Geométrica de la Intersección.

La definición geométrica de una intersección es la actividad central de su diseño físico. Es una actividad inseparable del diseño operacional del dispositivo y en torno a ella se desarrolla una serie de estudios que convergen, de manera interrelacionada, al proyecto final. Los más frecuentes de estos estudios tienen relación con las siguientes prácticas: hidrología, drenajes y desagües; diseño de estructuras, pavimentos y revestimientos; seguridad, señalización y control; paisajismo, y servicios públicos en cualquiera de sus formas.

SECCION 3.402 FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE UNA INTERSECCION

3.402.1 ASPECTOS GENERALES

El objetivo principal del diseño de intersecciones es reducir la probabilidad y severidad de los conflictos que naturalmente pueden producirse entre peatones, bicicletas, automóviles, camiones, buses y los elementos verticales presentes en el dispositivo. Además, debe aportar a la conveniencia, facilidad y confort de sus usuarios; para lo cual el diseño debe ajustarse lo mejor posible a las trayectorias y características operacionales de los mismos.

La primera etapa del proyecto de una intersección consiste en la producción, análisis, interpretación y por último consideración o uso de una serie de datos, circunstancias y criterios que constituyen un cuerpo de factores concurrentes a la elección de un tipo de intersección específico entre los muchos posibles, y a su diseño.

Estos factores se agrupan en cuatro categorías básicas, que darán origen a los Tópicos que continúan la presente sección. Estos Tópicos, ordenados más o menos según lo que podrían ser etapas sucesivas dentro del proyecto general, son:

- 3.402.2 Factores Humanos.
- 3.402.3 Consideraciones de Tránsito.
- 3.402.3 Elementos Físicos.
- 3.402.5 Factores Económicos.

Se insiste en el hecho que esta división constituye una hipótesis útil para ordenar y enfrentar el trabajo, pero se recuerda que en la práctica estos factores se imbrican unos con otros según una dinámica que el buen proyectista hace jugar constantemente a lo largo del proyecto.

Por último se advierte que la intención de la presente sección es dar una visión someramente descriptiva de estos factores. Los estudios que son necesarios para precisarlos y cuantificarlos deben ser desarrollados de acuerdo a las disciplinas y normas específicas existentes para cada caso.

3.402.2 FACTORES HUMANOS

Los principales factores humanos que intervienen y que hay que tener en cuenta en el diseño de intersecciones tienen que ver con las capacidades y los usos y hábitos de los conductores y transeúntes. Entre las primeras destacan la habilidad y rapidez para tomar decisiones y la velocidad de reacción una vez tomada una decisión. Entre los segundos, resultan relevantes los usos peatonal y ciclistico que se le da a la plataforma pública y las conductas habituales que se presentan en estos usos y en la elección de trayectorias. Por último, debe mencionarse un aspecto de otra índole, como son las expectativas de los conductores en relación al diseño de una intersección.

3.402.3 CONSIDERACIONES DE TRANSITO

3.402.301 Aspectos Generales. Los volúmenes de tránsito que acceden por separado a una intersección y que ejecutan las maniobras allí posibles, su distribución y la proyección que de estos movimientos debe hacerse para determinar las capacidades de diseño de sus unidades constitutivas; la composición de los flujos por tipo de vehículo, sus velocidades de operación y las peculiaridades de sus interacciones mientras utilizan el dispositivo; sus relaciones con peatones y ciclistas, y la experiencia que se tenga con respecto a los accidentes de tránsito, son los principales factores que condicionan la elección de la solución tipo y las características de los elementos geométricos con los que se definirá a la intersección.

La intersección de dos carreteras supone la utilización de una misma superficie por dos tránsitos distintos, lo que equivale a una discontinuidad en la circulación y, por consiguiente, constituye un punto crítico en la seguridad y capacidad de ambas carreteras.

Al proyectar una carretera con un determinado número de intersecciones, al igual que al reacondicionar las existentes en una vía de operación, deben tenerse en cuenta sus capacidades, ya que un subdimensionamiento de estas intersecciones puede invalidar la solución elegida o perjudicar el nivel de servicio de todo un tramo.

3.402.302 Elección del Vehículo Tipo. En las Láminas 3.005.5.A, B y C se encuentran descritas las características de los vehículos tipo que consulta este manual. Para el tratamiento de las intersecciones los vehículos allí descritos se agrupan en cuatro categorías, que son las siguientes:

- L = Vehículo Liviano: automóvil y camioneta.
- C = Camión: camión simple de 11,0 m y bus interurbano de 12,1 m ; 13,2 m y 14,0 m
- VA1 = Vehículo articulado corriente: tracto camión con semirremolque corriente.
- VA2 = Vehículo articulado especial: Tractocamión con semirremolque para automóviles.

3.402.302(1) Vehículo Liviano (L). Cubre los diseños mínimos para automóviles y camionetas. Está representado por el Tipo P de AASHTO (Lámina 3.005.5.A). Su utilización como vehículo tipo para el diseño debe reservarse sólo para aquellos casos en que el porcentaje de camiones que circulan sea muy bajo, que el espacio esté limitado o que la intersección sea de muy poca importancia. Los casos más frecuentes son:

- Vías Urbanas (bajo porcentaje de camiones y espacio limitado).
- Cruce de Carreteras Locales con Colectoras en que los movimientos de giro sean muy raros.
- Cruces de Carreteras Locales con muy poco tránsito.

Un vehículo tipo C, al hacer un giro mínimo diseñado para el vehículo L, podrá hacerlo invadiendo en parte las pistas adyacentes de entrada y/o salida. Si es posible, será preferible diseñar con el vehículo tipo C.

3.402.302(2) Camiones y Buses (C). Cubre los diseños mínimos para camiones (unidad simple) y buses interurbanos. Está representado por el Bus AASHTO (L = 12,1 m – Lámina 3.005.5.A). En 3.404.302 "Trazados Mínimos Absolutos de Bordes en Giros sin Canalización", se amplían los radios mínimos para dar cabida al Bus Interurbano de 13,2 y 14,0 m autorizado en Chile (Lámina 3.005.5.C). Su utilización como vehículo de diseño es, en la generalidad de los casos, el mínimo recomendable para los cruces de caminos rurales. Debe tenerse presente que en éstos el tránsito de vehículos tipo C es, por lo general, del orden o superior a 25% del tránsito total.

En áreas urbanas debe consultarse este vehículo tipo siempre que exista locomoción colectiva que utilice o que se prevea pueda llegar a circular por la intersección. Siempre que el porcentaje de C sea elevado, debe intentarse la superación de los límites que permite el vehículo tipo C.

Los buses interurbanos pueden inscribirse en un diseño tipo C sin problemas, y la generalidad de los VA lo pueden hacer con menos problemas que los que enfrenta un vehículo tipo C ante un diseño tipo L.

3.402.302(3) Vehículo Articulado VA1. Cubre los diseños mínimos para el tractocamión con semirremolque corriente. Está representado por valores intermedios de los vehículos AASHTO WB-15 (L = 16,7 m – Lámina 3.005.5.B) y WB-19 (L = 21,0 m), que dan cabida al semirremolque corriente de 18,6 m autorizado en Chile (Lámina 3.005.5.C). El vehículo VA1 debe ser elegido como vehículo tipo en aquellos cruces donde circulen o se prevea la presencia de tractocamiones con semirremolque corriente, que utilicen habitualmente y en número significativo los ramales de giro.

3.402.302(4) Vehículo Articulado VA2. Cubre los diseños mínimos del tractocamión con semirremolque para transporte de automóviles (L = 22,4 m) autorizado en Chile. Está representado por el semirremolque WB-20 de AASHTO (Lámina 3.005.B). El vehículo VA2 sólo regirá el diseño en forma excepcional, cuando se prevea presencia significativa de grandes remolques de más de veinte metros de longitud.

3.402.303 Demanda y Modelación. La demanda es la variable de tránsito más gravitante en el diseño de una intersección, puesto que la capacidad resultante de dicho diseño deberá satisfacerla; lo que implica el dimensionamiento en términos geométricos y estructurales de sus unidades constitutivas, la operación de semáforos si tal elemento de control existe y su coordinación si la intersección forma parte de un eje o una red así regulada.

Por otra parte, la satisfacción de la demanda está relacionada con las características que ésta presenta en el lugar y sus proyecciones, lo que relativiza y complica el problema. En efecto, como los conceptos de demanda y de nivel de servicio están ligados, es preciso establecer un nivel de servicio tolerable en el año de diseño para poder cifrar la oferta de vialidad que el diseño debe alcanzar, y esta

oferta debe tener en cuenta la composición de los flujos vehiculares futuros y la forma y cuantía en que se espera la presencia de bicicletas y peatones.

Actualmente existen herramientas computacionales que permiten modelar física y operacionalmente dispositivos viales. Los modelos operacionales, convenientemente calibrados para simular el funcionamiento presente, pueden también simular la operación de dichos dispositivos en las condiciones de demanda futuras. Esto permite predecir el consumo de tiempo y combustible en tales condiciones y por lo tanto comparar económicamente distintos proyectos con una situación base, y por lo tanto evaluar, en términos sociales, la rentabilidad de la inversión asociada a dichos proyectos.

Los mismos modelos son útiles para predecir los grados de saturación que las intersecciones, aisladas o en coordinación con otras, presentarán bajo las condiciones futuras de la demanda, razón por la cual resulta conveniente su utilización como herramientas de diseño.

En todo caso, como se desprende de lo dicho, el estudio de la capacidad de una intersección debe hacerse determinando el tipo de señalización que regulará el cruce. Una vez establecido este punto se puede abordar el problema del estudio de la capacidad de cada uno de los ramales de la intersección.

3.402.304 Elección del Tipo de Control

3.402.304(1) Aspectos Generales. La instalación de señales o semáforos en las intersecciones tiene por objeto evitar los conflictos entre el tránsito de vehículos o entre éste y la circulación de peatones. Para que estos dispositivos ejerzan la función para la que fueron proyectados, es necesario que se coloquen en aquellos lugares que reclamen su instalación y que en cada caso sea posible proceder a la elección del dispositivo más adecuado.

3.402.304(2) Criterios de Selección. La elección del dispositivo de control más adecuado en una intersección debe hacerse analizando detenidamente las características del tránsito, los movimientos de peatones y las estadísticas de accidentes.

3.402.304(3) Análisis del Tránsito. El análisis del tránsito que circula por la intersección requiere el estudio de los siguientes factores:

- Tránsito en la vía principal
- Tránsito en la vía secundaria incidente.
- Tiempos de llegada y salida de los vehículos en ambas vías (intervalo crítico).
- Porcentaje de vehículos retrasados en la vía secundaria por efectos del tránsito.

Los datos relativos a las intensidades de tránsito deberán ser tomados durante períodos de 12 horas que sean representativos de la situación normal en ambos accesos para un día tipo.

3.402.304(4) Modelación de Intersecciones La elección de un tipo de control para una intersección, asunto que involucra a su geometría, será en definitiva la aplicación de la experiencia, asistida ésta por análisis computacionales que permitan cuantificar los beneficios de los diseños en discusión. Los beneficios que se pueden calcular, usando los modelos más conocidos, provienen de comparar, para las alternativas planteadas, los tiempos de viaje. En el Tópico 1.402.9 del MC-V1 se introduce el modelo SIDRA como adecuado para calcular los distintos tiempos de demora generados por una intersección semaforizada (Numeral 1.402.902). Además, se incluyen métodos para calcular capacidades en intersecciones de prioridad [Numeral 1.402.903(1) literal (a)] y en rotondas [Numeral 1.402.903(1) literal (b)]. Para determinar demoras por interferencia vehicular en intersecciones de prioridad véase Numeral 1.402.903(2).

No obstante esto último, en el Numeral 3.404.706 Capacidad en Rotondas se resumen los criterios que se están aplicando a partir de investigaciones relacionadas con el modelo ARCADY.

3.402.305 Intersecciones sin Semáforos.

3.402.305(1) Aspectos Generales. La operación de una intersección (ver Tópico 3.404.2) sin semáforo supone que una de las vías que se cruzan tiene siempre prioridad sobre las demás y por consiguiente la capacidad de esta carretera principal debe calcularse como si no existiera intersección: es decir, como el caso de tránsito en condiciones ininterrumpidas. Únicamente se debe considerar el factor de giros a la izquierda para determinar si es o no necesario establecer una pista especial para este movimiento.

El criterio a seguir es que cuando el número de vehículos que giran a la izquierda en la hora punta es superior a 25 vehículos/hora, es necesario disponer de una pista adicional o, al menos, una zona de refugio y espera para este giro, con el fin de no interferir en el resto del tránsito.

3.402.305(2) Tramos de Trenzado o Entrecruzamiento. Un tramo de trenzado se define como aquella zona que se entrecruzan distintas corrientes de tránsito que siguen un mismo sentido de circulación. En la Lámina 3.402.305(2).A se muestra los principales tipos de trenzados. Las situaciones de este tipo se diseñan apuntando a que su nivel de servicio sea consistente con el de la carretera que lo contiene. El nivel de servicio en el tramo de trenzado depende de su longitud, número de pistas, grado aceptable de congestión y de la demanda por cada movimiento, en cuantía y distribución en los momentos analizados.

Los tramos de trenzado deben tener una longitud y un número de pistas basados en un nivel de servicio apropiado, de acuerdo a lo establecido en la Tabla 3.402.305(2).A.

Los tramos de trenzado pueden ser simples o múltiples. En la Figura I de la Lámina 3.402.305(2).B se muestra un ejemplo de tramo simple, en la que un empalme de entrada es seguido por un empalme de salida único. Un tramo múltiple consiste en dos o más tramos de trenzado simple que se superponen; también puede ser definido como aquel tramo de una calzada que tiene dos empalmes de entrada consecutivos seguidos cercanamente por uno o más empalmes de salida, o un empalme de salida seguido cercanamente por dos o más terminales de salida. Este último caso se muestra en la Figura II de la Lámina 3.402.305(2).B. Los fundamentos y detalles relativos al análisis requerido para diseñar tramos de trenzado deben ser consultados en el "Highway Capacity Manual", Special Report N° 209" (Transportation Research Board, Washington D.C., 1985, revisado 1994).

TABLA 3.402.305(2).A
GUIA PARA SELECCIONAR NIVELES DE SERVICIO PARA DISEÑO

TIPO DE CARRETERA	TIPO DE EMPLAZAMIENTO Y NIVEL DE SERVICIO APROPIADO			
	RURAL TERRENO PLANO	RURAL TERRENO ONDULADO	RURAL TERRENO MONTAÑOSO	URBANO Y SUBURBANO
EXPRESA	B	B	C	C
PRIMARIA	B	B	C	C
C - D	C	C	D	D
LOCAL	D	D	D	D

Fuente: "Highway Capacity Manual", Special Report N° 209" (Transportation Research Board, Washington D.C., 1985, revisado 1994)

3.402.4 ELEMENTOS FISICOS

3.402.401 Topografía, Entorno y Paisaje. El paisaje en general, con su topografía y elementos naturales y artificiales, y el carácter y uso del suelo colindante constituyen antecedentes físicos que pueden facilitar o dificultar el emplazamiento, la visibilidad, la canalización de los flujos vehiculares en forma económica, el drenaje, la compatibilidad estética y funcional de la obra con el entorno existente.

Para evitar problemas técnicos o de otro tipo, y las dificultades económicas consecuentes, es necesario contar con planos completos de planta y perfil de la faja de los caminos que se intersectan. Es conveniente, además, tener un levantamiento completo de las zonas adyacentes en el mayor radio que afecte la visibilidad del cruce y una descripción de los usos del suelo y las actividades presentes en ellos.

En general son preferibles las topografías llanas, que permitan rasantes suaves, sin obstáculos que dificulten la visibilidad mínima que necesitan los usuarios de la intersección para maniobrar, de acuerdo con las circunstancias del tránsito, en las vías que confluyen hacia ella.

Son deseables los relieves que faciliten un adecuado drenaje, debiendo evitarse sectores deprimidos que hagan necesarios desagües artificiales.

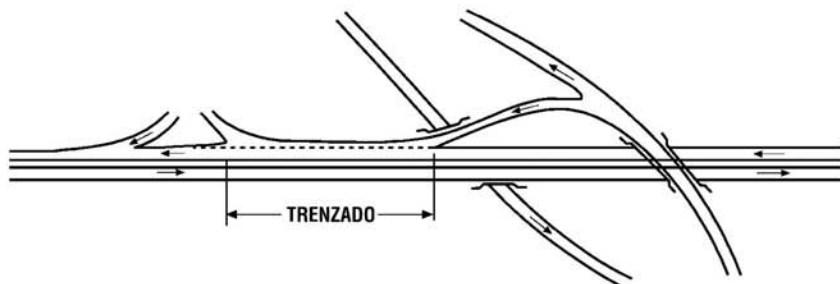
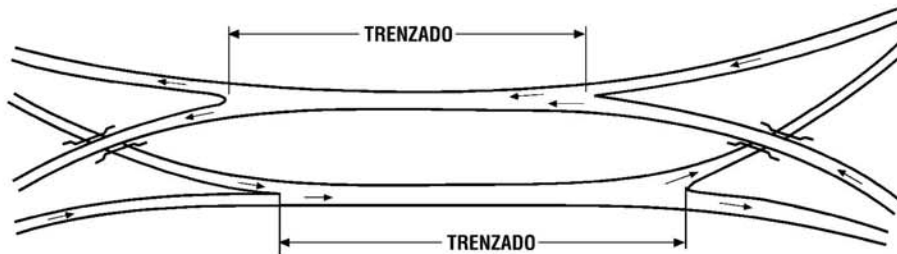
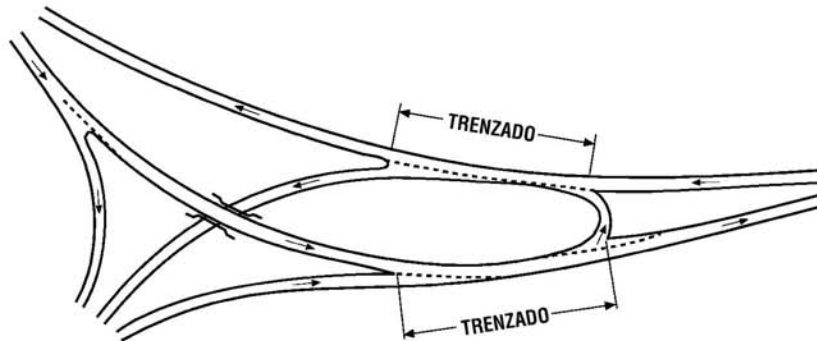
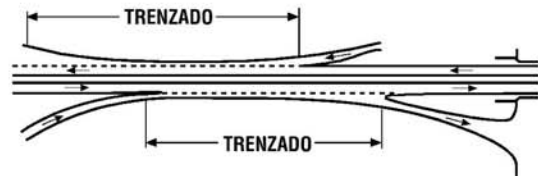
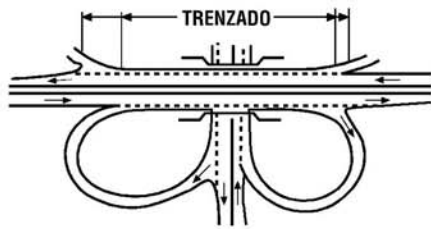


FIGURA I

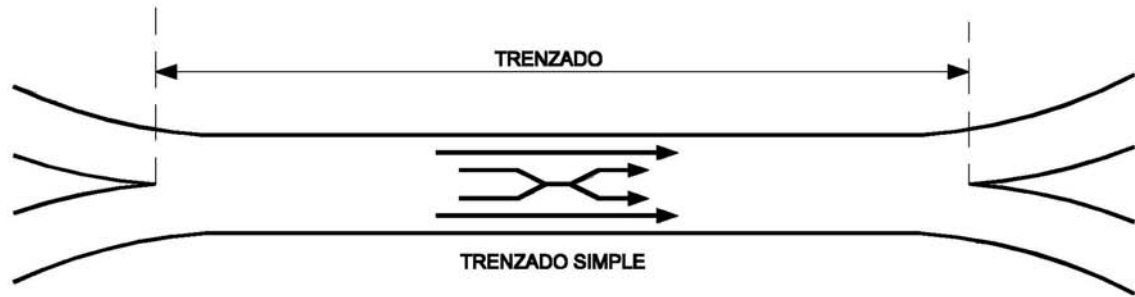
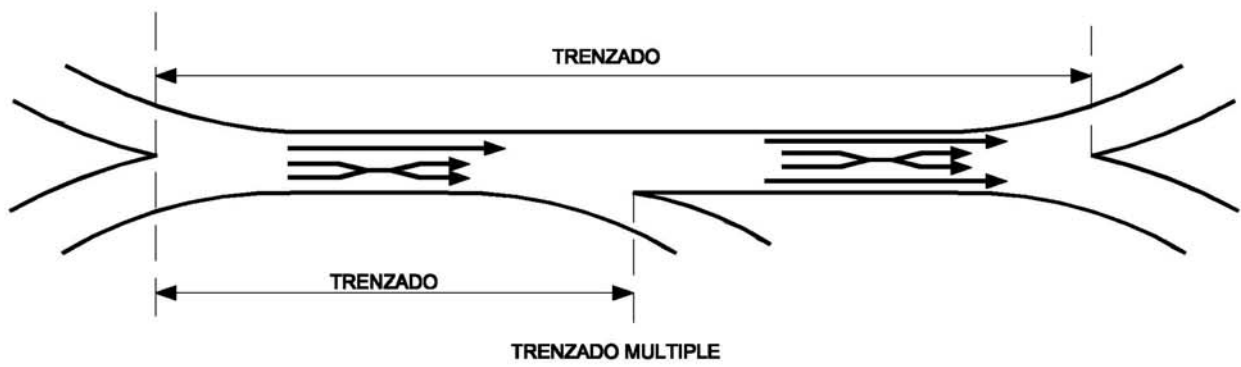


FIGURA II



Si una o más de las vías que se intersectan está(n) delimitada(s) por elementos naturales o artificiales (árboles, vallas, arbustos, etc.), éstos deben ser modificados, dejados intactos o eliminados para que no entorpezcan la visión y/o sirvan, según sea el caso, como elementos anunciadores de un punto singular para los usuarios de los otros itinerarios. Si la intersección puede ser divisada con antelación por los conductores, el proyectista deberá aprovechar esta circunstancia favorable.

En algunos casos, cuando se prevean puntas de tránsito en épocas determinadas del año y a las horas de salida y/o puesta del sol, es conveniente analizar la posición relativa del astro, en las horas y períodos pertinentes, con respecto a la orientación de la o las vías principales y/o a las direcciones en que miran los usuarios de la intersección al llegar al cruce.

3.402.402 Las Vías a Intersectar. Las vías a intersectar también constituyen antecedentes físicos: sus características materiales, sus disposiciones geométricas, las posibilidades de alterar su trazado y otras peculiaridades para adecuarlas a los propósitos del proyecto, son factores que pesan en la elección de la solución definitiva.

Es evidente que alterar la geometría de una o de todas las vías involucradas en una intersección supone un costo cada vez mayor, pero que las características del tránsito, sus proyecciones y la decisión de dar tal o cual servicio pueden justificar económicamente.

Las modificaciones pueden ser parciales o totales. Ejemplo de modificaciones parciales son la creación de medianas en las vías confluentes, el ensanche de las mismas si ya existían, el aumento del número de pistas en alguna de dichas vías, la modificación de la rasante por efecto de algún mejoramiento del pavimento, etc. Ejemplo de modificaciones totales son la derivación de alguna de las vías para intersectarla en mejores condiciones, o la modificación total de las plantas de las carreteras o caminos para producir condiciones de cruce óptimas.

Asociadas a estas intervenciones debe considerarse la existencia de otros elementos físicos propios de las vías y sus intersecciones, tales como pistas de cambio de velocidad, dispositivos de seguridad y control, iluminación, ciclovías, etc.

3.402.5 ANTECEDENTES ECONOMICOS

Los factores económicos que condicionen mayormente una solución son el costo de la construcción y los beneficios que ésta reporta. En aquellos proyectos que a juicio de la Dirección de Vialidad lo requieran, se debe justificar la rentabilidad estimada del proyecto a diseñar mediante un estudio técnico-económico en que se analicen las que a juicio de los especialistas involucrados parezcan ser las mejores alternativas de solución.

Entre los costos se debe considerar los efectos negativos secundarios del diseño propuesto - por ejemplo, los desbeneficios que sobre los usuarios o los habitantes de la zona del cruce representa la eliminación de ciertos movimientos-. También se debe incorporar al análisis de rentabilidad que asiste las decisiones de construir -aunque sea sólo como externalidades- los aspectos de índole ambiental que se encuentren involucrados en la zona afectada.

SECCION 3.403 ELECCION DE LA SOLUCION TIPO

3.403.1 ASPECTOS GENERALES

En el primero de los dos Tópicos que constituyen la presente sección se presenta una clasificación de Intersecciones según la forma y operación de las mismas en términos muy generales. En el segundo se describe varios tipos de Intersecciones, los cuales abordan según diversos esquemas de funcionamiento el problema fundamental que ellas deben resolver.

3.403.2 DENOMINACION Y CLASIFICACION DE INTERSECCIONES

Los tipos básicos de intersección se definen por el número de ramas confluentes y por su forma de operar con respecto a los conflictos de trayectorias.

Con respecto a lo primero, se llamará intersecciones francas, o simplemente intersecciones, a aquellas en las cuales al menos uno de los movimientos vehiculares se cruza con otro en un área reducida y predeterminada del dispositivo; a diferencia de lo que ocurre en las rotondas, donde los movimientos vehiculares que tienen distintos orígenes y destinos interactúan trenzando sus trayectorias a lo largo de un tramo anular del dispositivo. Unas y otras pueden ser de tres, cuatro o más ramas.

Cada uno de los tipos de intersecciones que resulta de combinar estos rasgos presenta, además, variaciones que dependen principalmente del tratamiento geométrico que reciban las vías en el área de confluencia. En efecto, la forma de resolver los conflictos de cruce, el ángulo en que se cortan las vías -esviaje- y la existencia o no de ensanches y canalizaciones determinan los tipos de intersecciones presentados sumariamente en la Lámina 3.403.2.A.

Que una intersección sea semaforizada no siempre es relevante para su diseño geométrico. Tal regulación hace aparecer en estos dispositivos velocidades de operación localmente nulas, pero ello no altera la necesidad de determinar velocidades de proyecto mayores que cero para todos los movimientos que se producen en las mismas, y estas velocidades determinan a su vez parámetros de diseño que son comunes a todas las intersecciones. Las variaciones que el uso de semáforos puede inducir en las dimensiones de algunas unidades constitutivas de las intersecciones no alteran, por lo general, lo esencial de los diseños. Es el caso de la longitud de almacenamiento para las pistas de viraje (Numeral 3.404.307), que en ciertos casos podría aumentar o disminuir, y también el de la generación de pistas adicionales en las líneas de parada, asociadas preferentemente a movimientos de viraje, las cuales podrían justificarse también sin la existencia de dicha forma de control.

Las intersecciones de tres ramas son, por lo general, la conexión terminal de una carretera (secundaria) con otra (primaria) que recibe o provee los flujos de la primera. Tal relación se manifiesta y es refrendada por la continuidad direccional de la carretera primaria y por sus flujos mayoritarios.

En la medida que estos rasgos sean claros se dice que la intersección es un empalme tipo "T". Si el ángulo de incidencia de la carretera secundaria sobre la primaria se hace 65° , si esta última presenta un cambio de dirección precisamente en el punto donde la secundaria empalma, o si ambas cosas se producen a la vez, suele decirse que la intersección es un empalme en "Y". Si a estas últimas características geométricas se agrega similitud de demanda en todos los pares orígenes-destino posibles en la intersección, es posible que se deba diseñar una rotonda.

En las intersecciones de cuatro ramas también se puede distinguir, por lo general, una vía primaria, con demanda y trazado predominante, y otra secundaria, cuya geometría aparece subordinada a la anterior y cuyos flujos, comparativamente menores, presentan una mayor componente de virajes hacia y desde la principal. Asimismo, si los flujos son parecidos en ambas vías, y además se tiene virajes a la izquierda relativamente equilibrados, se debe tener presente que las rotondas suelen ser una mejor solución que las intersecciones francas en términos de capacidad.

Si ambas carreteras se encuentran con un esviaje 35° se suele hablar de una "cruz" (+). En caso contrario se dice que la intersección es una "X".

Las intersecciones de más de cuatro ramas son indeseables, de la misma manera que lo son los empalmes y los cruces fuertemente esviados. Esta inconveniencia crece rápidamente con la importancia de la intersección. En las Figuras I y II de la Lámina 3.403.2.B se muestra formas de mejorar tales situaciones.

		SIMPLE	ENSANCHADA	CANALIZADA		
		DE TRES RAMALES	EMPALME EN T			
EMPALME EN Y			CANALIZADAS			
DE CUATRO RAMALES	INTERSECCION EN +	SIMPLE	ENSANCHADA	CANALIZADA		
	INTERSECCION EN X	SIMPLE	ENSANCHADA	CANALIZADA		
VEASE LAMINA 3.403.2 B						
ESPECIALES	EN ESTRELLA			ROTONDA		

FIGURA I



FIGURA II

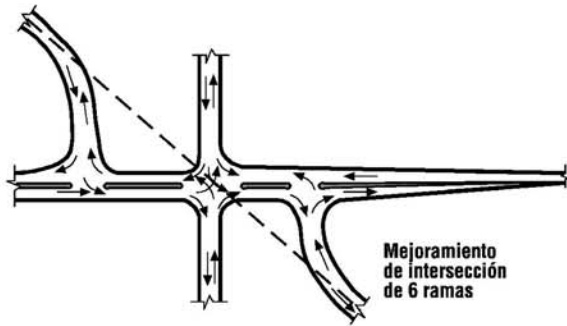


FIGURA III

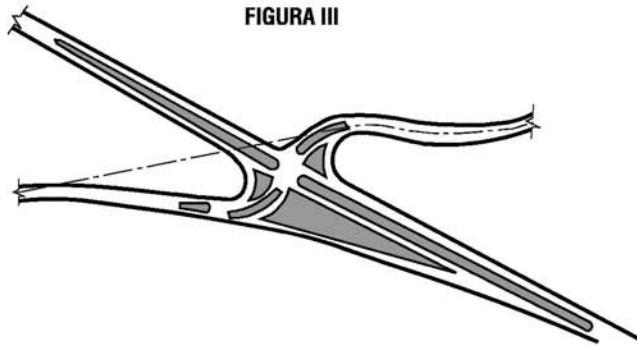


FIGURA IV

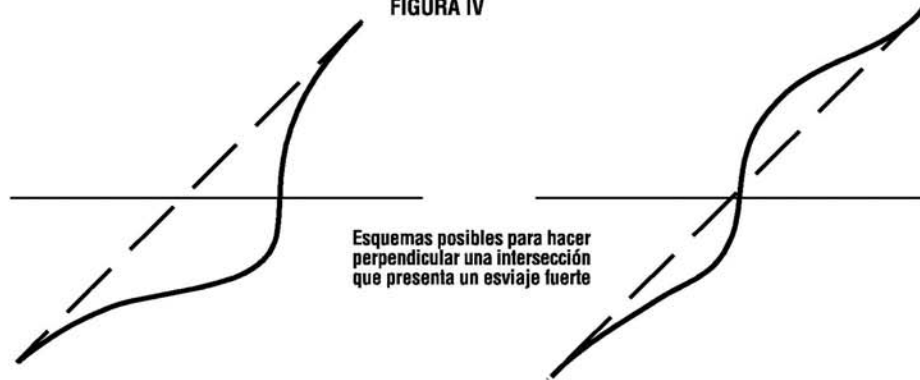


FIGURA V

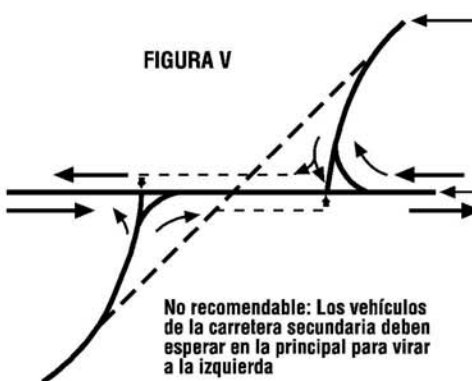
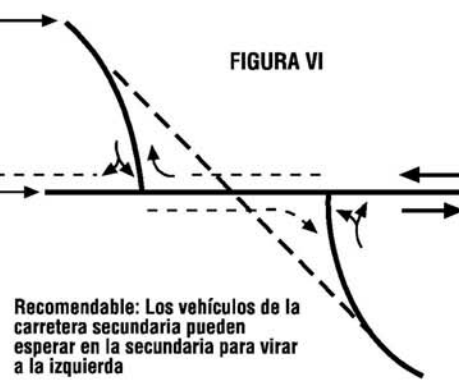


FIGURA VI



Las rotondas son materia de Tópico aparte (3.404.7). En el Numeral 3.404.706 se entrega los fundamentos para el cálculo de la capacidad en estos dispositivos.

3.403.3 TIPOS Y EJEMPLOS DE INTERSECCIONES FRANCAS

3.403.301 Intersección no Canalizada, Simple. El tratamiento mínimo que se puede dar a la intersección de carreteras de dos o más pistas es la de pavimentación completa de toda la superficie de cruzamiento. Se entiende por esto la pavimentación de los accesos a la intersección y de los redondeos de las esquinas mediante arcos de radios mínimos (3.404.302) que facilitan los giros del vehículo tipo elegido para el diseño (3.402.302).

La pendiente de la superficie de cruzamiento debe ser razonablemente uniforme. No se debe introducir cambios de pendiente en la zona de cruzamiento, porque éstos dificultan las maniobras del conductor en momentos críticos. Por lo tanto, se aconseja coordinar las pendientes transversales y los bombeos de la carretera primaria, o de ambas, con las pendientes longitudinales de la secundaria (véase Tópico 3.404.5). Los requisitos que plantea el drenaje superficial condicionan fuertemente el diseño en elevación de estas intersecciones.

Los anchos normales del pavimento de los caminos se mantienen, y se agrega sólo lo necesario para las zonas de giro. El tipo de intersección no canalizada simple se recomienda para caminos locales de poca importancia; se puede aceptar también para caminos de dos pistas con bajo tránsito en zonas rurales. En zonas urbanas y suburbanas se puede aceptar estos diseños incluso si los volúmenes de tránsito que las demandan son algo mayores.

Las Figuras A y B de la Lámina 3.403.301.A ilustran un empalme y un cruzamiento sencillos. Este tipo de diseño requiere mantener ángulos de cruzamiento entre 60° a 120°. En las Figuras III, IV, V y VI de la Lámina 3.403.2.B se muestra criterios para obtener cruces perpendiculares en intersecciones muy esviadas.

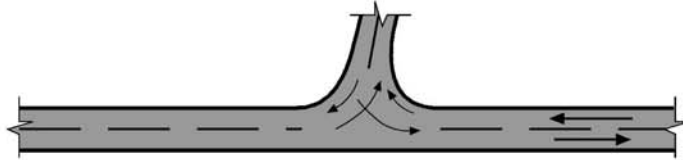
3.403.302 Ensanches en la Sección de los Accesos al Cruce. Cuando las velocidades de proyecto de los caminos en cuestión sean elevadas, o cuando el número de movimientos de giro sea suficiente para crear problemas al tránsito directo y a la vez no exista espacio o presupuesto suficiente para recurrir a una canalización de la intersección (véase Párrafo siguiente), se puede recurrir al ensanche de los caminos en la zona de cruzamiento. Este recurso de diseño aumenta la capacidad de cruce y separa los puntos de conflicto. También permite crear zonas de protección para los vehículos de maniobras más lentas, con lo que facilita los flujos de tránsito directo.

Dependiendo de la cuantía de los flujos que demandan el cruce puede variarse la disposición del ensanche, obteniéndose con ello el efecto deseado. La Lámina 3.403.302.A ilustra las distintas posiciones en que se puede agregar una pista a la carretera principal, según la necesidad impuesta por los flujos con volúmenes mayoritarios. Las demandas que justifican estas inversiones no pueden ser establecidas con precisión sino a partir de la modelación de cada caso, puesto que los beneficios obtenidos dependen de la cuantía y distribución de las combinaciones de flujos conflictivos.

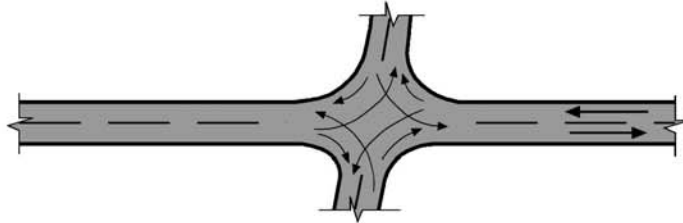
Se analizarán los siguientes casos:

- a) El volumen de giros a la derecha desde la carretera principal a la que empalma -y viceversa- son considerables y los movimientos de giro a la izquierda no son conflictivos (Figura A de la Lámina 3.403.302.A): se dispone una pista de deceleración en su sector de llegada al empalme, con longitud calculada según las Tablas 3.404.307(3).A y B.
- b) Los movimientos de giro a la izquierda desde el camino principal representan un volumen importante y los giros a la derecha desde este mismo son despreciables (Figura B de la Lámina 3.403.302.A): se dispone una pista auxiliar en el camino principal, opuesta al camino interceptado. Esta pista permite, a los vehículos que continúan directo por el camino principal, proseguir sin interferencias con los vehículos que esperan para girar a la izquierda en el camino que empalma.
- c) Los movimientos de giro a la izquierda desde el camino principal representan un volumen importante y el volumen de giros del camino interceptado hacia la izquierda también es considerable (Figura C de la Lámina 3.403.302.A): similar al anterior, pero con la pista auxiliar de ensanche al centro, mediante una separación de las pistas directas.

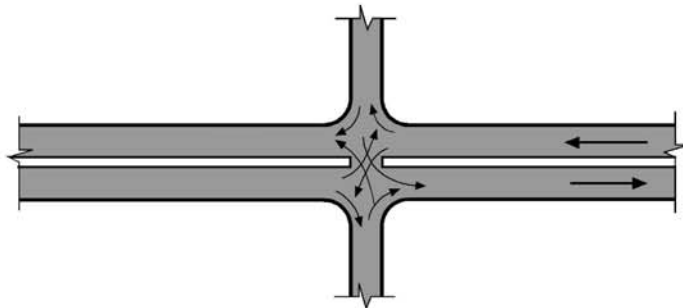
A. EMPALME

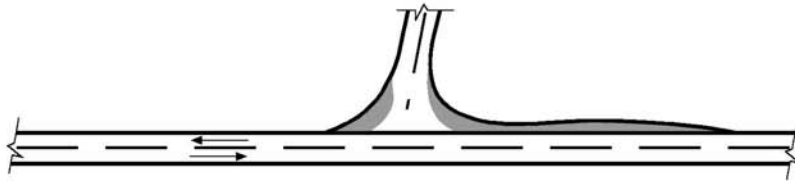


B. INTERSECCION

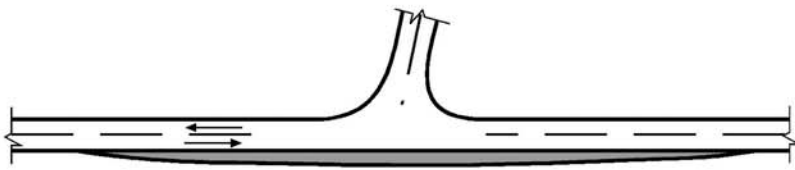


**C. INTERSECCION DE UN
CAMINO DE DOBLE VIA**

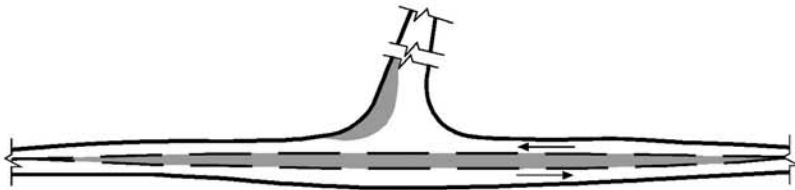




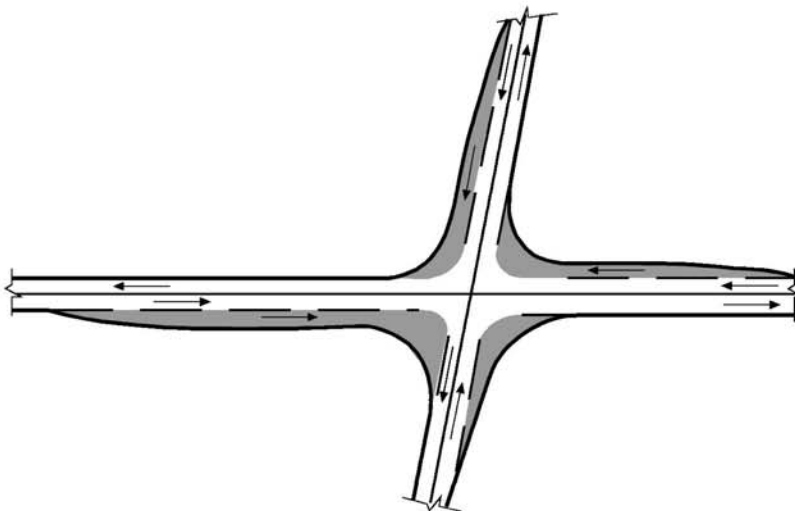
A. ENSANCHE MEDIANTE PISTA ADYACENTE AL MISMO LADO DEL CAMINO INTERCEPTADO



B. ENSANCHE MEDIANTE PISTA OPUESTA AL CAMINO INTERCEPTADO



C. SOLUCION DE ENSANCHE CON PISTA INTERMEDIA Y ENSANCHE EN EL CAMINO INTERCEPTADO



D. ENSANCHES LATERALES EN AMBOS CAMINOS

Tiene el mismo efecto que el anterior pero más marcado; además facilita el giro a la izquierda desde el camino interceptado, no así el giro hacia la derecha desde éste.

- d) Cuando el volumen de movimientos de giro lo justifica, se debe ensanchar los accesos a la intersección como lo indica en forma general la Figura D de la Lámina 3.403.302.A. Esto da a la intersección una capacidad adicional tanto para los movimientos de giro como para el tránsito directo.

Una pista auxiliar adicional en la zona de intersección a cada lado de la calzada normal permite a los vehículos de tránsito directo adelantar a los vehículos que se preparan para maniobras de giro.

El ensanche se puede lograr mediante pistas auxiliares, como se muestra en la Figura D de Lámina 3.403.302.A. Sus longitudes serán las correspondientes a las de las Láminas 3.404.307(3).A y B, pero nunca inferiores a 100 metros como mínimo

Se puede aumentar la seguridad en la zona de cruzamiento de una intersección ensanchada, no canalizada, mediante el uso de pintura de pavimento o resaltos. La figura de la Lámina 3.404.307(4).B muestra una intersección ensanchada en la que se separan las pistas en distinto sentido mediante demarcación en el pavimento, la que tiene un efecto similar al que tendrán las islas que se describirán más adelante. En el ejemplo recién citado, el ensanche se ha delineado en tal forma como para permitir la separación de los flujos. Además ha provisto una zona protegida para los virajes a la izquierda en el acceso mismo al cruce.

La demarcación en el pavimento debe desarrollarse gradualmente con su vértice en el comienzo del ensanche, y con un ancho en su punto máximo de 4 metros, por lo menos. El ensanche debe permitir pistas con un ancho libre al menos un metro superior a las pistas de la carretera en sección normal de aproximación.

La demarcación en el pavimento no es tan efectiva como las islas delineadoras elevadas con soleras montables, pero las primeras no representan el riesgo de impacto que las segundas siempre conllevan.

Se recomiendan para Intersecciones de carreteras de 2 pistas, con alta Velocidad de Proyecto, en zonas rurales donde las Intersecciones no son frecuentes y los cruces a la izquierda son especialmente peligrosos.

3.403.303 Intersecciones Canalizadas

3.403.303(1) Aspectos Generales. Los empalmes y las intersecciones que tienen una gran superficie pavimentada, como son aquéllas que tienen radios de giros amplios, un esviaje fuerte o ambos, permiten movimientos peligrosos e inducen a confusión a los conductores. En estas Intersecciones se hace difícil el control de las maniobras de cruzamiento o intercambio, y los peatones tienen que cruzar largas zonas sin protección. Por último, estas soluciones no son económicas ya que exigen pavimentar grandes superficies que no se utilizan.

Todos estos conflictos se pueden reducir en intensidad y en extensión utilizando diseños que incluyan islas que restrinja la circulación de los vehículos a las trayectorias más apropiados dentro de la zona de cruzamiento. Se dirá que un empalme o una intersección están canalizados, cuando las corrientes de tránsito que en ellas circulen estén independizadas en trayectorias convenientes, definidas mediante el empleo de islas.

3.403.303(2) Canalización de Empalmes, Islas Divisorias y Vías de Giro. Las islas se usan, generalmente, en empalmes importantes; también en empalmes menores cuando el esviaje es pronunciado. En los puntos en que se justifican radios mayores a los mínimos, se puede considerar que los ramales se transforman en vías independientes de giro a la derecha.

Se diseña una pista de giro cuando el volumen de virajes en un cuadrante es considerable o cuando el ángulo de giro es muy agudo debido al esviaje del cruce. La Figura A de la Lámina 3.403.303(2).A muestra una pista de giro a la derecha desde la carretera primaria o de paso, obtenido mediante el diseño de una isla triangular.

La Figura B de la Lámina 3.403.303(2).A muestra un empalme en que las velocidades y el volumen de virajes justifican pistas independientes de giro a la derecha, hacia y desde el camino secundario, con radios mayores que los mínimos. Esta forma de diseño no mejora los giros a la izquierda, e incluso, debe diseñarse de manera que las islas no permitan a los vehículos del camino principal entrar por la pista de giro que no corresponde. En caminos de dos pistas en que se justifican las pistas independientes de giro, también suele justificarse un ensanche en el camino directo como se describió en el párrafo anterior (véase Figura C de Lámina 3.403.302.A).

Otra forma de lograr la canalización en el camino interceptado es mediante una isla divisoria como la indicada en la Figura C de la Lámina 3.403.303(2).A. El espacio necesario para la ubicación de esta isla se obtiene ensanchando gradualmente el camino, y usando radios de giro mayores que los mínimos en el viraje a la derecha. El término de la isla se diseña a 2 ó 3 metros del borde del pavimento del camino directo, para dar cabida a los movimientos de giro a la izquierda. El diseño de las islas divisorias se analiza en el Tópico 3.404.4

En carreteras de dos pistas con volúmenes de tránsito alto, se aconseja diseñar pistas separadas para cada uno de las corrientes importantes. En la Figura D de la Lámina 3.403.303(2).A, ello se ha conseguido mediante el empleo de dos islas (canalizadoras) y una isla divisoria en el camino directo. Un diseño como éste se calcula para volúmenes grandes de tránsito, con volúmenes horarios de punta sobrepasando los 500 vehículos. La posición y formas de la isla puede variar en cada diseño de acuerdo a las conveniencias en cada caso.

Cuando los caminos se encuentran en ángulos agudos formando un empalme neto en Y, el riesgo de encuentros de frente se disminuye canalizando los movimientos como se muestra en la Figura A de la Lámina 3.403.303(2).B. La vía e-f ahí señalada queda subordinada a las direcciones más importantes. Los ángulos de encuentro para el tránsito en esta vía quedan aproximadamente rectos. Este diseño exige una separación explícita de las corrientes en e-f como se ve en dicha Figura A. La isla debe hacerse lo mayor posible, entre 35 y 50 m². Este tipo de solución supone la aparición de dos intersecciones adicionales, por lo que su implantación debe ser cuidadosamente comparada con alternativas desniveladas.

Cuando el empalme de un camino de una calzada con otro de calzadas separadas presenta esviaje, éste puede tomar la forma que se indica en la Figura B de la Lámina 3.403.303(2).B. Si el giro hacia la derecha desde *el camino interceptado fuera considerable y fuera conveniente realizarlo a velocidades más altas que las mínimas, se puede mejorar el enlace haciendo una salida de una pista directa, como la que se indica punteada en la figura.

A continuación se analizarán diseños canalizados de elevado costo, que se justifican en carreteras con volúmenes altos en todos los sentidos. Los mostrados en las Figuras A y B de la Lámina 3.403.303(2).C se recomiendan para cruces del tipo T y el de la Figura C para empalmes de tipo Y en ángulos bastante agudos, en los que además se den condiciones muy especiales para el giro a la izquierda, como se comentará más adelante.

El primero de los nombrados (Figura A) se recomienda como empalme de dos caminos de dos pistas en los cuales los volúmenes se aproximan a su capacidad, la calzada del camino directo se ensancha hasta conformar una sección de 4 pistas separadas por islas divisorias, de modo que cada corriente de tránsito cuente con una pista por separado. En el camino interceptado, mediante islas, se separa también cada corriente en vías independientes.

En la Figura B se muestra un empalme semejante, pero diseñado cuando el camino directo tiene calzadas unidireccionales, separadas por una mediana entre 5 y 10 metros de ancho. Mediante reducciones de la mediana en la zona de intersección se proveen pistas auxiliares para los vehículos que giran a la izquierda, que los protegen del tránsito directo. Estas vías de giro se calculan según lo expresado en 3.404.307(4). La canalización en el camino interceptado es similar a la anterior, con el agregado de una pista auxiliar de deceleración y un incremento de los radios mínimos de las curvas, todo lo cual facilita el movimiento del tránsito.

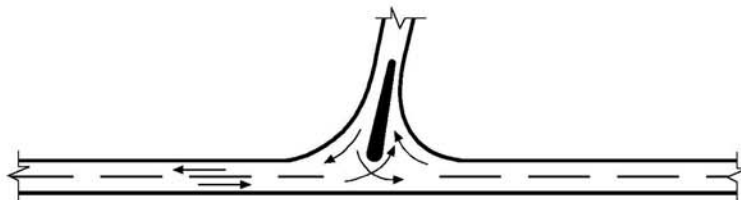
Como último caso se presenta un esquema de empalme entre caminos de varias pistas que es especialmente apropiado cuando el camino interceptado presenta volúmenes de punta muy pronunciados y de corta duración. Por ejemplo, entradas a una fábrica, estadio u otros lugares de recreación. La corriente que gira a la izquierda desde el camino directo al camino interceptado (e-f en la Figura C de la Lámina 3.403.303(2).C), sale primeramente a la derecha para luego cruzar la carretera. La particularidad de esta intersección es que puede dar un buen servicio para volúmenes pequeños, pero que a su vez es muy efectivo para volúmenes altos regulados adecuadamente por medio de semáforos. Determinar la cuantía de los giros que justifican uno u otro modo de regulación es materia de un análisis económico.



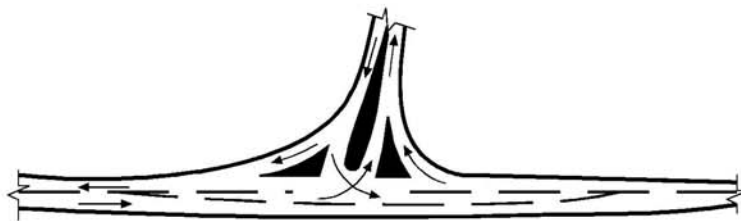
A. PISTA DE GIRO A LA DERECHA DESDE EL CAMINO DE PASO



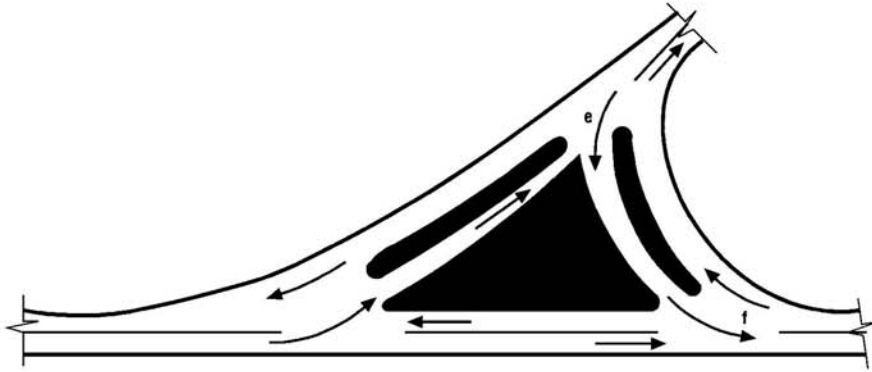
B. PISTAS INDEPENDIENTES DE GIRO DESDE EL CAMINO INTERCEPTADO



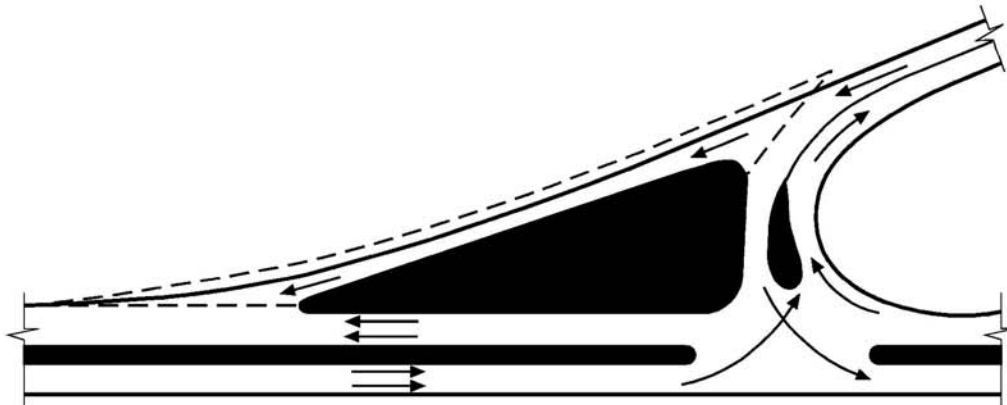
C. SEPARACION DE CORRIENTES MEDIANTE ISLAS DIVISORIAS



D. SEPARACION COMPLETA DE MOVIMIENTOS DE GIRO Y ENSANCHE EN CAMINO DE PASO



A. PISTAS DE GIRO BIDIRECCIONALES, CAMINO DE PASO DE SIMPLE VIA

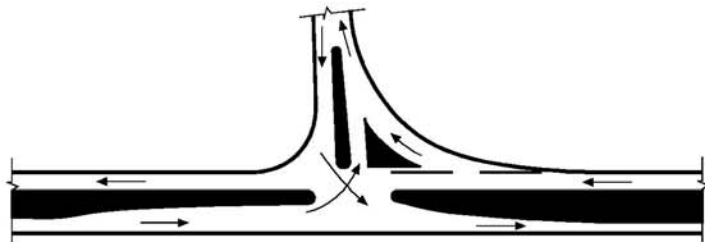


B. SEPARACION DE PISTAS DE GIRO VALIDA CUANDO EL CAMINO DE PASO TIENE DOBLE VIA

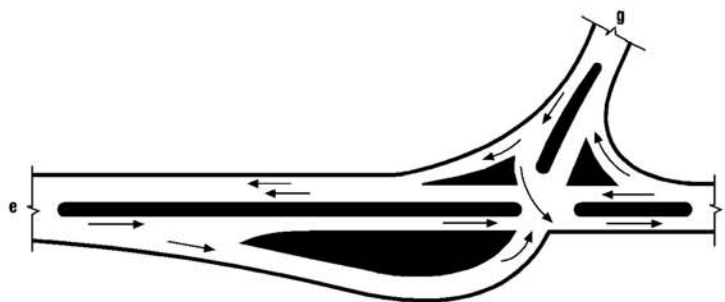
NOTA:
ESTE TIPO DE SOLUCION IMPLICA ISLAS TRIANGULARES DE GRANDES DIMENSIONES.
LADO MINIMO 30 A 50 METROS.



A. EMPALME T DE ALTO COSTO



B. EMPALME T CON ENSANCHE EN MEDIANA



C. EMPALME DE ALTO COSTO

NOTA:
SOLO PARA VOLUMENES DE PUNTA MUY PRONUNCIADOS
Y DE CORTA DURACION.

Para aumentar la capacidad del empalme se aumenta el ancho del ramal de salida a dos o más pistas frente al cruce de la carretera, a la vez que se dan las distancias necesarias para que los vehículos detenidos no entorpezcan otras corrientes. Las islas en el camino interceptado separan todas las corrientes en pistas separadas que se deben diseñar de acuerdo a los volúmenes actuantes. Dependiendo de los anchos de pavimento y mediante un adecuado control de tiempos de semáforos, este empalme puede atender volúmenes de servicio del orden de 500 a 1000 Veh/h.

3.403.303(3) Canalización de Intersecciones. Los principios generales de diseño, el uso de pavimento auxiliar, así como la disposición de islas y el análisis hecho para empalmes, es válido para intersecciones.

En las intersecciones en que se tengan volúmenes de tránsito de alguna importancia y disponibilidad de espacio, se puede considerar el diseño de pistas independientes para los giros a la derecha (Figura A de la Lámina 3.403.303(3).A). Estas pistas auxiliares permiten circunscribirse mejor a los vehículos largos en las curvas de radios mínimos o pequeños. Cuando el ángulo de giro en la intersección sea muy superior a 90°, la canalización permite reducir considerablemente la zona pavimentada.

Cuando el espacio lo permite y los movimientos de giro son importantes se puede diseñar pistas de giro en los cuatro cuadrantes. Sólo si los volúmenes son bajos y los movimientos de giro no son muy importantes, se recomienda este diseño con secciones de dos pistas.

Si los volúmenes lo requieren debe recurrirse a ensanchar la zona de cruzamiento, Incluso se debe introducir, en caminos de calzada simple, una mediana en la zona de la intersección para separar los flujos de tránsito de paso, como lo indica la Figura D de la Lámina 3.403.303(3).A. En este diseño, el vértice de la mediana queda ubicado en el punto donde comienza el ensanche de dos a cuatro pistas. El diseño del camino interceptado es independiente de esta mediana, y puede tomar diferentes formas. En el que se presenta en la figura se ha dado mayor importancia al giro a la derecha desde c.

En la Lámina 3.403.303(3).B se pueden ver diseños en que se individualizan en forma cada vez más notoria las corrientes del flujo principal. En la Figura A el giro a la izquierda desde a a d se hace desde una pista conseguida en la mediana. En la Figura B se ha materializado el refugio con una isla separadora en la zona de la mediana que se ha angostado en el acceso al cruce.

En la Figura C se presenta una solución para una intersección con fuerte tránsito de paso en ambas carreteras y alto volumen de giros a la izquierda en un cuadrante. Se crean dos nuevas intersecciones, las que deben distar de la inicial un mínimo de 100 metros.

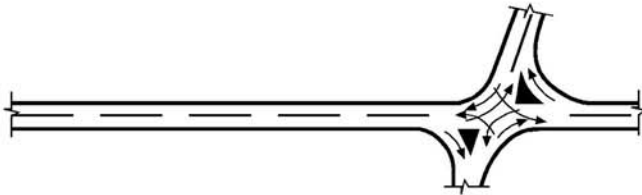
3.403.304 Intersecciones en Estrella. Las Intersecciones en estrella se deben evitar siempre que sea posible. Cuando no se pueda, se debe recurrir a cambios de alineación en los accesos al cruce para sacar los movimientos conflictivos de la intersección principal. Se crean así Intersecciones subordinadas, las que tienen menos movimientos permitidos.

Se debe cuidar principalmente que las distancias entre el cruce principal y las Intersecciones subsidiarias sean suficientemente amplias como para no constituir problemas de visibilidad. Estos casos deben diseñarse para ser operados a velocidades bajas, no superiores a 50 (km/h).

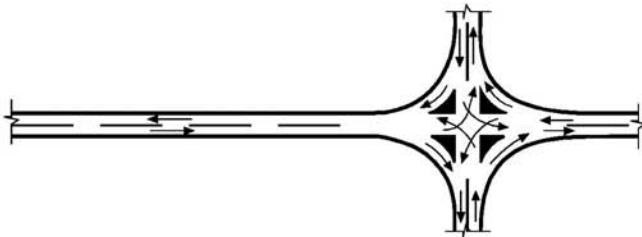
Las Figuras I y II de la Lámina 3.403.2.B muestran en forma esquemática la disposición de islas y canales que facilitan la regulación del cruce. En la figura VI de la misma Lámina se muestra una intersección de dos caminos importantes en que el esvía del cruce hace necesaria una rectificación del trazado del camino secundario respecto del otro. Se ha provisto vías de giro especiales para atender el volumen también importante de giros.

3.403.305 Intersecciones Rotatorias. Estas Intersecciones serán tratadas en forma especial en el Tópico 3.404.7, ya que su funcionamiento difiere fundamentalmente de los otros tipos expuestos en la presente sección.

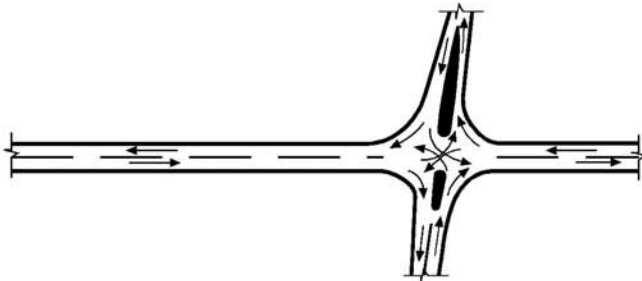
A. VIAS A LA DERECHA MEDIANTE ISLAS TRIANGULARES EN CUADRANTES AGUDOS



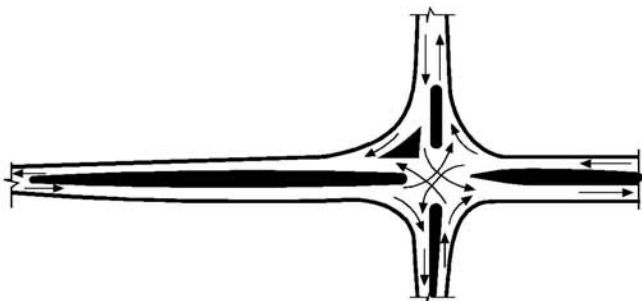
B. ISLAS TRIANGULARES EN TODOS LOS CUADRANTES

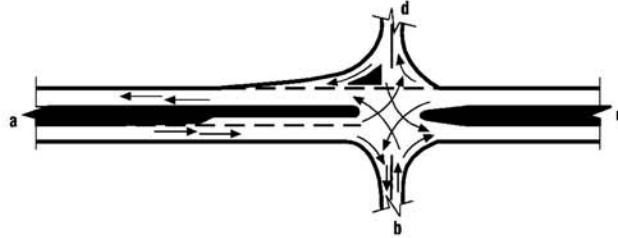


C. SEPARACION MEDIANTE ISLAS DIVISORIAS

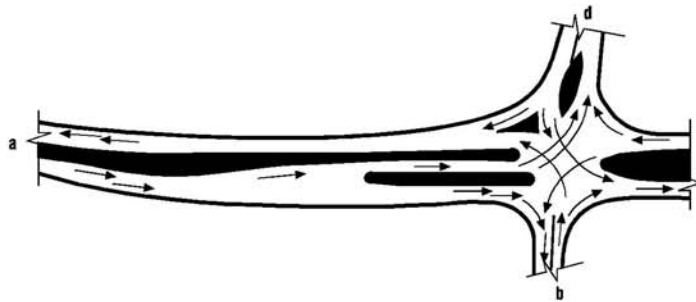


D. CREACION DE MEDIANA EN ZONA DE CRUCE

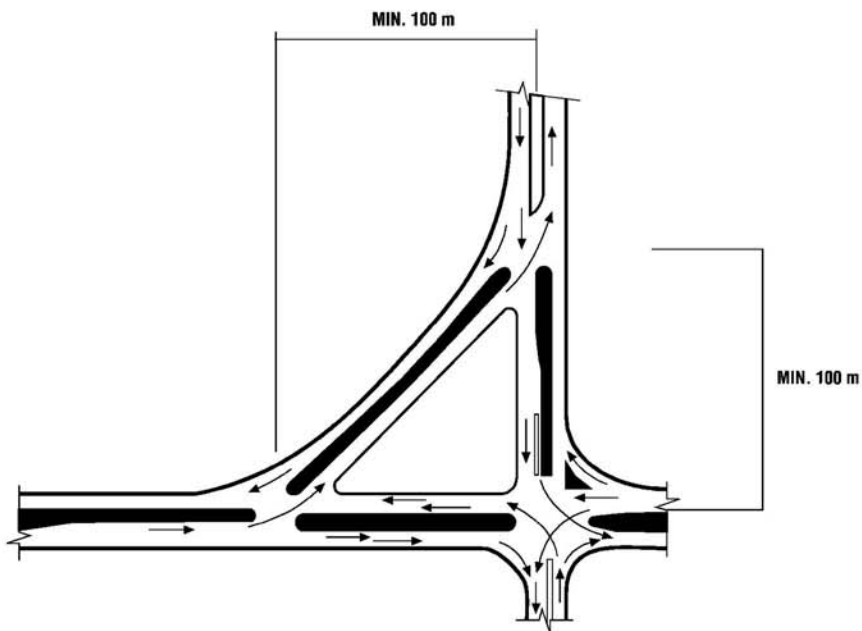




A. GIRO DELINEADO POR MEDIANA ANGOSTA



B. GIRO PROTEGIDO POR LA MEDIANA E ISLA DIVISORIA



C. GIRO SACADO DEL CRUCE MEDIANTE DIAGONAL

SECCION 3.404 DISEÑO GEOMETRICO DE UNA INTERSECCION

3.404.1 ASPECTOS BASICOS DEL TRAZADO

La mejor solución para una intersección es la más simple y segura que sea posible. Cada punto de conflicto debe ser tratado cuidadosamente, recurriendo a todos los elementos disponibles (ensanches, islas, pistas auxiliares, etc.) para que el dispositivo resultante evite maniobras difíciles o peligrosas, no imponga recorridos superfluos y sea fácilmente señalizable. Para lograr tal diseño se debe tener presente los siguientes principios:

3.404.101 Preferencia de los Movimientos más Importantes. Los movimientos más importantes deben tener preferencia sobre los secundarios. Esto obliga a limitar los movimientos secundarios con señales adecuadas, reducción de anchura de vías, introducción de curvas de radio pequeño. Eventualmente, convendrá eliminarlos totalmente.

3.404.102 Reducción de las Areas de Conflicto. Las grandes superficies pavimentadas invitan a los vehículos y peatones a movimientos erráticos, que promueven accidentes y disminuyen la capacidad de la intersección. Estas grandes áreas son características de las intersecciones oblicuas y una de las causas que ellas no sean recomendables.

3.404.103 Perpendicularidad de las Trayectorias Cuando se Cortan. Las intersecciones en ángulo recto son las que proporcionan las mínimas áreas de conflicto. Además, disminuyen los posibles choques y facilitan las maniobras, puesto que permiten a los conductores que cruzan juzgar en condiciones más favorables las posiciones relativas de los demás.

Se recomiendan intersecciones con ángulos comprendidos entre 65° y 135°.

3.404.104 Separación de los Puntos de Conflicto. Mediante una canalización adecuada pueden separarse los puntos de conflicto de una intersección, de modo que los conductores no necesitan atender simultáneamente a varios vehículos. En las intersecciones reguladas con semáforos puede convenir, en ciertos casos, concentrar algunos puntos de conflicto, ya que la separación en el tiempo sustituye a la separación en el espacio.

3.404.105 Separación de los Movimientos. Cuando la intensidad horaria de proyecto de un determinado movimiento es importante, del orden de 25 o más vehículos, es conveniente dotarle de una vía de sentido único, completándola con pistas de aceleración o deceleración si fuera necesario. Las islas que se dispongan con este objeto permiten la colocación de las señales adecuadas.

3.404.106 Control de la Velocidad. También mediante la canalización puede controlarse la velocidad de los flujos que entran en una intersección, disponiendo curvas de radio adecuado o abocinando las calzadas. Esta última disposición permite, además de reducir la velocidad, evitar los adelantamientos en las áreas de conflicto.

3.404.107 Control de los Puntos de Giro. La canalización permite evitar giros en puntos no convenientes empleando islas adecuadas que los hagan materialmente imposibles o muy difíciles. La seguridad es mayor si se disponen islas con soleras que si la canalización se obtiene mediante marcas pintadas en el pavimento.

3.404.108 Creación de Zonas Protegidas. Las islas proporcionan a los vehículos espacios protegidos en las calzadas para esperar una oportunidad de paso. Asimismo, son de utilidad cuando un vehículo necesita cruzar varias pistas de circulación, pudiéndolo hacer por etapas sucesivas, sin necesidad de esperar a que simultáneamente se produzca en todas las vías la interrupción de tránsito necesaria.

3.404.109 Visibilidad. La velocidad de los vehículos que acceden a la intersección debe limitarse en función de la visibilidad, incluso llegando a la detención total. Entre el punto en que un conductor pueda ver a otro vehículo con preferencia de paso y el punto de conflicto debe existir, como mínimo, la distancia de parada [Tabla 3.404.205(1).A].

3.404.110 Previsión. En general, la canalización exige superficies amplias en las intersecciones. Esta circunstancia debe tenerse en cuenta al autorizar construcciones o instalaciones al margen de la carretera y en los proyectos de nueva construcción.

3.404.111 Sencillez y Claridad. Las intersecciones complicadas, que se prestan a que los conductores duden, no son convenientes; la canalización no debe ser excesivamente complicada ni obligar a los vehículos a movimientos molestos o recorridos demasiado largos.

3.404.2 DISTANCIAS DE VISIBILIDAD

3.404.201 Aspectos Generales. La distancia de visibilidad es uno de los elementos más importantes en la seguridad de un camino y su provisión posibilita una operación eficiente.

En este Tópico se señalará medidas de diseño necesarias para que una intersección ofrezca, en todos sus puntos, suficiente visibilidad como para permitir a un conductor realizar las maniobras necesarias para cruzar con seguridad y con el mínimo de interferencias. Condición supuesta para ello será que los conductores se aproximen a dicha intersección a una velocidad compatible con la Velocidad de Proyecto del elemento por el cual circulan.

Las distancias mínimas de visibilidad que se consideran seguras en una intersección están relacionadas directamente con la velocidad de los vehículos y las distancias recorridas durante tiempos normales de percepción, reacción y frenado, bajo ciertas hipótesis de condiciones físicas y de comportamiento de los conductores.

3.404.202 Visibilidad y Distancia de Parada en Intersecciones. Aunque la provisión de adecuada visibilidad y de apropiados sistemas de control pueden reducir significativamente la probabilidad de accidentes en intersecciones, la ocurrencia de éstos dependerá del juicio, habilidades y respuestas de los conductores por separado.

En todo punto de una carretera el conductor debe tener visión plena, en el sentido de su marcha, en una longitud por lo menos igual a la distancia de parada (3.202.2). En una intersección, el conductor de cualquier vehículo, en cualquiera de las trayectorias que recorra, debe tener visibilidad sobre la intersección y sus accesos con un tiempo suficiente para detener su vehículo antes del cruce, si tal fuese la maniobra necesaria para evitar un siniestro.

3.404.203 Triángulos de Visibilidad. En una intersección la visibilidad necesaria para maniobrar en forma segura no se refiere sólo al camino en que se desplaza el vehículo, sino que se extiende en el sentido lateral, de manera que permita al conductor observar los vehículos que accedan al cruce coincidentemente con él.

Se llama triángulo de visibilidad a la zona libre de obstáculos que permite, a los conductores que acceden simultáneamente, verse unos a otros y observar la intersección a una distancia tal que sea posible evitar conflictos (véase Lámina 3.404.203.A).

Cualquier objeto de una altura determinada, que quede dentro del triángulo de visibilidad y que pueda obstruir parte de la visibilidad requerida, debe removerse o reducirse a una altura límite. Esta altura depende de las alturas relativas de las vías y debe ser estudiada en cada caso.

Si el triángulo de visibilidad fuese imposible de obtener, se debe limitar la velocidad de aproximación a valores compatibles con el triángulo de visibilidad existente.

3.404.204 Triángulo Mínimo de Visibilidad. Consecuentemente con estas definiciones, el triángulo mínimo de visibilidad que se considera seguro corresponde a dicha zona triangular que tiene como lado, sobre cada camino, una longitud igual a la distancia de parada.

Todo conductor puede acelerar, decelerar o detenerse. En cada intersección, y para cada uno de dichos casos, la relación espacio – tiempo - velocidad indica el triángulo de visibilidad que se requiere libre de obstáculos y permite establecer las modificaciones de las velocidades de aproximación cuando no se dispone de una visibilidad adecuada.

Después que un vehículo se ha detenido en una intersección, su conductor debe tener suficiente visibilidad para poder concretar una salida segura a través del área común del cruce. El diseño de la intersección deberá proveer visibilidad adecuada para cualquiera de las varias maniobras posibles en ella, tales como cruzar la vía que se intersecta o ingresar a ella. Estas maniobras deben ser asistidas con

visibilidad suficiente, del mismo modo que se las debe garantizar a los vehículos que se aproximan desde la vía principal, por la derecha o por la izquierda.

La distancia d es la distancia recorrida por un vehículo sobre la calzada de paso principal, transitando a la Velocidad de Proyecto, durante el tiempo requerido para que el vehículo detenido en la vía secundaria arranque y cruce la intersección o gire hacia la rama destino en la carretera principal.

3.404.205 Señalización de Intersecciones. Toda intersección debe estar convenientemente regulada mediante señales informativas, preventivas y reglamentarias (imperativas).

Las señales informativas deben estar ubicadas a una distancia suficiente del cruce como para permitir que el conductor decida con anticipación las maniobras que debe ejecutar.

La señalización preventiva debe indicar al conductor el tipo y categoría de los caminos que forman la intersección, especificando cuál tiene preferencia sobre el otro. La señal preventiva deberá preceder a la señal imperativa en una distancia equivalente a 1,5 veces la de visibilidad de parada correspondiente.

La señalización reglamentaria en la intersección misma será imperativa y responderá a los siguientes principios, sin perjuicio de lo dispuesto en el MC-V6 Seguridad Vial.

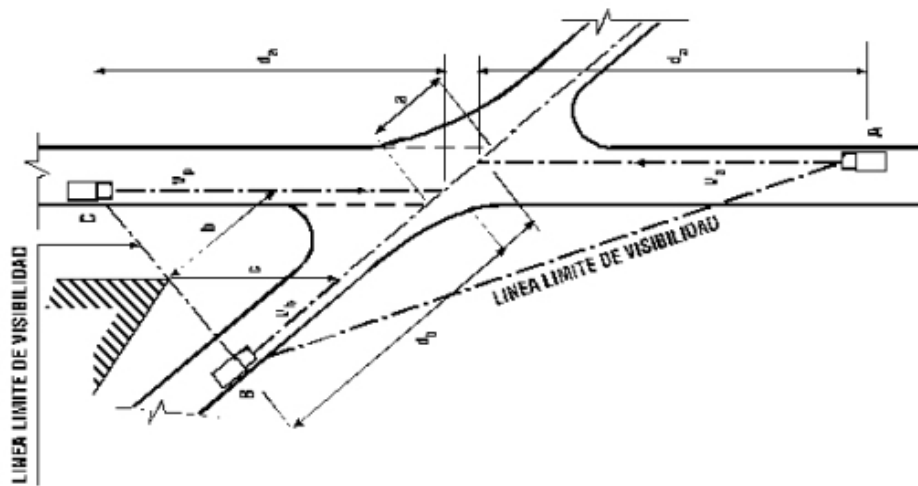
En toda intersección a nivel, en que al menos uno de los caminos es pavimentado, la importancia de un camino prevalecerá sobre la del otro y, por lo tanto, uno de ellos deberá enfrentar un signo PARE o una señal CEDA EL PASO.

La elección entre uno u otro se hará teniendo presente las siguientes consideraciones:

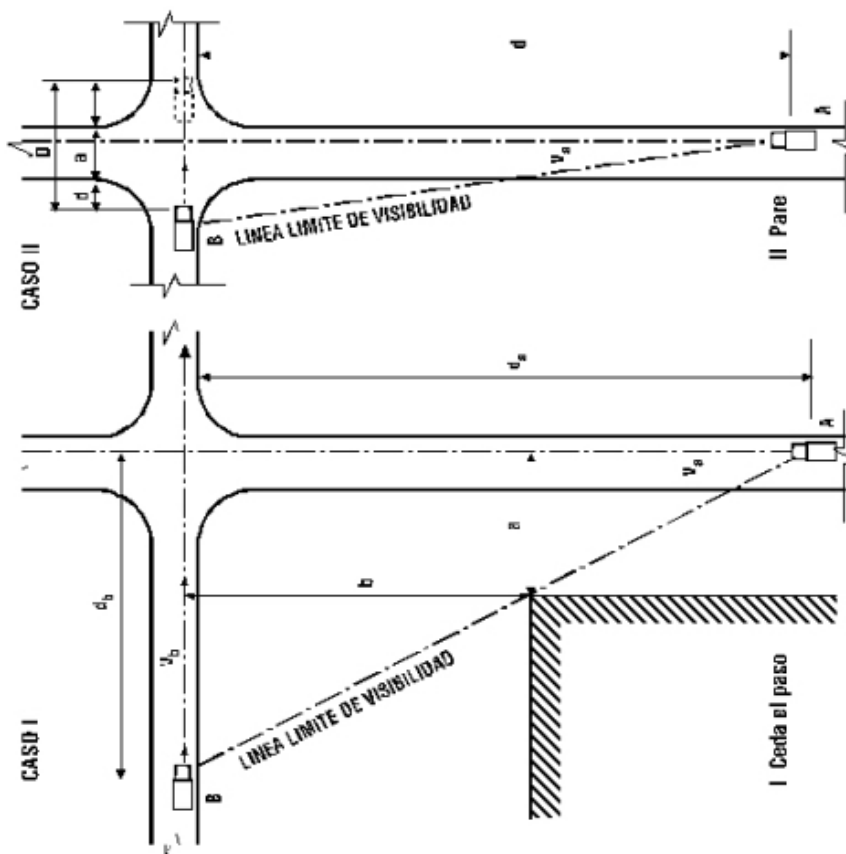
- a) Cuando exista un triángulo de visibilidad adecuado a las velocidades de proyecto de ambos caminos y las relaciones entre flujos convergentes no exijan una prioridad absoluta, se usará el signo CEDA EL PASO, que significa, para el conductor que lo enfrenta, que éste deberá reducir la velocidad hasta la detención, si fuera necesario, para ceder el derecho de vía a todo vehículo que circula por la otra vía y cuya proximidad constituye riesgo.
- b) Cuando el triángulo de visibilidad obtenido no cumpla con los mínimos requeridos para la velocidad de aproximación al cruce, o bien la relación de los flujos de tránsito aconseje otorgar prioridad absoluta al mayor de ellos, se utilizará el signo PARE, que significa, para el conductor que lo enfrenta, que éste deberá detener completamente su vehículo y ceder el derecho a paso a los que circulan por la vía de preferencia. Podrá reiniciar la marcha sólo cuando pueda hacerlo en condiciones que eliminen toda posibilidad de accidente.
- c) Cuando las intensidades de tránsito en ambos caminos sean superiores a las aceptables para regulación por signos fijos (Pare o Ceda el Paso), se deberá recurrir a un estudio técnico-económico que analice las posibilidades de separar niveles. En cruces de carretera se aceptará el uso de semáforos sólo como solución provisoria o inevitable.

3.404.205(1) Primer Caso: Intersección Regulada por Signo "CEDA EL PASO" que Exige Distancias de Parada antes del Cruce.

- a) Las distancias de parada que se consideran seguras en diseño de intersecciones son las mismas usadas en cualquier otro elemento de camino. Dependen de la Velocidad de Proyecto y están dadas en la Tabla 3.404.205(1).A. Si alguna de las carreteras presenta pendientes longitudinales mayores de 2%, estas distancias deben corregirse de acuerdo con la Lámina 3.202.2.A.



EFFECTO DEL ABIJERAMIENTO



TRIANGULO MINIMO DE VISIBILIDAD

TABLA 3.404.205(1).A
DISTANCIA DE PARADA (m) EN CRUCES E INTERSECCIONES

Velocidad de Proyecto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Distancia de Parada (m)	25	38	52	70	90	115	145	175	210	250

- b) Cuando el triángulo de visibilidad no cumple las exigencias impuestas por las velocidades de proyecto de los caminos y las características del tránsito no justifican un signo PARE, se debe ajustar la velocidad de los vehículos de la carretera de menor importancia a un valor llamado velocidad crítica. La velocidad crítica para la vía secundaria depende de la Velocidad de Proyecto de la carretera preferencial y de la distancia de visibilidad que el obstáculo permite sobre la carretera secundaria (Lámina 3.404.203.A, caso I).

Se llama velocidad crítica de la carretera B a la velocidad única tal que la distancia d_b corresponde a la distancia de parada. Obtenido d_b se lee en la Tabla 3.404.205(1).A, la Velocidad de Proyecto que corresponde a la velocidad crítica.

Se puede calcular la velocidad crítica V_b en función de la Velocidad de Proyecto de la carretera A (V_a) y de las distancias a y b entre el obstáculo y la trayectoria de A y B. Conocido V_a se conoce la distancia mínima de parada d_a . Cuando el vehículo en A está a la distancia d_a de la intersección y los conductores en A y B pueden verse, el vehículo B está a la distancia b de la intersección. Por semejanza de triángulos se obtiene que: $d_b = (a \times d_a) / (d_a - b)$

Se debe proveer a la carretera B de la señalización adecuada que indique a los vehículos la velocidad segura de aproximación a la intersección, de manera que al pasar por el punto a distancia d_b del cruce, su velocidad no sea superior a la crítica.

3.404.205(2) Segundo Caso: Intersección en que los Vehículos de una Carretera que Acceden al Cruce deben Detenerse por Señalización. En una intersección en que los vehículos de la carretera secundaria deben efectuar la operación de cruce desde el estado de detención total, el conductor debe tener visibilidad sobre aquella zona de la carretera principal que le permita cruzar sin riesgo, aun cuando un vehículo aparezca en el preciso instante de su partida.

La distancia de visibilidad sobre la carretera preferencial debe ser mayor que el producto de su Velocidad de Proyecto por el tiempo total necesario para que el vehículo detenido se ponga en marcha y complete la operación de cruce. La distancia requerida puede ser expresada como:

$D = 0,275 V (t + t_a)$ en la que: D = distancia de visibilidad sobre la carretera preferencial, expresada en metros; V = Velocidad de Proyecto de la carretera preferencial, en km/h; t = tiempo de percepción más tiempo de arranque expresado en segundos; t_a = tiempo requerido para acelerar y despejar la carretera principal, expresado en segundos.

El tiempo t representa el lapso entre la mirada del conductor en ambas direcciones de la carretera que va a cruzar y el instante en que pone su vehículo en movimiento. La manera de actuar de los conductores es muy variable, pero el valor de t que se aconseja es el de los conductores normalmente lentos. Se asume en estas circunstancias un valor de 2 segundos para cruces en zona rural y un valor de 1 segundo en zonas urbanas, donde el fenómeno es más repetitivo. Se hace hincapié en que al reducir estos valores en 50%, la distancia de visibilidad necesaria sólo se reduce en 15%.

El tiempo t_a , que depende de la capacidad de aceleración de los vehículos tipo, también depende en forma subjetiva de los conductores. Usando valores prudenciales de aceleración, de acuerdo con los vehículos tipo seleccionados, se dan en la Tabla 3.404.205(2).A los tiempos para cruzar distancias totales. Estas distancias totales de cruce se forman por adición de tres distancias parciales medidas en metros, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = d + C + L \quad (\text{ec- 3.404.205(2).1})$$

En la que:

S = distancia total de cruzamiento.

d = distancia de vehículo detenido hasta el borde de la calzada de la vía que se cruza; se acepta generalmente un valor de 3 metros.

C = ancho de la calzada medida según la trayectoria del vehículo que cruza.

L = largo del vehículo que cruza: Vehículo Liviano = 5,80 m; Bus Interturbano = 13,2 m; Vehículo Articulado VA1 = 18,6 m; VA2 = 22,4 m.

La distancia de visibilidad así obtenida $D = 0,275 V (t + t_a)$, resulta generalmente mayor que la distancia mínima de parada. Esto da una seguridad adicional a los vehículos que cruzan desde el reposo. La situación descrita se ilustra en la Lámina 3.404.205(2).A.

Si la carretera que se debe cruzar tiene calzadas separadas se pueden presentar dos situaciones: que la mediana tenga un ancho mayor o igual al largo del vehículo tipo escogido, caso en el cual se considera que el cruce se realiza en dos etapas; y que la mediana tenga un ancho inferior al largo del vehículo, caso que obliga a incluir, como parte del término C (incorporado en la expresión $S = d + C + L$), el ancho correspondiente a la mediana.

Cuando la visibilidad a lo largo de la carretera preferencial sea inferior a la mínima calculada, debe regularse la velocidad de los vehículos de esta carretera hasta conseguir que la distancia D obtenida sea segura. Si las condiciones son muy desfavorables se debe introducir elementos de diseño para reducir efectivamente la velocidad de aproximación al cruce. Se puede llegar incluso a recomendar la instalación de semáforos con su señalización complementaria previa, e incluso la separación de niveles.

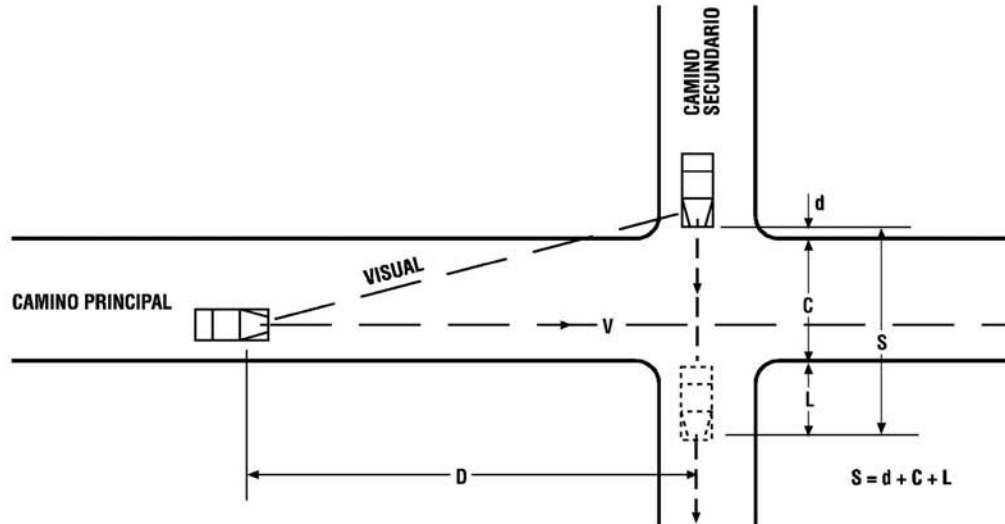
TABLA 3.404.205(2).A.
TIEMPOS (ta) REQUERIDOS PARA CRUZAR UNA CARRETERA

Vehículo Tipo	Distancia S (m)						
	15	20	25	30	35	40	45
	ta para cruzar y recorrer S						
V. Liviano	5,0	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5
Camión	-	7,5	8,5	9,0	10,0	11,0	12,0
V. Articulado	-	-	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0

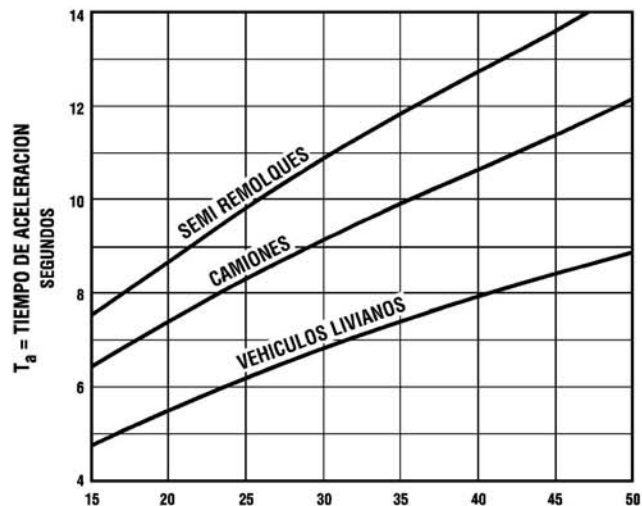
3.404.206 Efecto del Esviaje del Cruce en el Triángulo de Visibilidad. Si dos carreteras se cruzan bajo un ángulo inferior a 60°, algunos de los factores que determinan el cuadro de visibilidad cambian. En la intersección esviada de la Lámina 3.404.203.A se muestra cómo varía la condición de los triángulos de visibilidad para las correspondientes distancias d_a y d_b medidas a lo largo de las carreteras.

En el cuadrante que presenta ángulo obtuso, el ángulo que forma la línea límite de visibilidad con la trayectoria del vehículo es pequeño, lo que permite al conductor la total visibilidad a través del triángulo con un pequeño movimiento de cabeza. Por el contrario, en el cuadrante que presente ángulo agudo, el conductor debe hacer un esfuerzo considerable para dominar la totalidad de la zona.

Esta dificultad para observar el tránsito que converge invalida las hipótesis del primer caso en la solución del cruce, aun cuando el tránsito en ambas carreteras sea pequeño. Entonces se deberá proceder de acuerdo con lo especificado para el segundo caso, colocando una señal "PARE".



CONTROL DE PARADA EN CAMINO SECUNDARIO



S = DISTANCIA RECORRIDA DURANTE LA ACELERACION
METROS

Cuando sea técnica y económicamente factible, se deberá optar, en las intersecciones esviadas, por una rectificación de los ángulos de cruzamiento, apuntando a la intersección en ángulo cercano al recto. Se considerará inconvenientes los ángulos inferiores a 60° o superiores a su suplemento.

3.404.207 Influencia de las Gradientes en la Visibilidad del Cruce. Los valores deducidos para la distancia mínima de parada se basan en la hipótesis de que la rasante en el sector del cruce es aproximadamente horizontal. Si la rasante tiene una pendiente negativa, un vehículo necesita una mayor distancia para detenerse. Por el contrario, con una gradiente positiva, requiere una distancia menor.

En las vías que acceden al cruce la tolerancia para la inclinación de la rasante está íntimamente relacionada con las distancias de visibilidad obtenibles. Para visibilidad mínimas seguras las inclinaciones no deben ser superiores a 3%, y en casos en que la visibilidad exceda considerablemente a las mínimas en horizontal, podrían tolerarse inclinaciones hasta 6%.

En estos últimos casos, el tiempo necesario para que un vehículo cruce la carretera preferencial se ve afectado por la inclinación de la rasante de la carretera secundaria en el tramo de cruce. Normalmente los peraltes no necesitan ser considerados, salvo cuando se trata de valores altos, debidos a una fuerte curvatura en la carretera principal, que afectan toda la altimetría de la intersección (3.404.502(2).A).

El efecto de la inclinación de la rasante puede expresarse multiplicando el tiempo "ta", extraído de la Tabla 3.404.205(2).A, por un factor sacado de la siguiente Tabla 3.404.207.A.

**TABLA 3.404.207.A
CORRECCION DE ta POR INCLINACION DE LA RASANTE**

Vehículo Tipo	Inclinación de la Rasante de la Carretera Secundaria en el Cruce (%)				
	-4	-2	0	+2	+4
	Factor de Corrección				
L	0,7	0,9	1	1,1	1,3
C	0,8	0,9	1	1,1	1,3
VA1	0,8	0,9	1	1,2	1,7

3.404.208 Cruces a Nivel con Vías Férreas. En zonas rurales en que existan cruces a nivel con vías férreas en operación, que no cuenten con guarda cruce y barreras físicas operando en forma continua, durante las 24 horas, se deberán considerar las siguientes normas de diseño geométrico y señalización del camino, en adición a aquellas que pueda exigir la Empresa que opera el ferrocarril y en tanto, dicha Empresa no imponga condiciones más exigentes que las que aquí se establecen.

3.404.208(1) Alineamiento Horizontal. Es deseable que el eje del camino intersecte la vía férrea en ángulo recto o lo más próximo posible a dicha dirección. Como máximo se podrán aceptar ángulos comprendidos entre la normal a la vía férrea y el eje del camino de 25°, según se ilustra en la Lámina 3.404.208(4).A.

Tanto la alineación de la vía férrea como la del camino deben estar en recta para posibilitar la percepción del tren que viene, por parte de un conductor detenido a 1,5 m del riel más próximo, (posición avanzada de observación – Signo Pare localizado 4 m antes del riel).

Si se calcula el tiempo de cruce requerido por los distintos tipos de vehículos, se puede calcular la visibilidad mínima requerida a lo largo de la vía para que el conductor detenido en la posición avanzada de observación, adopte la decisión de cruzar o no cruzar.

Sea t_c el tiempo de cruce requerido en segundos:

$$t_c = t_{pr} + \sqrt{\frac{2(L_v + a)}{9,81J}} \quad (\text{ec. 3.404.208(1).1})$$

Donde:

t_{pr} = Tiempo de Percepción y Reacción para iniciar el movimiento = 2s.

Con L_v = Longitud del Vehículo que cruza

Semiremolque para Transporte de Automóviles	= 22,4 m
Semirremolque Corriente	= 18,6 m
Buses Interurbanos	= 13,2 m
Camión Simple	= 11,0 m
Automóviles (Quedan cubiertos por el resto de los vehículos)	

a = Ancho de la Vía Férrea Simple (1,68) + 1,5 m a cada lado \approx 4,70 m
Ancho de la Vía Férrea Doble (5,68) + 1,5 m cada lado \approx 8,70 m

J = Coeficiente de aceleración desde la detención

Camión transporte automóviles y semiremolque	$J = 0,055$
Camión simple	$J = 0,065$
Buses interurbanos	$J = 0,080$

T cruce = Tiempo total requerido para cruzar y despejar la vía

TABLA 3.404.208(1).A
TIEMPOS EN CRUCES A NIVEL CON VIAS FERREAS

L_v (m)	J	t_{pr}	Vía Férrea Simple		Vía Férrea Doble	
Vehículo			$\sqrt{\frac{0,204 (L_v + 4,7)}{J}}$	T cruce (s)	$\sqrt{\frac{0,204 (L_v + 8,7)}{J}}$	t cruce (s)
22,4	0,055	2	9,99	~12s	10,84	13
18,6	0,055	2	9,26	~12s	10,02	13
13,2	0,080	2	6,76	~9s	7,47	10
11	0,065	2	7,02	~9s	7,86	10

Luego la visibilidad hacia los dos lados de la vía (dv) deberá ser:

TABLA 3.404.208(1).B
DISTANCIAS DE VISIBILIDAD EN CRUCES A NIVEL CON VIAS FERREAS

Velocidad del Tren		Vía Férrea Simple		Vía Férrea Doble	
km/h	m/s	dvs Tc =12s	dvs Tc=9s	dvd Tc = 13s	dvd Tc = 10s
140	38,9	467 m	350 m	506 m	389 m
120	33,4	400 m	300 m	434 m	334 m
100	27,8	334 m	250 m	361 m	278 m

En todo caso la velocidad máxima de los trenes en el sector del cruce actual y a mediano plazo debe ser informada por la Empresa de Ferrocarriles.

Para que dicha visibilidad este disponible en la práctica, la faja del ferrocarril debe estar despejada en al menos 4,0 m desde cada riel hacia el exterior.

La visibilidad por el camino hacia la zona del cruce, debe contar con una distancia de visibilidad de parada para una velocidad equivalente a la V85% (véase 3.201.301). Si ello no fuere posible, se deberá reforzar la señalización de advertencia.

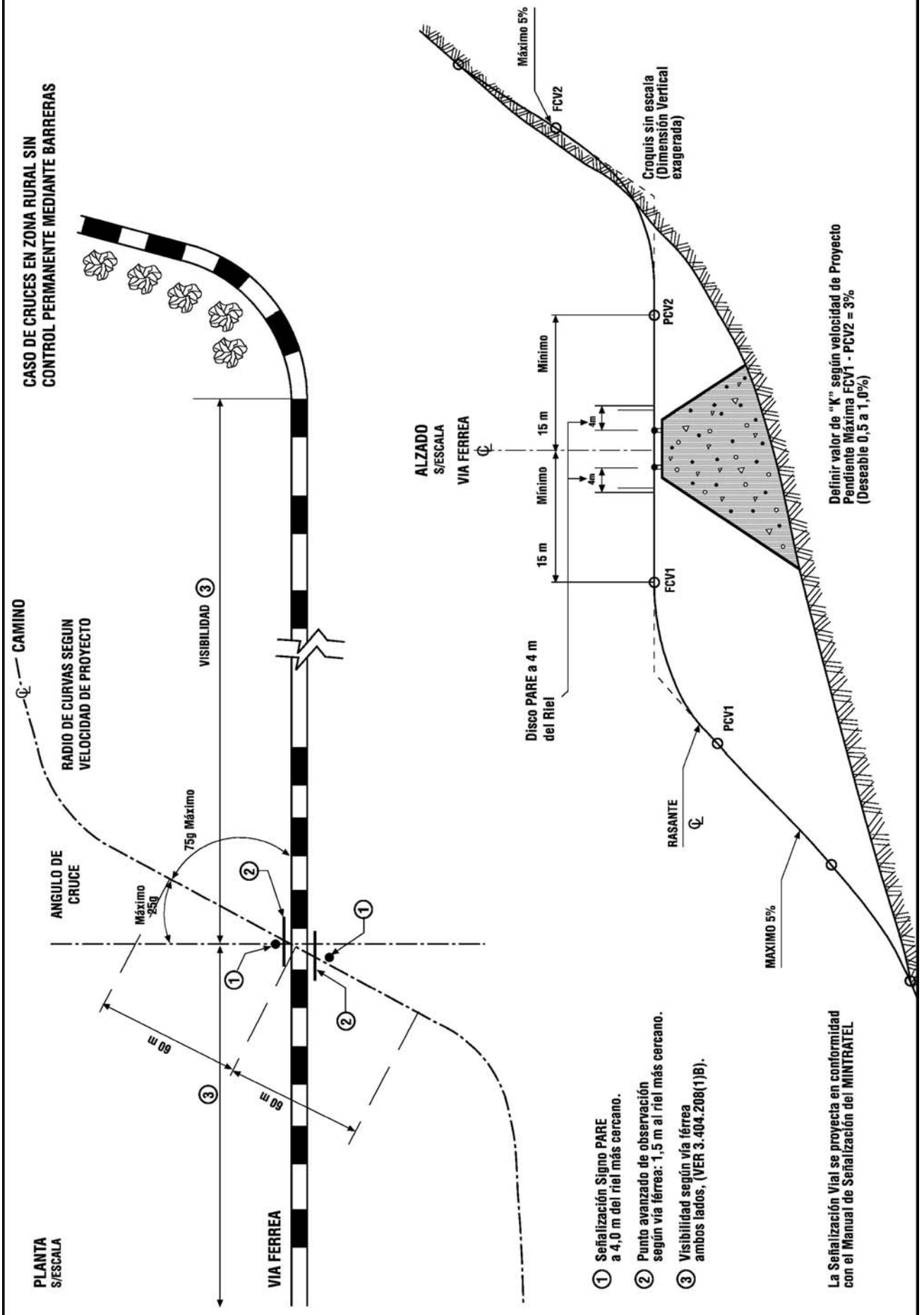
En aquellos cruces con vías férreas existentes que presenten un historial de repetidos accidentes, se podrá construir un "lomo de toro" en la calzada, según el diseño aprobado para áreas urbanas, el que se localizará 50 m antes del cruce ferroviario, debiendo estar debidamente señalizado.

Como mínimo, el alineamiento horizontal deberá disponer de sendos tramos rectos de 60 m de longitud, a cada lado de la línea.

3.404.208(2) Alineamiento Vertical. En los 10 m contados hacia atrás del signo PARE, deberá diseñarse una rasante cuya pendiente máxima sea no mayor que 3%, enlazada con la rasante que la precede (según avance de la distancia acumulada), mediante una curva vertical que cumpla con los requerimientos de la velocidad máxima señalizada antes del cruce. La pendiente de la dicha rasante no deberá superar un $\pm 5\%$.

3.404.208(3) Sección Transversal. En la zona del cruce y 25 m antes y después, el ancho mínimo del pavimento será de 7,0 m contando con bermas de al menos 2,0 m. Si el camino no tiene pavimento el ancho total de la plataforma a nivel de rasante será de al menos 10 m.

3.404.208(4) Ilustración Gráfica de los Cruces a Nivel con Vías Férreas. Todo lo expuesto precedentemente se ilustra en la Lámina 3.404.208(4).A para el tipo de cruce sin control mediante barreras de operación permanente.



3.404.3 TRAZADO EN PLANTA DE LAS VIAS DE LA INTERSECCION

3.404.301 Aspectos Generales. En los Párrafos siguientes se incluye criterios y valores que deben ser asumidos y respetados en el diseño geométrico de los diferentes elementos que forman parte de las intersecciones. Algunos de estos elementos están presentes también en los enlaces, donde son aplicables los mismos criterios y valores.

Los factores básicos de diseño son la importancia de la intersección y la disponibilidad de recursos para diseñar una solución óptima. Estos factores se pueden expresar en términos técnicos mediante herramientas socioeconómicas que permiten cifrar de alguna manera dichas importancia y disponibilidad.

En los casos en que la intersección sea de poca importancia y escaso tránsito, o que los costos de ejecución superen los beneficios sociales de la inversión, su diseño responderá a los mínimos admisibles de acuerdo al radio mínimo de giro del vehículo tipo seleccionado, circulando a velocidades de 15 km/h o menores.

Cuando la importancia de la intersección así lo exija y los beneficios sociales de las inversiones superen los costos respectivos, el diseño estará controlado por la velocidad de operación que se desee obtener en los diversos elementos del cruce y por lo tanto serán aplicables las normas aquí expuestas.

3.404.302 Trazados Mínimos Absolutos de Bordes en Giros sin Canalizaciones. Cuando el espacio disponible para la intersección sea muy reducido, o los movimientos de giro de muy poca importancia, se podrá utilizar intersecciones de trazado mínimo. En estos casos el diseño está gobernado exclusivamente por las trayectorias mínimas de giro del vehículo tipo elegido.

Los diseños de borde para giros recomendados en las Tabla 3.404.302.A y 3.404.302.B provienen de "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets (AASHTO; USA, 1994). Los radios mínimos que allí se indican están referidos al borde interior del pavimento en la curva y diseñados para las siguientes condiciones de operación:

- Velocidad de giro hasta 15 km/h.
- Inscripción en la curva sin desplazamiento a las pistas vecinas tanto en la entrada como en la salida.
- Distancia mínima de las ruedas interiores al borde del pavimento de 0,30 m, a lo largo de la trayectoria.
- Giros a la derecha y a la izquierda.
- Los vehículos considerados en dichas Tabla son:
 - L: vehículo liviano (3.005.2). Corresponde al vehículo "P" de AASHTO. Ver 3.402.302(1).
 - C: camión simple (3.005.3). El borde de giro para vehículo C fue adaptado para los buses interurbanos de 13,2 y 14,0 m (Lámina 3.005.5.C). Véase Numeral 3.402.302(2).
 - VA1: tracto camión con semi-remolque corriente (3.005.3). Véase Numeral 3.402.302(3).
 - VA2: tracto camión con semi-remolque para transporte de automóviles. Véase Numeral 3.402.302(4).

La Tabla 3.404.302.A recomienda curvas simples de radio único para ángulos de giro pequeños y vehículos menores. A medida que el ángulo de giro crece y el vehículo de diseño es más grande, los mínimos en cuestión se transforman en curvas circulares también simples pero con retranqueos y cuñas que mejoran las condiciones de los giros y disminuyen la superficie pavimentada. La Tabla 3.404.302.B presenta soluciones alternativas que permiten mejor desempeño de los vehículos en la medida que éstos crecen en tamaño y giran ángulos mayores.

Aún cuando las soluciones indicadas en dichas Tabla son adecuadas en la mayoría de los casos, el proyectista podrá ensayar otras en casos especiales. El uso de alineaciones con clotoides es una alternativa posible para las curvas compuestas allí tabuladas, previa comparación de la geometría resultante con las trayectorias de los vehículos tipo graficadas en las Láminas 3.005.5.A, 3.005.5.B y 3.005.5.C.

En casos muy justificados, en que sea necesario utilizar trazados mínimos, como los que aquí se presentan, en caminos de importancia, esta Tabla o valores similares podrán utilizarse, siempre que se dispongan pistas de deceleración (y aceleración en el caso de calzadas unidireccionales) para poder pasar de la Velocidad de Proyecto del camino principal a los 15 km/h que permite el ramal de giro (y viceversa), sin disminuir la capacidad de la vía principal o crear situaciones de peligro (3.404.307).

Donde los ramales de giro consulten soleras limitando el borde del pavimento, será recomendable ampliar los radios mínimos aceptables para permitir una maniobra más expedita.

Para el replanteo de curvas de tres centros, los datos del problema son: los radios de las tres circunferencias que se enlazan entre sí y los desplazamientos o retranqueos que se da a la circunferencia de radio menor (central) con respecto a cada uno de los bordes de las calzadas que se cortan. La circunferencia de radio menor se replantea definiéndola tangente a los bordes desplazados de las calzadas y determinando los puntos de tangencia de las circunferencias mayores con los respectivos bordes de la calzada y con la circunferencia de radio menor. La Lámina 3.404.302.A ilustra el problema e indica la manera de determinar analíticamente la ubicación de estos puntos de tangencia, referidos al vértice en que se cortan las alineaciones del borde de las calzadas consideradas. Para el caso de la curva de tres centros asimétrica es necesario introducir las variaciones analíticas pertinentes.

La elección de trazados mínimos depende del tipo y tamaño de los vehículos que habrán de girar y de las facilidades que debería otorgársele a los mismos para sus maniobras. A su vez, estos asuntos dependen de otros factores, tales como el tipo, naturaleza y ubicación de los caminos que se cruzan y de las demandas respectivas; del número y la frecuencia de los vehículos más grandes que realizan movimientos de giro, y del efecto que estas maniobras producen en los demás flujos. Por ejemplo, si la gran mayoría de los giros los ejecutan vehículos particulares, sería económicamente irracional diseñar para grandes camiones que ocasionalmente podrían invadir las pistas adyacentes, pero sin interrupciones significativas del tránsito.

Es necesario entonces analizar las trayectorias probables de vehículos de mayor tamaño que los del vehículo de diseño y las correspondientes invasiones de otras pistas, para decidir, atendiendo a todos los demás datos que sean pertinentes, el diseño mínimo más adecuado. El uso de diseños mínimos para movimientos de giro es frecuente en áreas rurales, a pesar de no existir en estos casos las restricciones propias de las ciudades, especialmente cuando la velocidad o la frecuencia de los giros son bajas.

Cada una de las Láminas 3.404.302. B, C y D muestra, para cada uno de los tres vehículos de diseño que cubren casi la totalidad de los vehículos del país, tres diseños mínimos, con parámetros no necesariamente coincidentes con los de las Tablas 3.404.302.A y B. Todos los casos corresponden a cruces en ángulo recto.

El diseño debe ser modificado cuando las condiciones de trazado, tales como la existencia de curvaturas previas o posteriores al giro, modifiquen las premisas de posición inicial aquí establecidas. Para ello se recomienda el uso de las plantillas correspondientes al vehículo de diseño respectivo.

Cuando los giros a la derecha sean bajos, se puede prescindir de pistas especiales para deceleración y giro. En tal caso, el diseño estructural de la berma debe ser modificado para que su uso por parte de los vehículos que giran no la perjudiquen. Allí donde la frecuencia de estos giros sea superior a 25 veh/h en el año inicial, debe considerarse la provisión de tales pistas, con superficie similar a la de la calzada de paso.

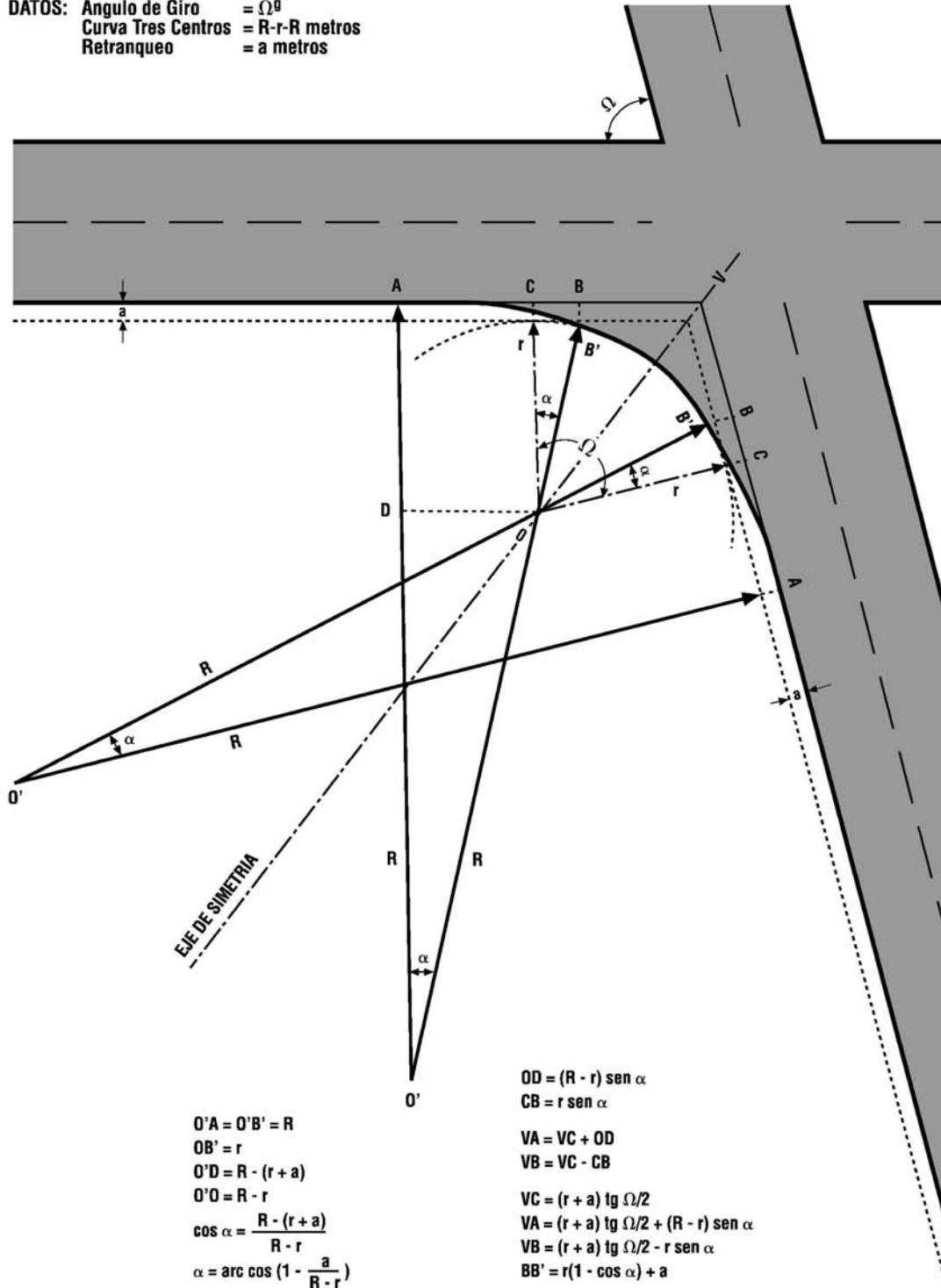
TABLA 3.404.302.A
TRAZADOS MINIMOS DEL BORDE INTERIOR DE LA CALZADA
EN INTERSECCIONES NO CANALIZADAS
CURVA SIMPLE - ($V_p \leq 15\text{km/h}$)

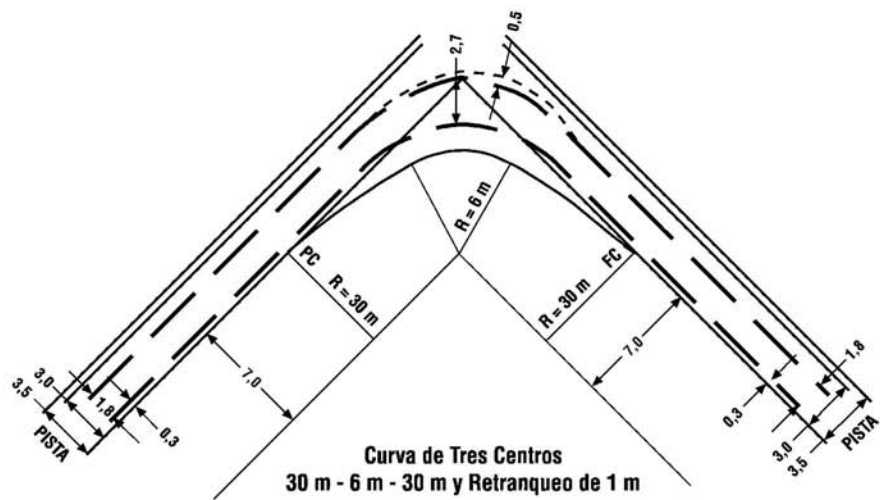
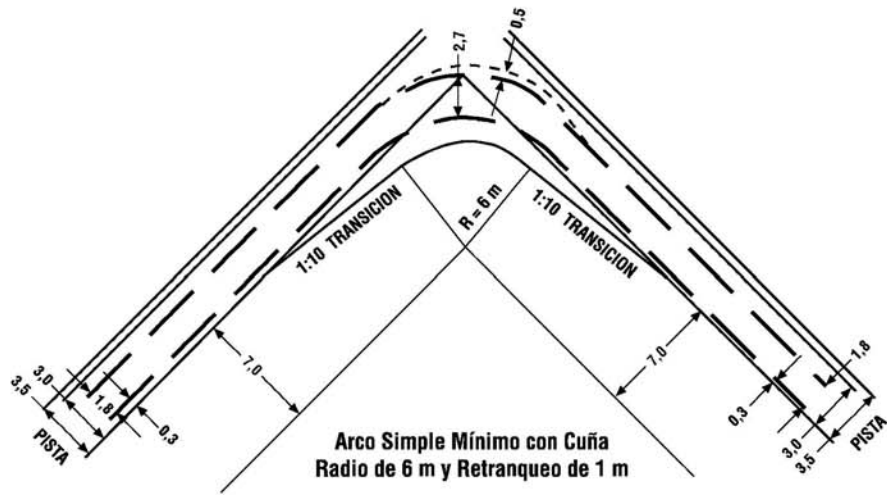
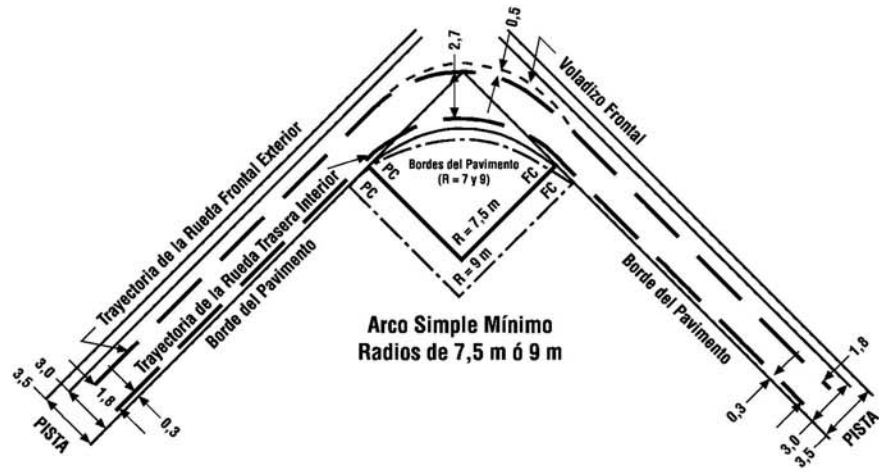
Vehículo Tipo	Angulo de Giro (g)	Radio Curva Simple (m)	Radio de Curva Simple con Cuiña		
			Radio (m)	Retranqueo (m)	Cuiña (m:m)
L C VA1 VA2	35	18,0 35,0 85,0 115,0	- - - 67,0	- - - 1,0	- - - 15:1
L C VA1 VA2	50	15,0 25,0 60,0 76,0	- - 40,0 43,0	- - 0,9 1,3	- - 15:1 15:1
L C VA1 VA2	65	12,0 18,0 48,0 60,0	- - 35,0 43,0	- - 1,1 1,3	- - 15:1 15:1
L C VA1 VA2	85	10,0 17,0 - -	8,0 15,0 30,0 43,0	0,6 0,6 1,1 1,3	10:1 10:1 15:1 20:1
L C VA1 VA2	100	9,0 15,0 - -	6,0 13,0 27,0 36,0	0,8 0,6 1,2 1,3	10:1 10:1 20:1 30:1
L C VA1 VA2	115	- - - -	6,0 12,0 26,0 35,0	0,8 1,0 1,2 1,0	8:1 10:1 20:1 30:1
L C VA1 VA2	135	- - - -	6,0 10,0 22,0 31,0	0,6 1,0 1,4 1,6	10:1 10:1 20:1 25:1
L C VA1 VA2	150	- - - -	6,0 10,0 18,0 25,0	0,5 1,2 1,7 1,6	15:1 8:1 15:1 20:1
L C VA1 VA2	165	- - - -	6,0 10,0 15,0 19,0	0,60 1,20 2,6 3,1	10:1 8:1 8:1 10:1
L C VA1 VA2	200	- - - -	5,0 10,0 12,5 16,0	0,2 0,5 3,0 4,2	20:1 10:1 10:1 10:1

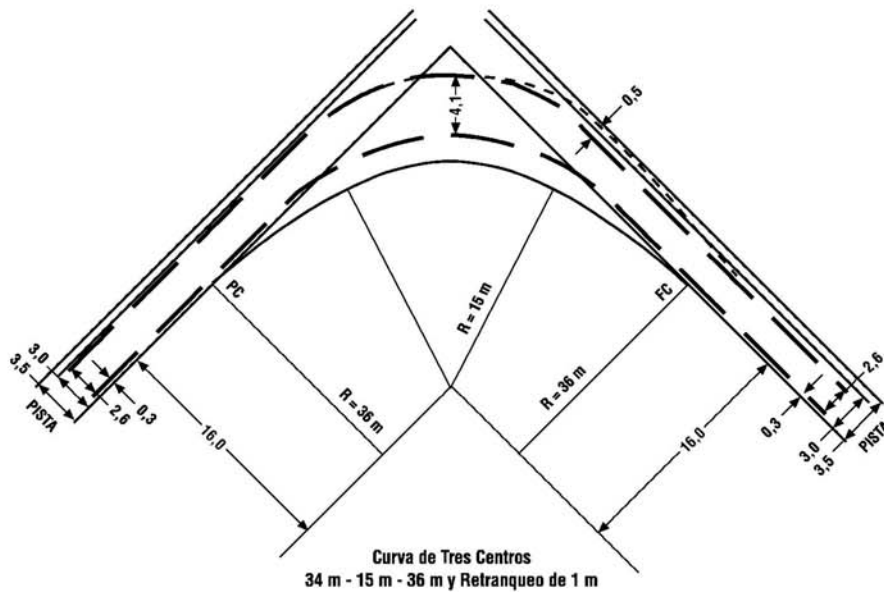
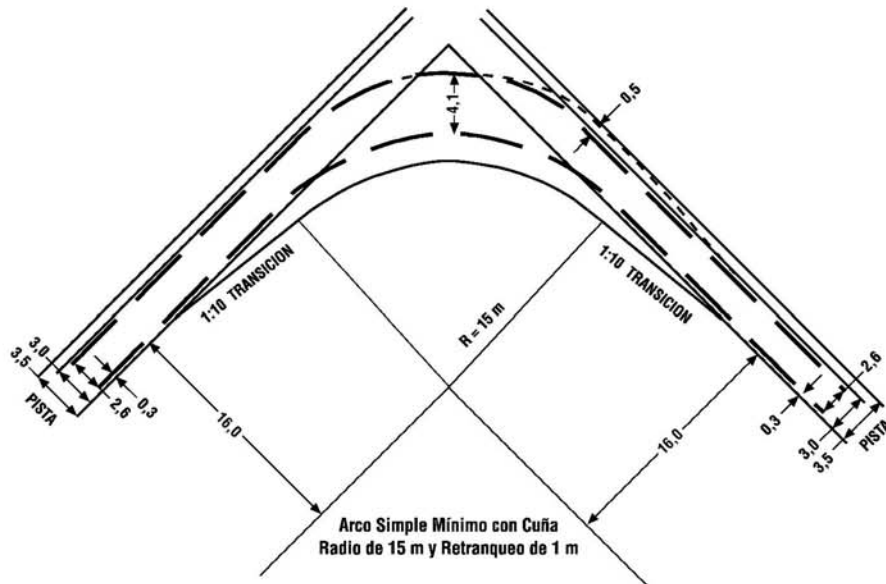
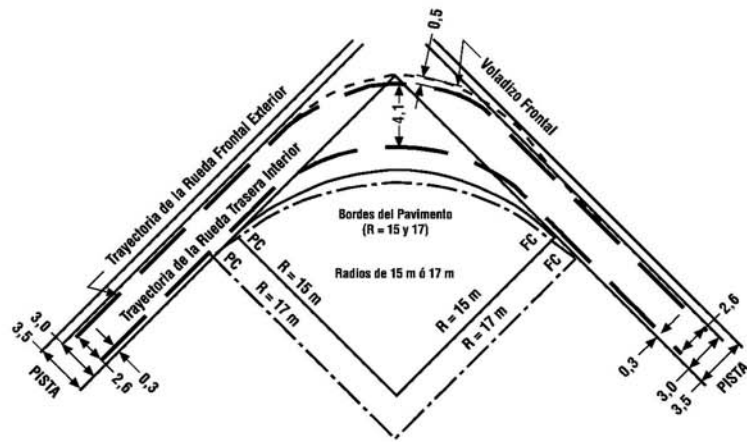
TABLA 3.404.302.B
TRAZADOS MINIMOS DEL BORDE INTERIOR DE LA CALZADA
EN INTERSECCIONES NO CANALIZADAS
CURVAS COMPUESTAS ($V_p \leq 15\text{km/h}$)

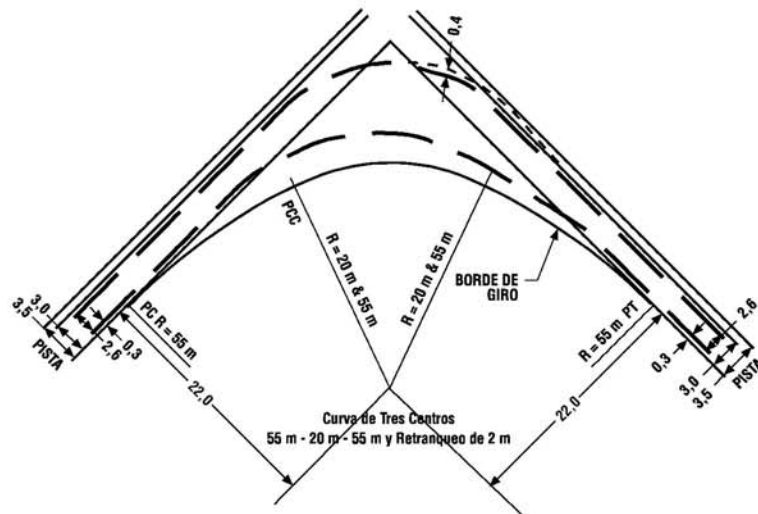
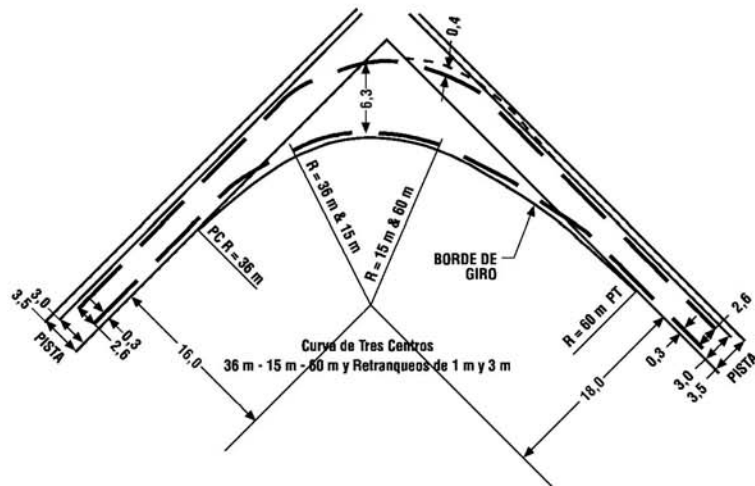
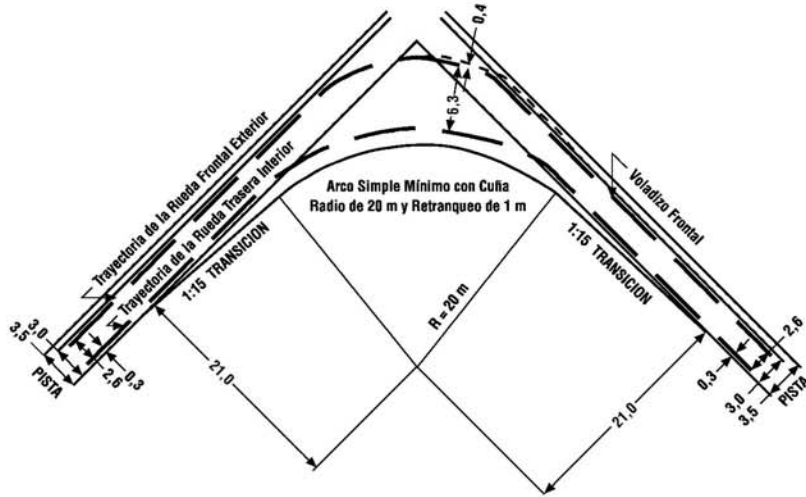
Vehículo Tipo	Angulo de Giro (g)	Curva Compuesta de Tres Centros (Simétrica)		Curva Compuesta de Tres Centros (Asimétrica)	
		Radios (m)	Retranqueo (m)	Radios (m)	Retranqueo (m)
L	35	-	-	-	-
C		-	-	-	-
VA1		-	-	-	-
VA2		140-50-140	1,2	90-50-165	0,6-1,4
L	50	-	-	-	-
C		-	-	-	-
VA1		100-50-100	0,8	-	-
VA2		140-50-140	1,2	75-38-180	0,3-1,8
L	65	-	-	-	-
C		-	-	-	-
VA1		90-26-90	3,1	45-25-75	1,8-2,8
VA2		120-30-120	2,4	75-38-180	0,3-1,8
L	85	30-8-30	0,6	-	-
C		35-15-35	0,6	-	-
VA1		90-20-90	3,2	45-22-120	1,0-3,3
VA2		125-22,5-125	3,0	60-25-180	0,3-3,0
L	100	30-6-30	0,8	-	-
C		36-15-36	0,6	-	-
VA1		90-20-90	2,5	42-16-85	1,3-3,0
VA2		130-20-130	3,0	60-20-180	0,3-3,4
L	115	30-6-30	0,8	-	-
C		30-12-30	1,0	-	-
VA1		105-15-105	3,5	75-17-120	0,9-3,0
VA2		150-15-150	4,0	60-20-180	0,3-3,4
L	135	30-6-30	0,6	-	-
C		30-10-30	1,0	-	-
VA1		105-16-105	2,8	35-14-115	2,9-5,5
VA2		165-14-165	4,6	60-18-180	0,6-3,8
L	150	30-6-30	0,5	-	-
C		30-10-30	1,2	-	-
VA1		115-15-115	3,2	35-14-125	1,5-4,3
VA2		165-14-165	5,0	60-17,5-180	0,6-3,8
L	165	22,5-6-22,5	0,6	-	-
C		30-10-30	1,2	-	-
VA1		100-15-100	3,3	40-14-115	1,7-3,6
VA2		165-14-165	5,8	60-17-180	2,0-5,0
L	200	15-4,5-15	0,2	-	-
C		30-10-30	0,5	-	-
VA1		140-10-140	4,5	30-12-165	3,2-4,2
VA2		180-14-180	6,2	30-17-120	1,8-4,6

DATOS: Angulo de Giro = Ω^g
 Curva Tres Centros = $R-r-R$ metros
 Retranqueo = a metros









3.404.303 Trazados Mínimos Absolutos de Curvas en Intersecciones Canalizadas - Ramales $V_p \leq 15$ km/h. El área pavimentada en la zona de intersección crece en la medida que los ángulos de giro a la derecha se agudizan y que el vehículo tipo sea de mayor envergadura. Si se permite velocidades de giro mayores que los 15 km/h que son el límite para los trazados mínimos del Párrafo anterior, con el consiguiente aumento de los radios mínimos que se debe aplicar a los bordes de giro, el área común a las ramas de origen y destino del viraje aumenta, agudizándose el problema que para los conductores representa la lectura del dispositivo y también el del aumento de los costos de pavimentación.

Las islas de canalización permiten resolver la situación planteada, al separar los movimientos de giro más importantes y conducirlos hacia ramales de giro independientes. Los elementos básicos para el trazado de ramales de giro canalizados son los siguientes:

- La alineación del borde de giro (borde interior de la curva, Cuadro 3.404.303.A).
- El ancho de la pista de giro (Cuadro 3.404.306(2).A).
- El tamaño mínimo aceptable para la isla de canalización ($4,5 \text{ m}^2$; Numeral 3.404.403).

Estos tres controles de diseño concuerdan cuando para el borde de giro se usa curvas de radios algo mayores que las requeridas para los giros más cerrados de los diferentes vehículos tipo. Esto brinda soluciones algo más holgadas que las mínimas correspondientes al caso sin canalizar.

Las islas de canalización deben tener formas especiales que deben respetarse para que cumplan su función con seguridad. Estos elementos de diseño se encuentran en el Tópico 3.404.4.

En la Tabla 3.404.303.A se entrega los valores a usar en giros mínimos canalizados. Las superficies de las islas resultantes han sido calculadas y redondeadas para dichos valores, dejando 0,60 m como mínimo entre sus bordes y los bordes del pavimento. Los anchos de ramales que allí aparecen permiten que las ruedas del Vehículo Tipo seleccionado se inscriban con una holgura de 0,60 m respecto de los bordes del pavimento. En la Lámina 3.404.303.A se muestra tres ejemplos de ramales con islas triangulares mínimas.

Por tratarse de giros mínimos, no se consulta en estas soluciones el ensanche de las carreteras que acceden a la intersección. Por lo tanto, el tipo de islas que consultan los valores de la Tabla 3.404.303.A se refiere a islas triangulares ubicadas en los ángulos que forma la prolongación de los bordes del pavimento de las vías que se cruzan. Cuando los diseños estén por sobre los mínimos y sea posible ensanchar las vías que acceden al cruce, este tipo de islas puede reemplazarse o combinarse con islas centrales en el camino subordinado.

Diseños mayores que los mínimos no son posibles de normalizar y el proyectista deberá estudiar cada caso de acuerdo con la disponibilidad de espacio y la importancia de los giros en la intersección.

3.404.304 Ramales de Intersecciones para $25 \leq V_p \leq 65$ km/h. Cuando se diseña el o los ejes de replanteo del tronco de una carretera en el tramo de ésta que contiene una intersección, se aplica, en general, las normas para carreteras en campo abierto.

Para la definición de los ejes de replanteo y de otros elementos propios de la intersección, en el caso de asignársele a estas velocidades de proyecto mayores que los 15 km/h correspondientes al caso mínimo, la determinación de la Velocidad de Proyecto puede seguir los criterios expresados para ramales de enlace (véase 3.504.203(2)).

Una intersección es un dispositivo vial singular, claramente señalizado, al que el conductor accede en forma consciente y en especial estado de atención. Esto refuerza su tendencia a recorrer los elementos curvos a una menor velocidad que la que el mismo comúnmente utiliza en curvas de igual radio en arcos de carreteras a campo abierto.

En las intersecciones no se presenta la dispersión de las velocidades de operación implícitas en la definición de la velocidad $V_{85\%}$ (ver 3.102.404). En efecto, los elementos amplios de las intersecciones, así como los ramales de enlace, tienen longitudes relativamente cortas, y sus circunstancias geométricas inducen actitudes y comportamientos más conservadores, por lo que no son aplicables los

criterios de fondo que respaldan dicha definición de V85%. Ello hace recomendable diseñar estrictamente para la Velocidad de Proyecto. Tampoco se aplica para el diseño de elementos amplios de intersecciones el criterio que llevó a considerar la velocidad V^* para la definición de los parámetros de diseño vertical. La velocidad que debe asumirse para dichos parámetros son los correspondientes a la Velocidad de Proyecto.

TABLA 3.404.303.A
TRAZADOS MINIMOS ABSOLUTOS DEL BORDE INTERIOR DE RAMALES DE
GIRO EN INTERSECCIONES CANALIZADAS - $V_p \leq 15$ km/h

Vehículo Tipo	Angulo de giro (g)	Curva Compuesta de tres centros (Simétrica)		Ancho del Ramal (m)	Tamaño aproximado de la Isla (m2)
		Radios (m)	Retranqueo (m)		
L	85	45 - 23,0 - 45	1,00	4,20	5,50
C		45 - 23,0 - 45	1,50	5,40	5,00
VA1		55 - 28,0 - 55	1,00	6,00	5,00
L	100	45 - 15,0 - 45	1,00	4,20	5,00
C		45 - 15,0 - 45	1,50	5,40	7,50
VA1		55 - 20,0 - 55	2,00	6,00	11,50
L	115	36 - 12,0 - 36	0,60	4,50	6,50
C		30 - 11,0 - 30	1,50	6,60	5,00
VA1		55 - 14,0 - 55	2,40	9,00	5,50
L	130	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	11,00
C		30 - 9,0 - 30	1,50	7,20	8,50
VA1		55 - 12,0 - 55	2,50	10,20	20,00
L	150	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	43,00
C		30 - 9,0 - 30	1,50	7,80	35,00
VA1		48 - 11,0 - 48	2,70	10,50	60,00
L	165	30 - 9,0 - 30	0,80	4,80	130,00
C		30 - 9,0 - 30	2,00	9,00	110,00
VA1		48 - 11,0 - 48	2,10	11,40	160,00

Un vehículo VA2 puede inscribir su trayectoria en un diseño para vehículo VA1 a baja velocidad y sin huelgas laterales

Consecuentemente, para los elementos amplios de intersecciones se aplican las relaciones radio-peralte, que consideran que la aceleración transversal generada por el desplazamiento de un móvil según una trayectoria circular será compensada en 25% por el peralte y en 75% por la fricción transversal, según se expone en 3.404.602, lo cual genera dinámicas de desplazamiento que no favorecen, físicamente, velocidades superiores a las de proyecto.

En el diseño de curvas de intersecciones para $25 \leq V_p \leq 65$ km/h se pueden usar coeficientes de fricción lateral algo mayores que los usados en caminos y carreteras, llegando en casos extremos, obligados por el espacio disponible, a utilizar los que se consignan en la Tabla 3.404.304.A.

La Tabla 3.404.304.A muestra los valores de los radios mínimos absolutos en intersecciones canalizadas con Velocidades de Proyecto comprendidas entre 25 y 65 km/h, para peraltes de 0% y 8%. Estos valores han sido calculados mediante la expresión $R_{MIN} = V^2/127 (t+p)$, utilizando los valores máximos admisibles del coeficiente de fricción, que aparecen también en dicha Tabla.

La expresión anterior para R_{MIN} puede ser utilizada con otros valores del peralte, pero sólo en casos en los que muy justificadamente no se puedan proyectar radios de curvaturas más amplios para la Velocidad de Proyecto requerida, o cuando los peraltes de las superficies de rodadura queden condicionados por las características en elevación de la intersección (véase Tópico 3.404.5) por la dificultad de proveer distancias suficientes para desarrollarlos.

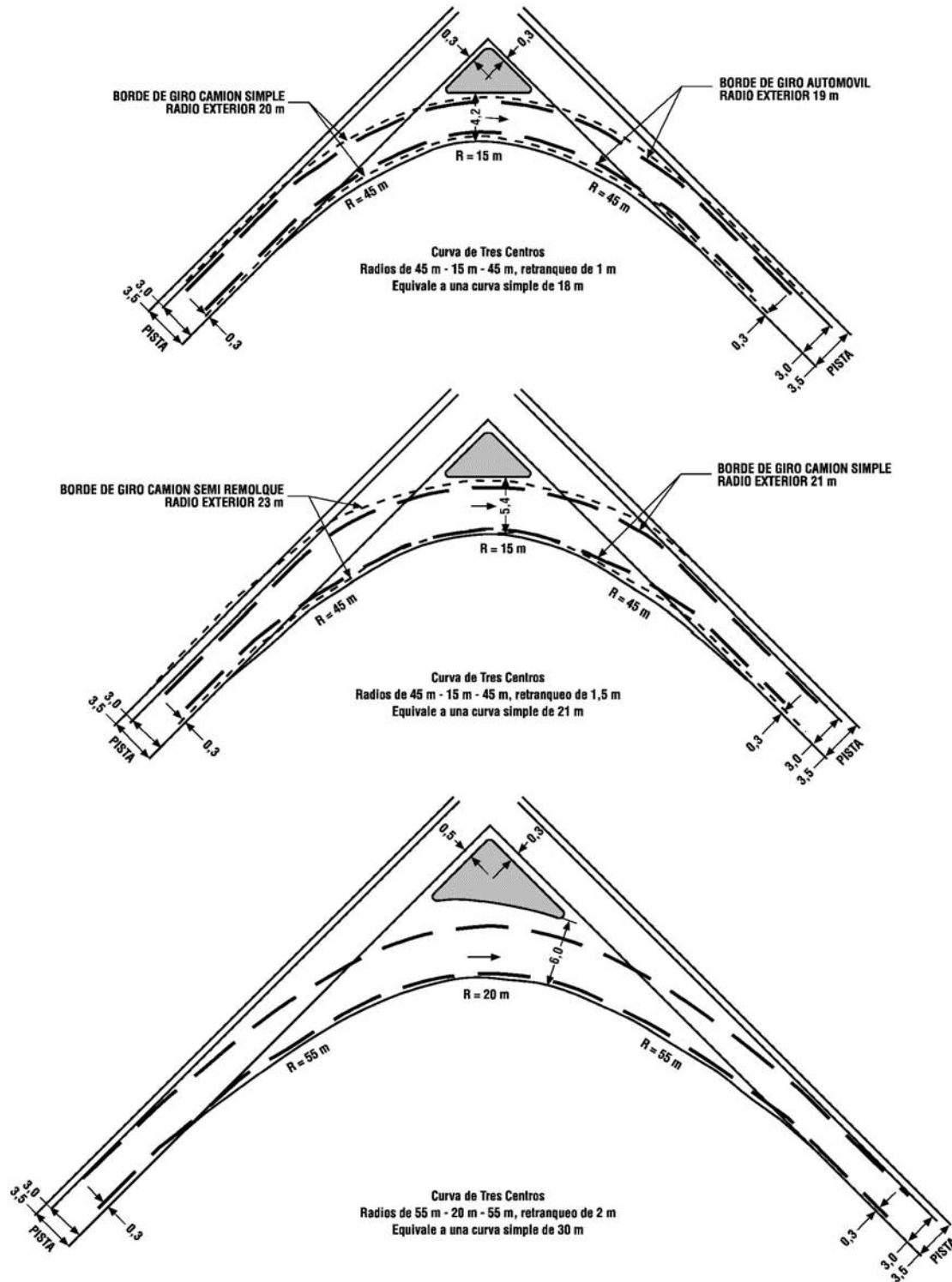


TABLA 3.404.304.A
RADIOS MINIMOS ABSOLUTOS EN INTERSECCIONES CANALIZADAS PARA $25 \leq V_p \leq 65$ km/h

V _p (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65
t _{máx} (%)	31,0	28,0	25,0	23,0	21,0	19,0	18,0	17,0	16,0
R _{mín} (m) p= 0% ⁽¹⁾	15	25	40	55	75	100	130	170	210
R _{mín} (m) p= 8%	15 ⁽²⁾	20	30	40	55	75	90	120	140

(1) p =0% sólo en casos restricciones en alzado insalvables

(2) Radio mínimo < 15 m es inaceptable en intersecciones canalizadas, salvo en curvas de tres centros

No obstante lo anterior, la geometría deseable resulta de aplicar un radio de curvatura lo más amplio que sea económicamente posible y asignarle la Velocidad de Proyecto y el peralte que permitan la Lámina 3.404.602.A, que resulta de imponer la condición que $t = 3p$ en la ecuación del Radio mínimo, con los valores de "t" que allí se consignan.

3.404.305 Curvas de Enlace y Curvas Compuestas en Intersecciones.

3.404.305(1) Aspectos Generales. Cuando se accede a un ramal de intersección desde una vía cuya Velocidad de Proyecto es significativamente superior (30 o más km/h de diferencia), el aumento brusco de la fuerza centrífuga, al pasar de la alineación amplia a la curva del ramal, aconseja intercalar curvas de enlace, que pueden ser de preferencia clotoides o curvas circulares de mayor radio.

3.404.305(2) Uso de Clotoides. Pueden ser usadas intercaladas entre la alineación recta y la curva circular, o como espiral(es) intermedia(s) entre curvas circulares de radios muy distintos, en curvatura y/o signo. Son tangentes en sus límites a las alineaciones rectas o circulares extremas, y a sus pares en el caso de curvas en "S".

Si bien en la carretera o camino se calcula el largo de la clotoide poniendo como condición que la variación normal de la aceleración transversal "J" sea del orden de 0,4 a 0,5 m/seg³, en intersecciones, por razones similares a las antes expuestas en relación con el cálculo de radios mínimos, se aceptan valores de "J" del orden de los máximos consignados en la Tabla 3.203.403.A, que van de J = 1,22 m/s³ para 30 km/h a J = 0,95 m/s³ para 60 km/h.

Utilizando la expresión de Shortt para el cálculo de la longitud de la clotoide, se tiene:

$$L = \frac{0,02144 V_p^3}{RJ} \quad (\text{ec. 3.404.305(2).1}) \quad \text{donde:}$$

V_p = Velocidad de Proyecto en km/h

R = Radio de la curva circular en m

J = Tasa de Distribución de la Aceleración Transversal

Consecuentemente:

$$A^2 = R L = 0,02144 V_p^3/J. \text{ Los valores resultantes se dan en la Tabla 3.404.305(2).A.}$$

La expresión de Shortt para el cálculo de A² es la misma que figura en 3.203.403 d), con la salvedad que en este caso se ha omitido el término (-1,27 p) que allí figura, con lo que resultan parámetros algo mayores para un mismo J.

TABLA 3.404.305(2).A
VALORES MINIMOS DE A EN FUNCION DE Vp y J
PARA RADIOS EN EL ORDEN DE LOS MINIMOS ABSOLUTOS

Vp (km/h)	30	35	40	45	50	55	60
Radio (m)	25	35	45	60	75	90	120
J (m/seg ³)	1,22	1,18	1,14	1,10	1,05	1,00	0,95
L (m)	18,98	22,26	26,75	29,60	34,04	39,64	40,63
A (m) (\sqrt{RL})	21,7	28,0	34,7	42,1	50,5	59,7	69,8
A mínimo adoptado	20	30	35	40	50	60	70

3.404.305(3) Curvas Compuestas. Al usar una curvas circular como forma de acuerdo entre dos alineaciones de curvaturas muy diferentes, debe cuidarse que la relación entre las curvaturas de los arcos sucesivos no sea más del doble. En caso contrario resulta un punto de discontinuidad demasiado evidente y esta forma de enlace no cumple su propósito. La relación entre curvaturas sucesivas será preferentemente 1,75. Estas relaciones no son válidas para trazados mínimos en los que el diseño está determinado por exigencias de espacios mínimos para efectuar la curva, a velocidades inferiores a 15 km/h.

El desarrollo de un acuerdo circular no debe ser superior a ciertos mínimos. La Tabla 3.404.305(3).A indica los desarrollos aceptables que deberá tener el enlace compuesta de un arco circular entre dos arcos con relación de curvatura de 2 a 1. Estos desarrollos están calculados de manera que resulta una deceleración máxima de 5 km/h/s o una deceleración deseable de 3 km/h/s, para pasar de la VP de la curva de mayor radio a la menor.

La cifra de 3 km/h/s resulta muy conveniente, pues supone un uso suave de los frenos. La capacidad de deceleración del motor de los vehículos es del orden de 1,5 a 2,5 km/h/s.

TABLA 3.404.305(3).A
DESARROLLO DE LA CURVA CIRCULAR DE ENLACE
CUANDO LA RAZON RADIO MAYOR A RADIO MENOR ES 2

Radio Mayor (m)	30	45	60	75	90	120	150 o más
Desarrollo Mínimo (5 km/h/s)	12	15	18	24	30	36	42
Desarrollo Deseable (3 km/h/s)	18	21	27	36	42	54	60

3.404.305(4) Combinación de más de dos Curvas. Cuando la velocidad de operación a la entrada de un ramal -valores $V_c \times A$ en Láminas 3.404.307(3).A y B y las circunstancias del diseño obligan a diseñar curvas iniciales de radios que no permiten tener una relación de 2 o menos con el arco limitante del ramal, será necesario utilizar una tercera curva circular de radio intermedio que cumpla la relación establecida, o, de preferencia, una clotoide que enlace a ambas curvas.

El desarrollo que debe darse a una clotoide intermedia se calculará haciendo la diferencia de los valores recíprocos de los radios de curvatura a enlazar, despejando de allí el radio de una curva, que al ser interpolada en los datos de la Tabla 3.404.305(2).A permite obtener el valor de su parámetro y el desarrollo correspondiente.

3.404.305(5) Ejemplo de Aplicación. Se desea enlazar dos curvas de radios $R_1 = 250$ m y $R_2 = 80$ m respectivamente.

$$\begin{aligned} 1/R_1 &= 1/250 = 0,004 \quad \text{y} \quad 1/R_2 = 1/80 = 0,0125 \\ 0,0125 - 0,004 &= 0,0085 = 1/R_x \\ R_x &= 118 \text{ m} \end{aligned}$$

Este valor de 118 m (≈ 120) se busca en la Tabla 3.404.305(2).A que indica un valor del parámetro $A = 75$. El desarrollo correspondiente es 34,04 m. Si los cálculos dieran un desarrollo menor de 30 m, se mantendrá este valor como desarrollo mínimo de la clotoide.

Si se prefiere utilizar una curva circular como curva de enlace, deberá cumplirse la condición $R/r < 2$, lo que en el ejemplo citado daría una curva límite de 125 m de radio ($250/2$). Mejor aún sería intercalar una curva de 140 m, que resulta más equilibrada.

$$250 : 140 = 1,80 \quad \text{y} \quad 140 : 80 = 1,75$$

En caso que la diferencia de radios sea tan fuerte que no se pueda cumplir la condición con una sola curva circular intercalada, será necesario utilizar varias curvas que cumplan la condición, consecutivamente una respecto de la otra.

3.404.306 Anchos de Calzada en Ramales de Giro.

3.404.306(1) Aspectos Generales. El ancho del pavimento y las bermas en calzadas de giro, están regulados por el volumen y composición del tránsito que circula por el primero, así como por el radio de la curva circular asociada al giro. Se describe varias posibilidades de operación según la importancia del ramal.

Todas estas variables han dado motivo a estudios que parten de ciertos datos conocidos, como trayectoria mínima de los vehículos tipo, distancias libres deseadas a los bordes del pavimento y a otros vehículos, sobreancho por efecto de la velocidad, etc. Esto ha permitido tipificar los casos y tabular los anchos mínimos requeridos bajo cada combinación de factores. Los anchos necesarios para vehículos tipo L o C pueden calcularse matemáticamente, pero los necesarios para VA han debido estudiarse experimentalmente o mediante el empleo de modelos a escala.

3.404.306(2) Anchos de Pavimentos en Ramales de Giro. Los tipos de operación que pueden acogerse en el ramal de giro dan origen a una primera clasificación:

- Caso I Una pista con tránsito en un solo sentido, en la que no se contempla la posibilidad de adelantar a un vehículo que se detenga. Se reserva para ramales de giro de poca importancia, bajo volumen de tránsito y corta longitud. Al menos uno de los bordes del pavimento debe tener una berma que permita ser transitada en una emergencia; si hay soleras, una de ellas debe ser fácilmente montable.
- Caso II Una pista con tránsito en un solo sentido, diseñada de modo que sea posible adelantar a un vehículo detenido por emergencia a un costado de la pista. Contempla la posibilidad de adelantamiento a bajas velocidades, con espacios libres restringidos entre vehículos, pero manteniéndose ambos dentro de la pista de circulación. Esta hipótesis de diseño es adecuada tanto para bajos volúmenes de tránsito como para aquellos próximos a la capacidad del ramal.
- Caso III Dos pistas, ya sea para tránsito en uno o dos sentidos. Se reserva para las situaciones en que el volumen de tránsito supera la capacidad de una sola pista o para el tránsito en doble sentido cuando así esté contemplado.

La segunda clasificación dice relación con la composición del tránsito que utiliza el ramal, identificándola por medio de los vehículos tipo y la proporción en que intervienen.

- Caso A Predominan los vehículos ligeros L. Considera el paso eventual de camiones o buses (C).
- Caso B La presencia de vehículos tipo C es superior a 5%, pero no sobrepasa 25 % del tránsito total. Eventualmente circulan vehículos articulados, en muy baja proporción.

Caso C Los vehículos tipo C son más de 25% tránsito total y/o los vehículos articulados circulan normalmente por el ramal considerado.

La Tabla 3.404.306(2).A resume los anchos que deben adoptarse según sea la hipótesis combinada de tipo de operación y tránsito que corresponda, a partir de los casos antes enumerados. Se considera además el efecto del radio mínimo interior del ramal de giro, con sus velocidades máximas asociadas.

La parte inferior de la Tabla indica las variaciones que pueden introducirse a los anchos base según sea las características del terreno adyacente al pavimento.

La Tabla que sigue identifica el vehículo tipo y la maniobra que se consideró para la determinación de los anchos de la Tabla 3.404.306.(2).A. Estos anchos incluyen los espacios adicionales necesarios para que dichas maniobras puedan realizarse con seguridad. En los casos en que aparecen dos letras, la primera indica el tipo de vehículo que puede adelantar cómodamente a un vehículo estacionado, siendo el tipo de éste el que la segunda letra señala. Ejemplo: en la celda correspondiente a operación tipo II (Caso II) con composición de flujos tipo B, la clave L-C informa que un automóvil puede maniobrar holgadamente adelantando a un camión simple.

	A	B	C
Caso I	L	C	VA1
Caso II	L - L	L - C	C - C
Caso III	L - C	C - C	VA1 - VA1

La Tabla que se presenta a continuación permite apreciar las maniobras que pueden realizar, en ramales cuyos anchos son los de la Tabla 3.404.306(2).A, los vehículos tipo que se indican. Estos son casos extremos, que requieren velocidades bajas y conductores experimentados.

	A	B	C
Caso I	VA1	VA1	VA2
Caso II	L - C	L - VA1	C - VA1
Caso III	C - VA1	VA1 - VA1	VA2 - VA2

Ejemplo: en caso I - A; se lee VA1, que quiere decir que en el ancho indicado un tracto camión con semi-remolque corriente puede efectuar el giro sin salirse de la pista, pero prácticamente sin huelga alguna entre la trayectoria de las ruedas y el borde del pavimento.

Caso II-B; se lee L - VA1. Esto indica que un vehículo tipo L podrá adelantar a un vehículo tipo VA1 que se encuentre estacionado al borde de la pista (o viceversa) siempre con huelga mínima entre un vehículo y otro y entre los bordes del pavimento.

**TABLA 3.404.306(2).A
ANCHOS DE PAVIMENTO Y BERMAS⁽¹⁾ EN RAMALES**

R (m) (Radio Interior)	Anchos de Pavimentos en Ramales, en m para:									
	Caso I			Caso II			Caso III			
	1 pista 1 sentido sin adelantar			1 pista 1 sentido con adelantar			2 pistas 1 ó 2 sentidos			
	Características del Tránsito									
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
15	5,40	5,40	7,00	7,00	7,50	8,70	9,30	10,50	12,60	
25	4,70	5,00	5,70	6,30	7,00	8,00	8,70	9,80	11,00	
30	4,50	4,80	5,40	6,00	6,60	7,50	8,40	9,30	10,50	
50	4,20	4,80	5,00	5,70	6,30	7,20	8,00	9,00	9,90	
75	4,00	4,70	4,80	5,60	6,20	6,80	8,00	8,60	9,20	
100	4,00	4,50	4,80	5,40	6,00	6,60	7,80	8,40	9,00	
125	4,00	4,50	4,80	5,40	6,00	6,60	7,80	8,40	8,70	
150	3,80	4,50	4,50	5,40	6,00	6,60	7,80	8,40	8,70	
>200	3,50	4,50	4,50	5,00	5,70	6,30	7,50	8,00	8,00	
Modificación de Anchos (m) por Efecto de Bermas ⁽¹⁾ y Soleras										
Bermas sin revestir		Sin modificación			Sin modificación			Sin modificación		
Solera Montable		Sin modificación			Sin modificación			Sin modificación		
Solera elevada	Un lado	Añadir 0,30			Sin modificación			Añadir 0,30		
	Dos lados	Añadir 0,50			Añadir 0,30			Añadir 0,50		
Berma revestida a uno o ambos lados		En condiciones B y C ancho en recta puede reducirse a 3,50 m si ancho de berma es 1,20 m o más			Deducir ancho de las bermas. Ancho mínimo como Caso I			Deducir 0,60 donde la berma sea de 1,20 m como mínimo		

(1) Cuando existen bermas pavimentadas en ramales -principalmente en enlaces- éstas deben tener un ancho uniforme en toda su longitud. Si este ancho es inferior al de las bermas de las calzadas de paso, el ancho de estas últimas debe mantenerse y conseguirse -respectivamente- a lo largo de las cuñas de salida y entrada, y la transición debe ejecutarse a continuación en una distancia no inferior a 15 m. En ramales de un sentido de circulación la suma de los anchos de las bermas no debe superar los 3,00 a 3,50 m, de los cuales 0,50 a 1,00 m debieran corresponder a la berma izquierda. Ramales directos con VP de más de 60 km/h deben tener bermas pavimentadas de 2,5 m de ancho mínimo a la derecha y de 0,50 m mínimo a la izquierda. La luz libre lateral a la derecha de un ramal no debe ser inferior a 1,80 m, y a la izquierda no debe ser inferior a 1,00 m.

3.404.306(3) Bermas o Espacios Adyacentes al Pavimento del Ramal de Giro. Dentro de una intersección canalizada no es siempre necesario disponer bermas a los lados de los ramales de giro: las pistas quedan delimitadas por islas y el trazado de éstas ya considera la necesaria luz libre lateral a la izquierda del pavimento; además, estos ramales son por lo general cortos y no es necesario prever bermas a lo largo de ellos para estacionamiento temporal de vehículos, sobre todo considerando que los anchos de pavimento especificados en la Tabla 3.404.306(2).A satisfacen la mayoría de las necesidades operacionales de este tipo.

En los ramales de giro a la derecha, el borde izquierdo del pavimento delimita la zona triangular del respectivo cuadrante de la intersección. Esta zona suele llevar una isla. Cuando la isla es de dimensiones reducidas y lo exige la importancia de los movimientos, ésta se delinea con solera montable; si no, puede ser sólo demarcada.

En cualquiera de los supuestos, una berma al lado izquierdo es por lo general innecesaria en ramales de intersecciones. La demarcación de borde de calzada puede ir al pie de la solera respectiva, incluida por lo tanto en el ancho del ramal. Sin embargo, en el sector izquierdo del inicio o entrada del ramal, se debe retranquear la eventual solera (3.404.404) para permitir un posible desplazamiento lateral de los vehículos al iniciar su maniobra de giro. El ensanche resultante en el área de retranqueo configura, con la demarcación pertinente, la "punta" de la isla (3.401.1).

En áreas rurales generalmente se dispone de bermas a la derecha de estos ramales, aunque también puede usarse una solera para reducir las operaciones de conservación sobre la zona que puede ser invadida y dañada por los vehículos que salgan de la calzada por el interior de la curva, o por presencia de peatones.

Cuando existe berma derecha, es preferible que su dimensión y tratamiento sean los mismos que los de la sección normal de la carretera de la que provienen los vehículos. Si hay diferencias de ancho, las transiciones correspondientes deben hacerse después de la cuña de salida o antes de la cuña de entrada, en una longitud de 15 m.

En grandes intersecciones canalizadas los ramales de giro pueden ser de tal longitud que se consideren como independientes de las carreteras que se cortan, como ocurre en el caso de los enlaces (3.504.204). Bajo este punto de vista, deberán proyectarse con bermas a ambos lados del pavimento. Los anchos mínimos de éstas serán los correspondiente a ramales de enlace. Véase Tabla 3.504.204.A.

En la Tabla 3.404.306(2).A se resume los valores recomendables para distintas condiciones de los ramales de giro. En estos ramales, si no hay soleras o éstas son montables, la berma contigua debe ser del mismo tipo y sección de la carretera de acceso, por lo menos a su inicio. Es deseable que las bermas del lado derecho, en caso de existir, tengan un pavimento similar al de la calzada del ramal, y como mínimo un tratamiento superficial o una estabilización en un ancho de 1 m o más si los volúmenes de diseño son inferiores a 200 vehículos por hora.

3.404.307 Pistas de Cambio de Velocidad.

3.404.307(1) Aspectos Generales. Cuando un conductor va a hacer un giro en una intersección, debe modificar su velocidad. Si se propone pasar de una carretera a un ramal de giro, deberá disminuirla para adecuarla a las inferiores condiciones geométricas de este último, y si pretende acceder a una de las carreteras, proveniente de un ramal de giro, deberá aumentarla para hacerla compatible con las condiciones de flujo de aquélla.

Para que estas operaciones, inherentes a toda intersección, se desarrollen con un mínimo de perturbaciones, se diseñan pistas de cambio de velocidad. Las pistas que auxilian la maniobra de salida de una calzada reciben el nombre de Pistas de Deceleración, y son paralelas o casi a la de origen. Las pistas que auxilian la maniobra de entrada a una calzada reciben el nombre de Pistas de Aceleración, y son siempre paralelas a la de destino. Ambas permiten acomodar la velocidad según las conveniencias expuestas [véase Lámina 3.404.307(1).A].

A pesar de estas características en común, es necesario abordar el tratamiento de unas y otras con enfoques teóricos distintos, puesto que la conducta del usuario, que es más o menos previsible para el

caso de una pista de deceleración, lo es menos para una de aceleración, al requerir esta última una maniobra más compleja y peligrosa, y al estar dicha maniobra condicionada por las características del tránsito en la carretera.

En el caso de las pistas de aceleración, existen criterios diferentes en los E.E.U.U. y en algunos países europeos. AASHTO calcula sus longitudes suponiendo que el vehículo debe acelerar desde la velocidad de circulación del ramal hasta las proximidades de la velocidad de circulación de la carretera. En Alemania y Suiza, en cambio, se pone énfasis en las circunstancias en que se ejecuta la maniobra; esto es, se contempla que el conductor puede acelerar, si las condiciones del flujo se lo permiten, o disminuirla si percibe dificultades para ingresar a la carretera.

Este último criterio hace que para velocidades bajas de diseño las pistas de aceleración sean mayores que las calculadas por AASHTO, al considerarse necesario agregar una zona de maniobra a la longitud prevista para aumentar la velocidad. Pero, por otra parte, limita la longitud a valores máximos bastantes inferiores que los prescritos por AASHTO, para velocidades altas. Considera que puede ser peligroso dar la posibilidad de acelerar hasta ellas, si el ingreso depende más bien de las posibilidades de espacio en la carretera, y que, si hay tal espacio, no es indispensable que el vehículo ingrese a la carretera a velocidades elevadas.

Por lo anteriormente expuesto, en este Manual se decidió adoptar, para carreteras con Velocidad de Proyecto > 80 km/h el criterio europeo antes mencionado, el cual, al considerar velocidades de incorporación al flujo menores que las prescritas por AASHTO, permite una maniobra más controlada y segura por parte de los usuarios, a la vez que redundante en un proyecto más económico. Para velocidades de *proyecto ≤ 70 km/h rara vez la categoría del camino requerirá de pistas de aceleración y en todo caso se trata de velocidades suficientemente bajas como para adoptar los valores que resultan del criterio AASHTO, manteniendo un grado de seguridad adecuado si se considera que los conductores que se incorporan al flujo manejan en un estado de atención que reduce los tiempos de percepción y reacción a valores inferiores a los considerados para el caso de carretera propiamente tal. Por lo anterior, si la densidad de flujo no permite la incorporación, el conductor siempre podrá optar por la detención.

En carreteras bidireccionales de dos pistas la experiencia indica que las pistas de aceleración no son aconsejables pues inducen situaciones peligrosas que contrarrestan las ventajas que se pretende obtener. Por tanto, en este caso, los ramales de la intersección que acceden a la carretera deberán proyectarse bajo las condiciones prescritas en 3.404.202 y sin pistas de aceleración, quedando éstas reservadas a las carreteras de tipo unidireccional.

Las pistas de deceleración, en cambio, podrán proyectarse en carreteras bidireccionales, cuando la cantidad de vehículos que girarán en el año de inicio de operaciones sea igual o superior a 25 veh/h y sus velocidades de proyecto sea de 60 km/h o más. Sus dimensiones se obtendrán de considerar una conducta tipo de los usuarios frente a ellas y de aplicar una expresión físico-matemática que de cuenta del fenómeno de la deceleración de un vehículo operado según dicha conducta.

Desde el punto de vista de sus formas, las pistas de cambio de velocidad podrían agruparse en dos tipos: "en paralelo", cuando dicha pista discurre junto a la calzada de la carretera, como si fuese una pista más de ella, hasta el momento de su separación o confluencia con la misma [Láminas 3.404.307(2).A y 3.404.307(3).B], y "directa" [Lámina 3.404.307(3).A], cuando la pista incide o se desprende desde el borde de la carretera de manera tal que dicho borde forma un ángulo con el borde adyacente del ramal. En este último caso se forma una cuña de pavimento que forma parte inicial del ramal, cuya longitud puede ser menor que la requerida para conseguir normalmente el cambio de velocidad [Láminas 3.404.307(3).A y B]. El resto de la pista debe desarrollarse entonces en un tramo que ya es independiente de la carretera, situado entre dicha cuña y el inicio de la curvatura limitante del ramal. Estas alternativas presentan ventajas y desventajas según sea el tipo de maniobra que sirvan. En el presente Manual de Carreteras se recomienda criterios unificadores para resolver el paralelismo o no de las pistas de cambio de velocidad.

En efecto, las pistas de tipo paralelo deberán ser elegidas para el caso de la aceleración, porque se desea una óptima retrovisión y la posibilidad de maniobrar (en curva-contracurva) para ingresar a la carretera en cualquier momento en que se produzcan las condiciones adecuadas. Las pistas de tipo directo, en cambio, deberán preferirse en el caso de deceleración, en el cual la maniobra de curva-contracurva no es tan natural, porque interesa clarificar la situación de salida mediante un diseño que "avise" al conductor la función de la pista que se le ofrece, que es la de cambiar definitivamente su rumbo. Esto último no será válido en el caso de las pistas de deceleración centrales [Lámina 3.404.307(4).A], o sea, aquellas dispuestas entre las pistas de una carretera, destinadas a detener y almacenar a los vehículos que giran a la izquierda. Tales pistas, por su posición, no podrán ser sino paralelas.

No obstante estas recomendaciones, algunas circunstancias especiales podrían requerir otros diseños. En casos justificados, esto podría ser autorizado por la Dirección de Vialidad, siempre que estos diseños se ajusten a criterios internacionales sancionados por la práctica. En la Lámina 3.404.307(1).A se muestra los tipos básicos de vías de deceleración y aceleración.

3.404.307(2) Pistas de Aceleración. Estas pistas serán del tipo paralelo, salvo autorización de la DV en otro sentido. En la Lámina 3.404.307(2).A se muestra un ejemplo de ellas, para el caso de la carretera en recta. Si la carretera va en curva, el caso es idéntico, teniendo en cuenta que podrían ser necesarios sobrecanchos de pista en función del radio de curvatura. No se deben contemplar este tipo de pistas en carreteras bidireccionales.

Su longitud total (L_T) es la suma de los largos de las zonas de aceleración propiamente tal y de transición o cuña. L_T no superará en ningún caso los 300 m.

L_T se mide desde el punto de tangencia del borde izquierdo del ramal (en el sentido de avance de los vehículos) con el borde adyacente de la calzada principal (punto A' en la Lámina 3.404.307(2).A), en el caso de no existir curva de transición entre el radio limitante del ramal y el punto A', o sea, un arco de círculo de radio mayor que dicho limitante o una clotoide.

Si existe tal curva de transición, L_T se medirá desde el comienzo de la curva de transición, pero con una limitación práctica que surge de los requerimientos de visibilidad: el punto desde el cual se inicia la pista de aceleración no puede quedar más atrás del punto P [véase Lámina 3.404.307(2).A] Este punto es aquél en que la distancia entre los bordes adyacentes de las calzadas del ramal y de la carretera (PP') es de 3 m. Esta disposición permite un ahorro constructivo y se justifica porque el usuario, en esa posición, puede discernir a través del retrovisor, las condiciones de circulación existentes, y, además, está circulando por una curva que ya permite velocidades mayores que las de diseño del ramal.

En la Lámina 3.404.307(2).A se muestra una pista de aceleración para el primero de los casos citados, sin curva de transición, en trazo lleno, y con línea de puntos se muestra la posición de la pista para el segundo caso, suponiendo que el arco AP de la figura es una curva de transición. Los puntos B y C, fin de la zona de aceleración y de la zona de cuña respectivamente, se desplazan en este último caso hasta B' y C', cumpliéndose que $BB' = CC' = A'P$.

La Tabla 3.404.307(2).A presenta los valores de L_T y L_C en función de las velocidades de proyecto de la carretera (V_C) y de los ramales (V_r).

TABLA 3.404.307(2).A
LONGITUDES L_T Y L_C DE PISTAS DE ACELERACION: $L_T = L_A + L_C$ ($i = 0$)

V_C (km/h)	L_C (m)	L_T (m)							
		$V_r = 0$ (km/h)	$V_r = 30$ (km/h)	$V_r = 40$ (km/h)	$V_r = 50$ (km/h)	$V_r = 60$ (km/h)	$V_r = 70$ (km/h)	$V_r = 80$ (km/h)	$V_r = 90$ (km/h)
60	50	100	75	50					
70	50	150	120	100					
80	50	240	200	180	140	100			
90	75	300	275	250	220	170	140		
100	75	300	300	300	275	250	225	200	
110	75	300	300	300	300	300	250	250	250
120	75	300	300	300	300	300	300	300	300

Los valores L_T y L_A son válidos para inclinaciones longitudinales comprendidas entre + 3% y - 3% , debiendo corregirse si éstas exceden dichos valores límites. En la Tabla 3.404.307(2).B se entrega los factores que relacionan la longitud en pendiente (\pm) con la longitud en horizontal. En el caso de pendientes negativas, las correcciones sólo se hacen cuando se da el raro caso de una condición de parada previa al inicio de la pista de aceleración, puesto que en este caso se supone que el vehículo parte cuando tiene planificada su maniobra, que consiste solamente en acelerar. Si el vehículo marcha a la velocidad V_r se impone el criterio ya expuesto anteriormente, según el cual interesa proveer al conductor de suficiente tiempo para adecuar su marcha a las circunstancias de su ingreso a la carretera, lo cual supone no reducir la longitud de las pistas más allá de lo que ya han sido reducidas mediante la aplicación del criterio descrito en el Numeral 3.404.307(1).

VIAS DE DECELERACION		VIAS DE ACCELERACION		
		EN CURVAS	BASICA	BASICAS
CENTRAL	PARALELA	DIRECTA		
EN CURVAS				
BASICAS				
EN CURVAS				

Las correcciones por pendiente se calculan sobre el total del valor L_T de la Tabla 3.404.307(2).A, pero la longitud adicional o la que haya que deducir, como resultado de la aplicación de los coeficientes que correspondan al caso, afectan sólo a la dimensión L_A , permaneciendo L_C fijo, aunque eventualmente pudiera resultar un L_T menor que L_C .

TABLA 3.404.307(2).B
RELACION DE LONGITUD DE PISTAS DE ACELERACION ENTRE VIAS EN PENDIENTE Y EN HORIZONTAL

Factores de Corrección de L_T (1) en Pistas de Aceleración, Para Velocidades de Proyecto de la Carretera (V_c) de:							
60		70		80		100 (2)	
Caso Pendiente de Subida : (%)							
3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6
1,30	1,50	1,30	1,60	1,35	1,70	1,40	1,90
Caso Pendiente de Bajada, Si $V_r = 0$ (3), de:							
3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6	3 - 4	5 - 6
0,5	0,5	0,75	0,65	0,90	0,80	1,00	1,00

- (1) Factores se aplican a L_T , pero afectan a L_A ($L_C =$ Constante)
 (2) L_T Máximo = 300 m $V_c = 100$ sirve para interpolar
 (3) Si $V_r > 0$ no hay reducciones.

En la Tabla 3.404.307(2).C se entrega las longitudes de L_T resultantes de aplicar los factores de la Tabla 3.404.307(2).B a las longitudes L_T provenientes de la Tabla 3.404.307(2).A.

TABLA 3.404.307(2).C
LONGITUDES L_T (m) DE PISTAS DE ACELERACION APLICANDO FACTORES DE PENDIENTE

i (%)	VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)															
	60			70			80 ⁽¹⁾						100 ⁽²⁾			
	VP Ramal (km/h)			VP Ramal (km/h)			VP Ramal (km/h)						VP Ramal (km/h)			
	0	30	40	0	30	40	0	30	40	50	60	0	30	40	50	60
3 a 4	130	98	65	195	156	130	300	270	242	189	135	420	420	420	385	350
5 a 6	150	113	75	240	192	160	300	300	300	238	170	570	570	570	523	475
0	100	75	50	150	120	100	240	200	180	140	100	300	300	300	275	250
-3 a -4	50	38	25	113	90	75	216	180	162	126	90	300	300	300	275	250
-5 a -6	50	38	25	98	78	65	192	160	144	112	80	300	300	300	275	250

- (1) L_T Máximo = 300 m. Valores superiores a 300 m han sido reducidos a este mínimo (negrita).
 (2) Valores calculados para $V_c = 100$ sirven para interpolar.

En la Lámina 3.404.307(2).A se muestran los puntos singulares de las pistas de aceleración en los que se debe tener anchos de pavimentos normalizados. En C se tiene el ancho final de la cuña (c), que deberá ser de 1 m, con el fin de hacer utilizable la zona de cuña en una extensión mayor y para evitar roturas de la misma en pavimentos rígidos debido a su menor sección y circunstancias constructivas desfavorables.

En el punto B, inicio de la cuña, se debe tener el ancho total de la pista (b). En recta este ancho es por lo general de 3,5 m, pero puede rebajarse a 3,0 m si el tránsito en el ramal es de poca importancia. Si la pista fuera proyectada en una curva que requiere un sobree ancho e (véase 3.203.305), el ancho b se modifica en igual medida e.

La transición de borde de la cuña, desde $c = 1$ m hasta b se hace mediante una curva de transición. El valor del ancho variable y, en función de la distancia x desde el comienzo de la transición (B o B'), se obtiene de la Tabla incluida en la Lámina 3.404.307(2).A, multiplicando la diferencia de anchos (b-c) por el factor F indicado.

En el punto de tangencia A, que puede ser o no el comienzo de la zona de aceleración, según lo ya dicho, se debe tener un ancho a que depende de las características del ramal. Si no existen curvas de acuerdo entre la zona de aceleración y la curva circular propia del ramal (o sea, que en A empalma tangencialmente la curva cuyo radio define la Velocidad de Proyecto del ramal, lo que hace que L_T se mida a partir de este punto), entonces a debe ser el ancho de pavimento que corresponde a dicho radio, según la Tabla 3.404.306(2).A. Si este valor de a es superior a b, la disminución (a - b) se consigue teniendo en cuenta este hecho en el momento de la definición del borde derecho del ramal (en el sentido del avance de los vehículos), e imponiéndose las condiciones de tenerse el ancho a en AA' y el ancho b a una distancia de A que no sea superior a 20 veces el valor (a - b). Si la zona de deceleración fuera de longitud nula dicho trazado del borde derecho empalmaría tangencialmente en A con una separación a de tal modo que la cuña pueda continuarse a partir del mismo punto.

Si en A terminara una curva circular, acuerdo entre la curva característica del ramal y este punto de empalme, a debe ser el ancho que corresponde al valor del radio de curvatura de dicha curva de acuerdo según la referida Tabla 3.404.306(2).A. Este ancho a será por lo general superior a b, y la transición desde b a a se hará igual que en el caso anterior.

Se debe tener en cuenta que puede ser necesaria, además, una transición desde el ancho del ramal, en su zona de curvatura máxima, al ancho de la curva circular de acuerdo, o que, si se estuviere en el caso II de la Tabla 3.404.306(2).A, podría precisarse una transición desde su ancho correspondiente hasta el ancho del caso I.

Si en A termina una clotoide, $a = b$ y el aumento de ancho entre A y el primer punto de curvatura máxima del ramal, que se producirá al comienzo de dicha clotoide, se logra linealmente a lo largo de esta última.

Si $L_A = 0$, a coincide con b.

3.404.307(3) Pistas de Deceleración. En las Láminas 3.404.307(3).A y B se determinan los tipos de pista de deceleración que contempla el presente Volumen, distinguiéndose dos tratamientos distintos, según las características geométricas del ramal.

a) Caso I: existe curva de acuerdo de longitud \geq que L_D .

Este primer caso [Lámina 3.404.307(3).A] corresponde a la geometría considerada mejor para estos dispositivos, o sea, cuando se puede hacer incidir el ramal sobre la carretera con un ángulo θ que haga claramente perceptible su función.

En este caso, dicho ángulo θ es el subtendido por las tangentes a los bordes de calzada del ramal y de la carretera en su punto común B. Cuando el trazado de los ramales no corresponda al caso de los mínimos absolutos, se debe cuidar que θ no exceda los valores de la Tabla 3.404.307(3).A.

TABLA 3.404.307(3).A
ANGULO θ DE INCIDENCIA DE PISTA DE DECELERACION SEGUN V_C

V_C (km/h)	< 60	60	70	80	90	100	110	120
θ (g)	12,0	10,0	8,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0

Si el eje de definición geométrica es el borde derecho del ramal (en el sentido de avance de los vehículos), AB' será, en la Lámina 3.404.307(3).A, parte de una alineación (recta, curva circular o clotoide) que cumpla:

- que $AB \cong AB' = L_C$ (largo de la cuña);
- que produzca en B' una separación del borde de la carretera (B'B) igual al ancho a inicial y mínimo de la pista de deceleración (3,0 m - 3,5 m);
- que θ sea igual o inferior al valor que le corresponda según la Tabla 3.404.307(3).A, y
- que en lo posible se produzca tangencia en A.

Si el eje de definición es el borde izquierdo del ramal, se debe cumplir con:

- que θ sea igual o inferior al valor que le corresponda según la Tabla 3.404.307(3).A;
- que el borde derecho, entre B' y A, sea resuelto mediante un trazado continuo que se adapte a la marcha de los vehículos: arco de círculo, recta, clotoide o combinaciones de ellas;
- que tal borde, entre B' y A, sea tangente, en B', con una paralela a dicho eje, trazada a 3,0 - 3,5 m a la derecha del mismo, y
- que tal borde, entre B' y A, sea también tangente al borde de la calzada de paso en el punto A, siempre que tal cosa sea posible.

La longitud total de una pista de deceleración (L_T) es la suma de dos longitudes: L_C y L_D . L_C es el largo de la cuña o zona de transición ($AB \cong AB'$ en la figura), que depende de la Velocidad de Proyecto de la Carretera y cuyos valores son los que aparecen en la Tabla 3.404.307(3).B.

TABLA 3.404.307(3).B
 L_C según V_C

V_C (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
L_C	50	55	60	70	80	85	90	100

Para fines del cálculo de la longitud de deceleración L_D , se supone que al final de la zona de cuña (BB'), el vehículo que usa este dispositivo de cambio de velocidad ha disminuido la suya hasta una fracción de V_C (igual a F_V), que aparece, en función de la misma V_C , en la Tabla 3.404.307(3).C. Los valores de F_V disminuyen a medida que aumenta la velocidad en la carretera; en parte porque L_C es mayor y en parte porque cualquier maniobra de deceleración, sea ésta hecha aún dentro de la calzada principal o una vez dentro de la cuña, produce efectos mayores (y no lineales) en la medida que dicha velocidad inicial aumenta.

TABLA 3.404.307(3).C
 F_V según V_C

V_C (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120
F_V	0,70	0,68	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61	0,60

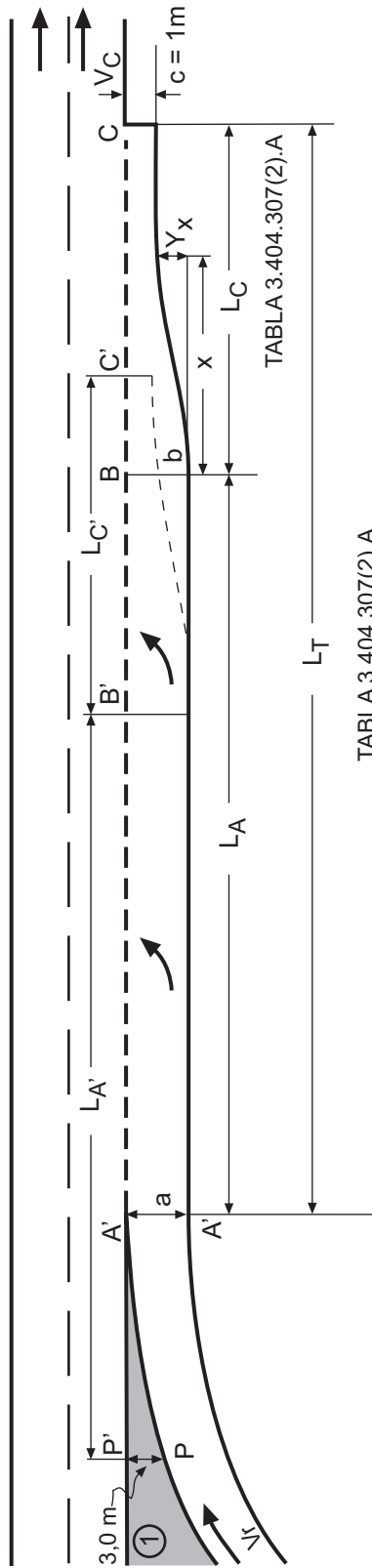


TABLA 3.404.307(2).A

NOTAS:

- (1) Esta zona se define según párrafos 3.404.404 y 3.404.405. Si el ramal se define en elevación mediante eje longitudinal independiente, véase también 3.404.503 (1) y (2)
- (2) Peraltes y Transiciones en tópico 3.404.6
- (3) $Y_x = F(b-c)$ (F en tabla)

DISTANCIAS "X" DESDE EL PUNTO B o B' (m)															
VALORES "F" PARA EL CALCULO DE Y_x															
Velocidad de Proyecto (km/h)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
60 - 80	0,0127	0,0629	0,1656	0,3190	0,5000	0,6810	0,8344	0,9371	0,9873	1,0000					
90 - 120	0,0053	0,0245	0,0629	0,1252	0,2129	0,3190	0,4382	0,5618	0,6810	0,7881	0,8748	0,9371	0,9755	0,9947	1,0000

L_D se calcula a partir de la expresión:

$$L_D = \frac{(F_V * V_C)^2 - V_r^2}{26 * (d + \frac{i}{10})} \quad (\text{ec. 3.404.307(3).1})$$

En que:

F_V es el coeficiente de la Tabla 3.404.307(3).C;

V_C y V_r son las velocidades de proyecto (km/h) de carretera y ramal, respectivamente;

d es el valor de la deceleración media, que en este caso se hace igual a 2 m/s², e

i es la inclinación de la pista en % (positiva de subida y negativa de bajada).

Los valores L_D aparecen graficados en las Láminas 3.404.307(3).C y D, para las velocidades específicas de carretera que van desde 50 km/h hasta 120 km/h, considerando distintas velocidades de proyecto de los ramales, y para distintas inclinaciones longitudinales de las pistas.

L_D , en este caso, se mide desde BB' hasta CC'. Se observa que esta dimensión BC \cong B'C', en el caso más afinado, será igual a BD \cong B'D', que es el largo de la curva de acuerdo; puesto que al final de la pista de deceleración (CC') ya se puede tener la velocidad correspondiente a la curvatura limitante del ramal. Se hace notar también que el radio de una curva circular de acuerdo, en caso de ser ésta preferida a una clotoide, debe ser compatible con la velocidad en BB' ($F \times V_C$). En la Lámina 3.404.307(3).A se muestra los puntos singulares de estas pistas en los que se deben tener anchos de pavimentos normalizados:

- Si B'C' (o BC) es parte de una clotoide: $a = 3,50$ m.
- Si BC es una curva circular de acuerdo que requiere un sobre ancho E_1 : $a = 3,50$ m + E_1 .
- En DD' se debe tener el ancho de ramal que corresponda según la Tabla 3.404.306(2).A. Los aumentos de ancho E_2 con respecto al ancho del ramal en a se dan a lo largo de la curva de acuerdo.

b) Caso II: la curva de acuerdo es menor que L_D o no existe.

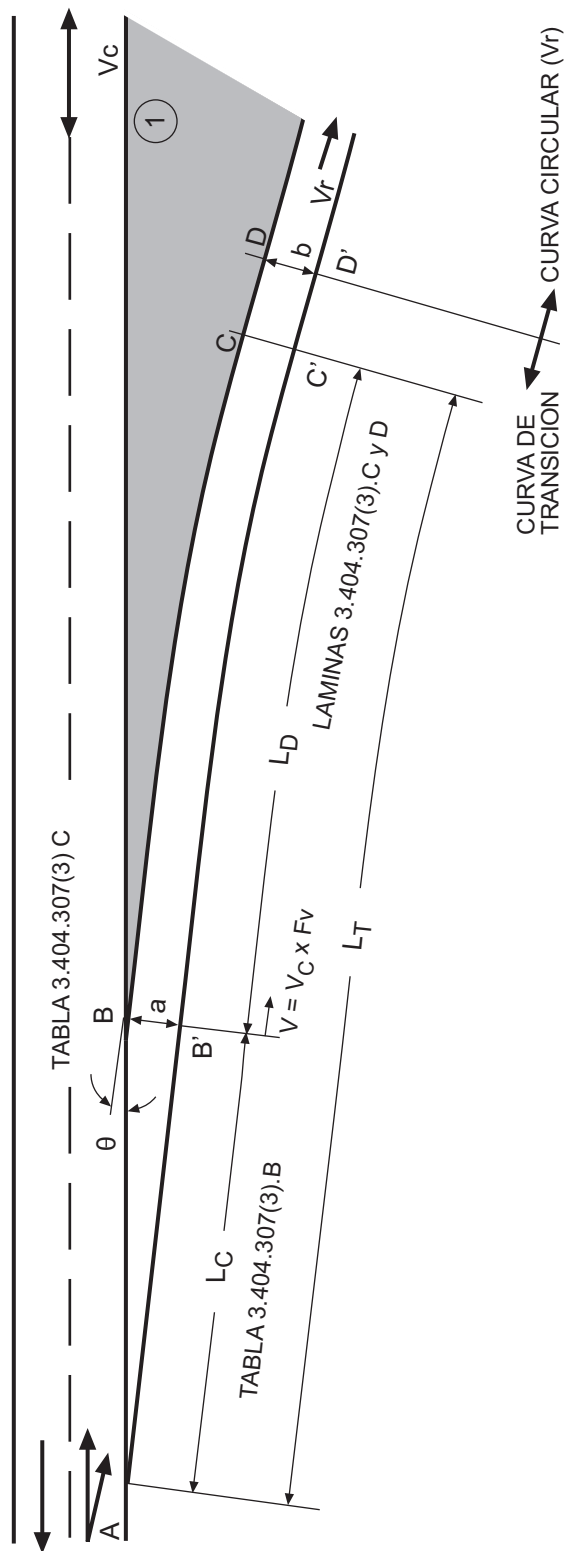
Este caso obliga a una pista de deceleración en paralelo y se produce frecuentemente por las limitaciones de espacio que condicionan a estos diseños.

Si se proyecta una pista de deceleración de este tipo, $\theta \cong 0$, o sea, el ramal debe empalmar tangencialmente con el borde de la calzada de paso (punto C en Lámina 3.404.307(3).B).

La cuña es igual que en el Caso I, sólo que ahora se inicia con un ancho de 1 m, con el fin de compensar el efecto de la maniobra de curva-contracurva que por lo general hace desaprovechar la zona de cuña, y para hacer más visible dicho inicio. El borde derecho se define igual que en el caso de la pista de aceleración, según los valores de la Tabla incluida en la Lámina 3.404.307(3).B, considerando en B un ancho $b = 3,5$ m + E (E de 3.203.306, si procede). Los valores de L_C , así como los de L_D , son los que aparecen en la Tabla 3.404.307(3).B y en las Láminas 3.404.307(3).C y D, respectivamente, pues son los mismos que para el primer caso.

Ahora, la longitud BC = B'C'. (o \cong B'C' en caso de curva), que se desarrolla en paralelo a la carretera, será la necesaria para conseguir una longitud L_D antes del inicio de la curva limitante del ramal (DD'). Si no existe curva de acuerdo, la totalidad de la pista de deceleración transcurrirá en paralelo.

Si C'D' (ó CD) es una clotoide: $a = b = 3,50$ m (+ E_1), y la transición de ancho requerida para llegar al valor d , ancho propio de la curvatura del ramal [Tabla 3.404.306(2).A] se hace a lo largo de dicha clotoide, progresivamente.



NOTAS:

- (1) Esta zona se define según párrafos 3.404.404 y 3.404.405. Si el ramal se define en elevación mediante eje longitudinal independiente, véase también 3.404.503 (1) y (2)
- (2) Peralte y transición en tópicos 3.404.6
- (3) Caso óptimo: $CD = 0$, o sea BD (curva de transición) = LD

NOTAS:

- (1) Esta zona se define según párrafos 3.404.404 y 3.404.405. Se define en e e vacación med ante eje longitudinal independiente, véase también 3.404.503 (1) y (2)
- (2) Para te y transiciones en tópicos 3.404.6
- (3) $Y_x = c + F(b - c)$ (F en tabla)

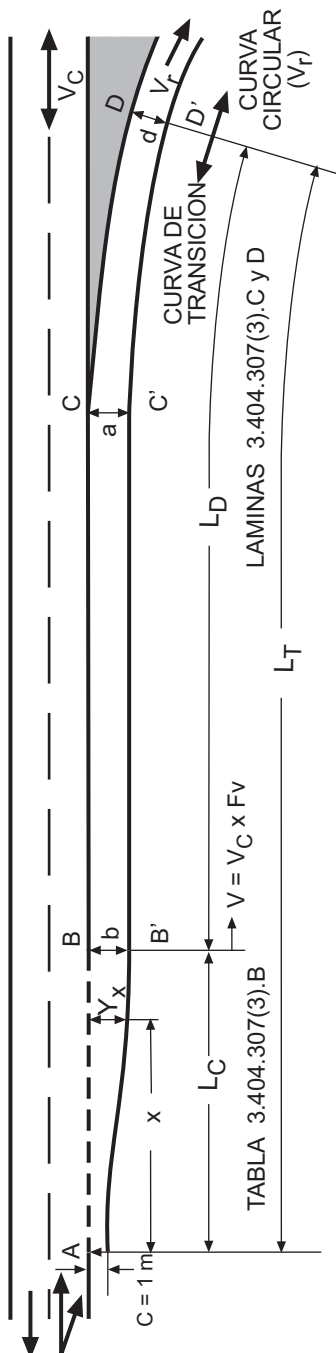


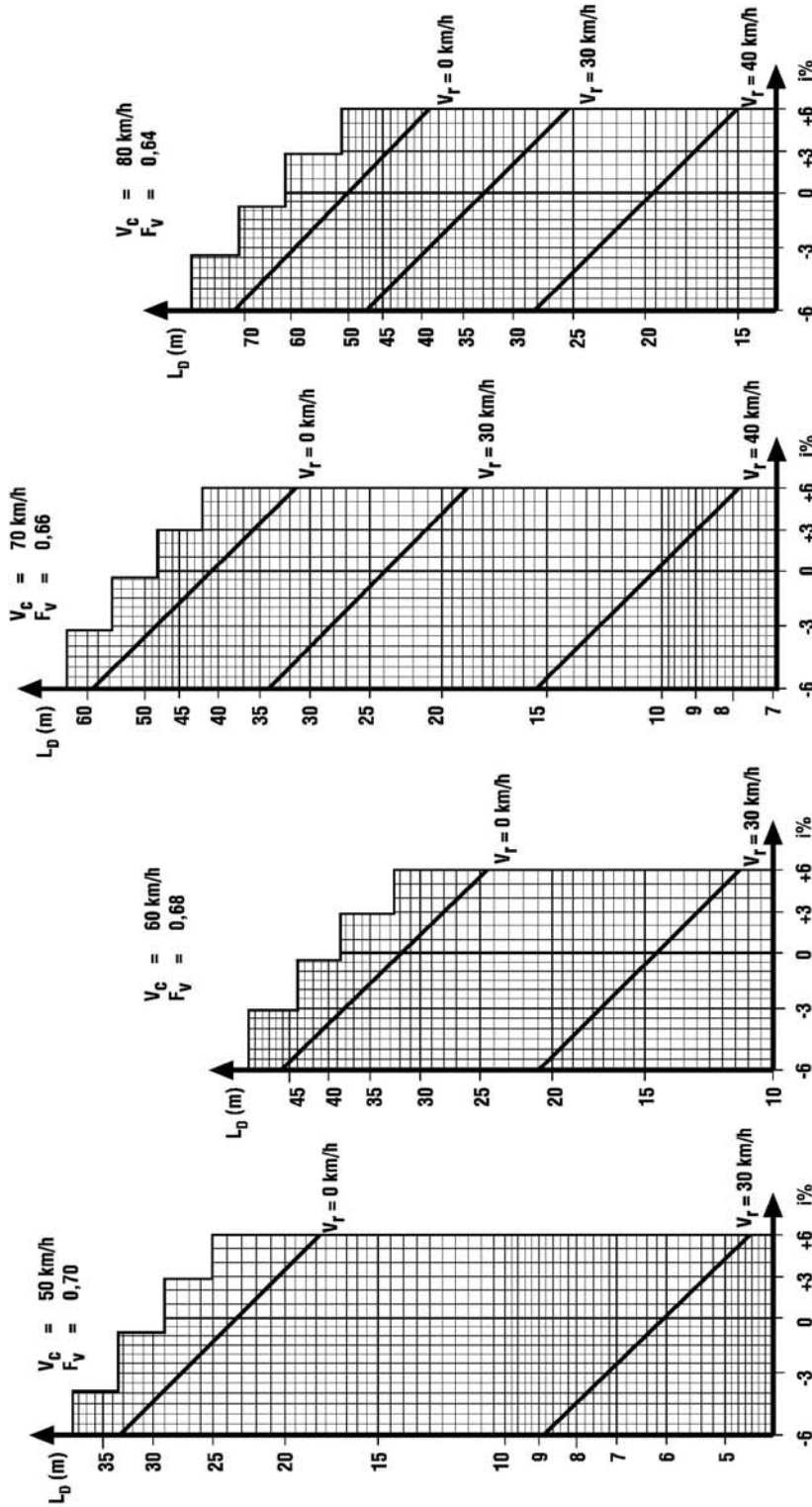
TABLA 3.404.307(3).B

DISTANCIAS "X" DESDE EL PUNTO A (m)

5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

VALORES "F" PARA EL CALCULO DE Y_x

Velocidad de Proyecto (km/h)	50	60	70	80	90	100	110	120												
50	0,0127	0,0629	0,1656	0,3190	0,5000	0,6810	0,8344	0,9371	0,9873	1,0000										
60	0,0104	0,0503	0,1320	0,2586	0,4160	0,5840	0,7414	0,8680	0,9497	1,0000										
70	0,0086	0,0411	0,1073	0,2119	0,3481	0,5000	0,6519	0,7881	0,8927	0,9589	0,9914	1,0000								
80	0,0061	0,0287	0,0742	0,1474	0,2481	0,3691	0,5000	0,6309	0,7519	0,8526	0,9258	0,9713	0,9939	1,0000						
90	0,0046	0,0211	0,0540	0,1073	0,1822	0,2771	0,3851	0,5000	0,6149	0,7229	0,8178	0,8927	0,9460	0,9789	0,9954	1,0000				
100	0,0040	0,0183	0,0469	0,0928	0,1580	0,2414	0,3395	0,4455	0,5545	0,6605	0,7584	0,8420	0,9072	0,9531	0,9817	0,9960	1,0000			
110	0,0036	0,0160	0,0411	0,0809	0,1389	0,2119	0,3000	0,3976	0,5000	0,6024	0,7000	0,7881	0,8611	0,9191	0,9589	0,9840	0,9964	1,0000		
120	0,0029	0,0127	0,0321	0,0629	0,1073	0,1656	0,2370	0,3190	0,4077	0,5000	0,5923	0,6810	0,7630	0,8344	0,8927	0,9371	0,9679	0,9873	0,9971	1,0000

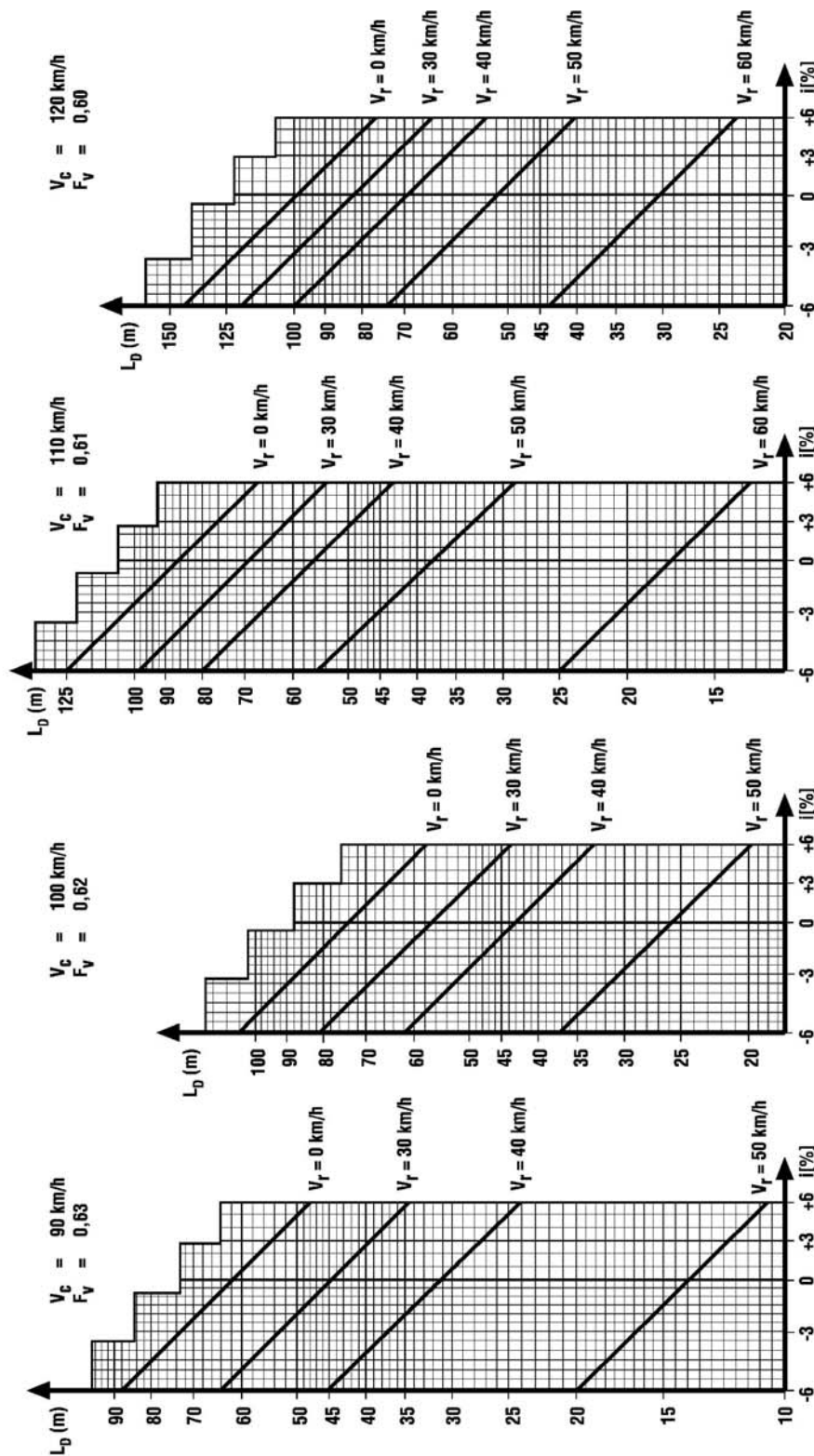


$V_C = 80 \text{ km/h}$ ($L_C = 70 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30 40 50
120	105 90 75
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

$V_C = 70 \text{ km/h}$ ($L_C = 60 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30 40
100	85 70
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

$V_C = 60 \text{ km/h}$ ($L_C = 55 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30
90	70
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

$V_C = 50 \text{ km/h}$ ($L_C = 50 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30
75	55
$L_T = L_C + L_D$ en metros	



$V_C = 120 \text{ km/h}$ ($L_C = 100 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30 40 50 60 70
200	185 170 150 130 105
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

$V_C = 110 \text{ km/h}$ ($L_C = 90 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30 40 50 60
175	160 145 130 110
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

$V_C = 100 \text{ km/h}$ ($L_C = 85 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30 40 50 60
180	140 130 110 90
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

$V_C = 90 \text{ km/h}$ ($L_C = 80 \text{ m}$)	
V. Diseño Ramal V_r (km/h):	
0	30 40 50
140	125 110 95
$L_T = L_C + L_D$ en metros	

Si C'D' (o CD) es una curva circular de acuerdo que requiere un sobreebanco E_2 : $a = b + E_2$, y el aumento de ancho se da haciendo las mismas consideraciones expuestas para el caso de la pista de aceleración en paralelo.

3.404.307(4) Pistas Centrales de Deceleración. Se puede diseñar pistas de deceleración para vehículos que giran a la izquierda desde las carreteras principales. Estas pistas se sitúan, por lo general, en el centro de la carretera, entre las pistas de ella [véase excepción en Numeral 3.403.303. (3) y Figura C de Lámina 3.403.303(2).C]. Si la mediana tiene 4 m ó más de ancho será posible diseñar vías de deceleración aprovechando este espacio sin necesidad de ensanches especiales en la carretera. El ancho mínimo de la mediana será de 6 m.

En la Lámina 3.404.307(4).A se muestra una pista de este tipo. Las longitudes L_C y L_D son las de la Tabla 3.404.307(3).B y las de las Láminas 3.404.307(3).A y B, respectivamente. A L_C y L_D hay que sumarle una longitud L_E , o largo de la zona de espera, que depende del número de vehículos por hora que giran y que debe considerarse si existe condición de parada al final de la zona de deceleración, cosa que generalmente ocurre.

Si existe un semáforo en ese punto [D en la Lámina 3.404.307(4).A], L_E estará determinada por el cálculo del largo de las filas de vehículos que esperan en un ciclo, estimando en 7,5 m el espacio promedio requerido por c/u .

Si existe una señal "PARE": L_E tendrá el valor que le corresponda de la Tabla 3.404.307(4).A.

**TABLA 3.404.307(4).A
LONGITUD ADICIONAL EN PISTAS DE DECELERACION PARA ALMACENAMIENTO
Y ESPERA DE VEHICULOS**

Nº Vehículos / hora que giran	30	60	100	200	300
Longitud adicional (m)	8	15	30	60	75

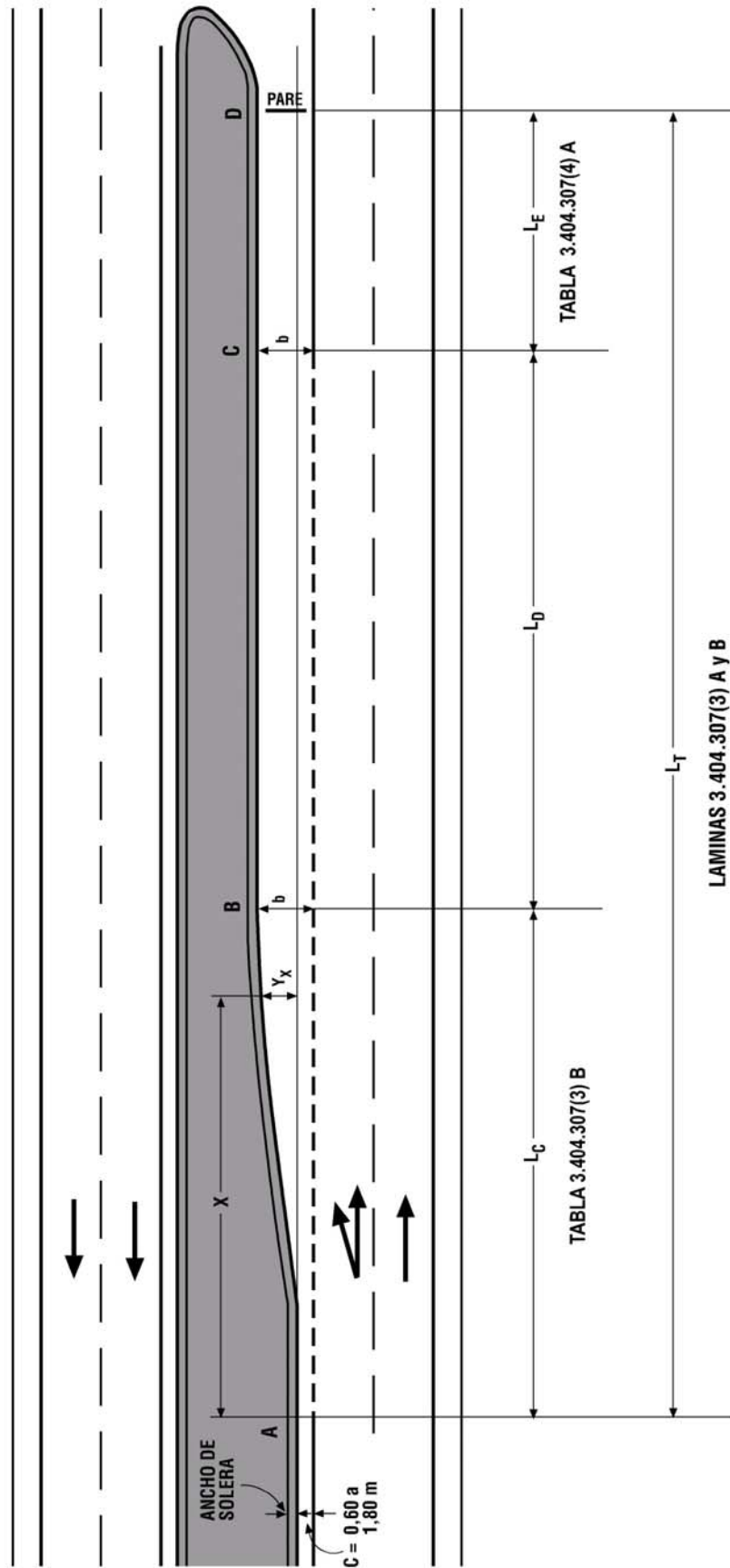
La cuña tiene la forma prevista para los casos I y II del Numeral 3.404.307(3).

La Lámina 3.404.307(4).A, con la Tabla incluida en la Lámina 3.404.307(3).B para calcular y en función de x , indica el trazado que debe darse a esta zona de cuña para ganar una pista en base al espacio disponible en la mediana. En general es conveniente colocar soleras delineando la mediana en todo el sector afectado por la pista central, de modo que sea evidente el trazado de ésta y se evite movimientos prohibidos, tales como giros en U en zonas en que no están previstos.

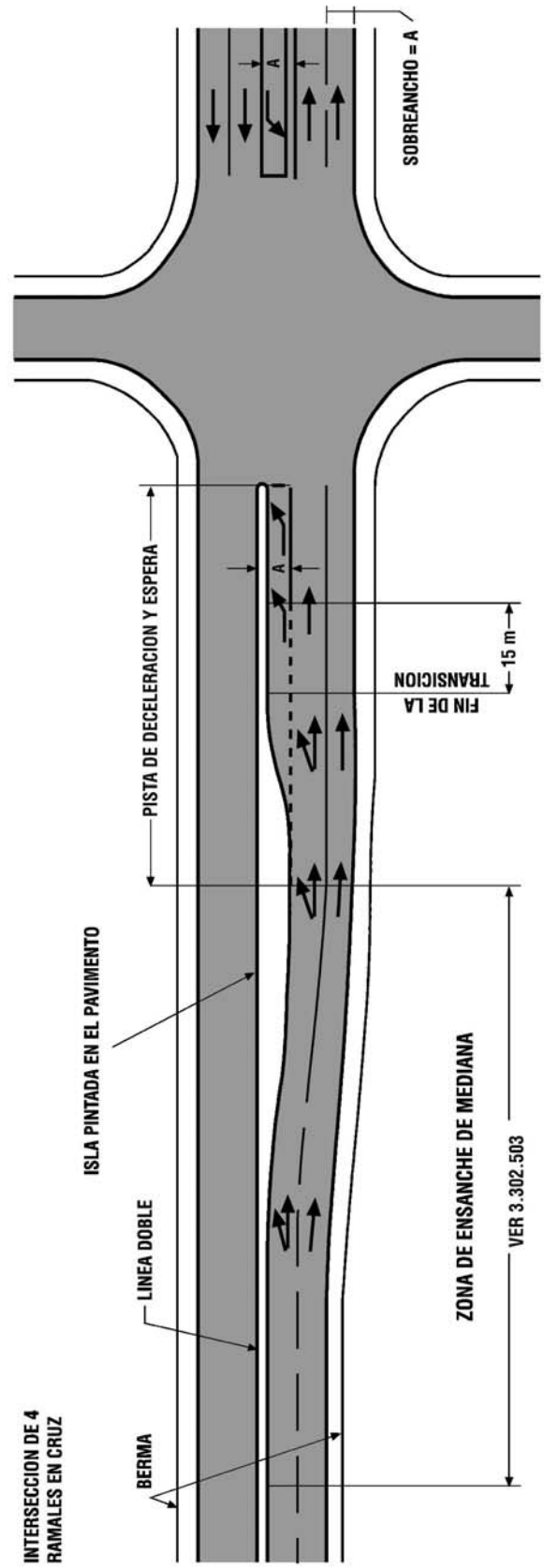
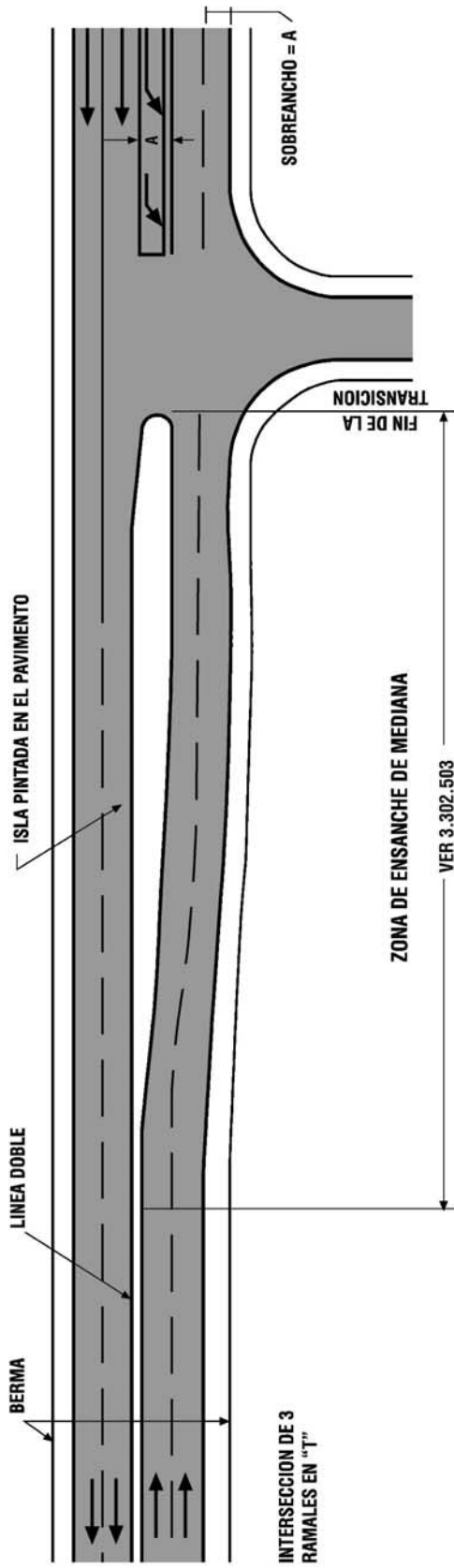
En caminos de dos pistas, o de más de dos pistas sin mediana de dimensiones adecuadas, será necesario proceder a ensanchar la carretera si se desea disponer de una pista central de deceleración.

La Lámina 3.404.307(4).B muestra un diseño mínimo basándose en islas delineadas mediante pintura en el pavimento. Esta solución requiere un ensanche equivalente al ancho de la pista central. Su utilización está sujeta a la seguridad de una buena mantención de las marcas sobre el pavimento.

Una solución similar puede lograrse introduciendo islas delineadas por soleras montables, pero en este caso debe darse al ensanche una mayor dimensión correspondiente al sobreebanco que se requiere por efecto de la solera. En lo posible se dispondrá iluminación y siempre existirá la señalización que indique la existencia de la isla artificial.



NOTA: Para valores de $Y_x = f(x)$, véase tabla en lámina 3.404.307(3) B. ($c = 0,60$ m a $1,20$ m)



3.404.308 Cruces a través de la Mediana

3.404.308(1) Aspectos Generales. En carreteras divididas por una faja central o mediana, las intersecciones obligan a interrumpir la continuidad de ésta para dar paso al tránsito que cruza o que gira a la izquierda, si tales maniobras son posibles. Según sea la importancia de la intersección y del camino de paso, deberá adoptarse distintos diseños que garanticen la fluidez y seguridad de las maniobras.

La pendiente transversal de la zona abierta de una mediana no debe superar 5%.

3.404.308(2) Abertura Mínima de la Mediana en Zona de Cruce. Ya sea que se trata de una intersección de 3 ó 4 ramales, la abertura de la mediana debe ser a lo menos igual al ancho del camino que la cruza (pavimento más bermas) y en ningún caso menor de 12 m de ancho. Si el camino que cruza no tiene bermas la abertura de la mediana será igual al ancho del pavimento más 2,5 m y no menor de 12 m.

Si el camino que cruza también es una doble calzada, la abertura mínima será igual al ancho de las dos calzadas más su mediana, y no menor que el ancho de los pavimentos más la mediana más 2,5 m en caso de tener las bermas un ancho inferior.

3.404.308(3) Trazados Alternativos para Rematar la Mediana Interrumpida. En medianas de menos de 3 m de ancho, el remate se ejecuta trazando un semicírculo, lo que da una solución tan aceptable como la que se obtiene en otros trazados que se detallan a continuación.

Si el ancho de la mediana es mayor de 3 m se preferirá el trazado que llamaremos "punta de bala". Consiste en dos arcos de círculo que se inician en el mismo punto de donde nacía el semicírculo básico, y que se cortan sobre el eje de la mediana en un ángulo agudo. Este se redondea mediante una curva de radio 0,50 m [ver Lámina 3.404.308(3).A]. Los arcos de círculo de la zona de la "punta de proyectil" son tangentes a la mediana y al eje de la calzada que cruza.

Este trazado presenta dos ventajas sobre la forma semicircular en medianas de más de 3 m de ancho:

- Requiere menor espacio abierto para acomodar giros o mediana de igual ancho.
- Canaliza mejor los movimientos de giro, ya que dirige el tránsito desde su pista a la pista correspondiente del camino cruzado, en tanto que el remate en forma de semicírculo permite al tránsito que gira invadir la pista de sentido contrario.

Cuando el cruce es esviado, el remate en forma de proyectil se construye asimétrico, usando un radio de curvatura mayor que el mínimo en los cuadrantes que corresponden al ángulo obtuso que forman los ejes de la carretera. Este trazado da un mejor encauzamiento al tránsito, ya que la prolongación de dicho arco vuelve a ser tangente al eje de la calzada del camino que cruza (ver Lámina 3.404.308(3).A, Figura B).

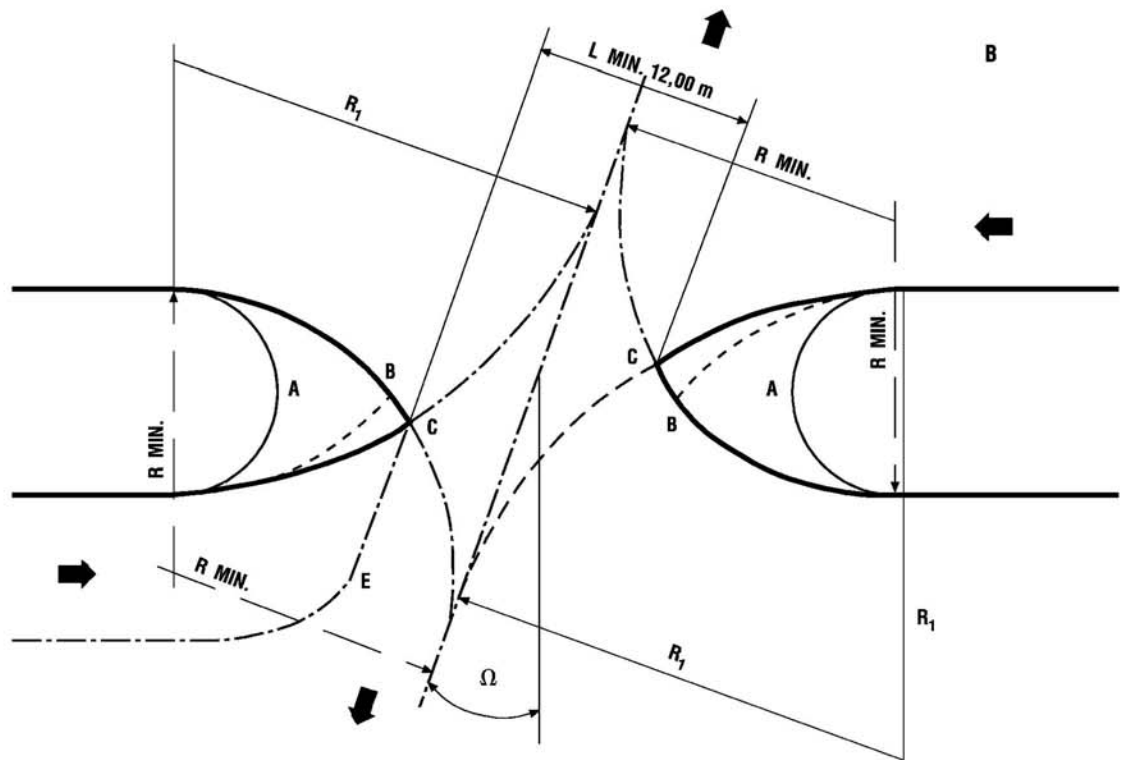
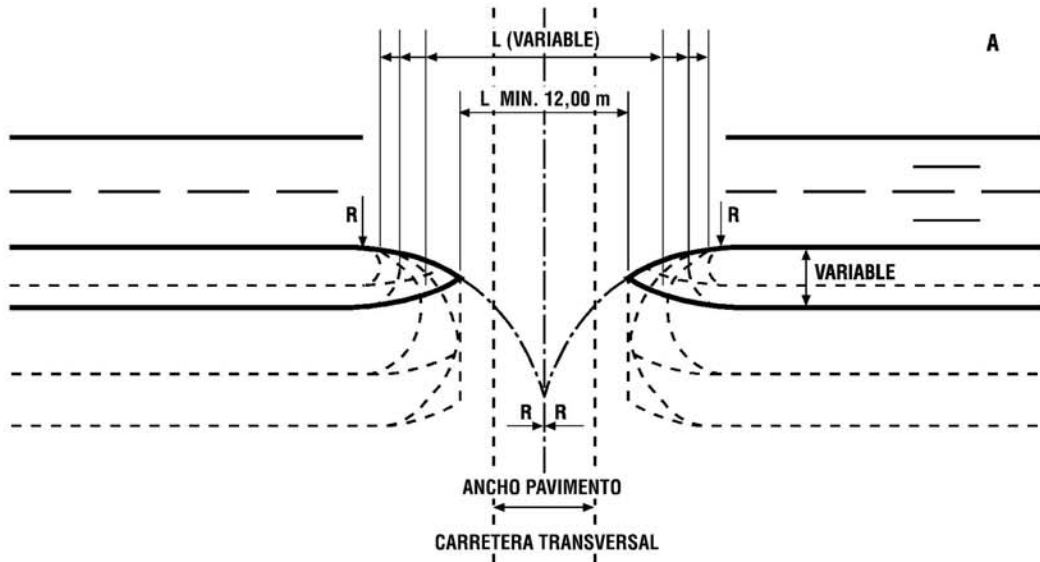
En medianas muy anchas, mayores de 20 m, o cuando la abertura necesaria resulta de más de 25 m de largo, es conveniente estudiar un remate en forma de punta de proyectil truncado, tal como se indica en la Figura B, trazo CE.

3.404.308(4) Trazados Mínimos para Giros a la Izquierda. Los giros mínimos a la izquierda a través de la mediana de más de tres metros de ancho, se estudian a partir de la trayectoria que sigue el vehículo tipo, tal como en el caso de giros a la derecha.

No existe en este caso la limitación de ancho del ramal de giro, pues la curva debe darse obligatoriamente en la zona abierta de la mediana, que es suficientemente amplia. Sólo es necesario que, al empalmar con la pista correspondiente del camino cruzado, el vehículo se mantenga dentro de ella sin invadir la pista contraria.

Los radios mínimos que a baja velocidad garantizan una trayectoria adecuada, dejando huelgas de al menos 0,50 m entre las ruedas y los bordes de las pistas son:

- Automóviles (L) R = 12 m.
- Camiones y buses (C) R = 15 m.
- Tracto camión con semi-remolque corriente (VA1) R = 18 m.
- Tracto camión con semi-remolque especial (VA2) R = 22,5 m.



Normalmente un diseño mínimo basándose en el vehículo tipo C es adecuado a la mayoría de los casos en que los vehículos articulados son escasos. Estos podrán efectuar el giro, aunque sin huelga o eventualmente invadiendo en un corto trecho parte de la pista contraria.

TABLA 3.404.308(4).A
CARACTERISTICAS DE LA ZONA ABIERTA EN LA MEDIANA
PARA CONDICIONES MINIMAS DE GIRO A LA IZQUIERDA

Esviaje grados sexagesimales *	Ancho mediana (m)	Abertura en la mediana dada normalmente al camino que cruza (m)			R1 Caso C asimétrico (m)
		Semi-círculo A	Punta de proyectil		
			Simétrico B	Asimétrico C	
0°	1,00	29,0	29,0	-	-
	2,00	28,0	23,0	-	-
	2,50	28,0	21,0	-	-
	3,00	27,0	19,0	-	-
	6,00	24,0	13,0	-	-
	9,00	21,0	12,0 mín	-	-
	12,00	18,0	12,0 mín	-	-
	15,00	15,0	12,0 mín	-	-
	18,00	12,0	12,0 mín	-	-
10°	3,00	32,0	24,5	23,0	21,5
	6,00	28,0	17,5	16,0	20,5
	9,00	24,5	13,5	12,0 mín	19,5
	12,00	21,5	12,0 mín	12,0 mín	19,0
	15,00	18,0	12,0 mín	12,0 mín	18,5
	18,00	14,0	12,0 mín	12,0 mín	18,0
20°	3,00	37,0	29,5	27,5	29,5
	6,00	32,5	22,0	19,5	27,5
	9,00	28,5	18,0	14,5	26,0
	12,00	24,5	14,5	12,0 mín	24,5
	15,00	20,5	12,0 mín	12,0 mín	23,0
	18,00	16,0	12,0 mín	12,0 mín	21,5
30°	3,00	41,0	35,0	32,0	42,5
	6,00	36,5	27,5	23,0	39,5
	9,00	31,5	22,5	17,5	36,5
	12,00	27,5	18,5	12,5	33,5
	15,00	23,0	15,5	12,0 mín	30,5
	18,00	18,00	12,0	12,0 mín	27,5
40°	3,00	44,5	38,5	36,0	64,0
	6,00	40,0	32,0	27,5	58,5
	9,00	35,0	27,5	20,5	53,0
	12,00	30,0	23,5	15,5	47,5
	15,00	25,0	19,5	12,0 mín	42,0
	18,00	19,5	15,5	12,0 mín	36,5

* Esviaje medido como el número de grados sexagesimales que separa el camino secundario de la normal al camino principal

La Tabla 3.404.308(4).A resume las características que debe darse a la abertura de la mediana para permitir giros a la izquierda en condiciones mínimas, según sea el ancho de la mediana y el tipo de remate que se utilice: semicírculo, punta proyectil simétrica, punta proyectil asimétrica (radio R₁, asociado a él), indicando en este último caso el ángulo de esviaje en grados sexagesimales. Esta Tabla está calculada para el vehículo tipo C; por lo tanto, en los casos de remate "punta de proyectil" se consulta un radio mínimo de 15 m.

3.404.308(5) Trazados por Sobre los Mínimos para Giros a la Izquierda. Siempre que sea posible deberá elegirse radios mayores que los mínimos en el diseño de los arcos del remate en "punta de proyectil". Se logra de esta manera una circulación más fluida, y la parte correspondiente al arco de mayor radio puede recorrerse a mayor velocidad que la impuesta por el diseño mínimo.

La Lámina 3.404.308(5).A especifica el diseño que debe adoptarse indicando los elementos necesarios para el replanteo. La abertura de la mediana queda definida en estos casos por el arco de círculo de radio $R = 15$ m que aparece en línea punteada en la figura. Si el camino que cruza es una doble calzada, las aberturas indicadas en la Lámina 3.404.308(5).A pueden ser estrechas. En ese caso, el diseñador fijará un valor de L adecuado y a partir de ese dato localizará el centro de la curva de radio R_2 . En estas condiciones el radio R queda determinado construyendo una circunferencia tangente al eje de la calzada que cruza y al punto de tangencia de R_2 con el R_2 elegido. Si la intersección presenta esviaje, se requerirá adaptar también los radios R y R_2 para lograr una abertura de ancho adecuado.

3.404.308(6) Medianas Ensanchadas para Cruces por Etapas. En ciertas intersecciones será conveniente que el tránsito del camino secundario pueda cruzar en dos etapas la vía principal. En estos casos la mediana deberá proveer un ancho suficiente como para servir de refugio. El ancho requerido dependerá del largo del vehículo tipo elegido y por tanto en el sector del cruce será necesario ensanchar la mediana de acuerdo a los siguientes valores:

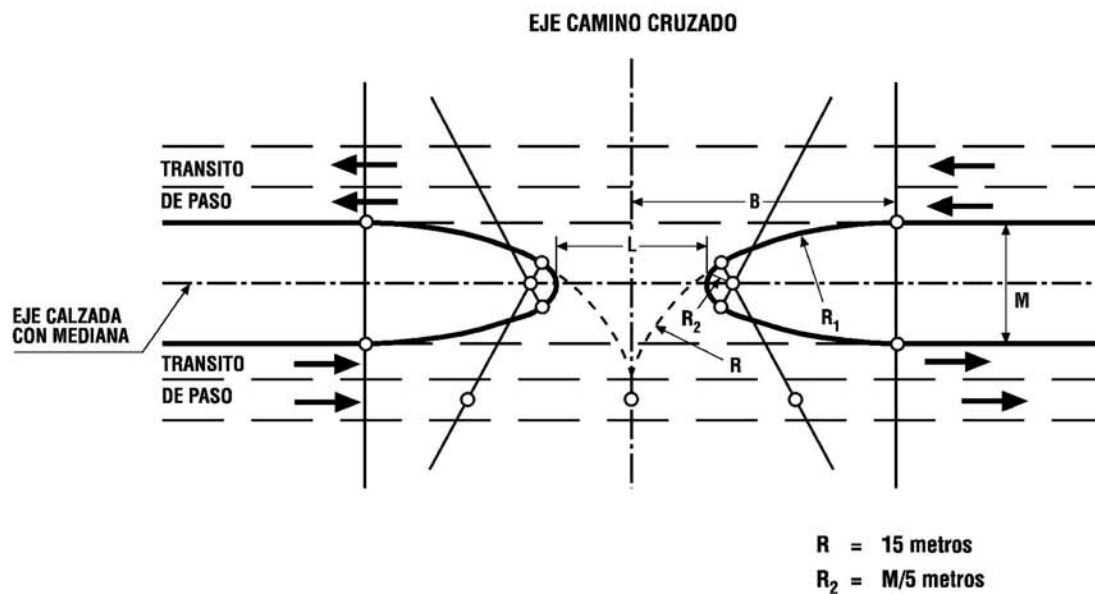
- Automóvil: 6,0 m.
- Camión o bus: 13,0 m.
- Tractocamiones: 20,0 m.

3.404.308(7) Giros en U en torno a la Mediana. Esta maniobra no es una práctica recomendable. Sin embargo, hay ciertos casos en que su existencia puede considerarse como un mal menor o bien puede aceptarse para volúmenes muy bajos que en otras circunstancias entorpecen el funcionamiento de una intersección.

Los casos en que puede aceptarse este dispositivo son:

- En carretera con control total de acceso, cuando se dispone para labores del personal de conservación de la carretera, uso de la policía o como lugar de estacionamiento de los vehículos utilizados por ellos. En tales casos el espacio estará cerrado por una cadena u otro dispositivo fácilmente removible por la autoridad, pero no así por el público en general. Las aberturas se construirán regularmente espaciadas a lo largo de la carretera.
- En carreteras con control parcial de accesos, para dar servicio a ciertas áreas de desarrollo marginales a la carretera. Si estas facilidades se dan de acuerdo con un estudio es posible elegir los lugares más adecuados para hacerlo; si esto no se prevé, la presión pública posterior suele obtener aberturas a través de la mediana en mayor número y en peor ubicación.
- En relación con cruces a nivel de importancia o enlace, suelen diseñarse aberturas para giros en U a distancias de 400 a 600 m del cruce propiamente tal, ya sea con el objeto de permitir el retorno de aquellos pocos conductores que por desconocimiento de la intersección equivocaron la maniobra, o bien para trasladar algún giro de poca importancia desde el cruce a la abertura para giro en U, eliminándose así algunos puntos de conflicto en el cruce.
- Inmediatamente antes de una intersección importante, con el objeto de posibilitar giros en U que de otro modo se darían en la intersección misma, obstaculizando el tránsito que cruza la vía principal. Esta situación es especialmente válida en zonas suburbanas en que el desarrollo lateral es de consideración.

3.404.308(8) Ancho de la Mediana y Tipo de Maniobra Asociada al Giro en U. Para que el giro en U no produzca demasiados trastornos, es necesario que la mediana tenga un ancho lo mayor posible. La Lámina 3.404.308(8).A indica los anchos mínimos requeridos según el tipo de maniobra que se esté realizando.



M Ancho Mediana metros	DIMENSIONES (m)					
	$R_1 = 30$		$R_1 = 45$		$R_1 = 70$	
	L	B	L	B	L	B
6	18	20	20	24	21,5	27,5
9	15	21	17	26	19,5	31
12	12,5	22	15	27,5	17,5	33
15	-	-	13,5	29	15,5	35
18	-	-	-	-	14	37
21	-	-	-	-	12,5	39

La posibilidad de efectuar las maniobras descritas, con un trazado mínimo según los previstos en la Lámina 3.404.308(8).A, puede resumirse como sigue:

ANCHO DE LA MEDIANA (m)	TIPO DE MANIOBRA POSIBLE EN UNA CARRETERA DIVIDIDA, DE CUATRO PISTAS:	PERMITE REFUGIO MIENTRAS SE ESPERA EN LA MEDIANA PARA:
18	Permite a todos los vehículos girar en U, prácticamente de pista interior a pista interior opuesta.	Todos los vehículos
12	Permite a los automóviles girar en U de pista interior a pista interior, y a algunos camiones de pista exterior a pista exterior; los grandes camiones ocupan parcialmente la berma.	L y C
9	Permite a los automóviles girar de pista interior a pista exterior, y a los camiones con utilización de ambas bermas.	L y C
6	Permite a los automóviles girar de pista exterior a pista exterior o de pista interior a la berma. Es imposible el giro de camiones.	L

Cuando no pueda disponerse del ancho necesario en la mediana y el giro en U sea importante, se recurre al empleo de otros trazados excepcionales, tales como los indicados en la Lámina 3.404.308(8).B.

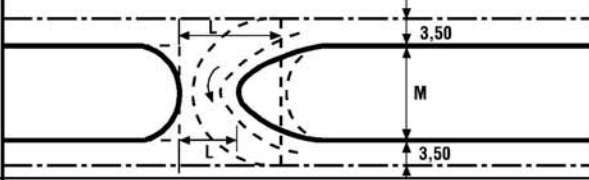
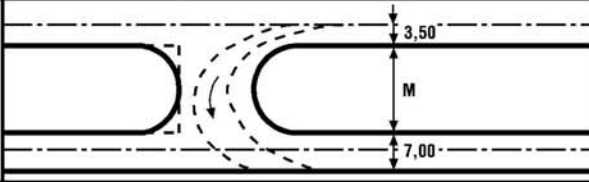
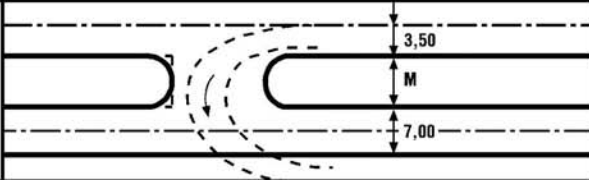
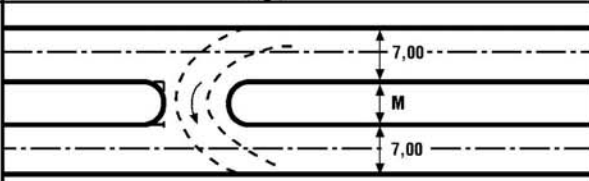
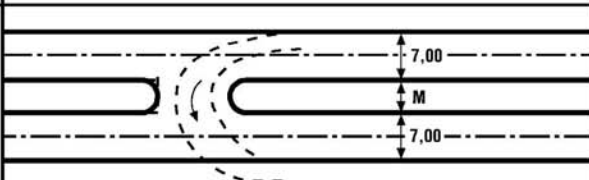
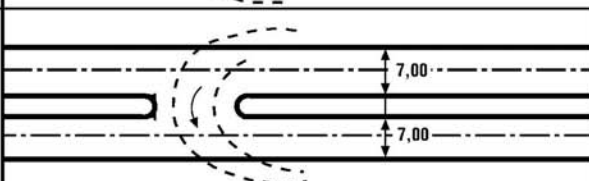
3.404.308(9) Aplicación de los Trazados para Medianas Abiertas a las Islas Divisorias en Intersecciones. Todas las recomendaciones expuestas en los Párrafos anteriores para el trazado de medianas abiertas son de aplicación en el caso de islas de separación de sentidos en carreteras importantes, ya que en definitiva estas últimas pueden considerarse como una mediana que se introduce con carácter discontinuo en tales carreteras.

3.404.4 TRAZADO EN PLANTA DE ISLAS Y PISTAS CANALIZADAS

3.404.401 Aspectos Generales. Una isla es una zona bien definida, situada entre las pistas de circulación y destinada a guiar el movimiento de vehículos o a servir de refugio para peatones. Dentro de una intersección una mediana u otra separación se considera como una isla. No es necesario que las islas tengan presencia física como tales; pueden ser desde una zona delineada por soleras elevadas hasta un área limitada por marcas pintadas sobre el pavimento.

Las islas se Incluyen en el trazado de intersecciones canalizadas por una o más de las siguientes razones:

- Separación de conflictos.
- Control del ángulo de conflicto.
- Reducción de áreas excesivas pavimentadas.
- Regulación del tránsito e indicación del uso debido de la intersección.
- Trazado para favorecer los movimientos de giro predominantes.
- Protección de peatones. Instalación de señales de tránsito Necesidad de puntos de referencia.
- Prohibición de determinados movimientos.
- Control de velocidad.

TIPO DE MANIOBRA	ANCHO MINIMO DE LA MEDIANA M. EN m PARA VEHICULOS TIPO			
	L	C	VA	
 <p>PISTA INTERIOR A PISTA INTERIOR</p>	12	21	20,50	
 <p>PISTA INTERIOR A PISTA EXTERIOR</p>	8,50	17,50	17	
 <p>PISTA INTERIOR A BERMA</p>	5,50	14,50	14	
 <p>PISTA EXTERIOR A PISTA EXTERIOR</p>	5	14	13,50	
 <p>PISTA EXTERIOR A BERMA</p>	2	11	10,50	
 <p>BERMA A BERMA</p>	0	8	7,50	
LONGITUD MINIMA DE APERTURA, m	L - REMATE CON TRANSICION (1)	6	6	9
	L ¹ - REMATE SEMICIRCULAR (2)	7	6	9

NOTAS:

1. Usar las siguientes combinaciones de radios:

Para M = 9 m ó menos 15 - 0,4 m - 15

Para M = 12 a 15 m 22,5 - 0,4 m - 22,5

Para M = 19 a 24 m 30 - 0,4 m - 30

2. La longitud L' es mayor cuando M > 15 m remate con transiciones preferible

Figura A

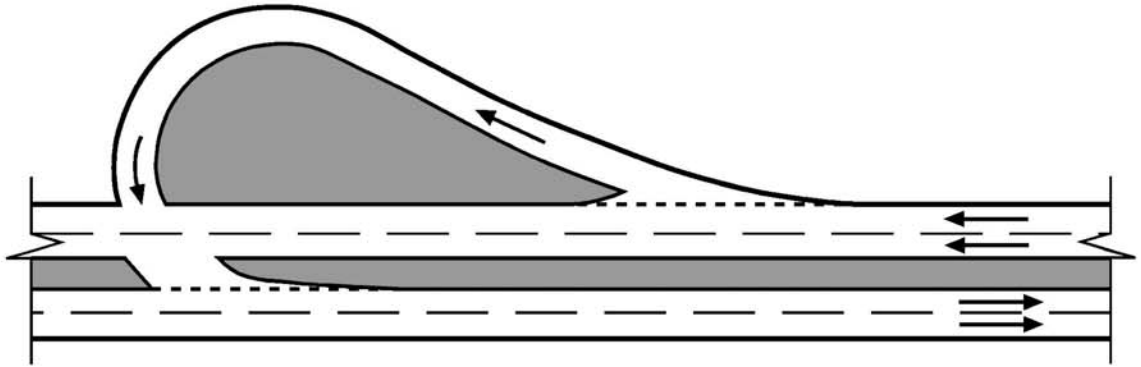
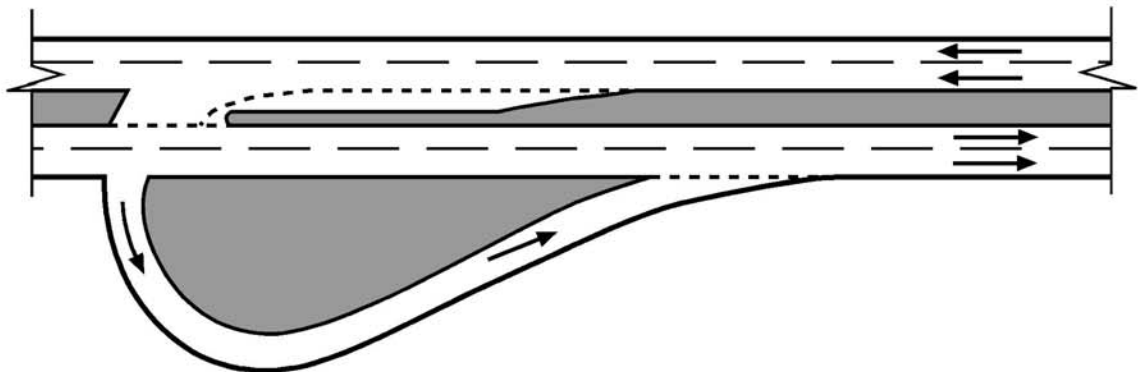


Figura B



Las islas son generalmente de forma alargada o triangular, y sus dimensiones dependen del trazado particular de cada intersección. Deben situarse y diseñarse de manera que ofrezcan mínimo peligro a los vehículos y sean de construcción y conservación poco costosa.

3.404.402 Tipos de Islas

3.404.402(1) Aspectos Generales. Las islas pueden agruparse en tres clases principales, según su función:

- Islas divisorias que sirven para separar sentidos de circulación iguales u opuestas.
- Islas de canalización o encauzamiento, diseñadas para controlar y dirigir los movimientos de tránsito, especialmente los de giro.
- Islas refugio que sirven para proporcionar una zona de refugio a los peatones.
- La mayoría de las islas que se emplean en intersecciones combinan dos o todas estas funciones.

3.404.402(2) Islas Divisorias. Este tipo de isla se emplea con frecuencia en carreteras sin división central, para avisar a los conductores de la presencia de un cruce y para regular el tránsito a través de la intersección. Son particularmente ventajosas para facilitar los giros a la izquierda en intersecciones en ángulo oblicuo y en puntos donde existan ramales para giros a la derecha.

Ejemplos de islas de este tipo se indican en la Lámina 3.404.402(2).A, donde las islas indicadas con las letras c, d, e y f dividen sentidos opuestos de circulación y las indicadas con las letras b y h separan corrientes de tránsito de igual sentido. La isla b separa una pista central especial para giros a la izquierda y la h separa de las pistas normales de tránsito de la vía, un pavimento adyacente para uso de servicios locales.

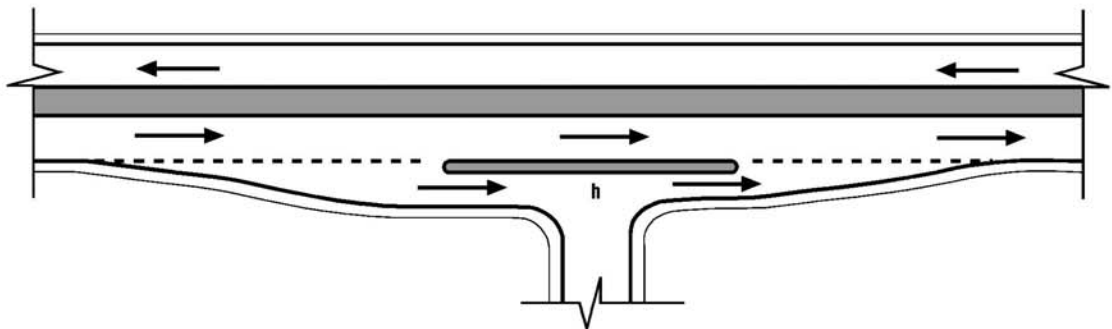
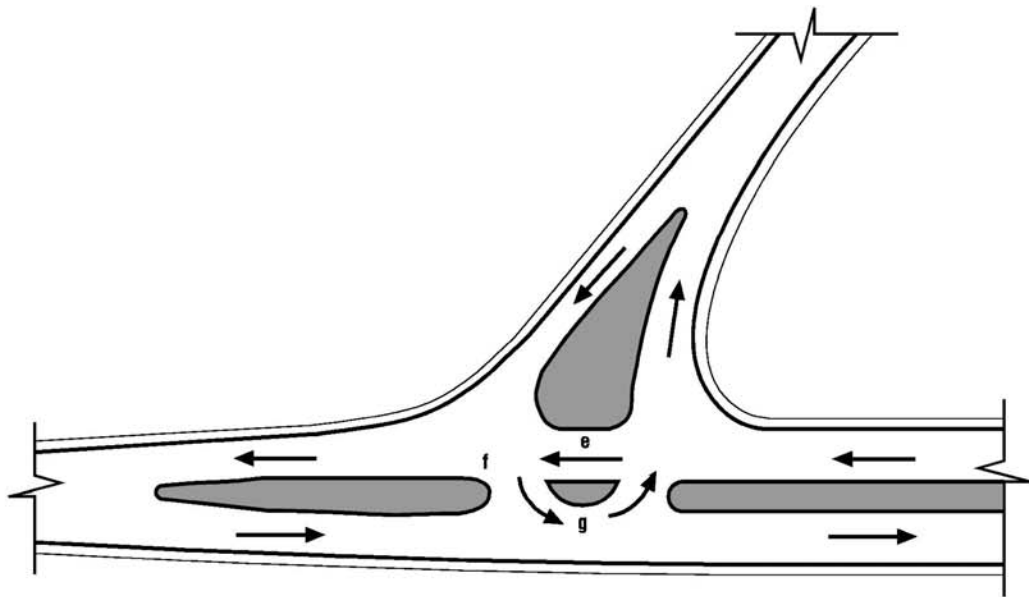
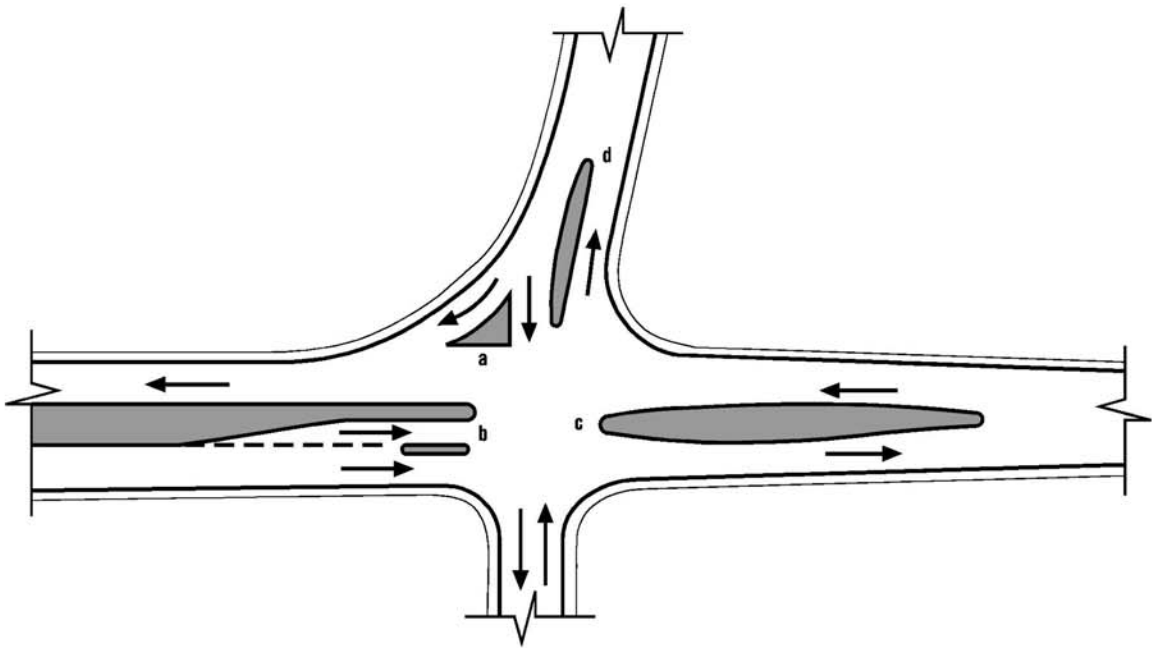
En carreteras secundarias, aunque sean de tránsito moderado, es conveniente disponer una isla del tipo d de la Lámina 3.404.402(2).A. Esta isla evita que los vehículos que cruzan o se incorporan a la carretera principal, utilicen la pista contigua a la suya o efectúen maniobras falsas en sentido de circulación prohibida, sobre todo en aquellos lugares donde los conductores no están acostumbrados a la presencia de intersecciones canalizadas. Donde haya garantía de un buen funcionamiento, dicha isla puede sustituirse por una línea central continua pintada sobre el pavimento.

Cuando en las proximidades de una intersección se introduce una isla divisoria en la carretera principal, a manera de mediana, la transición desde la sección normal de la carretera debe hacerse suavemente, sin que obligue a movimientos bruscos de los vehículos. También debe cuidarse la señalización y visibilidad de la isla, sobre todo en la noche, ya que pueden producir accidentes. Para carreteras con intensidad media diaria superior a 2.000 vehículos, debe dejarse dos pistas de ancho normal, como mínimo, para cada sentido de circulación. Con intensidades menores, los anchos de pavimentación deben ser los del caso II de la Tabla 3.404.306(2).A (1 pista de un solo sentido con previsión para adelantar a un vehículo momentáneamente parado).

Si la isla se introduce en una alineación curva, pueden combinarse distintos radios en los bordes del pavimento para conseguir la transición a la sección deseada. Si es en una alineación recta, la transición puede efectuarse intercalando en el trazado una curva y una contracurva seguidas, sin tramo recto intermedio. Para intensidades medias diarias importantes y Velocidad de Proyecto superior a 80 km/h, los radios de estas curvas deben ser mayores a 1.700 m. Para velocidades más bajas pueden reducirse hasta 850 m, y en casos extremos, hasta 600 m. La fórmula que da la longitud L del tramo de transición desde la sección sin isla hasta la sección con separación igual al ancho deseado de la isla es:

$$L = \sqrt{Y(4R - Y)}$$

donde R es el radio de la curva y de la contracurva, e Y es la ordenada máxima al final de la transición.



3.404.402(3) Islas de Canalización o de Encauzamiento. Estas islas determinan el recorrido correcto que debe seguir un conductor para efectuar un movimiento específico dentro de la intersección. Pueden ser de diversas formas y tamaños, según las características y dimensiones de la intersección: triangulares, para separar giros a la derecha [letra "a" en Lámina 3.404.402(2).A], o centrales, alrededor de las que los vehículos efectúan sus giros [letra "g" en Lámina 3.404.407(2).A].

Estas islas deben ubicarse de manera que el recorrido correcto sea obvio, fácil de seguir y de continuidad indudable. Deben permitir que las corrientes de tránsito en una misma dirección general converjan en ángulos pequeños y los movimientos de cruce se efectúen en un ángulo cercano al recto.

Las líneas de contorno de estas islas deben ser curvas o rectas aproximadamente paralelas a la trayectoria de los vehículos. Las islas que separan el tránsito que gira del tránsito directo deben tener la parte curva con un radio igual o superior al mínimo que requiere la velocidad de giro deseada. Debe indicarse la presencia de la isla con la debida demarcación en el pavimento, obligando al tránsito que gira a tomar la trayectoria correcta y así evitar maniobras bruscas.

Las intersecciones con múltiples ramales de giro pueden necesitar tres o más islas para canalizar diversos movimientos. Existe una limitación práctica en cuanto al uso de demasiadas islas: un grupo de ellas delineando varias pistas de un solo sentido de circulación puede causar confusión en las trayectorias a seguir. En intersecciones con áreas restringidas puede ser aconsejable, para proveer múltiples ramales canalizados, probar temporalmente diferentes trazados utilizando sacos de arena, para luego elegir aquel que permite una mejor continuidad de flujo de tránsito y proceder a construir las islas definitivas.

El empleo de canalización o encauzamiento es ventajoso donde los movimientos de giro son relativamente importantes, reservándose los trazados sin canalización solamente para intersecciones de carreteras locales de pequeña intensidad de tránsito.

3.404.402(4) Islas - Refugio. Puede emplearse estas islas para evitar cruces peatonales demasiados largos, intercalándolas en carreteras de cuatro o más pistas, y para facilitar estos cruces en intersecciones. Su ancho mínimo debe ser de 1,0 m y su longitud, por lo menos, 2 m mayor que el ancho del paso de peatones correspondiente. Siempre deben estar provistas de soleras elevadas y de otras protecciones que se juzgue necesarias.

3.404.403 Tamaño y Trazado de Islas. Las islas deben ser lo suficientemente grandes para llamar la atención de los conductores. El menor tamaño de isla debe tener una superficie mínima de 4,5 m² preferiblemente 7 m². A su vez, las triangulares deben tener un lado mínimo de 2,4 m y preferiblemente de 3,6 m. Las alargadas, con forma de gota, deben tener un largo mínimo de 3,6 a 6 m y un ancho de 1,2 m; salvo donde el espacio esté limitado [Lámina 3.404.402(2).A, islas "b" y "h"], casos en los que su ancho puede reducirse a un mínimo absoluto de 0,6 m.

Las islas divisorias en carreteras importantes de alta Velocidad de Proyecto deben tener una longitud mínima de 30 m y preferiblemente de 100 m o más, sobre todo cuando sirven a su vez para la introducción de una pista central de cambio de velocidad y almacenamiento de vehículos. Si no pudieran tener la longitud recomendada deben ir precedidas de un pavimento rugoso notorio, resaltos sobre la calzada o, al menos, de marcas bien conservadas sobre el pavimento. Cuando coincidan con un punto alto del trazado en perfil o del comienzo de una curva horizontal, la isla debe prolongarse lo necesario para hacerla claramente visible a los conductores que se aproximan.

Las islas deben delinarse o delimitarse según su tamaño, ubicación y función. En un sentido físico, pueden clasificarse en tres grupos:

- (1) Islas elevadas sobre el pavimento, delimitadas con soleras montables, o elevadas si operan como refugios peatonales.
- (2) Islas delineadas por marcas, clavos o barras de resalto sobre el pavimento.
- (3) Zonas no pavimentadas que forman los bordes del pavimento de los distintos ramales. Conviene delinear estas islas con postes guías o con un tratamiento de tierra especial en su interior.

El grupo (1) es el más frecuente y de resultados más positivos. En zonas rurales, donde el uso de soleras es poco frecuente, este tratamiento suele limitarse a islas de tamaño pequeño o intermedio.

El grupo (2) se emplea en zonas urbanas con espacios limitados. En zonas rurales se usan sólo cuando existe garantía de una fácil y buena conservación, o cuando no convenga el uso de soleras por estar situadas en lugares propensos a heladas o nevadas, o en ciertos casos extremos, cuando la velocidad de acceso a la intersección sea muy alta y la presencia de soleras pueda resultar peligrosa.

El grupo (3) está reservado a islas grandes en zonas rurales, donde la aplicación de grandes radios supone longitudes excesivas de soleras con el consiguiente encarecimiento del trazado.

El interior de las islas debe rellenarse con turba o tierra vegetal. Si es espaciosa, puede plantarse con la condición que no se obstruya la visibilidad.

Cuando las islas son de grandes dimensiones se puede disponer su interior formando una depresión, con el fin de favorecer el drenaje del pavimento, si es que éste presentara dificultades. En islas pequeñas o en zonas poco favorables para el desarrollo de plantas, puede usarse cualquier tipo de tratamiento superficial.

3.404.404 Delineación de las Islas. La delineación de las islas pequeñas se efectúa principalmente con soleras. Las grandes pueden quedar suficientemente definidas por su color y configuración: tierra vegetal, tierra estéril, plantaciones, postes, señales o combinación de todos estos elementos. En zonas rurales las soleras deben ser del tipo montable, excepto donde sea necesario disponerlas elevadas para defensas de estructuras, refugio de peatones, etc. Las soleras deben ser fácilmente visibles para evitar situaciones peligrosas, lo que se consigue con el empleo de pintura reflectante, ojos de gato, etc. Esto debe tenerse más presente cuanto mayor sea la Velocidad de Proyecto de la carretera que se diseñe.

Las narices o vértices de las islas deben redondearse o rebajarse de nivel por razones de visibilidad y sencillez constructiva. Los lados de las islas que quedan contiguos a las pistas utilizadas por el tránsito directo, deben desplazarse en una dimensión que depende del contraste de la isla, longitud de la transición o pavimento auxiliar que la precede, velocidad de circulación, etc. No es necesario dicho desplazamiento referido al borde del pavimento de un ramal de giro, excepto en su vértice de entrada. Este debe desplazarse de 0,60 a 1,20 m. Si se emplea soleras elevadas éstas deben desplazarse de todos los bordes del pavimento de las pistas. En la Lámina 3.404.404.A se indica normas útiles para replantear los desplazamientos de las soleras. Cuando exista una berma a lo largo de carreteras que se cruzan, es preferible colocar soleras en la línea exterior de la berma, quedando así un desplazamiento con respecto al borde del pavimento igual al ancho de la berma.

Las islas deben proveerse de toda clase de dispositivos que avisen su presencia a los conductores que se aproximan, tanto de día como de noche. Las marcas sobre el pavimento, y el uso de pavimentos ásperos, ruidosos o molestos precediendo el vértice de la isla, son prácticas ventajosas en el trazado de intersecciones. Puede emplearse otras señalizaciones, tales como soleras de hormigón blanco, soleras reflectantes o señales localizadas cerca de los vértices de las islas que sean reflectantes o iluminadas.

Hay que evitar que el conductor que llega a una intersección se vea confundido por la visión simultánea dos o más vértices de islas. En tales casos es conveniente adelantar o retrasar la posición de ciertas islas.

En carreteras de circulación rápida debe aumentarse aún más las precauciones ante la aproximación de las islas. Ello puede conseguirse mediante el empleo de molduras de hormigón que transforma paulatinamente la línea pintada sobre la calzada en isla, como se detalla en la Lámina 3.404.404.B. La longitud de la transición es función de la velocidad, pudiendo llegar a los 100 m o más.

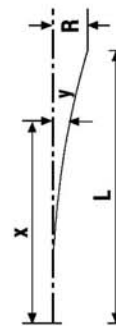
En la Lámina 3.404.404.B se muestra otro ejemplo de un caso típico de transición de una carretera normal con dos pistas de circulación a una sección de dos calzadas separadas con dos pistas en cada sentido.

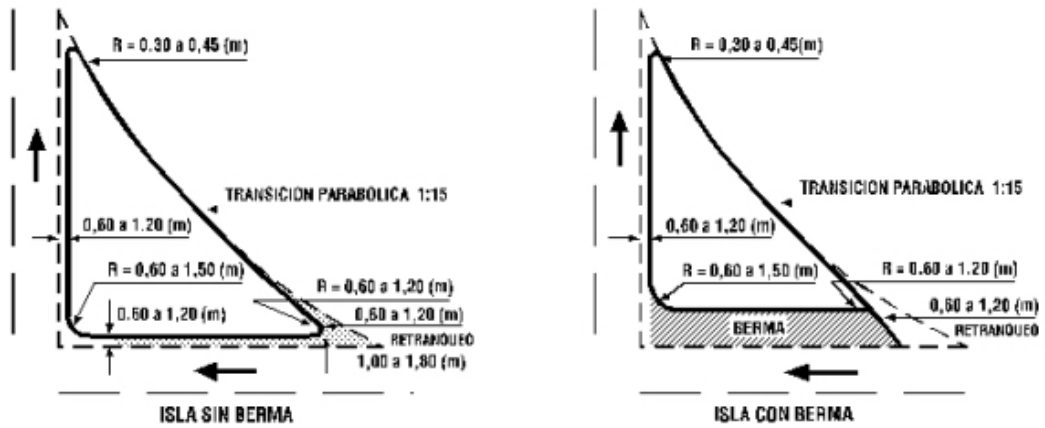
ORDENADAS, y, PARA UNA ABCISA DADA, x

Abcisa x en m	3	4,50	6	7,50	9	12	13,50	15	18	21	22,50	24	27	30	33	36
L: long. T: transición																
TRANSICION 1:5																
7,50	0,24	0,54	0,96	1,50	1,08	1,92		3,00								
15,00	0,12		0,48													
TRANSICION 1:10																
15,00	0,06		0,24		0,54	0,96		1,50	1,08	1,47			1,92	2,43	3,00	
30,00	0,03		0,12		0,27	0,48		0,75								
TRANSICION 1:15																
7,50	0,08	0,18	0,32	0,50	0,40	0,71	0,90	0,67	0,96	1,31	1,50					
13,50	0,045		0,177		0,24	0,43		0,55	0,80	1,09		1,42	1,80			
22,50	0,027		0,108		0,20	0,36		0,42	0,60	0,82		1,07	1,35	1,67	2,02	2,40
27,00	0,021		0,09		0,15	0,27										
36,00	0,018		0,066													

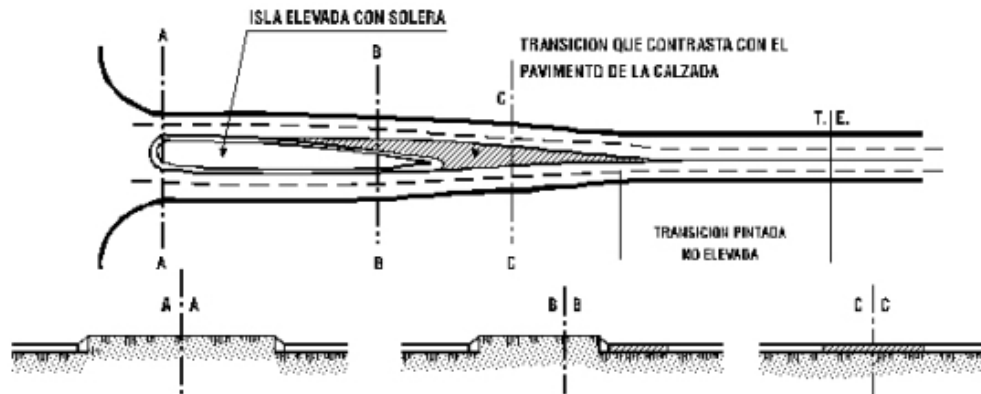
L = Longitud transición, m
R = Retranqueo total, m
X = Abcisas, m
Y = Ordenadas, m

$$Y = \frac{R X^2}{L^2}$$

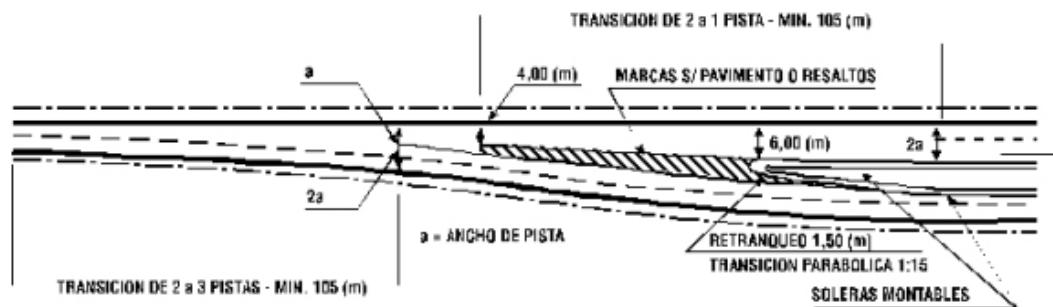




DETALLE DEL TRAZADO DE ISLAS TRIANGULARES



TRANSICION PARA LA APROXIMACION DE UNA ISLA DE SEPARACION DE SENTIDOS EN UNA CARRETERA DE CIRCULACION RAPIDA



DETALLE DE TRANSICION DE DOS PISTAS A CUATRO CON CALZADAS SEPARADAS

Todas las precauciones indicadas anteriormente pueden no ser necesarias ante islas secundarias situadas en una intersección con múltiples islas; basta tomarlas únicamente con aquéllas que aparecen primero al tránsito que se aproxima a la intersección.

3.404.405 Diseños para Terminales de los Ramales de Giro.

3.404.405(1) Aspectos Generales. Se llama terminal de un ramal de giro a la zona donde éste empalma con la calzada de paso. Se puede considerar dos tipos de terminales: de salida y de entrada.

Se llama terminales de salida a la zona donde un ramal de giro se separa de la calzada de paso por la que circulan los vehículos que han de ingresar al ramal.

Se llama terminales de entrada a la zona donde un ramal de giro se junta con la calzada de paso a la que se dirigen los vehículos provenientes del ramal.

En ambos casos debe diseñarse la nariz de la isla de canalización, que para el caso de terminales de salida se denomina nariz divergente y para el caso de terminales de entrada se denomina nariz convergente. El diseño de las narices de las islas de canalización se lleva a cabo aplicando los principios ya descritos en el diseño de islas, complementados por otros aspectos de diseño y operación de tránsito.

3.404.405(2) Terminales de Salida. La salida desde una carretera, que puede ser auxiliada una pista de cambio de velocidad, debe tener la nariz divergente retranqueada del borde del pavimento de la vía principal, para evitar que sea golpeada por el tránsito que se aproxima [Figura A de Lámina 3.404.405(2).A]. Precediendo la nariz va una zona pavimentada en forma de huso, pintada o con resaltos, que permite a los conductores que inadvertidamente entren en esta zona corregir su rumbo y tomar la trayectoria correcta. Se le llama "pista de recuperación". Es preferible que la nariz divergente esté delineada con soleras montables para una mejor visibilidad. En caso que esto no se haga, siempre debe hacerse el retranqueo y pavimentar el huso ante ella. La nariz debe redondearse con un radio de 0,6 a 0,9 m.

El retranqueo C en la Figura A de la Lámina 3.404.405(2).A depende de la longitud y forma del huso pavimentado que la precede. Para el caso de una salida direccional, según se muestra con línea llena, se usa un desplazamiento de 1,2 a 3,6 m. Dentro de este rango, la elección de un retranqueo específico es materia del buen juicio del diseñador, al suponer diferentes trayectorias de los vehículos de un trazado a escala del ramal. En casos donde la canalización tiene limitación de espacio y los radios de curva sólo permiten velocidades bajas, pueden aplicarse retranqueos de 0,6 a 1,2 m. Para el caso eventual de tenerse una pista de deceleración en paralelo, según se muestra en la misma figura con línea de puntos, el desplazamiento C debe ser igual al ancho de esta pista o bien 3,0 a 3,6 m.

Cuando la carretera principal tiene una berma estabilizada o pavimentada que continúa más allá de la nariz divergente, el retranqueo C corresponde al ancho de la berma. Las eventuales correcciones de rumbo se llevan a efecto sobre la berma [Figura B en Lámina 3.404.405(2).A].

El tratamiento de la nariz divergente, con respecto al borde del pavimento del ramal de giro, consiste en la aplicación de un redondeo circular, con radio de 0,6 a 0,9 m. Esto es satisfactorio para la mayoría de los diseños del tipo indicado en las Figuras A, B y C de la Lámina 3.404.405(2).A. A medida que la importancia del ramal de giro aumenta, pueden usarse desplazamientos hasta de 1,8 m o más, según aparece en el diseño de la Figura D de la misma Lámina.

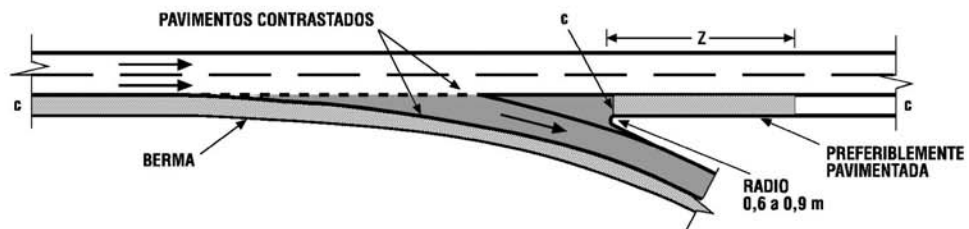
La longitud Z, que se muestra en la Lámina 3.404.405(2).A debe ser suficiente para permitir a un conductor que erróneamente haya desviado a la derecha, corregir su rumbo y volver a la carretera principal. Esta longitud aparece tabulada en la Tabla 3.404.405(2).A para diferentes velocidades de proyecto de la carretera principal.

A lo largo de la distancia Z, la transición desde el desplazamiento C hasta un ancho nulo se hace linealmente con respecto al borde de la calzada.

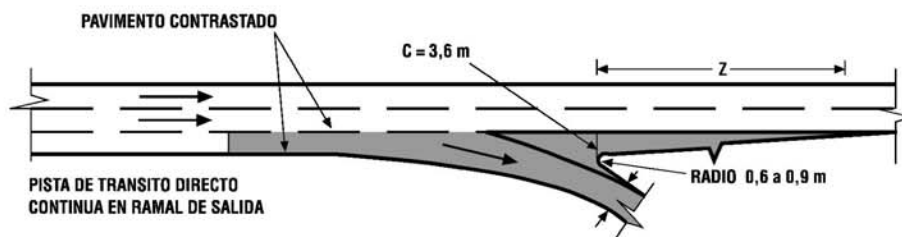
A. BERMA ANGOSTA O SIN ESTABILIZAR



B. BERMAS ESTABILIZADAS O PAVIMENTADAS



C. REDUCCION DE PISTAS DE TRANSITO DIRECTO



D. HORQUILLA O NARIZ EN CARRETERA PRIMARIA

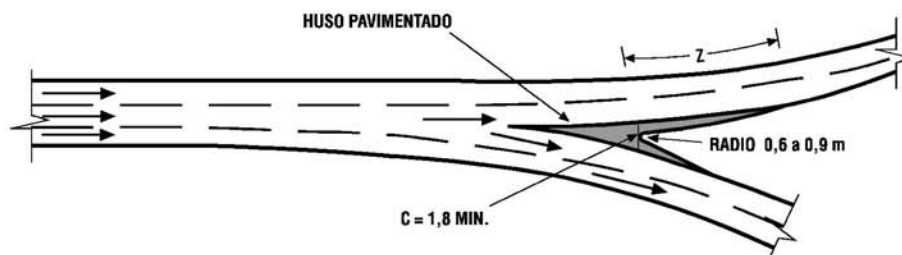


TABLA 3.404.405(2).A
LONGITUD DE TRANSICION (Z) PARA HACER DESAPARECER
LA PISTA DE RECUPERACION

Velocidad de Proyecto carretera principal km/h	Z = longitud por metro de desplazamiento de la nariz divergente (C)
50	7
60	9
80	11
90	13
110	15
120	16

3.404.405(3) Terminales de Entrada. En terminales de entrada la nariz convergente de la isla de canalización debe ser lo más pequeña posible. En el caso que se empleen soleras, la nariz debe redondearse en un radio de 0,30 a 0,45 m. Cuando no se usa soleras, los correspondientes bordes del pavimento deben converger y cortarse en un ángulo agudo. Siempre que sea posible, el borde del pavimento del ramal debe alinearse casi paralelamente con la carretera principal.

Cuando la canalización tiene limitación de espacio, el largo y radio del ramal de giro pueden no ser suficientes para obtener el "cuasi paralelismo" con la carretera principal. En estos casos la nariz convergente de la isla de canalización es la simple intersección de los bordes del pavimento, redondeada o cuadrada a una dimensión práctica.

Cuando el tránsito converge hacia la carretera principal a alta velocidad y siempre que sea posible, es deseable realizar ajustes de alineación y/o de ancho en el terminal de entrada.

La Figura A de la Lámina 3.404.405(3).A muestra el trazado típico de un terminal de entrada con pista de aceleración, de tipo paralelo (línea de trazos). Si el pavimento del ramal corresponde al caso I de la Tabla 3.404.306(2).A, éste se mantiene uniforme hasta la nariz convergente (en la Figura A se designa con w_1). Si el ancho de pavimento corresponde al caso II de la misma Tabla, (w_2 en la Figura A), éste preferiblemente debe estrecharse en la nariz al ancho w_1 para evitar que los vehículos entren abiertamente a la carretera, obligándolos así a hacer uso de una sola pista después de la nariz. Este estrechamiento se lleva a cabo ajustando preferiblemente el borde izquierdo del ramal, pero también puede hacerse ajustando el borde derecho (ver Numeral 3.404.307(2)).

El estrechamiento de ancho del pavimento debe comenzarse gradualmente con anterioridad a la nariz convergente en una longitud (F) que permita a los conductores acomodar lateralmente su rumbo a medida que se acercan al punto más angosto. En la Tabla 3.404.405(3).A se indica las longitudes mínimas en que debe realizarse el estrechamiento del pavimento en terminales de entrada, en función de la velocidad de operación y de la reducción de ancho.

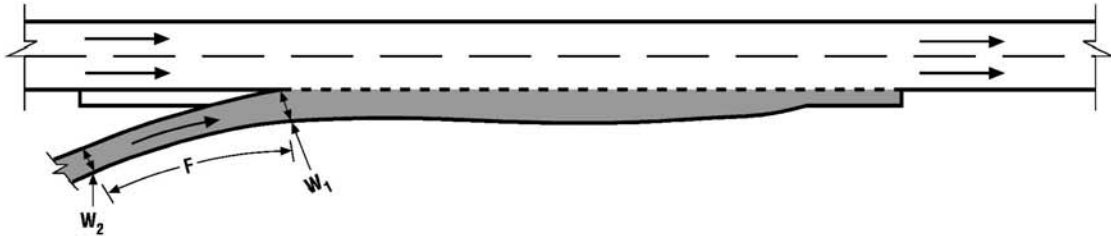
TABLA 3.404.405(3).A
LONGITUDES PARA REDUCCION DE ANCHO DE PAVIMENTO EN NARICES CONVERGENTES

Condición	Reducción (m) del ancho de pavimento en:				
	1,20	1,80	2,40	3,00	3,60
	Requiere una longitud (m) de:				
Mínima	120	180	240	300	360
Deseable	180	270	360	450	540

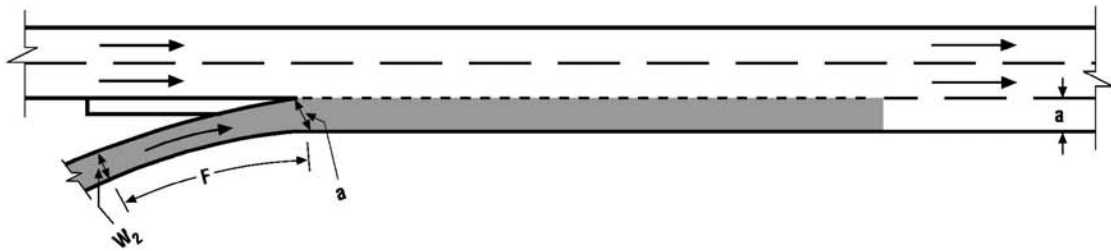
Mínimos corresponden a velocidades de operación de 36 km/h

Deseables corresponde a velocidades de operación de 48 km/h

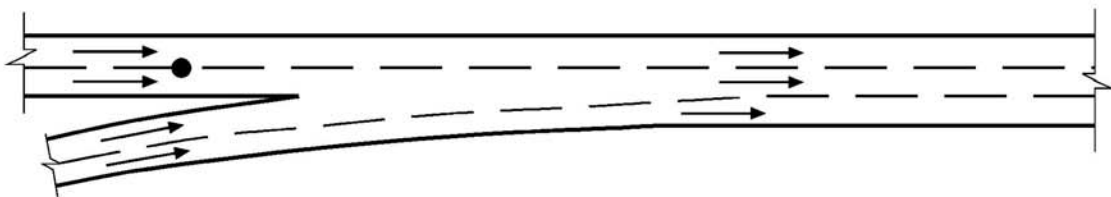
A. TERMINAL DE ENTRADA CON PISTA DE ACELERACION



B. AUMENTO DEL NUMERO DE PISTAS EN LA VIA PRINCIPAL



C. CARRETERAS PRIMARIAS



La introducción de una pista adicional en la carretera principal a partir del terminal de entrada [Figura B en Lámina 3.404.405(3).A] se justifica en los siguientes casos:

- El volumen de tránsito que se incorpora a la vía principal a través del terminal de entrada está próximo a la capacidad de una pista.
- El volumen de tránsito entrante más el directo sobrecargan la capacidad de la vía principal.

En la Figura C de la Lámina 3.404.405(3).A se muestra el diseño de dos carreteras de dos pistas cada una que convergen a una calzada de tres pistas. Debido a la alta velocidad que este diseño implica, las alineaciones deben formar un ángulo muy agudo, de razón aproximada 50:1, para obtener un estrechamiento gradual de cuatro pistas a tres pistas.

Cuando existe berma pavimentada al lado derecho de la vía principal, se emplean los mismos detalles de diseño analizados anteriormente, excepto que se considera el borde exterior de la berma en lugar del borde del pavimento.

3.404.5 DEFINICION EN ELEVACION.

3.404.501 Aspectos Generales. Ya sea que las carreteras que se intersectan se proyecten conjuntamente con su intersección, o que esta última tenga que adaptarse a una o más vías inalterables, siempre se presentará el problema de cómo resolver la elevación de las distintas superficies que ella genera. Es preciso empalmarlas adecuadamente, respetando lo más posible las normas para peraltes y proveyendo las condiciones mínimas para drenarlas.

El problema tiende a ser menor en la medida que sea posible retocar las vías confluentes, para adecuarlas en su conjunto según algún criterio simplificador. A continuación se describe las dos maneras en que puede plantearse este asunto, sin perjuicio de su aparición combinada en una misma intersección.

3.404.502 Caso de una Plataforma Unica.

3.404.502(1) Aspectos Generales. Cuando la superficie de la intersección es pequeña y sus varios elementos están próximos entre sí, las elevaciones de dichos elementos se condicionan las unas a las otras, a la vez que dependen rígidamente de las características en perfil de las vías que se cruzan. Esto sucede en las intersecciones mínimas, canalizadas o no, y también en aquellas zonas de las intersecciones amplias en las que se utilicen radios pequeños para algunos movimientos.

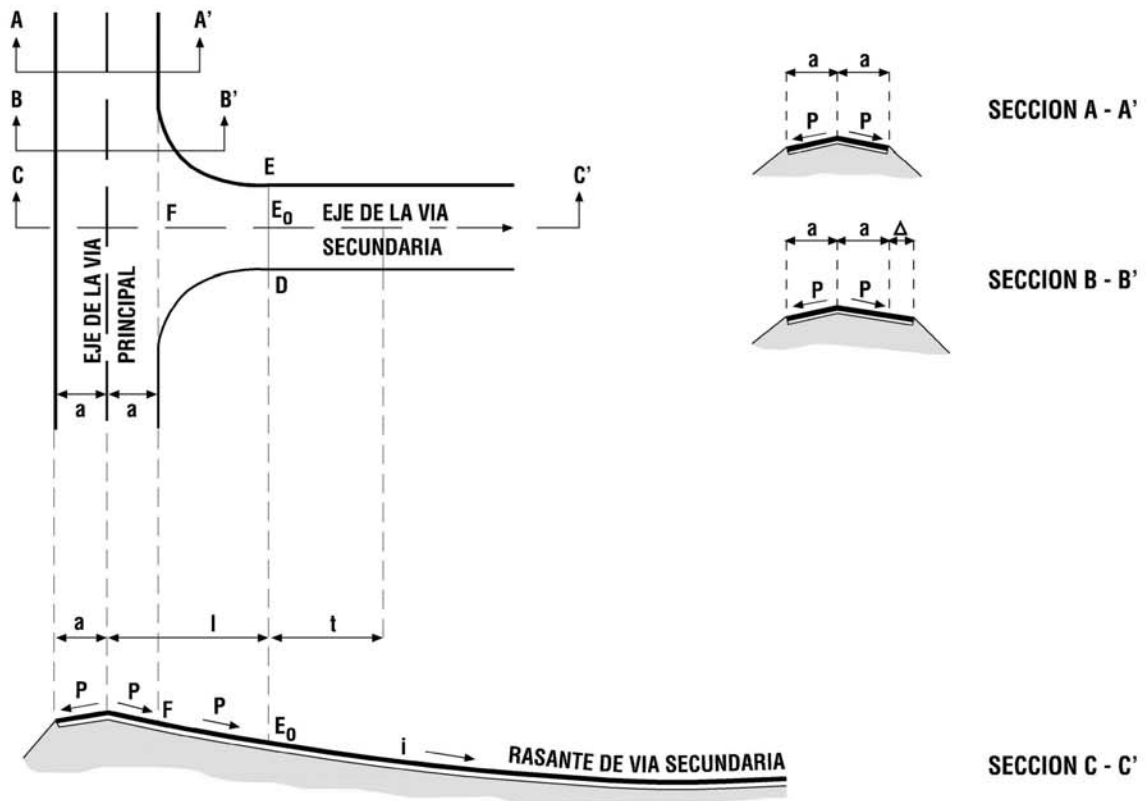
En estos casos no es posible asociar a los ejes en planta de cada ramal un perfil longitudinal que sea coherente con las normas y recomendaciones aplicables a ejes que tienen un desarrollo libre considerable, ya que los perfiles resultantes generarían una superficie muy irregular, de difícil definición y propiciatoria de problemas de construcción y drenaje. La situación se resuelve inscribiendo la planta de la intersección en un plano único, que se define según las recomendaciones que siguen, distinguiéndose dos planteamientos distintos.

3.404.502(2) Prolongación de Superficies Existentes. Cuando ello es posible, es recomendable mantener inalterada la sección transversal de las vías principales, adaptando tanto la intersección como las vías secundarias a la necesidad de empalmar coherentemente con las primeras. Esto implica la prolongación de la superficie de sus pistas, con las inclinaciones que en ese punto tienen, hasta cubrir el área necesaria para la intersección.

Se observará que en estos casos no se puede hablar propiamente de peraltes, puesto que las inclinaciones transversales a la marcha de los vehículos son variables, con un valor máximo posible igual al de la línea de máxima pendiente.

Por conveniencias del drenaje, esta línea de máxima pendiente deberá tener una pendiente mínima de 1,5% (véase Numeral 3.203.303(5)).

Si la intersección tuviera ramales independientes que se deseara peraltar, esto es posible de hacer sin alterar la punta que aparece entre dichos ramales y la vía de paso (empalmes). Efectivamente, la superficie predefinida, en este caso, terminaría en los bordes izquierdos (en el sentido de la marcha de los vehículos) de los ramales en cuestión, pudiendo las calzadas de ellos, a partir de ahí, inclinarse lo necesario para conseguir su peralte.



- E_0 = Punto a partir del cual el perfil longitudinal de la vía secundaria se independiza.
 i = Inclinación longitudinal de la vía secundaria. Variable de preferencia a partir a E_0 con un valor inicial igual a p .
 t = Zona de transición de peraltes de la vía secundaria; en DE el peralte debe coincidir con la pendiente de la plataforma.
 F = Punto donde se cortan el eje de la vía secundaria y la prolongación de los bordes de la vía principal.

- NOTAS:** 1) El perfil longitudinal de la vía secundaria puede iniciarse en un punto cualquiera entre E_0 y F , si esto es necesario o conveniente. Con esto, el plano en el que se inscribirá la intersección seguirá siendo una prolongación de la pista correspondiente, pero con una pendiente variable en el sentido del eje de la vía secundaria si existe algún acuerdo vertical en esa parte de dicho eje. (para estos efectos, se considera el eje como un eje de ramal y se aplican los valores de la tabla 3.504.3A)
- 2) La pendiente inicial del perfil longitudinal de la vía secundaria deberá ser de preferencia la de la pista prolongada. Sin embargo, en casos justificados, podrá permitirse una arista con diferencias de inclinación de hasta un 4% en el caso de condición de parada, y de un 0,5% en el caso de un "CEDA EL PASO"

En tal circunstancia se debe tener presente que dichos peraltes deben ajustarse a las características transversales de las calzadas con las que dichos ramales empalman, respetando también las normas contenidas en la Tabla 3.404.603.A. Además, debe respetarse las normas relativas a la arista común de la calzada del ramal con la punta de los empalmes (Tabla 3.404.604.A).

Para una mejor comprensión de este tema, debe estudiarse atentamente el ejemplo de la Lámina 3.404.503(2).A, donde aparece una intersección tipo "T". Allí se abunda sobre los modos de prolongar las superficies de calzada y se da recomendaciones al respecto.

3.404.502(3) Recrecimientos. Cuando no se desea modificar las vías existentes, pero se requiere ampliar la zona de intersección para brindar un mejor servicio, se puede efectuar un recrecimiento de los pavimentos en aquellos puntos en los que se desea ampliar los radios de giro.

Tales ampliaciones serán permitidas, sin una adaptación mayor de la superficie afectada, sólo para conseguir una intersección mínima sin canalizar, en los casos en que tal mínimo no se cumpla. Si estuviese implicada la aparición de islas y canalizaciones deberá procederse según lo especificado en el Numeral anterior para plataformas únicas.

La elevación de estos recrecimientos se definirá como superficie reglada entre los bordes de las pistas que delimitan la zona a pavimentar. En el caso que dichos bordes no tuvieran pendiente uniforme, pudiendo por lo tanto existir más de una solución a tal superficie, el reglado deberá hacerse perpendicularmente a una línea próxima a la bisectriz del ángulo que forman los bordes.

Las superficies así generadas deben ser analizadas para asegurar un drenaje conveniente. En caso de producirse pendientes máximas inferiores a 1,5% ó en caso de escurrir las aguas hacia la calzada de manera contraproducente, se podrá deprimir dicha bisectriz. Los dos planos que así se generan en el recrecimiento deben encontrarse en una arista redondeada y sus diferencias de pendientes no debería superar 5%. Como método general se recomienda hacer un plano de la intersección con curvas de nivel cada 0,25 m o menos, para detectar depresiones que puedan dar origen a pozas de agua, con el consiguiente riesgo de accidentes debidos al "planeo" de los vehículos a altas velocidades.

3.404.503 Caso de Eje Independiente.

3.404.503(1) Aspectos Generales. Cuando en la intersección están previstos ramales de gran desarrollo, o con velocidades de proyecto superiores a 40 km/h, es conveniente definir ejes longitudinales independientes para dichos ramales. Por una parte, porque las grandes superficies comprometidas pueden no ser susceptibles de ser prefijadas sin considerables movimientos de tierras, y por otra, porque dichas velocidades requieren un perfil longitudinal homogéneo y normalizado.

Además, esta definición es casi siempre posible cuando un ramal tiene un desarrollo importante y no es paralelo y próximo a alguna otra calzada existente, ya que su perfil longitudinal se independiza rápidamente de los condicionamientos que le impone su proximidad inicial a otros elementos del trazado.

De esto se infiere que el perfil longitudinal de un eje de un ramal largo de una intersección, así como los de ramales de enlace, pueden dividirse en partes que requieren un modo de definición distinto.

En efecto, en la zona de los empalmes de un eje con algún otro elemento geométricamente definible de la intersección (bordes de calzada preferentemente), el perfil longitudinal deberá definirse en función de algunos parámetros propios de dichos elementos del empalme.

Una vez fuera de la zona de empalme, o sea, cuando el eje en planta del ramal se encuentra lo suficientemente alejado de la pista a la que llega o de la que sale, el perfil longitudinal se puede definir según sus conveniencias aisladas, respetando los valores pertinentes del presente Manual de Carreteras.

A continuación se dará los valores y /as recomendaciones para la ejecución de ambas partes de un eje longitudinal.

3.404.503(2) Zonas de Empalmes. En el Numeral 3.404.405 se ha tratado el tema de la definición en planta de los terminales de entrada y salida. Allí se presenta normas para el diseño de las zonas involucradas en las maniobras correspondientes, para que las singularidades que ellas constituyen no signifiquen un peligro a los usuarios.

Estas disposiciones definen las zonas triangulares que se producen entre las vías y/o ramales que convergen o divergen, previéndose algunos desplazamientos mínimos de la nariz desde los bordes de las pistas principales y del pavimento de las referidas superficies triangulares o "puntas", que son previas a dichas narices.

Así el perfil longitudinal de un ramal queda condicionado, en la zona de empalme, por las características transversales de la punta y de la calzada de la cual se desprende o a la cual llega, y por las dimensiones de las bermas correspondientes, si existen.

No es conveniente, por lo tanto, definir dicho perfil en forma independiente de los elementos citados. Si así se hiciera, la zona de la punta podría resultar con desniveles transversales inadmisibles.

Las pendientes transversales de la punta no deben ser superiores a 8%, y la diferencia algebraica de las inclinaciones en las aristas que ella puede generar en sus empalmes con las vías y con los ramales deberán estar limitadas por los valores de la Tabla 3.404.604.A. No se permitirá escalones, ni soleras ni muros de retención que puedan significar un peligro para los vehículos que puedan haber equivocado su maniobra.

En suma, el perfil longitudinal de un ramal en la zona de empalme, o sea, desde que las pistas se empiezan a separar hasta que distan entre sí los anchos dispuestos en el Numeral 3.404.405 para empalmes, deberá deducirse del de la vía predefinida, considerando las pendientes transversales de las pistas involucradas y de la punta adyacente.

En la Lámina 3.404.503(2).A se ejemplifica una situación de este tipo, para un caso en que existen bermas tanto en la vía principal como en el lado izquierdo del ramal, y con una vía de deceleración directa. El eje de replanteo del ramal será, en esta oportunidad, el borde izquierdo de su calzada (en el sentido de la marcha de los vehículos) y empalmará con el borde correspondiente de la calzada de la vía principal.

Las normas que limitan las pendientes máximas y sus acuerdos mínimos usados en estos ramales, son las que aparecen en la Tabla 3.504.3.A para ramales de enlace, o bien los valores habituales para carreteras.

3.404.6 DEFINICION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

3.404.601 Aspectos Generales. Una vez definida la planta de la intersección y su elevación, corresponde tratar aquellos aspectos del diseño que tienen relación con las inclinaciones transversales de los elementos dispuestos, respetando las condiciones surgidas de la aplicación de criterios para resolver la elevación de las plataformas, o de los empalmes en caso de ramales.

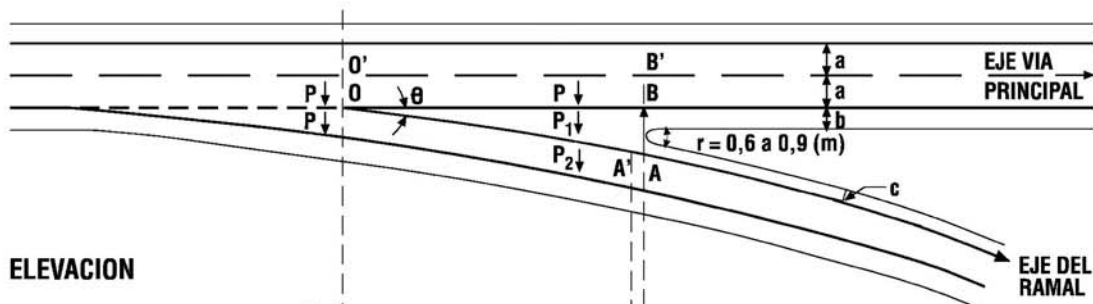
3.404.602 Relación entre Radios y Peraltes en Función de la Velocidad de Proyecto. Los peraltes en las intersecciones están condicionados, como ya se ha descrito en el Tópico 3.404.5, por las características de su trazado en planta (tamaño de la intersección, desarrollo de los ejes, etc.). Existen casos en los que sencillamente no se puede siquiera hablar de peraltes en ella (intersecciones mínimas), porque las inclinaciones de toda la superficie en la que la intersección se inscribe quedan determinadas a priori por criterios que atienden a la realidad dimensional del dispositivo.

Cuando el trazado en planta lo permite, esto es, cuando un ramal de giro es tal que la inclinación de su superficie no afecta negativamente a otras superficies de rodadura, y además se tiene desarrollos compatibles con las exigencias para transición de peraltes, se debe proveer a dicho ramal de una inclinación transversal que se relacione adecuadamente con su radio de curvatura y con la Velocidad de Proyecto asociada. Esto se consigue aplicando la expresión $R = V^2 / 127 (p + t)$ como se instruye en el Numeral 3.404.304.

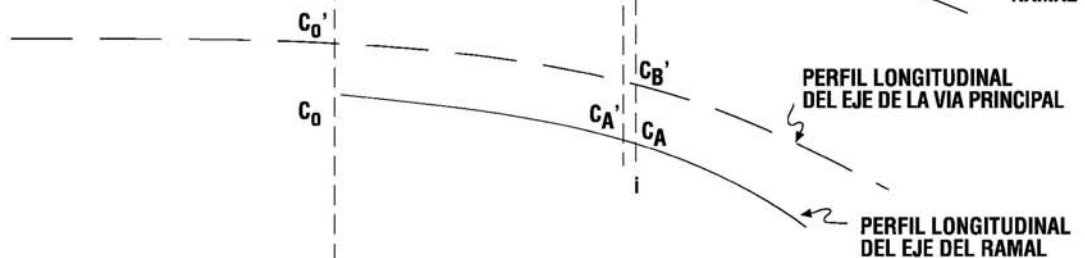
Los valores de "p" y "t" aplicados son distintos según sea el caso analizado. En la Tabla 3.404.304.A se tabula los valores que resultan para condiciones de peraltes mínimos y máximos.

Cuando la geometría de la intersección lo permite, los peraltes asignados a las distintas velocidades de proyecto, con sus radios de curvatura asociados, serán los que resultan de considerar que el peralte absorberá 1/4 de la fuerza centrífuga y el factor de rozamiento los 3/4 restantes. Con ello, los peraltes que se puede disponer quedan determinados ($t = 3p = 0,197 V^2/R$), con un valor máximo de 8% para zonas sin formaciones de hielo. Cuando se prevea heladas dicho máximo se limitará a 6%.

PLANTA



ELEVACION



En esta zona el perfil longitudinal del ramal será deducido del de la vía principal considerando p , p_1 , a y el ancho entre el eje del ramal y el borde de la vía principal.

perfil independiente a partir de C_A e inclinación inicial "i"

- a = ancho pista vía principal (V.P.)
- O = origen del eje ramal (en este caso, sobre el borde de la calzada de V.P.)
- O' = proyección de O sobre el eje de la vía principal
- p = peralte de la pista de la V.P. contigua al ramal
- p_1 = inclinación transversal de la punta (de preferencia igual a p)
- p_2 = peralte del ramal (es variable en la zona de transición)
- \overline{AB} = ancho de la punta en la nariz: distancia entre bordes de calzada a partir del cual el eje longitudinal del ramal se independiza. En este caso:
 $c + b + 0,6 < \overline{AB} < c + b + 0,9$ (véase figura B lámina 3.404.405 (2) A; se supone perpendicularidad aproximada)
- A' = punto próximo a A dentro de la cuña y sobre el eje del ramal ($AA' \cong 1m$)
- C_0' = Cota en O'
- C_0 = Cota de origen del ramal ($C_0 = C_0' \pm a \cdot p$)
- CB' = Cota del eje de la vía principal en la nariz (en B')
- CB = Cota del borde de la pista en la nariz ($CB = CB' \pm a \cdot p$)
- CA = Cota de partida del perfil longitudinal del ramal en su zona independiente ($CB \pm \overline{AB} \cdot p_1$)
- CA' = Cota del puente A' (Se deduce igual que CA)
- i = Pendiente inicial del P.L. del ramal en su zona independiente
 $(CA - CA') / \overline{AA'}$

En la Lámina 3.404.602.A se grafica los valores de la Velocidad de Proyecto, del radio de curvatura, del peralte y del factor de rozamiento que cumplen las condiciones $R = V^2/127 (p + t)$ y $t = 3p$.

3.404.603 Transición de Peralte. El desarrollo del peralte debe iniciarse cuando el ramal de giro haya adquirido un ancho mínimo de 0,5 m. Preferiblemente 1,0 m en los casos en que existe longitud suficiente para lograr el desarrollo total. Con anchos menores el proceso constructivo es engorroso y casi no existe ventaja para la operación, pues los conductores no utilizan este primer tramo del ramal.

Las mismas razones de comodidad y efecto estético que valen para carreteras rigen en el caso de ramales en intersecciones en cuanto al desarrollo del peralte se refiere. No obstante lo anterior, se puede aceptar pendientes longitudinales del borde peraltado, referida al eje (Δ), normalmente mayores que en el caso de carreteras [Tabla 3.203.305(3).A].

La Tabla 3.404.603.A recomienda las pendientes longitudinales aceptables del borde del ramal respecto a su eje de replanteo, en función de la Velocidad de Proyecto.

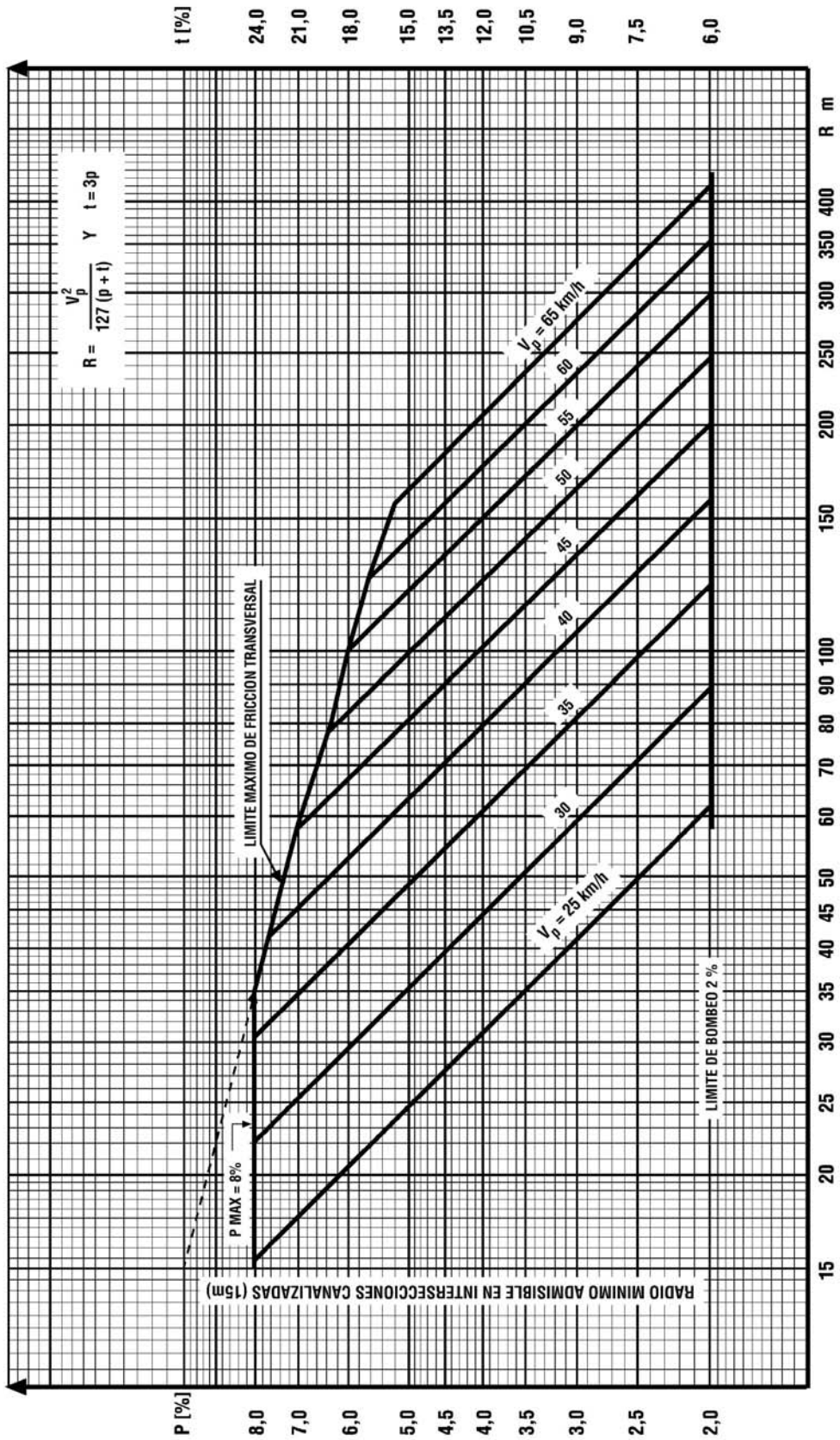
La Lámina 3.404.604.A ilustra cuatro ejemplos de cómo desarrollar el peralte en un ramal de giro según sea el trazado del camino de paso. En cada una de ellas puede observarse que entre los puntos **a** y **b** se mantiene en el ramal de giro el bombeo propio de la pista de paso y de allí en adelante se desarrolla el peralte deseado. Los cortos espacios disponibles para el desarrollo del peralte, así como la limitación impuesta por la condición que debe cumplir la arista común, obliga a desarrollar parte del peralte en plena curva, aún en los casos que existe pista de cambio de velocidad. Debe sin embargo alcanzarse prácticamente el valor total del peralte elegido alrededor del punto **e** de las figuras en estudio.

TABLA 3.404.603.A
VALORES ADMISIBLES PENDIENTE RELATIVA DE BORDE (Δ %)

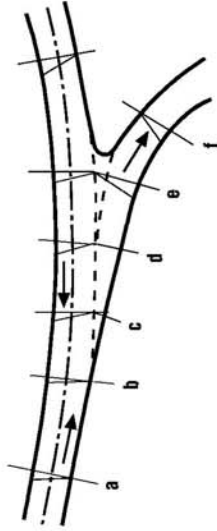
Velocidad de Proyecto (km/h)	25 – 30	40	50	60
Pendiente longitudinal máxima normal del borde referida al eje (Δ %)	1,0	0,8	0,7	0,6
Pendiente longitudinal máxima absoluta del borde referida al eje (Δ %)	1,5	1,5	1,5	1,3

3.404.604 Condiciones de la Arista Común a la Carretera de Paso y al Ramal de Giro. La segunda limitación importante que debe tenerse presente al elegir un peralte dado para el ramal de giro se refiere al ángulo que forman los planos de la pista del camino de paso y de la pista del ramal. Cuando esta discontinuidad es importante, los vehículos que cruzan la arista en un ángulo muy agudo acusan un efecto desagradable. En el caso de los camiones con carga alta puede eventualmente producirse el vuelco.

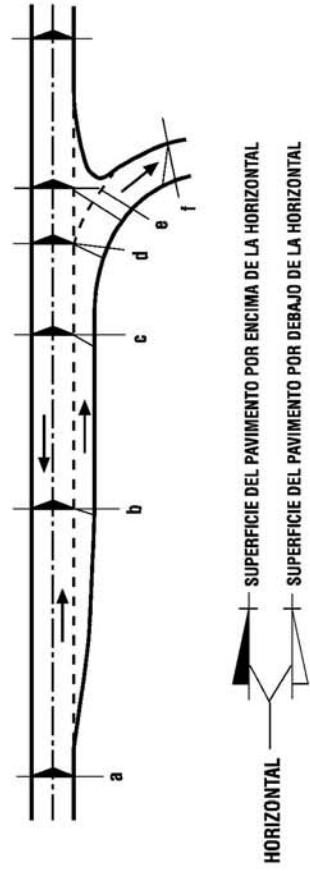
La situación descrita se supera manteniendo la diferencia algebraica de las pendientes de cada pista, dentro de los límites indicados por la Tabla 3.404.604.A.



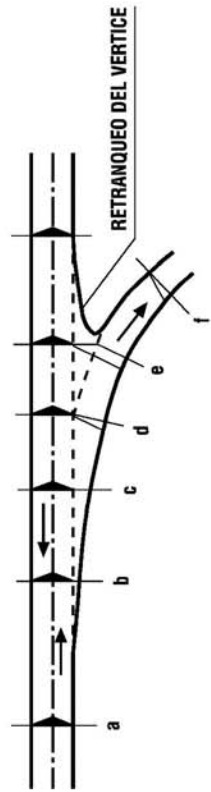
C



D



A



B

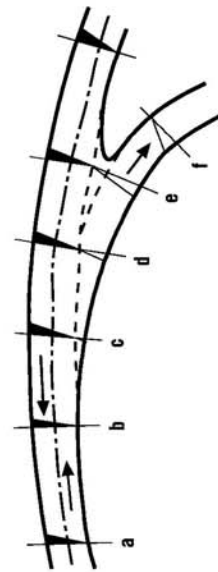


TABLA 3.404.604.A
MAXIMA DIFERENCIA ALGEBRAICA ACEPTABLE ENTRE LA PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA PISTA DEL CAMINO DE PASO Y EL PERALTE DEL RAMAL DE GIRO EN SU ARISTA COMUN

VP Ramal km/h	Diferencia Algebraica (p camino - p ramal) %
25 - 30	5 - 8
40 - 50	5 - 6
60 ó más	4 - 5

3.404.7 INTERSECCIONES ROTATORIAS O ROTONDAS.

3.404.701 Aspectos Generales. La intersección rotatoria a nivel, llamada rotonda y también glorieta, se distingue porque los flujos vehiculares que acceden a ella por sus ramas maniobran al interior de un anillo vial que las conecta. Las trayectorias de los vehículos en el anillo son similares a los entrecruzamientos, razón por la cual el número de puntos de conflicto es menor que en otros tipos de intersecciones.

La operación de una rotonda se basa en la prioridad de paso de los vehículos que circulan por el anillo. Los vehículos que ingresan al anillo lo hacen cuando juzgan que los espacios entre vehículos son suficientes para ello. Esto que hace que dicho anillo no opere como una sucesión de zonas de trenzado, de la manera en que se entiende tales zonas, lo que explica que el cálculo de la capacidad de las mismas no pueda ser abordado como se hace con éstas, sino como se indica en el Numeral 3.404.706.

Las rotondas son especialmente ventajosas si los volúmenes de tránsito de las ramas de acceso son del mismo orden de magnitud, o si los movimientos de giro predominan sobre los de paso. Esto es particularmente así en las rotondas de tres ramas. En la Lámina 3.404.701.A se muestra, para este último caso, combinaciones de demandas en la carretera primaria y en la carretera secundaria (la que empalma con el itinerario principal), expresada como intensidad media diaria IMD (Mveh/día). Estas combinaciones aparecen relacionadas con el tipo de diseño más conveniente. El predominio de alguno de los flujos de paso anula tales ventajas, por las demoras que a éste impone la glorieta. En tal caso debe analizarse otra solución.

Hay tres tipos principales de rotondas: normal, mini y doble. Las demás son variantes de este tipo básico: intersección anular, desnivelada o semaforizada.

La rotonda normal tiene una isla central delimitada por soleras y de diámetro superior a 4 m [ver Figura A de Lámina 3.404.701.B]. Sus entradas son generalmente abocinadas para permitir la entrada de vehículos por múltiples pistas. El número de ramas recomendado es tres o cuatro. Si el número de ramas es mayor que cuatro, pueden ser mejores las rotondas dobles (Figuras D y E de la misma Lámina).

La mini rotonda tiene una isla central de diámetro entre 1 y 4 m, a nivel o abombada, y sus ramas pueden presentar o no abocinamiento en sus entradas al anillo. Sólo deben usarse cuando todas las vías confluentes tienen velocidad limitada a 50 km/h. Si la actividad ciclística es intensa, no son recomendables [ver Figuras B y C de Lámina 3.404.701.B].

Las rotondas dobles son dispositivos compuestos por dos rotondas normales o dos mini rotondas, contiguas o conectadas por un tramo de unión o por una isla alargada delimitada por soleras. Son útiles para acondicionar intersecciones existentes separando giros a la izquierda opuestos "a la indonesia"; para resolver intersecciones asimétricas o de planta muy esviada, en las que intersecciones convencionales generan desvíos importantes para los accesos y las rotondas normales una excesiva ocupación (ver Figuras D y E de Lámina 3.404.701.B). También son útiles, con desnivelaciones, para unir carreteras separadas por obstáculos lineales, como ríos, ferrocarriles o autopistas.

Las rotondas a distinto nivel son las que al menos una de sus ramas se conecta con una carretera que pasa a distinto nivel. Las más habituales son las de dos puentes y las de tipo "pesa" o "mancuerna" [ver Figuras A y B de Lámina 3.404.701.C].

Las intersecciones anulares son rotondas en la que la circulación normal, en sentido único en torno a la isla central, ha sido reemplazada por una circulación en doble sentido, con mini rotondas de tres ramas en cada acceso. Se requiere que los conductores que están en ésta cedan el paso a los que entran, contrariamente a lo habitual. La conversión de rotondas muy grandes en intersecciones anulares resuelve eficazmente problemas de congestión sin reducir la seguridad (ver Figura C de Lámina 3.404.701.C).

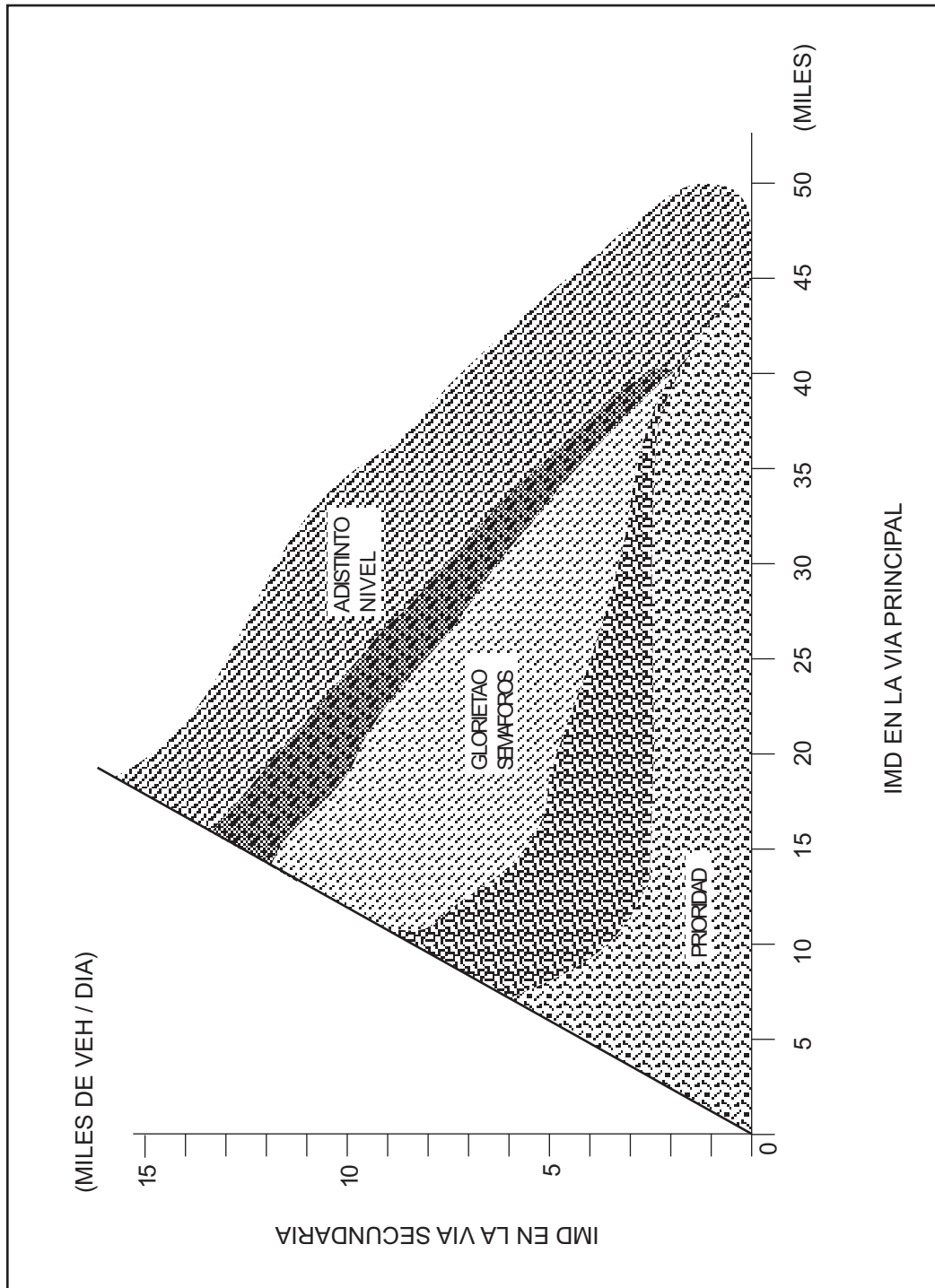
Las rotondas semaforizadas alivian disfunciones de rotondas con exceso de flujos o reparto desequilibrado de la demanda por rama. Los semáforos pueden colocarse en alguna de sus entradas o en todas ellas, y pueden funcionar continuamente o en los períodos donde ellos mejor sirvan a la regulación del dispositivo (ver Figura D de Lámina 3.404.701.C).

3.404.702 Ventajas y Desventajas. Las principales ventajas de las rotondas se encuentran entre las siguientes:

- Cuando están bien proyectadas y se aplican a los casos donde estén indicadas, hacen que el tránsito circule en forma ordenada y continua, con pocas demoras y gran seguridad.
- Su sencillez y simplicidad de funcionamiento facilitan su comprensión por parte de los usuarios.
- Los conflictos no son tan agudos y los accidentes que puedan ocurrir no resultan tan severos.
- Los giros a la izquierda se facilitan mediante maniobras de convergencia y divergencia aunque las distancias a recorrer sean mayores.
- Son la única solución para intersecciones con cinco o más ramas.
- Tienen un menor costo que las intersecciones con paso a desnivel que realicen funciones equivalentes, y generan menores costos de mantenimiento que intersecciones semaforizadas.
- En carreteras de calzada bidireccional, cuando las posibilidades de adelantamiento son limitadas, una acertada implantación de rotondas puede mejorar la proporción de alineaciones rectas propicias para adelantamientos sin que aumente excesivamente la velocidad.
- Es un elemento útil para señalar cambios de funcionalidad o categoría de la carretera, como cambios importantes de sección y capacidad, o el paso de una carretera con enlaces a otra con intersecciones, o el paso de una zona urbana a otra suburbana.
- Permite efectuar cambios de alineación bruscos que no podrían lograrse con radios mínimos.
- Permiten, en algunos casos, agregar nuevas ramas, y con ello resolver situaciones que de otro modo requerirían soluciones de mayor complejidad.
- La forma y dimensiones del terreno ocupado favorece la evolución de la rotonda a enlace.
- El impacto ambiental de una rotonda, especialmente intrusión visual y ruido, suele ser menor que el de otros dispositivos, especialmente los enlaces. La isla central es susceptible a proyectos de paisajismo de impacto favorable significativo.

Por otra parte, sus principales desventajas son:

- No siempre tienen mayor capacidad que las intersecciones a nivel bien proyectadas y reguladas.
- Necesitan más espacio y son generalmente más costosas que las intersecciones a nivel con función equivalente.
- No son apropiadas cuando el volumen de peatones o la actividad de transporte colectivo son significativos.
- Aumentan las distancias recorridas por los vehículos, aunque pueden disminuir sus tiempos de recorrido.
- Hacen perder la prioridad a todas las ramas y por lo tanto la jerarquía vial a carreteras principales, e impone demoras a todos los usuarios.
- No se puede ampliar con facilidad y por lo tanto no se adaptan a planes de construcción por etapas.



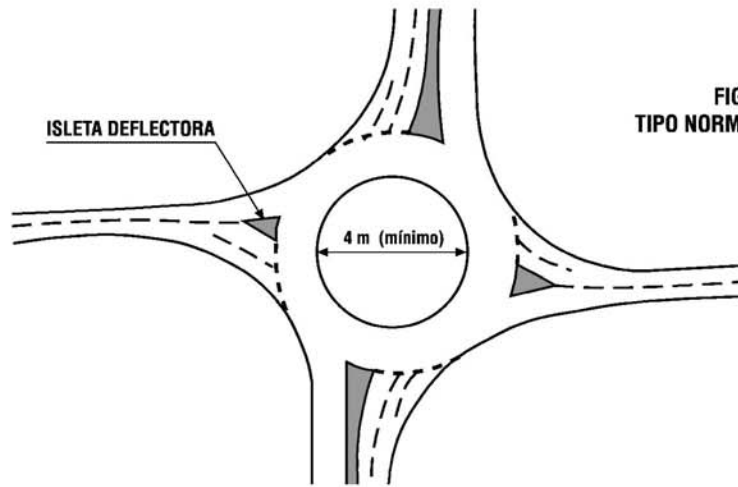


FIGURA B
MINIRROTONDA
2 PISTAS BIDIRECCIONALES

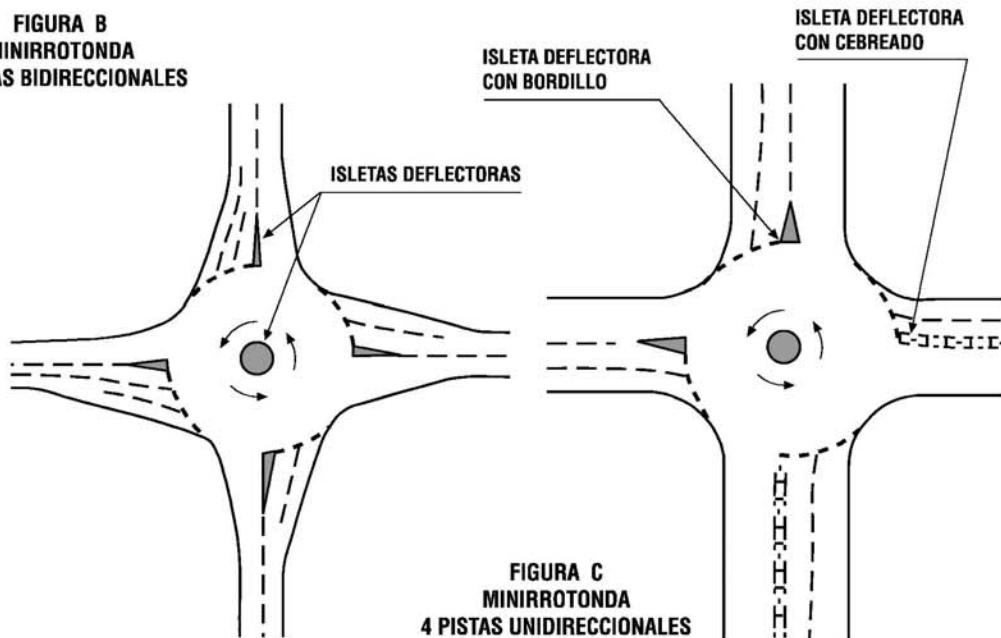


FIGURA D
TIPO DOBLE
GIRO INDONESIO

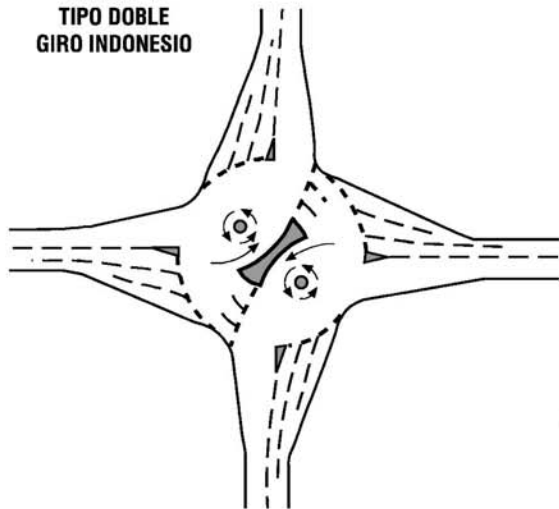
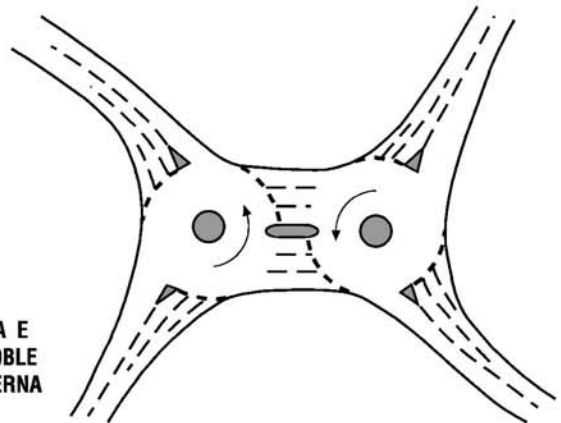


FIGURA E
TIPO DOBLE
MANCUERNA



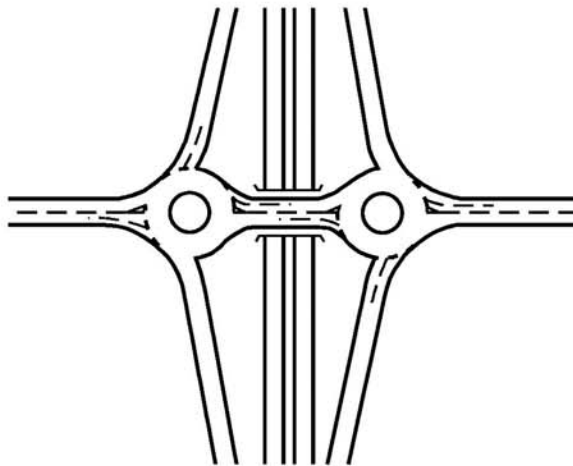


FIGURA A
DESNIVELADA
PESA O MANCUERNA

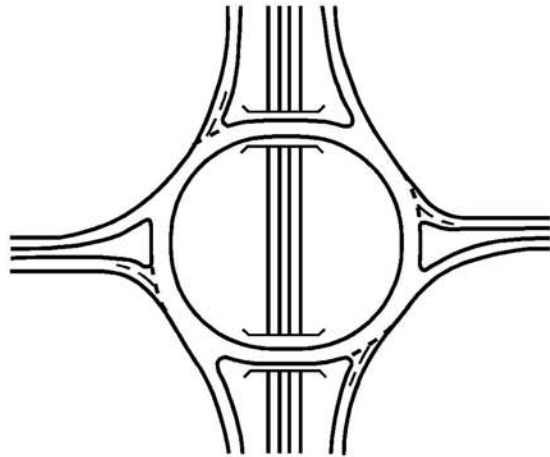


FIGURA B
DESNIVELADA
DOBLE PUENTE

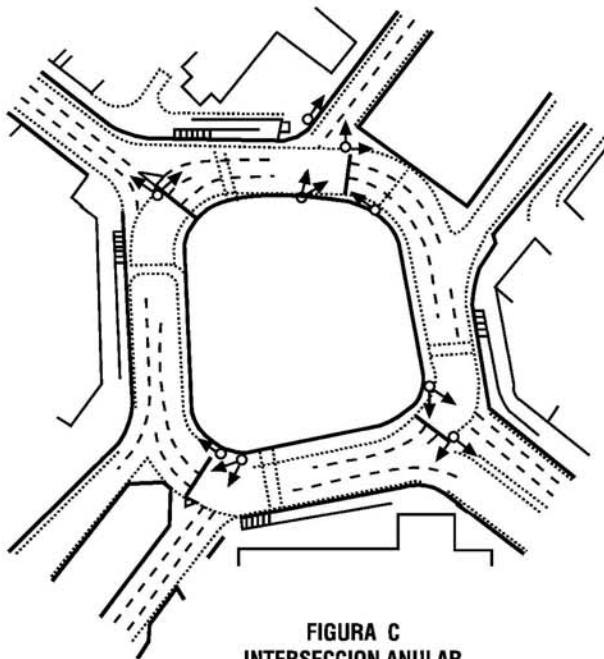


FIGURA C
INTERSECCION ANULAR

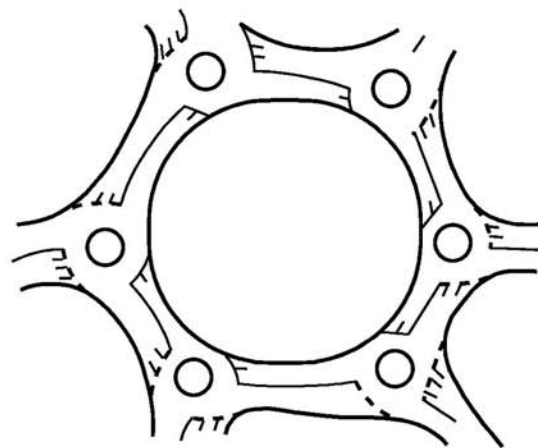


FIGURA D
SEMAFORIZADA

3.404.703 Elementos de Diseño de Rotondas.

3.404.703(1) Trazado en Planta. La Lámina 3.404.703.A muestra un trazado en planta de una rotonda normal. Se destaca allí los factores más relevantes en el diseño de estos dispositivos:

- Trayectoria de los vehículos a través de la rotonda y curvatura de la trayectoria de entrada. Radio mínimo del borde externo a la entrada, entre 6 y 100 m, con un mínimo de 20 m si se prevé vehículos largos.
- El ángulo de entrada a la rotonda, que debe estar en el rango de 20° a 60°.
- Radio mínimo de salida, del orden de 40 m pero no inferior a 20 m.
- Abocinamiento de las ramas de entrada para proporcionar pistas adicionales.
- Anchos de las pistas de las ramas de entrada y del anillo.

3.404.703(2) Trazado de los Accesos. La trayectoria de los vehículos a la entrada es uno de los factores más importantes para la seguridad de la circulación, que depende de la inflexión dada a la misma. Un giro inicial de unos 15° basta para advertir la presencia de la entrada, mientras que una limitación del radio de curvatura de la trayectoria a la entrada a un máximo de 100 m asegura una velocidad razonable de ingreso.

Contribuye decisivamente al mismo fin el diseño de islas deflectoras en cada acceso, así como también es útil desalinear los accesos hacia la izquierda del centro de la isla central, dejando a dichas islas deflectoras enfrentando el hemisferio izquierdo de la isla central.

Se recomienda añadir al menos un carril adicional en las ramas de entrada, pero no más de dos en accesos de dos carriles y doble sentido de circulación, ni más de cuatro en accesos de más de una pista por sentido. La longitud mínima de estas pistas adicionales debe ser de 25 m en zonas rurales (5 m en ciudad). Las pistas adicionales deben distinguirse, con una anchura mínima de 2,0 m a partir de la mitad de la longitud total del abocinamiento, la cual no deberá superar los 100 m.

La anchura mínima de las pistas a la entrada debe ser de 2,5 m, pero es preferible anchos mayores. Tres pistas de 3,33 m son mejores que 4 de 2,5 m.

Las salidas deben tener al menos el mismo número de pistas que las ramas de las carreteras a las que desembocan. Donde sea posible debe proveerse de un carril adicional, que desaparezca por la derecha con un bisel de 1:15 a 1:20. Si la salida tiene pendiente de subida, este bisel debe prolongarse para evitar el efecto de los vehículos lentos en la operación de la rama.

En salidas de una sola pista el ancho mínimo de éstas es de 6,0 m junto a las islas deflectoras, de modo que sea posible adelantar a un vehículo momentáneamente detenido.

Para que la salida resulte fácil, se recomienda que el radio mínimo de su solera interior sea igual o superior a 40 m (20 m mínimo absoluto, preferible cuando hay peatones).

Las bermas pavimentadas deben terminar antes del abocinamiento, para lo cual las soleras propias de las rotondas pueden aparecer antes de las entradas, por fuera de la berma, y reducirse éstas a cero con una transición corta y suave.

3.404.703(3) Calzada Circular o Anillo de la Rotonda. Los anillos de las rotondas deben ser de preferencia circulares. El diámetro del borde interior depende del diámetro del borde exterior y del ancho del anillo. Este último debe ser constante y estar comprendido entre 100% y 120% del ancho de la entrada más amplia; salvo que el diámetro del borde exterior sea inferior a 36 m, en cuyo caso rigen las dimensiones de la Tabla 3.404.703(3).A.

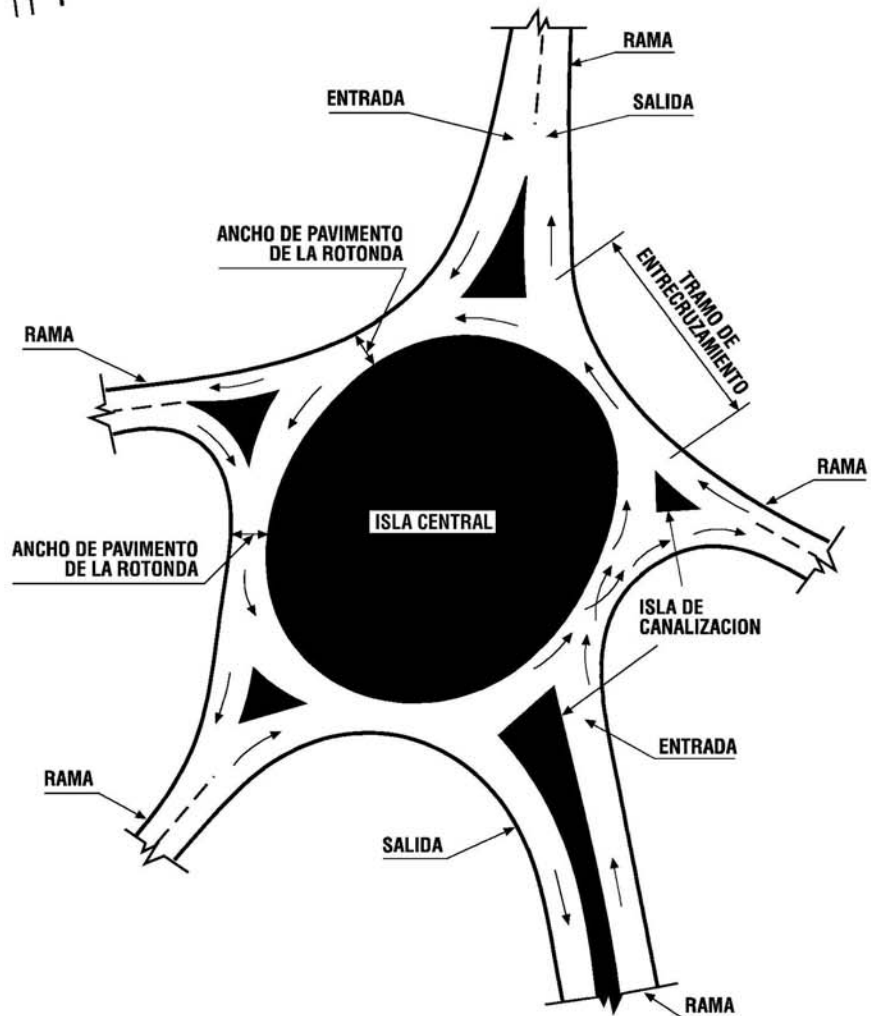
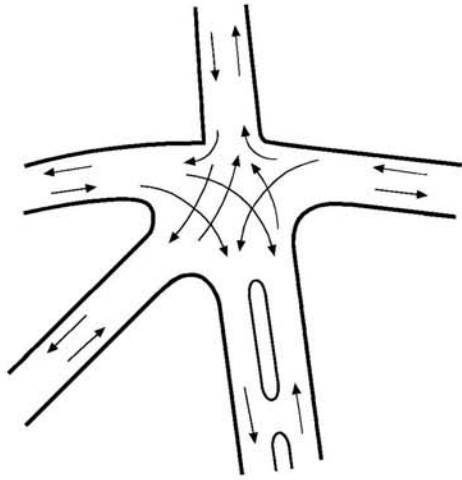


TABLA 3.404.703(3).A
ANCHOS REQUERIDOS PARA EL GIRO DE VEHICULOS VA1
EN GLORIETAS NORMALES PEQUEÑAS

Diámetro de la Isla Central (m)	Borde Exterior (m)
4,0	28,0
6,0	28,8
8,0	29,8
10,0	30,8
12,0	32,0
14,0	33,2
16,0	34,6
18,0	36,0

3.404.703(4) Carriles Segregados para Giros a la Derecha. Si más de 50% de los flujos que ingresan a una rotonda por una de sus ramas sale por la siguiente, o si ello ocurre con más de 300 vehículos por hora en los períodos punta, se debe plantear el diseño de una pista segregada que permita a dichos vehículos obviar el trámite de ingreso a la rotonda. Esto no debe hacerse si la rama de entrada tiene menos de tres pistas, ni donde existan accesos a la propiedad a lo largo de tales pistas segregadas.

El ancho de estas pistas debe mantenerse entre 3,0 m y 3,5 m.

La convergencia entre los vehículos procedentes de un carril segregado para giro a la derecha y los demás que abandonan la glorieta por la rama de salida normal equivalente debe hacerse dentro de los 50 m siguientes a dicha salida, cuando las velocidades aún son bajas, en una longitud mínima de 10 m.

La segregación puede materializarse mediante demarcación, con bloque discontinuos de ancho mínimo de 1,0 m, o físicamente mediante soleras montables o islas.

3.404.703(5) Pendiente Longitudinal. Las rotondas deben situarse en planos con pendientes no superiores a 3%. Mejor aún en acuerdos convexos. Las pendientes longitudinales deben combinarse con las transversales para asegurar el drenaje superficial de la calzada. Los bordes de la rotonda deben tener, como mínimo, una pendiente longitudinal de 0,65% (mínimo absoluto: 0,5%).

3.404.703(6) Pendiente Transversal. La pendiente transversal en la calzada anular de una rotonda debe ser mínimo 2%, para asegurar el drenaje superficial. En las entradas puede intentarse peraltes favorables a las maniobras respectivas, pero en el anillo sólo se dispone de una limatesa redondeada uniendo los extremos de las islas deflectoras, o también una que divida el anillo en la proporción 2:1 (con la parte más ancha adyacente a la isla central), o dos limatesas que lo dividan en tres anillos concéntricos de igual ancho.

En el caso de los anillos de rotondas no es aplicable la prohibición de usar contraperaltes para Velocidades de Proyecto inferiores a 60 km/h, especificada en el Numeral 3.203.303(3). En efecto, considerando que la inclinación transversal del anillo se define por lo general de modo que la evacuación de las aguas lluvias se haga hacia su exterior, se aceptarán los radios límites con un contraperalte de 2% que se citan en la Tabla 3.404.703(6).A, para los que no se supera los valores aceptados para el coeficiente de fricción transversal.

TABLA 3.404.703(6).A
RADIOS LIMITES EN CONTRAPERALTE PARA ANILLOS DE ROTONDAS

Vp (km/h)	25	30	35	40	45	50	55
RLC (m)	30	50	75	110	160	220	290

3.404.704 Aspecto Estético del Trazado. Un buen aspecto estético de la rotonda debe formar parte del proyecto de trazado de la misma, ya que ayuda al conductor a apreciar la existencia de la intersección y por consiguiente a ajustar su velocidad y trayectoria. Por ejemplo, un contraste en color y configuración con islas cubiertas de hierbas o con plantaciones de grupos de arbustos que destaquen a distancia, avisa al conductor que se aproxima a la rotonda y que necesita reducir la velocidad. La única precaución que hay que tener es que las plantaciones no reduzcan la visibilidad necesaria.

En zonas rurales es ventajoso disponer la isla central como montículo, ya que resulta una manera clara de avisar a los conductores la presencia de una intersección rotatoria, y además, si se sitúa una berma a la izquierda del pavimento, permite evitar el empleo de soleras en la isla, que a veces suponen un costo excesivo.

3.404.705 Señalización, Demarcación de Pavimento e Iluminación. Las rotondas requieren señales informativas y preventivas, etc., reflectantes o preferiblemente iluminadas. Ellas desempeñan un papel preponderante en la seguridad del tránsito, en especial cuando es necesaria una reducción de velocidad en los accesos.

El empleo de líneas pintadas sobre el pavimento de la rotonda no es conveniente. La superficie pavimentada entre las islas de encauzamiento y los accesos adyacentes, así como las maniobras de convergencia y divergencia funcionan mejor sin las pistas marcadas. Estas son muy útiles en los accesos, complementadas con flechas indicadoras, pero deben terminar al final de la isla correspondiente.

Por último es muy importante que las rotondas estén provistas de iluminación, aunque a veces es muy difícil de proveer por encontrarse distantes de una fuente de energía.

3.404.706 Capacidad en Rotondas. La capacidad de una rotonda se define para cada rama de entrada. La capacidad de entrada en una rama es el máximo flujo que puede ingresar al anillo de la rotonda desde esa entrada cuando en ella existe una demanda suficiente para causar una cola continua en la rama.

La ecuación recomendada en el apéndice 1 del "Design Manual for Road and Bridges: Volume 6. Road Geometry, Section 2" (Department of Transport of the United Kingdom, England, 1992) para predecir la capacidad de una entrada de rotonda, y que es utilizada en el programa "ARCADY" es la siguiente:

$$Q_E = k (F - f_C Q_C) \quad (\text{ec. 3.404.706.1})$$

Donde:

Q_E ≡ Flujo de entrada en veq (vehículos equivalentes: 1 vehículo pesado = 2 vehículos livianos)

Q_C ≡ Flujo en el anillo que cruza la entrada (veq)

k = $1 - 0,00347 (\phi - 30) - 0,978 (1/r - 0,05)$

F = $303 x_2$ (en rotondas con desnivelaciones se usa $F = 336 x_2$)

f_C = $0,21 t_D (1 + 0,2 x_2)$ en rotondas con desnivelaciones se usa $f_C = 0,294 t_D (1 + 0,2 x_2)$

t_D = $1 + 0,5 / (1 + M)$

M = $\exp \{(D - 60) / 10\}$

x_2 = $v + (e - v) / (1 + 2S)$

S = $1,6 (e - v) / L'$

e , v , L' , S , D , ϕ , r son parámetros geométricos cuyos rangos de validez y definiciones son:

$3,6 \text{ m} \leq e \leq 16,5 \text{ m}$ ≡ ancho de entrada. Se mide desde el punto A en sentido perpendicular a la solera vecina (Figura I en Lámina 3.404.706.A).

$1,9 \text{ m} \leq v \leq 12,5 \text{ m}$ ≡ semiancho de la rama del caso. Se mide antes del inicio del ensanche, desde la línea central de la calzada (o desde el borde interior de la calzada correspondiente si se tiene doble calzada) hasta la solera exterior, en sentido perpendicular (Figura I de la Lámina 3.404.706 A).

$1,0 \text{ m} \leq L' \leq \infty \text{ m} \equiv$ largo promedio de ensanche efectivo. Se determina como se muestra en la Figura II de la Lámina 3.404.706.A: La línea GFD es una paralela a la línea central HA (o borde de calzada) a la distancia v de ésta; BA es la línea a lo largo de la cual e es medido, perpendicular a GBJ y por lo tanto a la distancia $(e - v)$ de B. La línea CF es paralela a BG (la solera vecina) y a una distancia $(e - v) / 2$ de ella. Normalmente la línea CF es curva y su longitud (L') se mide a lo largo de esa curva.

$0,0 \leq S \leq 2,9 \equiv$ agudeza del ensanche. Es medida de la tasa a la cual el ancho extra se desarrolla en el abocinamiento de la entrada.

$13,5 \text{ m} \leq D \leq 171,6 \text{ m} \equiv$ diámetro del círculo más grande que pueda inscribirse dentro de la rotonda (Figura I de la Lámina 3.404.706.A). Si el trazado es asimétrico se toma el valor local en la región de la rama analizada. En el caso de una doble rotonda se procede como señala la Figura III de la Lámina 3.404.706.A.

$0,0^\circ \leq \phi \leq 77^\circ \equiv$ ángulo de entrada. En rotondas con distancias entre ingresos y salidas sucesivas de unos 30 metros, este ángulo se determina según lo señalado en las Figuras IV y V de la Lámina 3.404.706.A. La Figura IV muestra el caso en que el tramo del anillo entre ramas es aproximadamente recto: AD es paralela a los bordes de este tramo, A es el mismo de la Figura I de la misma Lámina y D es el punto más cercano a A de la isla (elevada o pintada) de la siguiente rama. La Figura V muestra al caso en que el tramo entre ramas es curvo o claramente no paralelo: A'D' reemplaza en este caso a la recta o cuasi recta AD. En ambos casos la línea BC es tangente a la línea EF (línea medianera entre la solera exterior y el borde opuesto de la entrada, que para este efecto continúa por el borde de la isla de la misma rama, sea ésta elevada o pintada), en el punto en que ésta corta la línea de cesión de paso en la entrada. El ángulo ϕ es el ángulo agudo entre las líneas BC y AD de la Figura IV, y en la Figura V es el ángulo agudo entre las líneas BC y la tangente a A'D' en el punto en que BC y A'D' se cortan. Para toda otra rotonda ϕ se determina de la manera que se muestra en la Figura VI de la Lámina 3.404.706.A. La línea BC es la misma de las Figuras IV y V. La línea GH es la tangente a la línea JK (línea medianera, en la salida siguiente, entre la solera exterior y el borde opuesto de la entrada, que para este efecto continúa por el borde de la isla de la misma rama, sea ésta elevada o pintada), en el punto donde esta línea corta el borde exterior del anillo. BC y GH se intersectan en L. El ángulo ϕ queda definido entonces como $\phi = 90^\circ - (\text{ángulo GLB}) / 2$, cuando este último término es positivo, y $\phi = 0^\circ$ cuando es negativo. El ángulo GLB se mide por el exterior de la rotonda: por el lado que se opone a la isla central.

$3,4 \text{ m} \leq r \leq \infty \text{ m} \equiv$ radio de entrada. Es el radio de curvatura mínimo de la solera próxima a la entrada, como se muestra en la Figura I de la Lámina 3.404.706.A. En algunos diseños el arco de radio mínimo se extiende hasta la salida siguiente, pero esto no es relevante mientras la mitad o más de la longitud del arco se encuentre en la región de la entrada.

FIGURA I

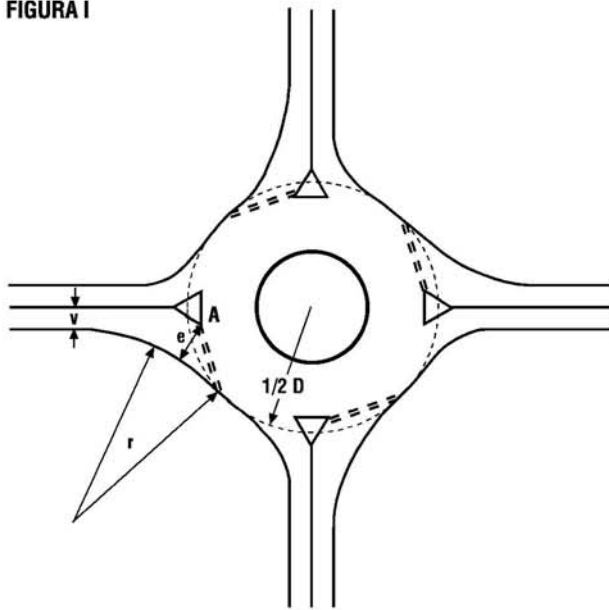


FIGURA II

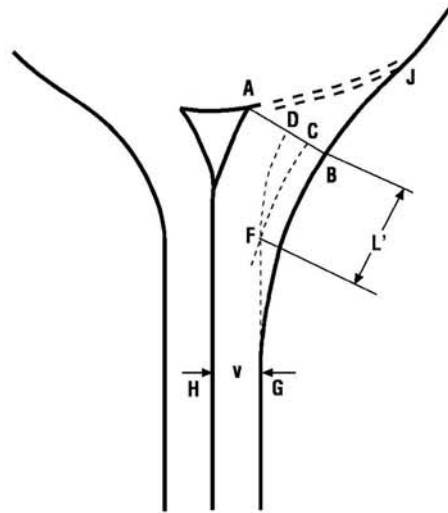


FIGURA III

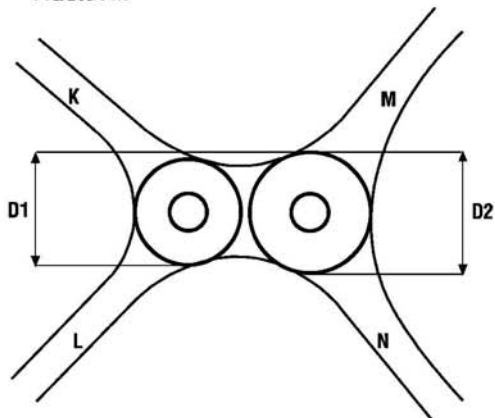


FIGURA IV

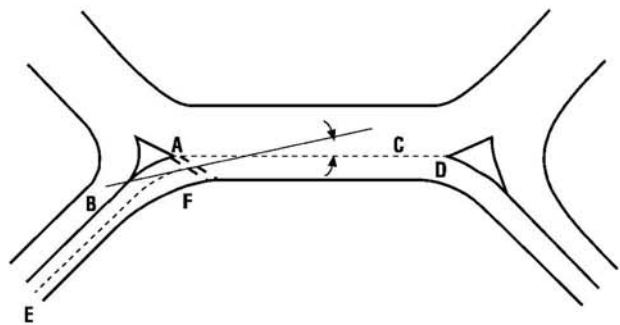


FIGURA V

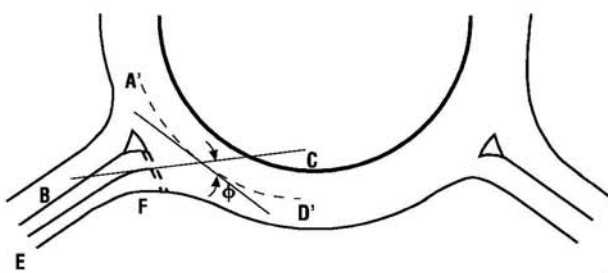
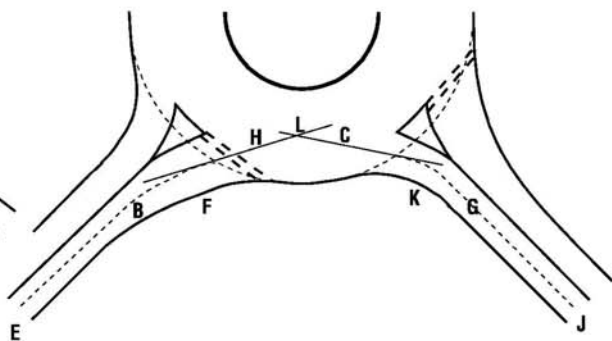


FIGURA VI



MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.500 ENLACES

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.500 ENLACES

SECCIÓN	3.501 ASPECTOS GENERALES
3.501.1	DEFINICIÓN DE ENLACE
3.501.2	EL PROBLEMA DE DISEÑAR UN ENLACE
3.501.201	Aspectos Generales
3.501.202	Justificación para la Separación de Niveles y/o la Construcción de Enlaces <i>(1) Carreteras con Control de Acceso</i> <i>(2) Insuficiente Capacidad de Intersecciones a Nivel</i> <i>(3) Condiciones Topográficas del Lugar de Intersección</i> <i>(4) Alta Tasa de Accidentes en Intersecciones Existentes</i>
3.501.203	Estructura del Proyecto de un Enlace
3.501.3	CONTENIDO Y ALCANCES DEL PRESENTE CAPÍTULO
SECCIÓN	3.502 ANTECEDENTES PARA ABORDAR EL DISEÑO DE UN ENLACE
3.502.1	ASPECTOS GENERALES
3.502.2	ANTECEDENTES FÍSICOS
3.502.201	Paisaje y Topografía
3.502.202	Hidrológicos
3.502.203	Climatológicos
3.502.204	Geológicos
3.502.205	Ecológicos
3.502.206	Las Vías a Enlazar <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Características de la Carretera Principal</i> <i>(3) Características de la Carretera Secundaria o Transversal</i>
3.502.3	ANTECEDENTES FUNCIONALES
3.502.301	Aspectos Generales
3.502.302	Tránsito
3.502.303	Capacidad
3.502.4	ANTECEDENTES ECONÓMICOS
3.502.5	ANTECEDENTES HUMANOS
SECCIÓN	3.503 ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN TIPO
3.503.1	ASPECTOS GENERALES
3.503.2	DENOMINACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE ENLACES

3.503.3	DENOMINACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE RAMALES
3.503.301	Aspectos Generales
3.503.302	Ramales Directos
3.503.303	Ramales Semidirectos
3.503.304	Lazos
3.503.305	Otras Unidades en Enlaces <i>(1) Pistas Auxiliares</i> <i>(2) Calzadas Colectoras-Distribuidoras</i> <i>(3) Tramos de Trenzado</i>
3.503.4	TIPOS DE ENLACES
3.503.401	Enlaces de Tres Ramas
3.503.402	Enlaces de Cuatro Ramas <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Enlaces con Condición de Parada</i> <i>(3) Enlaces de Libre Circulación</i>
3.503.403	Enlaces de más de Cuatro Ramas
3.503.404	Rotondas Desniveladas
3.503.5	NÚMERO Y EQUILIBRIO DE PISTAS
3.503.501	Número Básico de Pistas
3.503.502	Equilibrio de Pistas
SECCIÓN	3.504 DISEÑO GEOMÉTRICO DE UN ENLACE
3.504.1	ASPECTOS GENERALES
3.504.101	El Enlace: Una Unidad de Diseño
3.504.102	Esquema del Proceso de Definición Geométrica de un Enlace
3.504.103	Interdependencia de los Trazados en Planta y Elevación
3.504.104	Distancias de Visibilidad
3.504.2	TRAZADO EN PLANTA
3.504.201	Aspectos Generales
3.504.202	Ajuste de las Carreteras que se Enlazan
3.504.203	Trazado de los Ramales <i>(1) Aspectos Generales</i> <i>(2) Velocidad de Proyecto en Ramales</i> <i>(3) Alineaciones en Ramales</i> <i>(4) Curvas de Acuerdo</i>
3.504.204	Anchos de Calzadas y Bermas
3.504.205	Transiciones de Ancho
3.504.206	Empalmes de Ramales y Pistas de Cambio de Velocidad
3.504.207	Terminales Sucesivos
3.504.3	DEFINICIÓN DE LA ELEVACIÓN
3.504.4	DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES
3.504.401	Aspectos Generales
3.504.402	Peraltes, sus Transiciones y Aristas entre Superficies
3.504.403	Secciones Transversales Tipo en Ramales
3.504.404	Secciones Transversales en Estructuras <i>(1) Secciones Transversales Tipo en Puentes</i> <i>(2) Secciones Tipo en Pasos Desnivelados.</i>

CAPITULO 3.500 ENLACES

SECCION 3.501 ASPECTOS GENERALES

3.501.1 DEFINICION DE ENLACE

Se llama enlace a un dispositivo vial, compuesto por estructuras desniveladoras y ramales de interconexión, llamadas también ramales de enlace, que permite el intercambio de vehículos entre dos o más vías. La característica principal de un enlace es que no se dan en él conflictos de cruce franco entre los tránsitos de paso directo de una y otra carretera.

Para ello, en la zona de enlace existe una serie de elementos que pueden dar servicio a parte o a la totalidad de los movimientos de cambio de dirección, encauzándolos y dirigiéndolos en forma segura, limitando lo menos posible la capacidad de las vías en los sectores involucrados.

Los conflictos previstos en un enlace, descartando dicho cruce franco, son:

- El inherente a las maniobras de trenzado entre vehículos con orígenes y destinos distintos.
- El de ingreso a una calzada principal, desde un ramal, cediendo el paso.
- El de ingreso a una calzada principal desde un ramal con acceso controlado por señal "pare".

En el caso de enlaces tipo diamante y de uno o más cuadrantes (Láminas 3.503.402(1).A y 3.503.402(2).A, B y C), se produce conflictos de cruce franco en las maniobras de ingreso a la carretera secundaria, mediante giro a la izquierda, desde un ramal originado en la calzada principal, y en las maniobras inversas, que corresponden a la salida, con viraje a la izquierda, desde dicha carretera secundaria, hacia un ramal conducente a la carretera primaria.

Cuando el intercambio se realiza fluidamente, sin controles de tránsito y sin conflictos distintos que el de trenzado y el de ingreso normal con pistas de aceleración desde un ramal a calzada de paso, el enlace es de libre circulación. Cuando alguno de los movimientos está restringido por señales de parada, como pueden ser las existentes en una intersección a nivel (para giros fuera del camino principal), se dice que el enlace tiene condición de parada.

Cuando hay cruce de carreteras a distinto nivel sin dispositivos para el intercambio de vehículos, no es aplicable el término enlace. A tales cruces se les llama "paso a desnivel", "paso desnivelado" o "atraveso".

3.501.2 EL PROBLEMA DE DISEÑAR UN ENLACE

3.501.201 Aspectos Generales. Las ventajas operativas que presentan los enlaces con respecto a las intersecciones a nivel –mayor capacidad, eficiencia y seguridad- se traducen en diferencias de costos - privados y sociales- que son favorables a la operación desnivelada. Que dichos beneficios (ahorros) justifiquen invertir en un enlace es materia de evaluaciones económicas en las que estos ahorros, expresados principalmente en disminuciones de tiempo de viaje, de costos de operación y de accidentes, son comparados con los costos sociales asociados a la materialización de la inversión, incluyendo en estos costos los de construcción y mantenimiento. El marco teórico para tal comparación está definido, en el caso de inversiones públicas, por el Estado.

Al análisis técnico del problema se incorpora, en forma cada vez más convincente, la valoración de aspectos de tipo urbanístico y ambiental que antes concurrían sólo externamente a las decisiones de inversión. Asimismo, en las comunidades crece la conciencia con respecto a los valores pertenecientes a este último ámbito, como son los paisajes no obstruidos, los espacios no segregados y la higiene en general, incluida la auditiva y la atmosférica. Esto ha hecho más complejos y onerosos los estudios que asisten dicha toma de decisiones, pero la consideración de estos aspectos tiene consecuencias positivas que compensan holgadamente tal encarecimiento.

Las evaluaciones pueden ser de índole o ámbito local, entendiéndose por tal el análisis de factibilidad económica de enlaces aislados, cuya construcción afecta sólo marginalmente la demanda en el sistema al que las intersecciones tratadas pertenecen, o pueden tener como objeto aumentos de la oferta vial que afectan dicha demanda. El segundo caso se da generalmente cuando se planea la construcción o ampliación significativa de ejes viales inmersos en una red saturada o cercana a la saturación. Un buen ejemplo de esto último es una autorruta.

Como la evaluación económica se aplica a proposiciones físicas surgidas del proceso del diseño, ya en éste se debe considerar las combinaciones de factores que gravitan sobre la decisión de desnivelar una intersección, y preevaluar de manera experta las soluciones posibles, que suelen ser numerosas, para que dicha evaluación ayude a despejar dudas o a confirmar las bondades previstas por el experto.

3.501.202 Justificación para la Separación de Niveles y/o la Construcción de Enlaces

3.501.202(1) Carreteras con Control de Acceso. Si se desea construir una carretera con carácter de Autopista o Autorruta, vale decir, con control total de acceso, es condición indispensable proveer separación de niveles o un enlace para todo camino que la cruce y cuya interrupción o desvío hacia una alternativa de cruce cercana sea imposible o inconveniente.

3.501.202(2) Insuficiente Capacidad de Intersecciones a Nivel. Cuando se cruzan dos carreteras y una o ambas tienen un alto volumen de tránsito, compartir el espacio de cruce origina aumento de los tiempos de viaje y de los costos de operación. Cuando estos aumentos no pueden ser aminorados convenientemente mejorando el cruce a nivel, como ocurre en las intersecciones espacialmente constreñidas y próximas a la congestión, se justifica la desnivelación. En estos casos los métodos de la ingeniería de tránsito –modelación y simulación operativas de la infraestructura vial proyectada- son eficaces para valorar dichos aumentos de costos y demostrar económicamente que la decisión de desnivelar es acertada.

3.501.202(3) Condiciones Topográficas del Lugar de Intersección. Ciertos puntos obligados de cruce pueden tener visibilidad inconveniente o pendientes fuertes que aumenten la peligrosidad, los tiempos de viaje y los costos de operación hasta niveles propios de intersecciones fuertemente demandadas. Ello puede justificar la separación de niveles.

3.501.202(4) Alta Tasa de Accidentes en Intersecciones Existentes. Suele existir cruces a nivel en los que el número de accidentes es desproporcionado con respecto a la demanda e insensible a las mejoras que puedan haberse introducido para remediar tal condición. En estos casos la única solución la provee el enlace que permite los mismos movimientos sin cruces francos.

3.501.203 Estructura del Proyecto de un Enlace. En la Lámina 3.501.203.A se presenta un esquema de organización del proyecto de un enlace. No todo proyecto seguirá estrictamente la secuencia allí planteada ni contemplará todas o las mismas instancias consideradas; sin embargo, tal esquema es útil con fines informativos y para insertar el problema de la definición geométrica de un enlace en su contexto general. Se puede apreciar la similitud de este diagrama con el incluido en el Tópico 3.401.3, relativo a intersecciones.

Entre todos los antecedentes necesarios para el diseño de un enlace, destacan algunos de ellos que se agrupan en este primer nivel en cuatro títulos y que suelen ser mutuamente dependientes. El análisis de estos aspectos es materia de la Sección 3.502 siguiente.

El diseño geométrico es una tarea a través de la cual se define espacialmente el enlace; o sea, se define plantas, perfiles longitudinales, perfiles transversales y detalles de todas las partes de la obra relacionada con movimientos de tierras y pavimentos, considerando la geometría externa de todas y cada una de las obras de arte, de reposición de pasos y servicios, y de cualquiera otra obra complementaria. En el Numeral 3.504.102 se amplía la definición de esta actividad, que es el asunto principal del presente Capítulo.

El trazado geométrico es la actividad central y coordinadora de un conjunto de otras tareas que se imbrican con ella, ya sea para definir algunas partes de la obra o para aportar datos y criterios imprescindibles para un adecuado diseño del conjunto. Estas otras actividades se han agrupado de la siguiente manera:

- Geología y geotecnia: disciplinas que intervienen en la obtención de información relativa, en lo principal, a la capacidad de soporte de suelos y a la estabilidad de las obras de tierra proyectadas.
- Hidrología y drenaje: disciplinas involucradas principalmente en el diseño de desagües y drenajes, obras que persiguen impedir o minimizar la acción de las aguas sobre la obra proyectada mediante encauzamientos y evacuación inocua de las mismas, que pueden provenir directamente de la lluvia caída sobre las superficies expuestas o de las infiltraciones y escurrimientos subterráneos del caso.
- Modificaciones de servicios: es necesario reponer los servicios afectados, tales como los de paso, de aguas (servidas, riego y potable), de líneas (telefónicas, eléctricas, etc.), según proyectos específicos.
- Tránsito: actividades relativas a la cuantificación y caracterización de las demandas actuales y futuras sobre el dispositivo.
- Diseño de pavimentos: de acuerdo con una serie de antecedentes de tránsito, de disponibilidades de materiales, climáticos y económicos, se diseñan las sub-bases, bases y pavimentos adecuados.
- Seguridad y señalética: se refiere al conjunto de actividades que definen la señalización horizontal o demarcación; la señalización vertical reglamentaria, preventiva e informativa, y las obras de protección y balizamiento que sea necesario proveer para minimizar los riesgos en la operación.
- Iluminación, arquitectura y paisajismo: disciplinas que deben ser considerados como complementos del proyecto cuando corresponda. Casos especiales son las autopistas, donde suele existir instalaciones para cobro de peajes, para mantenimiento y para descanso.
- Electrónica y sistemas: disciplinas que intervienen en la definición de los dispositivos de control en general, incluyendo principalmente semáforos, peajes y telepeajes.
- Obras de arte: las actividades anteriores pueden dar lugar a la necesidad de proyectar una serie de obras peculiares (túneles, puentes, alcantarillas, ductos, zanjas, torres, etc.).
- Afecciones a la propiedad y al ambiente: son tareas relativas a la definición y valoración de las propiedades y derechos afectados, y de las obras y medidas de mitigación de las afecciones al ambiente que las obras pudiesen generar.

La demanda, las obras de arte, las modificaciones de servicios, los pavimentos, las estructuras y las áreas especiales condicionan activamente las características geométricas del trazado, al imponer dimensiones y gálibos que pueden ser limitantes drásticas en algunos casos.

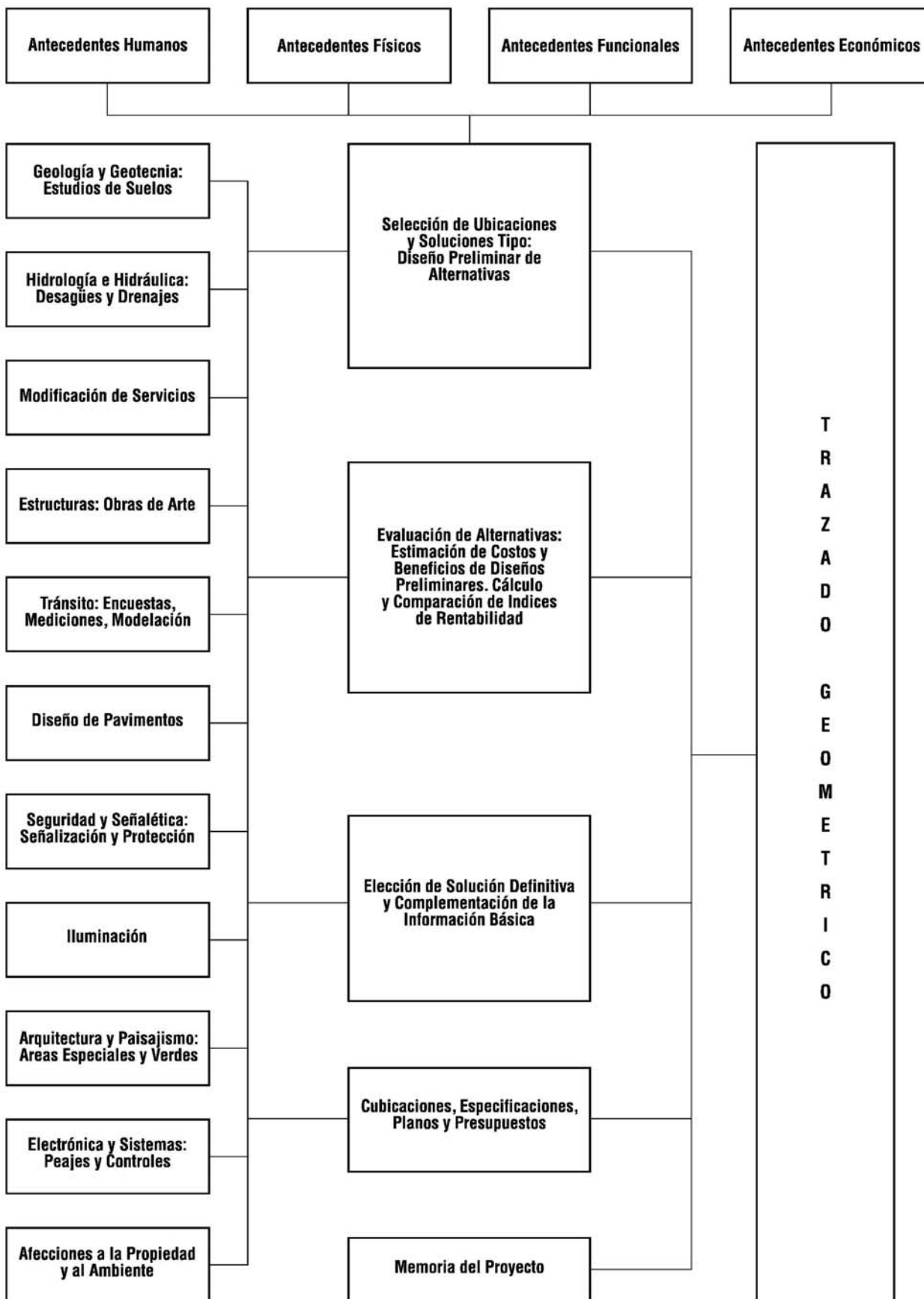
El proyecto se completa con las cubicaciones o metrado de las obras, las especificaciones generales y especiales de construcción, los planos definitivos y los presupuestos parciales y generales de la obra.

Todo lo anterior queda reflejado en la memoria final del proyecto.

3.501.3 CONTENIDO Y ALCANCES DEL PRESENTE CAPITULO

El Capítulo 3.500, enlaces, abordará explícitamente algunos aspectos del proyecto de un enlace que fueran presentados en el diagrama 3.501.203.A. Lo hará en un orden consecuente con el establecido en dicho esquema, con el objeto de adaptar las estructuras de la exposición, lo más posible, a una secuencia que se derive de la práctica. Los demás aspectos implícitos son objeto de otros Capítulos y volúmenes del Manual de Carreteras, o de otras especialidades de la Ingeniería. El Capítulo, por lo tanto, queda estructurado en estas cuatro secciones

3.501	ASPECTOS GENERALES (Presente Sección)
3.502	ANTECEDENTES PARA ABORDAR EL DISEÑO DE UN ENLACE
3.503	ELECCION DE LA SOLUCION TIPO
3.504	DISEÑO GEOMETRICO DE UN ENLACE



SECCION 3.502 ANTECEDENTES PARA ABORDAR EL DISEÑO DE UN ENLACE

3.502.1 ASPECTOS GENERALES

Para pensar una o más soluciones tipo, para planear los elementos que las constituyen y, por último, para decidir una disposición definitiva y diseñar cada parte de ella en detalle, se requiere tener en cuenta una serie de antecedentes, de los cuales se expondrán aquí los más significativos, según la clasificación presentada en el Numeral 3.501.203. Se reitera que cada proyecto es único, que por lo tanto estos antecedentes y sus interdependencias deben ser estudiadas en cada caso, y que es preciso estar alerta a singularidades que puedan añadir condicionantes no consignados aquí.

3.502.2 ANTECEDENTES FISICOS

3.502.201 Paisaje y Topografía. Entre los propósitos de un buen diseño están los de realizar un enlace con el mínimo movimiento de tierras, tratando de integrar sus elementos al paisaje de la zona en que éste se enclavará.

A diferencia del caso de las intersecciones, las topografías llanas no siempre son las mejores para lograr esto. En terrenos ondulados los enlaces suelen acomodarse bien al terreno y los caminos transversales pueden ser diseñados con un estándar superior que el que puede resultar en un terreno plano. Por lo general algunos ramales podrán desarrollarse con pendientes moderadas y poco movimiento de tierra en tanto que otros requerirán lo contrario.

En terreno plano el diseño del enlace resulta simple, pero la separación de niveles implica que uno de los caminos y los ramales del enlace resulten con pendientes importantes, con los consecuentes quiebres en su perfil.

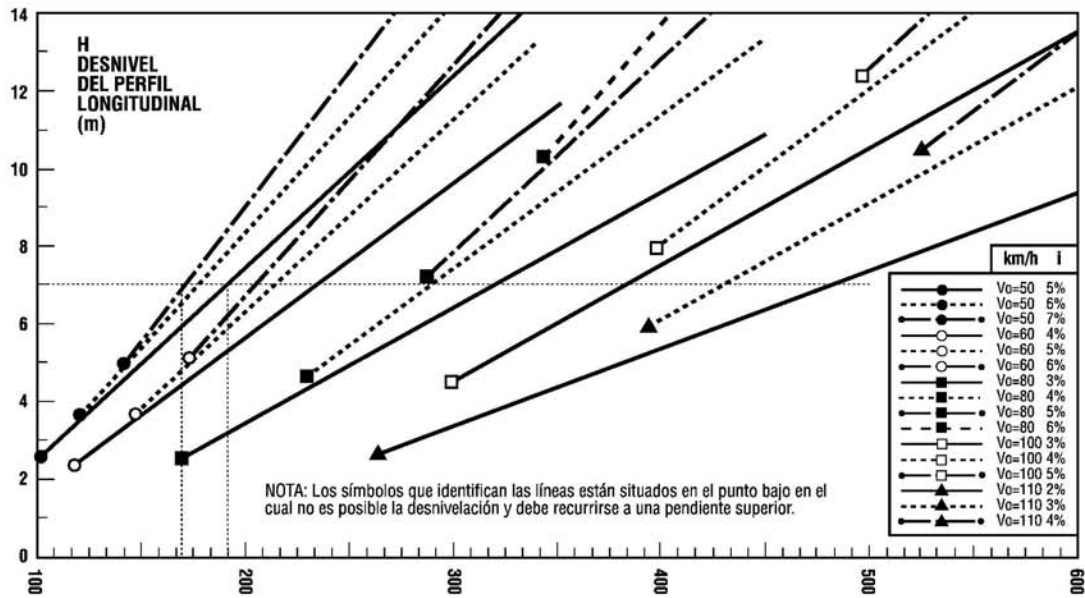
Los cortes de gran superficie afean el paisaje, del mismo modo que los terraplenes aislados. Cuando el trazado se adapta a la topografía, se produce una mejor armonía entre ésta y los elementos viales.

En la Lámina 3.502.201.A se muestra la distancia horizontal (L) requerida, en terreno plano, para desnivelar dos carreteras, en función de la Velocidad adoptada, en la zona del Enlace, para la vía que se desnivela (V_0) y del desnivel (H) requerido. El gráfico muestra las distancias requeridas para velocidades entre 50 y 110 km/h y para pendientes entre 2% y 7% simétricas a ambos lados del obstáculo, pero puede servir de guía también para combinaciones de pendientes desiguales. El valor L corresponde a la longitud del acuerdo vertical inicial, más la mitad del acuerdo vertical central, más la longitud de la tangente entre ambas. L está calculada con curvas de acuerdo mínimas, que deben ser evitadas en lo posible. Se puede considerar como guía tanto para pasos superiores como para inferiores, y para acuerdos centrales cóncavos o convexos, a pesar de que los desarrollos de dicha curva central pueden ser algo distintos. Por último, se hace notar que para V_0 y H dados, L se reduce poco al aumentar la pendiente sobre 4% para $V_0 = 80$ km/h y sobre 5% para $V_0 = 50$ y 60 km/h.

En general $V_0 = V_p$, de la vía que se desnivela pero en casos obligados V_0 podrá ser menor que V_p , en particular si se desnivela la vía secundaria; situación que deberá estar debidamente señalizada.

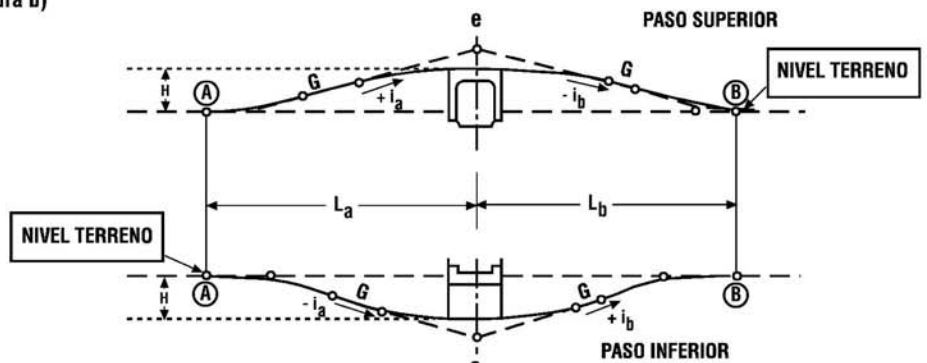
Un estudio requiere planos completos de la zona afectada por el enlace, así como de las vías involucradas (plantas y perfiles). Por lo general, las restituciones aerofotogramétricas bien ejecutadas otorgan precisión suficiente para el diseño, pero éstas deben ser complementadas con datos obtenidos in situ de los elementos de borde que condicionan el trazado (caminos en zonas de empalme con el proyecto, obras de arte, límites de propiedad conflictivos, etc).

Figura a)



$L = L_a \text{ ó } L_b = \text{DISTANCIA HORIZONTAL MÍNIMA PARA LOGRAR LA DESNIVELACION H (m)}$

Figura b)



$e \rightarrow e = \text{Vertical generada por la intersección de los planos que contienen los ejes de las vías}$

$H = \text{Desnivel del Perfil Longitudinal (m)}$

$\overline{A}e = L_a \text{ (m), según figuras a) y b)}$

$e\overline{B} = L_b \text{ (m), según figuras a) y b)}$

$G = \text{Tramo en pendiente uniforme entre curvas verticales sucesivas (m); } G_{\text{mín}} = 0$

LONGITUD TOTAL DE LA DESNIVELACION = $L_a + L_b$ (m)

3.502.202 Hidrológicos. Las características hidrológicas de la zona pueden ser determinantes del trazado de un enlace, porque la evacuación de las aguas interceptadas puede llegar a requerir obras especiales cuyo costo haría inconvenientes ciertas soluciones.

3.502.203 Climatológicos. En zonas de formación de hielos, es preciso modificar algunos parámetros relativos a las inclinaciones de las calzadas y bermas, para contrarrestar las dificultades derivadas de la modificación de los coeficientes de roce.

3.502.204 Geológicos. Las características geológicas de la zona son importantes pues condicionan aspectos tales como la cimentación de las obras de arte, la inclinación de los taludes de corte y eventualmente de rellenos, las excavaciones en túnel y el eventual tratamiento de los suelos. También influye en la planificación de los movimientos de tierra, porque las calidades y ubicaciones de los materiales a emplear y transportar son factores que inciden en dicha planificación.

3.502.205 Ecológicos. Un enlace, al cubrir un a gran zona que debe ser despejada de obstáculos en una parte significativa de su superficie, puede tener un efecto significativo sobre el área, en términos ecológicos. El proyectista debe tomar las precauciones tendientes a minimizar el daño que pudiera significar su materialización y a mitigar los efectos negativos de la obra, tanto en la etapa de construcción como en la operación durante su vida útil.

3.502.206 Las Vías a Enlazar

3.502.206(1) Aspectos Generales. Los enlaces, o la simple separación de niveles, son un complemento esencial de las autopistas y caminos primarios en que se consulte control total de acceso. Según sea el desarrollo existente en los márgenes de las carreteras pueden ser necesarios los caminos laterales o calles de servicio, los que determinarán en cierto grado el tipo de enlace a proyectar.

Del mismo modo, la importancia y ubicación de las vías exige o permite elementos de enlace de ciertas características mínimas, al mismo tiempo que la categoría del enlace puede recomendar su emplazamiento en zonas en las que dichas vías presenten condiciones geométricas favorables.

3.502.206(2) Características de la Carretera Principal. La carretera principal es aquella que conduce el mayor de los tránsitos en un enlace; generalmente será una autopista o un camino primario. Sus características geométricas corresponderán a lo establecido en los Capítulos 3.200 y 3.300. Sin embargo, en la zona del enlace será desde todo punto de vista favorable que sus elementos, tanto en planta como en perfil, sean diseñados superando los límites admisibles, en especial en lo referente a pendientes y radios de curvatura. Así por ejemplo, las pendientes conducen a modificar la longitud de las pistas de cambio de velocidad, y las curvas afectan las luces libres laterales necesarias bajo estructuras y la visibilidad en general.

Específicamente, cuando la carretera principal cruza en paso superior, las pendientes de acceso no deberán superar 3%, para no inducir bajas velocidades en los vehículos pesados. Esto incita a maniobras de pasada que son peligrosas en las proximidades de los empalmes, o a ingresos y salidas de la carretera aprovechando los espacios que parecen ofrecer, por delante de ellos, dichos vehículos pesados.

3.502.206(3) Características de la Carretera Secundaria o Transversal. La carretera transversal o secundaria es aquella que cruza la carretera principal a través de un enlace y que en algunos casos puede ser de importancia igual o similar que la principal. Generalmente se tratará de caminos primarios o colectores. El proyecto de la carretera transversal también estará regido por las normas expuestas en los Capítulos 3.200 y 3.300. Si dicha carretera es de igual importancia que la principal, debe hacerse las consideraciones expresadas en 3.502.206(2).

Aunque es posible un enlace entre más de dos carreteras, este caso deberá ser evitado, ya que su solución suele resultar complicada en términos de diseño y de difícil lectura para el usuario.

3.502.3 ANTECEDENTES FUNCIONALES

3.502.301 Aspectos Generales. Se engloba bajo este título aquellos antecedentes relacionados con las características del tránsito en las vías que se han de enlazar y con las capacidades de ellas y de los elementos del enlace, que son fundamentales en la elección de la solución y en su dimensionamiento.

3.502.302 Tránsito. En los Numerales 3.402.301 y 3.402.302 se resume los aspectos del tránsito que intervienen en el diseño de una intersección y los vehículos tipo que influyen en el momento de definir el ancho de las calzadas; estos aspectos, y los estudios citados en el Numeral 3.402.303, son válidos también para el caso de los enlaces.

3.502.303 Capacidad. No es propio hablar de la “capacidad de un enlace” pues en él participan numerosos elementos sometidos a diferentes demandas de tránsito, las que además pueden experimentar variaciones temporales diferentes en las vías que participan. En efecto, se tiene una carretera principal que normalmente estará compuesta por calzadas de tránsito unidireccional, una carretera secundaria que puede tener calzadas unidireccionales o sólo una calzada bidireccional y los ramales de enlace que conectan a ambas.

No obstante lo anterior, las zonas críticas en cuanto a capacidad se producirán en los ramales del enlace y su punto de conexión con las vías enlazadas, y ya dentro de estas, en las zonas de trenzado o entrecruzamiento, que deben compartir los vehículos que se están incorporando a una de las vías y los que están saliendo de ella.

En el Tópico 3.102.8 del Capítulo 3.100 se presenta un resumen conceptual de la teoría de Capacidad, en particular en lo relativo a las carreteras o caminos, en el Numeral 3.402.305(2) del Capítulo 3.400, se ilustran las situaciones relativas a los tramos de trenzado. El Numeral 3.503.305(3) de este Capítulo entrega criterios adicionales al respecto.

Los cálculos de capacidad en estas zonas críticas, deberán abordarse recurriendo al Manual de Capacidad de Carreteras (Highway Capacity Manual del Transportation Research Board de los Estados Unidos de Norteamérica, que se actualiza cada tres o cuatro años). Existe una versión en español publicada por la Asociación Técnica de Carreteras, Comité Español de la AIPCR en 1995.

Los Capítulos que tratan estas materias en particular, son:

- Parte II Autopistas
- Capítulo 4 Tramos de Trenzado
- Capítulo 5 Ramales y Uniones de Ramales

Los ramales de un enlace están compuestos por sus puntos de inicio y término en las carreteras que une y de una sección intermedia o ramal propiamente tal. El punto crítico en lo que a capacidad se refiere se produce justamente en el inicio y término del ramal. Si el volumen de la demanda es superior al volumen admisible para el nivel de servicio deseado, las condiciones de operación serán inferiores a las presupuestadas, afectando el tránsito directo que circula por las carreteras.

Normalmente los ramales de enlace serán de una sola pista, salvo que el volumen de demanda sea superior al volumen de servicio deseado, en cuyo caso deberá proyectarse de dos pistas. Por otra parte, si el ramal tiene una longitud mayor de 300 metros y el tránsito previsto es elevado y con un alto porcentaje de camiones, es recomendable proyectarlo de dos pistas, aunque esto no sea imperativo desde el punto de vista de capacidad. En estos casos las conexiones con las carreteras que se cruzan deberán reducirse a una sola pista, para encauzar mejor el tránsito de entrada o salida.

La aplicación de los parámetros de diseño normativos no garantiza que los distintos elementos de los enlaces provean la capacidad suficiente a los mismos. Es responsabilidad del diseñador proveer una geometría vial acorde con la demanda que se debe satisfacer.

Una vez establecido el diseño geométrico de un enlace, es posible evaluar la calidad de la solución adoptada mediante Programas Computacionales de Simulación, los que alimentados con la geometría del enlace y con los flujos de demanda, simulan en tiempo real el comportamiento del enlace, detectando si se producen "colas" en los ramales, interferencias severas en los tramos de trenzado, etc. Ello permite actuar sobre la geometría de las zonas deficitarias y así, por iteración, resolver el problema.

3.502.4 ANTECEDENTES ECONOMICOS

Un enlace es una obra de costo muy superior a una intersección a nivel. Su factibilidad debe ser demostrada mediante un estudio técnico-económico que compare esta solución con otras de menor costo.

Por otra parte, en algunos casos muy especiales, estos dispositivos pueden ser construidos por etapas, cuando el tránsito provisto para algunos ramales no justifica su realización inmediata. Cuando las estructuras de separación de niveles se proyectan independientes, una para cada calzada, la construcción por etapas permite postergar la construcción de una de ellas hasta que los volúmenes así lo justifiquen. Si la estructura proyectada es única, su construcción por etapas no suele resultar conveniente en términos económicos; sin embargo, las rampas asociadas a ella pueden ser construidas de acuerdo a las necesidades.

Siempre que se decide ejecutar un enlace por etapas, será necesario proceder a expropiar, desde el primer momento, el espacio total requerido, para evitar futuras interferencias.

3.502.5 ANTECEDENTES HUMANOS

Existen, como ya se ha apuntado anteriormente, una serie de factores que influyen en el diseño de un enlace y que pueden ser llamados así, aunque sea reduciendo el sentido del término. Hasta aquí estos factores han estado presentes -en forma tácita- cuando se considera los hábitos humanos, sus capacidades de reacción, los tiempos empleados para tomar decisiones, las limitaciones económicas que impone la necesidad de asignar recursos según prioridades que ellos determinan, etc.

La interconsulta entre ingenieros, urbanistas y ecólogos debiera ser una práctica corriente. A veces, con muy poco costo adicional, o ninguno, es posible transformar una obra dañina al paisaje en una obra que concilie la presencia del hombre con la belleza del medio. Esto es particularmente importante en el caso de los enlaces, en los que se cubre áreas importantes y se altera la naturaleza y topografía del terreno, con la consiguiente notoriedad de la obra.

Por último debe decirse que el aspecto humano fundamental a ser considerado es el de la seguridad. En una intersección a nivel puede producirse toda la gama de accidentes de tránsito y nunca será posible eliminarlos del todo, por bueno y completo que sea el diseño. La separación de niveles elimina toda posibilidad de accidente entre los tránsitos directos que se cruzan. Eventualmente pueden producirse algunos choques con las estructuras de separación de niveles, pero estos son mínimos en comparación con los accidentes que ocurren en una intersección a nivel, tendiendo a desaparecer cuando se mantienen luces libres laterales como las que se recomiendan más adelante.

SECCION 3.503 ELECCION DE LA SOLUCION TIPO

3.503.1 ASPECTOS GENERALES

El diseño de un enlace en una ubicación dada está regido por cuatro variables fundamentales: definición funcional de las carreteras que se cruzan, condiciones de tránsito, características topográficas y análisis de costos, incluyendo entre estos últimos los sociales y ambientales. Como es muy difícil que estas cuatro variables coincidan para dos situaciones distintas, raramente el diseño apropiado para un enlace va a poder ser adaptado en otro lugar. El diseñador no debe tener una idea preconcebida que lo limite a la aplicación de un determinado patrón de solución antes de haber analizado el conjunto de soluciones posibles.

Siendo el enlace la forma más completa y evolucionada de diseño de una intersección, el diseñador debería dominar la materia referente al diseño de intersecciones (3.400) para abordar con éxito el diseño de un enlace.

La presente sección de este Volumen presenta una clasificación general de los patrones clásicos de solución, indicando los conceptos relevantes de cada uno de ellos, para que el diseñador esté familiarizado con estas soluciones y con las denominaciones que se aplican a sus elementos constitutivos.

3.503.2 DENOMINACION Y CLASIFICACION DE ENLACES

Los enlaces, al igual que las intersecciones, se clasificarán de acuerdo con el número de ramas que a él concurren. Así, los enlaces pueden clasificarse como de tres, cuatro o más ramas.

- Enlaces de tres ramas:
 - Enlaces de tipo trompeta "T"
 - Enlaces direccionales en "T"
 - Enlaces direccionales en "Y"

- Enlaces de cuatro ramas con condición de parada:
 - Enlace tipo diamante - clásico
 - Enlace tipo diamante - partido
 - Enlace tipo trébol parcial (2 cuadrantes)

- Enlaces de cuatro ramas de libre circulación:
 - Enlace tipo trébol completo (4 cuadrantes)
 - Enlaces rotatorios
 - Enlaces omnidireccionales

- Enlaces de tipo turbina

Estos tipos aparecen esquematizados en forma general en la Lámina 3.503.2.A.

DE TRES RAMAS	TROMPETAS				
	DIRECCIONALES				
DE CUATRO RAMAS	CON CONDICION DE PARADA	TREBOL PARCIAL			
		DIAMANTES			
	DE LIBRE CIRCULACION	TREBOL COMPLETO			
		OTROS			

3.503.3 DENOMINACION Y CLASIFICACION DE RAMALES

3.503.301 Aspectos Generales. Los ramales son los elementos fundamentales de los enlaces. Ellos conectan las vías que se cruzan, pudiendo adoptar una gran variedad de formas, ser unidireccionales o bidireccionales, empalmar por uno u otro lado de las calzadas, tener o no condición de parada y servir giros a la izquierda o a la derecha.

A pesar de la gran variedad de tipos de ramales que resultan de la combinación de estos aspectos, ellos serán agrupados en tres grandes categorías, atendiendo principalmente a sus formas, y serán descritos para una posterior definición de los tipos más frecuentes de enlaces.

3.503.302 Ramales Directos. Son aquellos que mantienen el mismo sentido de curvatura a lo largo de su desarrollo. Pueden atender giros a la izquierda o a la derecha, y sus empalmes, de salida en la carretera de origen y de entrada en la carretera de destino, están situados ambos a la derecha o a la izquierda en una y otra carretera. Los ramales directos, por su breve desarrollo y la simplicidad de su forma, son deseables para movimientos mayoritarios, debiendo procurarse un trazado que permita velocidades del orden de aquellas correspondientes a las carreteras enlazadas. En todo caso, las circunstancias particulares de cada enlace pueden requerir ramales directos para flujos minoritarios.

En la Figura 3.503.3.A se muestra los casos posibles de ramales directos: el caso a) es el de giro a la derecha, con salida y entrada por la derecha de las calzadas de origen y destino respectivamente y el caso b), es el de giro a la izquierda, con salida y entrada por la izquierda. Este último caso debe evitarse siempre que sea posible, ya que las maniobras se desarrollan en la pista de mayor velocidad.

No serán considerados directos, para fines de diseño, aquellos ramales que, aún cumpliendo con lo anterior, tengan condición de parada en algún punto de su desarrollo, o permitan giros a la izquierda en la carretera de destino, o desarrollen un giro superior a los 200°.

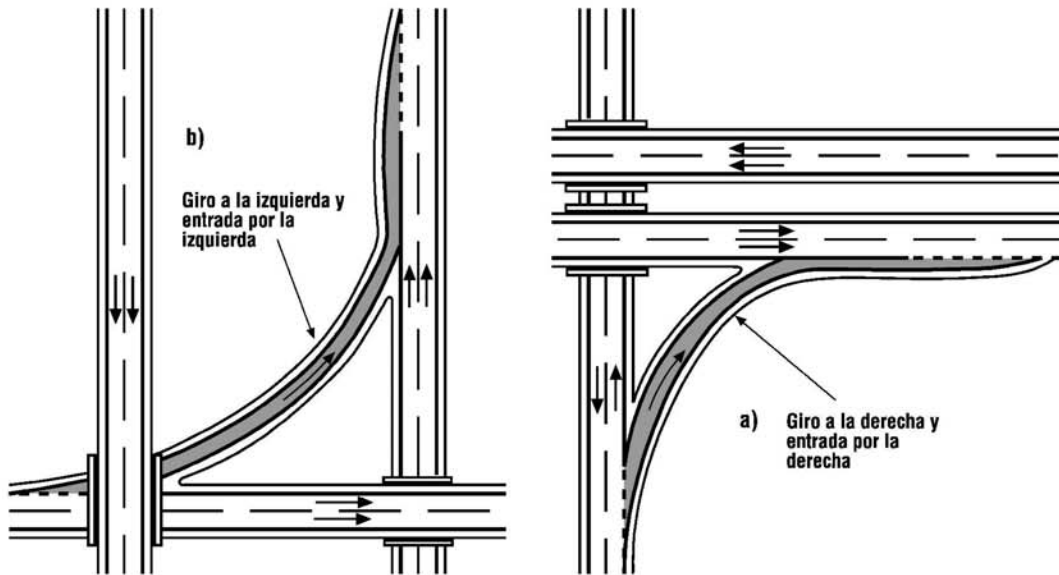
3.503.303 Ramales Semidirectos. Son aquellos en los que se produce, a lo largo de su desarrollo, al menos un cambio del sentido de curvatura. Para efectos de diseño serán considerados semi-directos también aquellos con la fisonomía de los directos pero con alguna condición de parada o con giros a la izquierda en la carretera de destino. Los ramales semi-directos, que por lo general tienen un desarrollo mayor que los directos y trazados más complejos, son preferibles para volúmenes intermedios a los que se puede disminuir la velocidad sin grandes inconvenientes, aunque su uso, una vez más, estará también regido por las demás circunstancias del proyecto.

Así definidos, estos ramales pueden servir giros a la izquierda o a la derecha, con salida y entradas también por la izquierda o la derecha indistintamente. Se debe considerar las mismas prevenciones aplicables a los ramales directos en lo tocante a salidas o entradas por la izquierda.

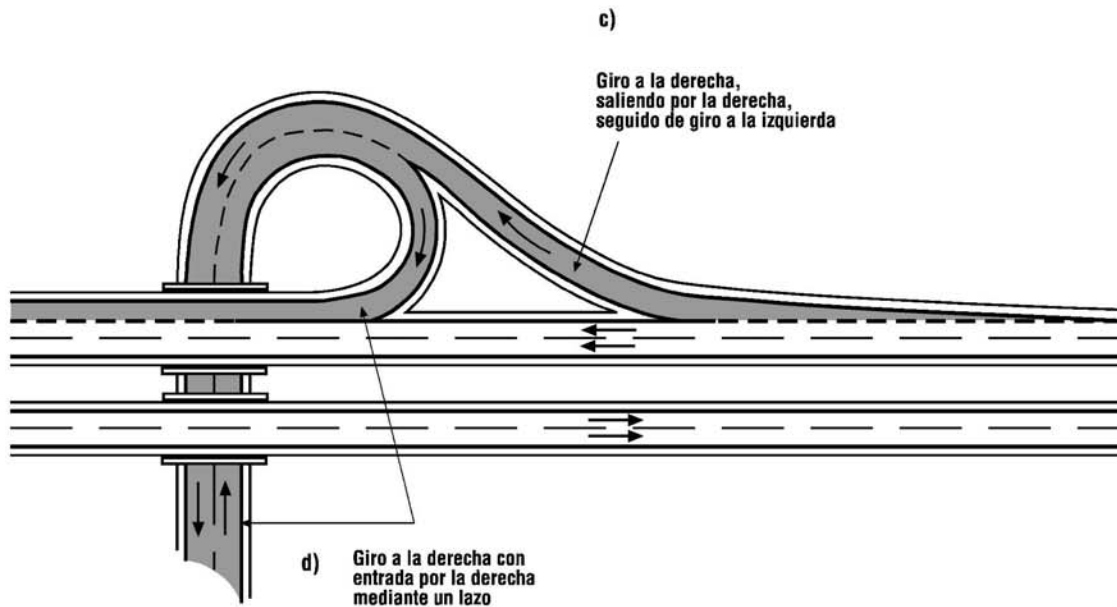
En la Lámina 3.503.3.A, letra c, se muestra un tramo de ramal semi-directo con salida por la derecha. Esta configuración es típica de los enlaces tipo trompeta, cuando se completa con un ramal como el indicado con la letra d.

En la Lámina 3.503.3.B, letras a y b, se ilustran dos casos de ramales semi-directos para giros a la izquierda -el primero con salida por la izquierda y entrada por la derecha y el segundo con la salida por la derecha y entrada por la izquierda. En la misma Lámina, con la letra c, se indica un ramal semi-directo, propio de los enlaces tipo diamante, que presenta condición de parada en la carretera de destino. Estos también son llamados "ramales diagonales".

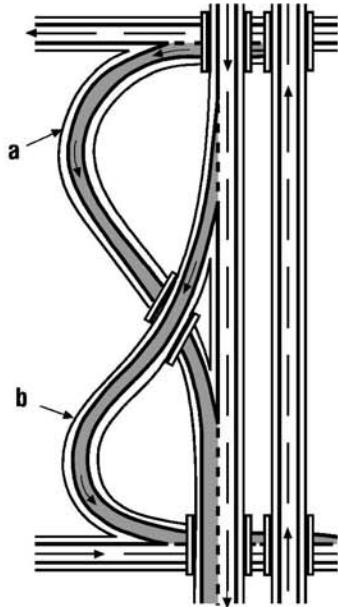
Ramales Directos



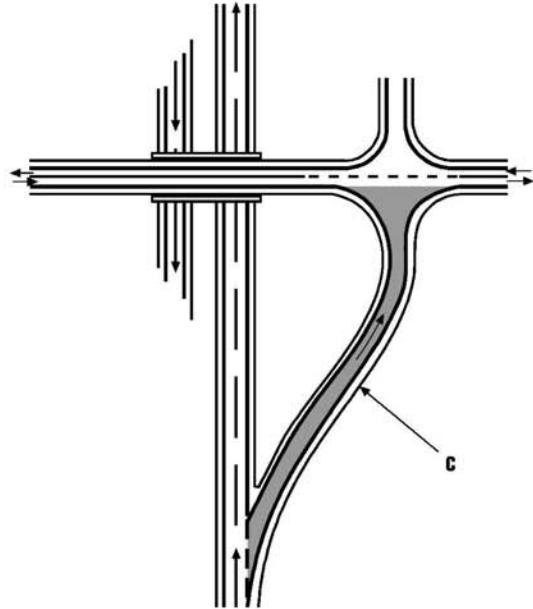
Ramal Semidirecto y Lazo



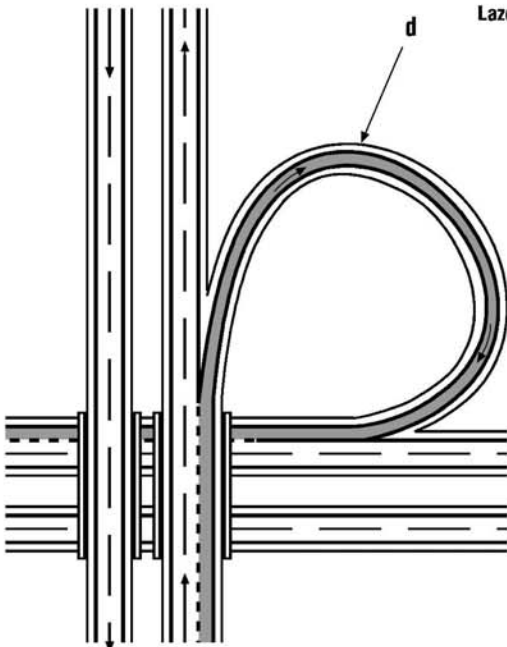
Ramales Semidirectos en
que se alternan el lado de
salida respecto al de entrada



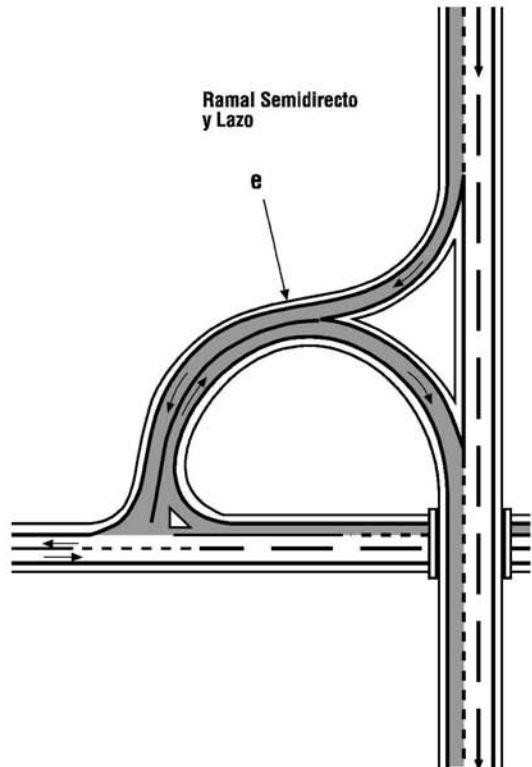
Ramal Semidirecto en
Enlace Tipo Diamante



Lazo



Ramal Semidirecto
y Lazo



3.503.304 Lazos. Son aquellos ramales utilizados para dirigirse a la izquierda, mediante una curva cerrada hacia la derecha que se desarrolla en más de 200^g -unos 300^g- como se aprecia en la Figura d) de la Lámina 3.503.3.B.

Frecuentemente se da el caso de unión de un lazo con un ramal semidirecto, lo que produce configuraciones como la indicada en la letra e de la Lámina 3.503.3.B o como la llamada "trompeta", parte de la cual aparece en la Lámina 3.503.3.A, letra d.

Por las características geométricas de los lazos, que generalmente obligan a velocidades de proyecto bajas, éstos deben preferirse para volúmenes reducidos, debiendo recurrirse a los otros tipos de ramales si los volúmenes son importantes y no es factible el uso de curvas amplias en el lazo.

3.503.305 Otras Unidades en Enlaces.

3.503.305(1) Pistas Auxiliares. Se denomina así, en el contexto de un enlace, a las pistas adicionales y adyacentes a una carretera que proveen espacio y oportunidades adicionales para maniobras de trenzado en dicha carretera, de ingreso a ella y de salida desde la misma. El ancho de estas pistas debe ser igual a las que constituyen la sección tipo de la carretera en el punto donde las pistas auxiliares se agregan.

La eficiencia operacional en un enlace puede ser mejorada usando una pista auxiliar continua entre un terminal de entrada a una carretera y uno de salida de ella cuando los enlaces están próximos, cuando la distancia entre el final de una cuña de entrada y el inicio de una cuña de salida es corta, y cuando no existe calzada colectora distribuidora que ayude a la operación vehicular en tal circunstancia.

Una pista auxiliar puede generarse de manera simple, manteniendo la configuración determinada por el empalme de la pista que converge (ramal) a la calzada principal, o en conjunto con un empalme de dos pistas. La desaparición de una pista auxiliar puede conseguirse de varias maneras:

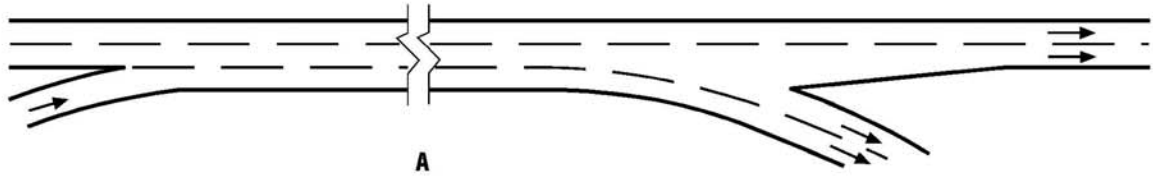
- Mediante una salida de dos pistas, como se esquematiza en la Figura A de la Lámina 3.503.305.A. Esta solución cumple con el principio de equilibrio de pistas (ver 3.503.502).
- Mediante una salida de una sola pista, como se esquematiza en la Figura B de la Lámina 3.503.305.A. Esta solución está de acuerdo con las excepciones a dicho principio de equilibrio de pistas.
- Manteniendo la pista auxiliar hasta la nariz de la salida y luego haciéndola desaparecer mediante cuña normalizada (3.404.307), como se esquematiza en la Figura C de la Lámina 3.503.305.A. Este esquema provee una zona de recuperación a quienes inadvertidamente se mantienen en la pista discontinuada.

Cuando se aplica estos métodos para hacer desaparecer una pista auxiliar se debe asegurar que la zona de la nariz sea visible desde cualquier punto de dicha pista auxiliar.

Si las maniobras de reingreso a las pistas de paso son recurrentes, la zona de recuperación puede extenderse entre 150 y 300 m después de la nariz, antes de hacerla desaparecer mediante cuña normalizada (Figura D de la Lámina 3.503.305.A). En grandes enlaces, esta longitud puede aumentar hasta 450 m.

Cuando una pista auxiliar se mantiene a través de varios enlaces, puede desaparecer según las especificaciones anteriores o puede desaparecer unos 750 m después de concluida la influencia del último de dichos enlaces (Figura D de la Lámina 3.503.305.A).

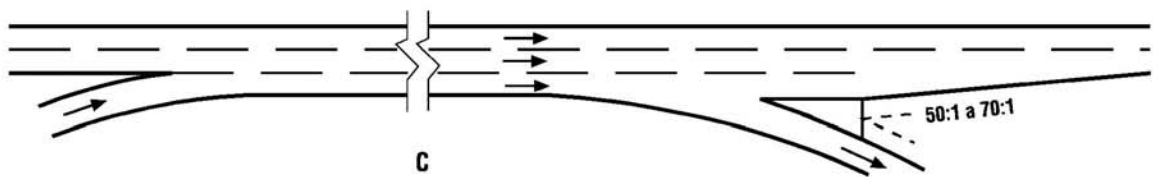
3.503.305(2) Calzadas Colectoras-Distribuidoras. Se denomina así, en el contexto de un enlace, a las calzadas adicionales adyacentes pero separadas de las calzadas principales, con igual sentido de tránsito que éstas, que sirven para conectar dichas calzadas principales a la red local cuando las distancias entre conexiones sucesivas no son suficientes para realizarlas directamente. El trébol completo o con lazos en cuadrante contiguos son los ejemplos típicos en los cuales se debe analizar la implantación de tales calzadas, cuyas principales ventajas son:



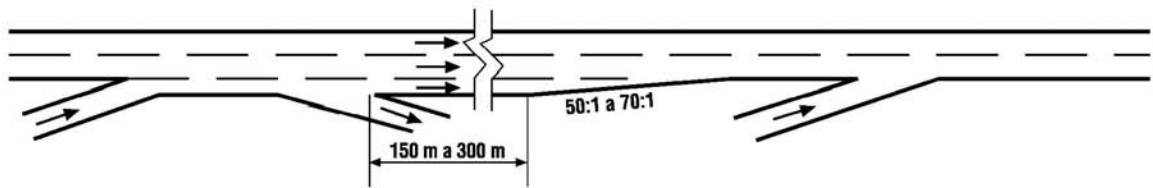
A



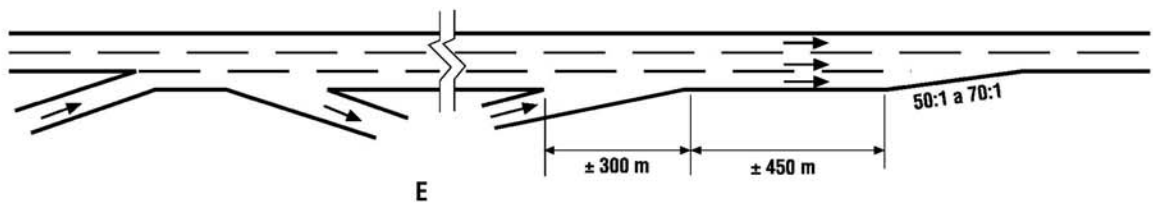
B



C



D



E

- Transfiere a ella las maniobras de trenzado, donde éstas se pueden realizar a velocidades reducidas.
- Permite unificar las salidas en un solo dispositivo de egreso de alta velocidad, uniformar los diseños y otorgar mejor visibilidad para todo el tránsito saliente.
- Simplifica la señalización y los procesos de toma de decisiones.
- Permite localizar la salida antes de la estructura desniveladora, lo cual se acomoda mejor a las expectativas de los usuarios.

Estas calzadas pueden estar constituidas por una o dos pistas, dependiendo de la demanda que sobre ellas se prevé. El equilibrio de pistas (3.503.502) debe mantenerse en las entradas y salidas a y desde la calzada principal, pero no necesariamente en la colectora-distribuidora, puesto que las maniobras de trenzado se dan en ella a velocidades reducidas. Las velocidades de proyecto para estas calzadas varían entre 50 y 80 km/h, pero no deberían ser inferiores en más de 10 y excepcionalmente en más de 20 km/h a la de la carretera principal. También es necesario, para que estas carreteras colectoras-distribuidoras operen bien, que la señalización en ellas sea clara y oportuna, especialmente cuando ellas sirven a más de un enlace.

Como orientación general, se puede decir que para volúmenes de trenzado superiores a 1000 veq/h las calzadas colectoras-distribuidoras son recomendables.

3.503.305(3) Tramos de Trenzado. Se denomina así a tramos de carretera en los que se produce entrecruzamiento de las trayectorias de los vehículos provenientes de accesos que convergen en el inicio del tramo de trenzado y que se dirigen a salidas también contiguas entre sí al final del mismo tramo; esto cuando se tiene orígenes y destinos distintos para dichas trayectorias vehiculares. Esto ocurre entre entradas y salidas sucesivas en enlaces y en segmentos de carreteras que se yuxtaponen.

Es deseable eliminar la ocurrencia de entrecruzamientos, por la pérdida de eficiencia que tales maniobras imponen a la operación de la carretera en los tramos donde éstas se producen. Para conseguirlo se puede recurrir a diseños de enlace en los cuales no se genera trenzados, o trasladarlos a una carretera colectora-distribuidora paralela a la carretera principal. Lo primero presenta como inconveniente los costos generalmente más elevados, producto de la multiplicación de las estructuras. Excepción a esto se tiene en el caso del trébol parcial en cuadrantes opuestos [figuras superiores e inferiores en Lámina 3.503.402(2).C], por lo que éstos son recomendables cuando la estructura de la demanda es coherente con la particular geometría que dichos enlaces ofrecen a cada movimiento.

Cuando se contempla la implantación de enlaces tipo trébol, completos o con lazos en cuadrantes contiguos, se debe considerar la inclusión de tramos colectores distribuidores en la carretera principal [Figura B en Lámina 3.503.402(1).A], e incluso en ambas si ello se justificara. Como se dijo, flujos de trenzado del orden de 1.000 veq/h suelen justificar tales dispositivos.

La longitud de los tramos de trenzado y el número de pistas requerido para satisfacer la demanda en uno de estos tramos dentro de los niveles de servicio deseados son materia de estudios especiales de capacidad. La forma de hacer este análisis es materia del Numeral 3.402.305(2). Para abordar casos más complejos se recomienda acudir al Capítulo 4 del "Highway Capacity Manual", 3ª edición Reporte Especial 209 (Transportation Research Board; National Research Council; Washington DC, 1997).

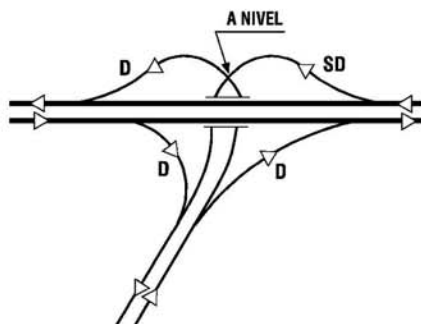
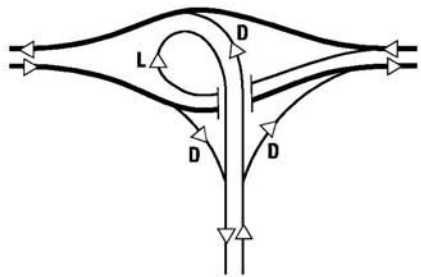
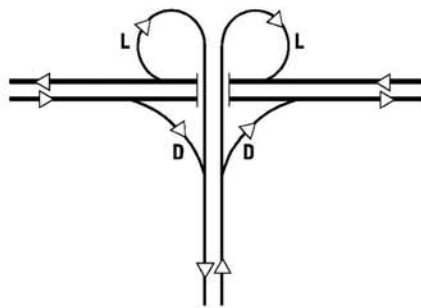
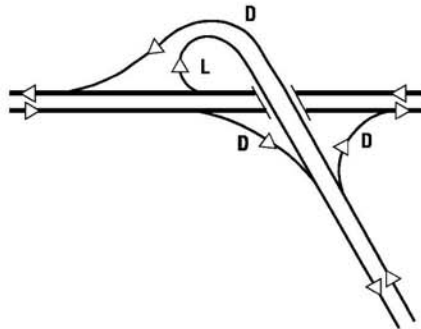
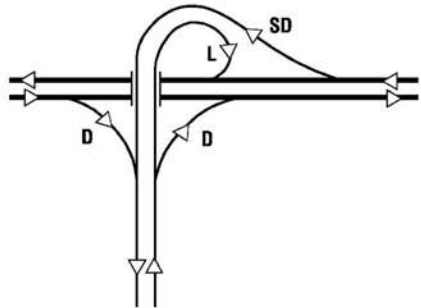
3.503.4 TIPOS DE ENLACES

3.503.401 Enlaces de Tres Ramas. Un enlace de tres ramas es característico de las situaciones en las que una carretera se incorpora a otra, perdiendo en ese punto su continuidad.

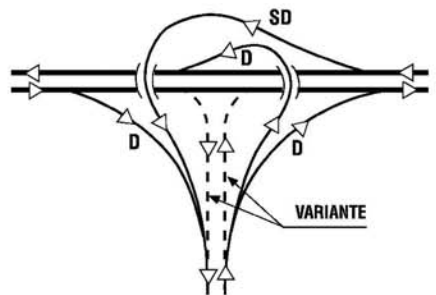
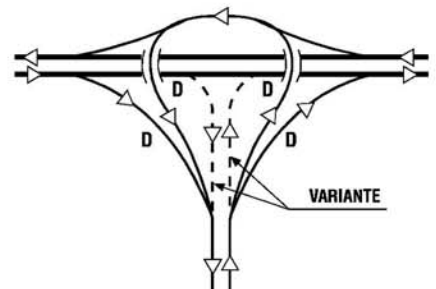
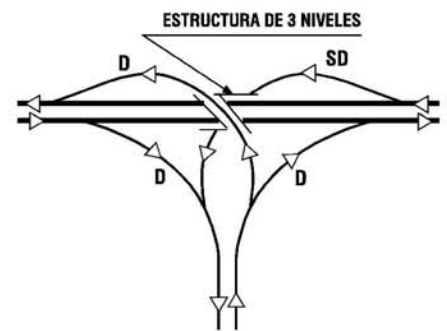
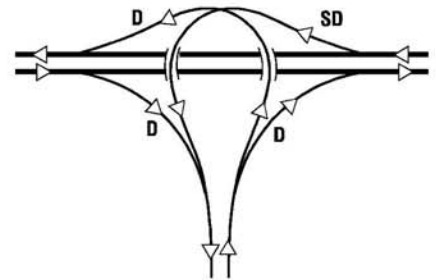
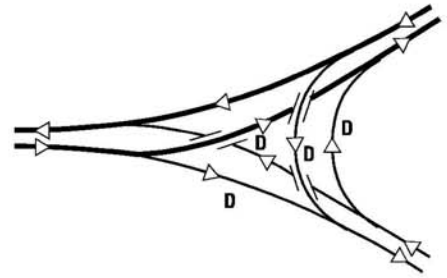
Si los giros, que son sólo cuatro, se resuelven mediante ramales directos o semidirectos, se tiene el caso de los Enlaces Direccionales. Si se utilizan lazos se tiene el tipo trompeta.

En la Lámina 3.503.401.A se muestra ejemplos de cada caso.

ENLACES DEL TIPO TROMPETA



ENLACES DEL TIPO T DIRECCIONAL



NOMENCLATURA — = CARRETERA PRINCIPAL
SD = RAMAL SEMIDIRECTO

D = RAMAL DIRECTO
L = LAZO

El tipo de ramal usado para cada movimiento dependerá del espacio disponible, de la compatibilidad de los ramales con la altimetría de las vías y del terreno (grandes variaciones de cotas necesitan desarrollos más amplios) y de las condiciones del tránsito, como se apuntó en el momento de describir los tipos de ramal.

3.503.402 Enlaces de Cuatro Ramas.

3.503.402(1) Aspectos Generales. Al tratar los enlaces de cuatro ramas se debe hacer una necesaria clasificación funcional. Se debe distinguir entre los enlaces con condición de parada, o sea aquellos que implican una detención en algunos de los flujos de tránsito, y los enlaces que tienen libre circulación de todos los flujos. En la Lámina 3.503.402(1).A se presentan los dos tipos más característicos, con y sin condición de parada: el enlace Tipo Diamante y el enlace Tipo Trébol.

3.503.402(2) Enlaces con Condición de Parada. En estos enlaces todos los giros a la izquierda, o al menos parte de ellos, se resuelven con intersecciones a nivel en la carretera secundaria y, por consiguiente, requieren la detención del tránsito antes de su incorporación o salida a un flujo de paso.

3.503.402(2) a) Enlaces Tipo Diamantes.

Son aquellos en los que todos los giros a la izquierda tienen condición de parada. Un diamante clásico es un enlace completo que permite ocho movimientos de giro posible. Está formado por cuatro ramales del tipo semidirecto, cada uno de los cuales permite un giro a la izquierda y un giro a la derecha. Los giros a la izquierda se desarrollan a nivel a través de los flujos de paso por la vía secundaria.

Ver Capítulo 3.400 referente a intersecciones a nivel para lo tocante a los cruces en los caminos secundarios.

En la Lámina 3.503.402(2).A se presenta tres esquemas de soluciones tipo diamante clásico en los que todos los giros a la izquierda se resuelven mediante intersecciones completas. En la Figura "b" se ha agregado al esquema básico presentado en "a" el caso con vías colectoras-distribuidoras (C-D). Los ramales semidirectos se conectan con éstas y se producen los giros en la intersección con el camino secundario.

En la Figura "c" dichos ramales no permiten el acceso al camino secundario del mismo enlace. Esto implica que la salida debe efectuarse en el enlace anterior y llegar a la intersección por la vía de servicio, a la vez que la entrada tampoco es permitida en el mismo enlace sino que en los adyacentes. Esta solución es adecuada en casos de varios enlaces cercanos, como ocurre cuando una vía principal pasa por un poblado en que las transferencias se pueden hacer en la red urbana.

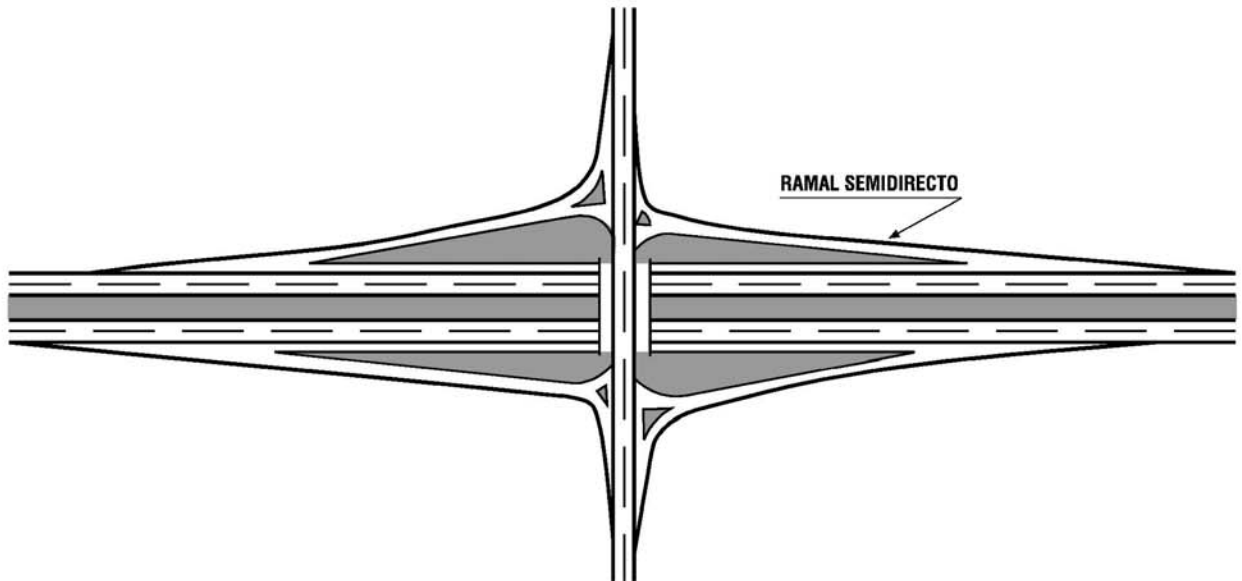
En la Lámina 3.503.402(2).B se muestra algunos arreglos para reducir conflicto en las intersecciones.

En un enlace tipo diamante partido se separa los giros de entrada y de salida desde la carretera principal. Una solución de este tipo se justifica cuando hay posibilidades de tener dos enlaces sobre dos vías secundarias paralelas y a poca distancia. Es más recomendable aún cuando ambas vías secundarias son unidireccionales.

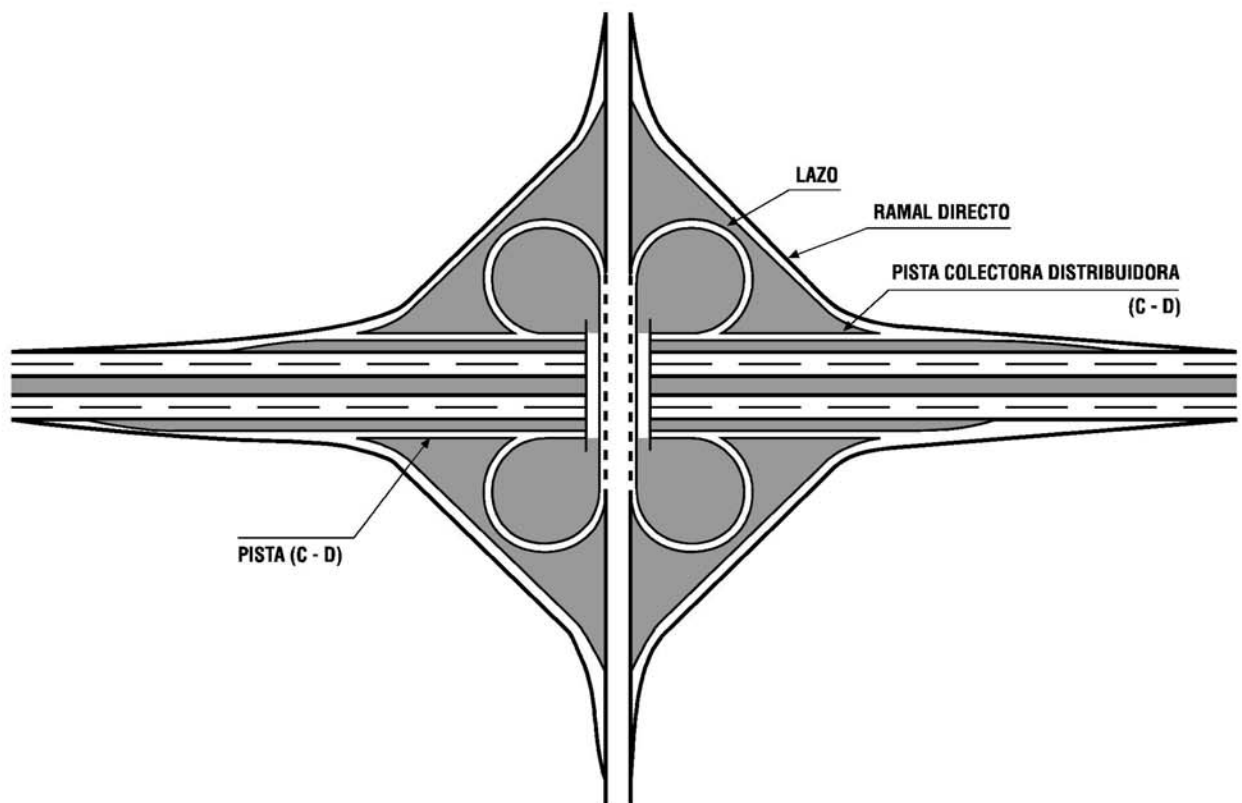
3.503.402(2) b) Enlace Tipo Trébol Parcial.

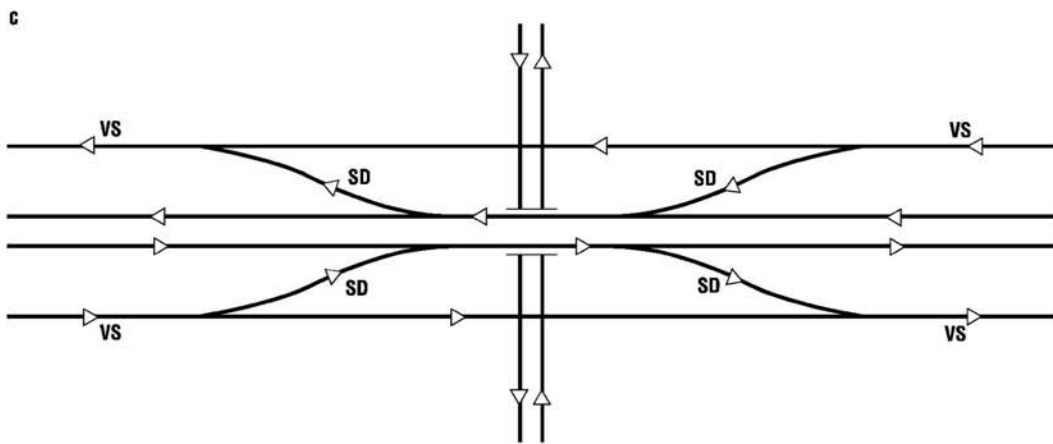
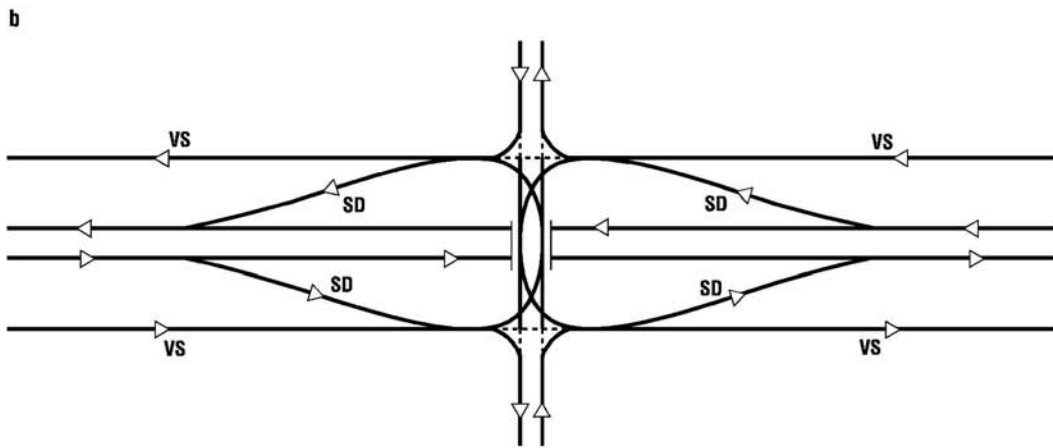
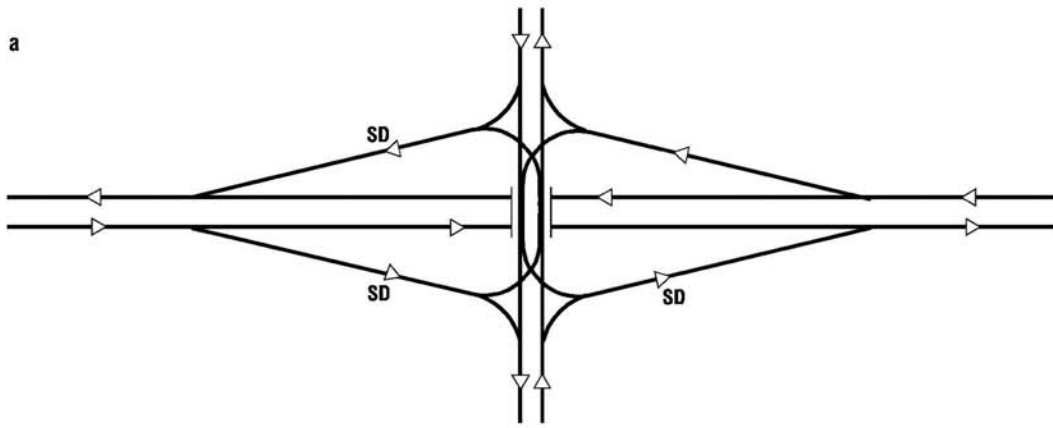
Son aquellos en los que algunos giros a la izquierda tienen movimiento continuo. Un trébol parcial se justifica cuando los movimientos que tienen condición de parada son minoritarios y las intersecciones en la carretera secundaria no presentan problemas. Dos ramales en lazo eliminan los movimientos mayoritarios de giro a la izquierda, a la vez que en esos mismos lazos se da servicio a los giros a la derecha que no se desarrollan en los otros dos cuadrantes. En ramales semidirectos exteriores a los lazos se realizan los cuatro movimientos de giro que quedan por resolver. Se debe proveer en estos casos la visibilidad conveniente para permitir Intersecciones seguras en el camino secundario. En la Lámina 3.503.402(2).C se indica algunas de las posibles combinaciones. Se deja establecido que son equivalentes las soluciones en que se mejora uno u otro giro, independiente del cuadrante en que se realice. Sin embargo, los tréboles parciales en cuadrantes opuestos presentan la ventaja de eliminar los tramos de trenzado.

A. DIAMANTE (ELEMENTOS BASICOS)

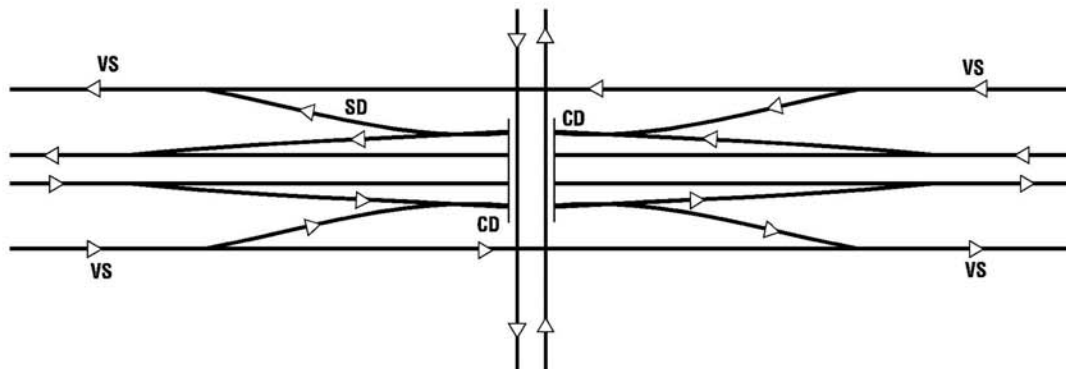


B. TREBOL DE 4 CUADRANTES (ELEMENTOS BASICOS)

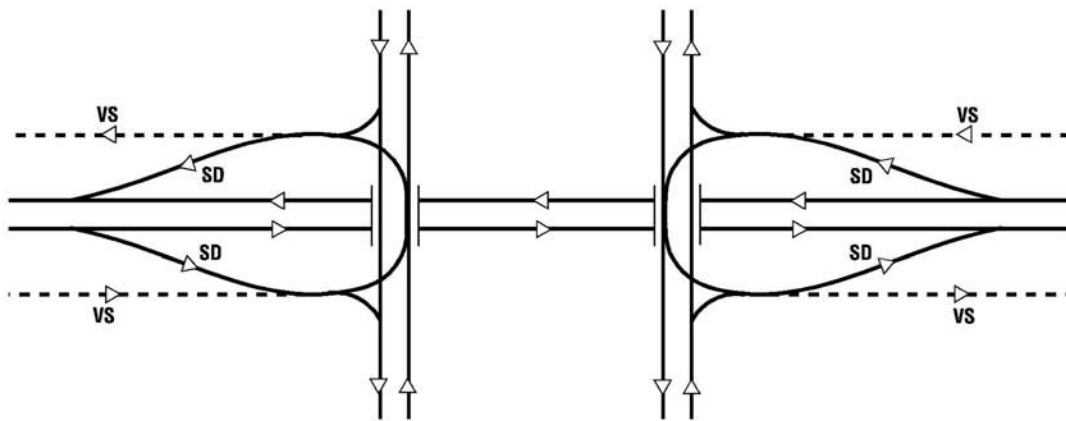




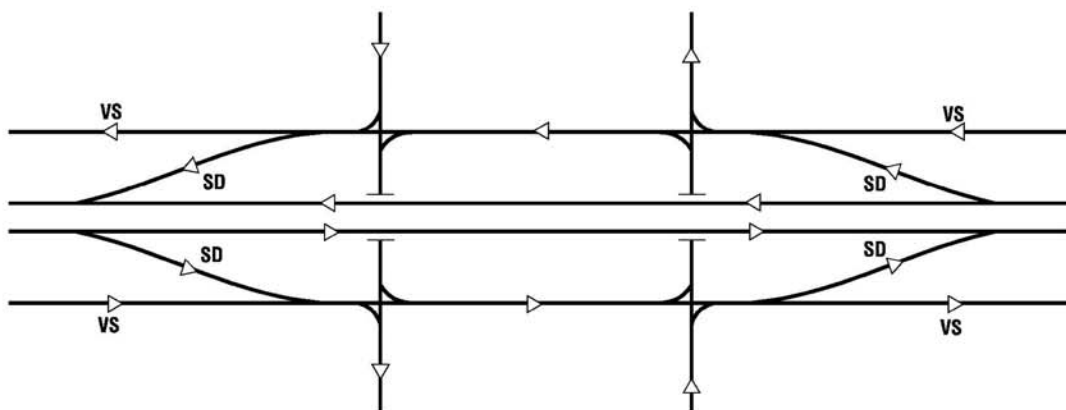
NOMENCLATURA — = CARRETERA PRINCIPAL SD = SEMIDIRECTO
VS = VIA DE SERVICIO



ENLACE TIPO DIAMANTE CON VIAS COLECTORAS - DISTRIBUIDORAS

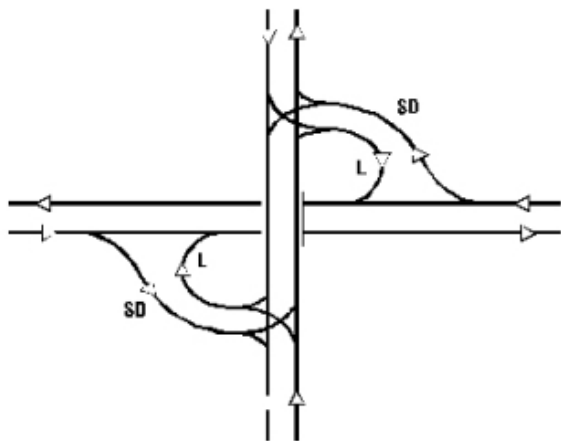


ENLACE TIPO DIAMANTE PARTIDO

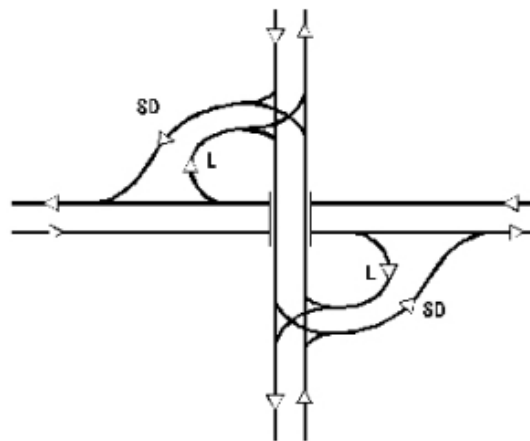


VIAS TRANSVERSALES DE UNA SOLA DIRECCION

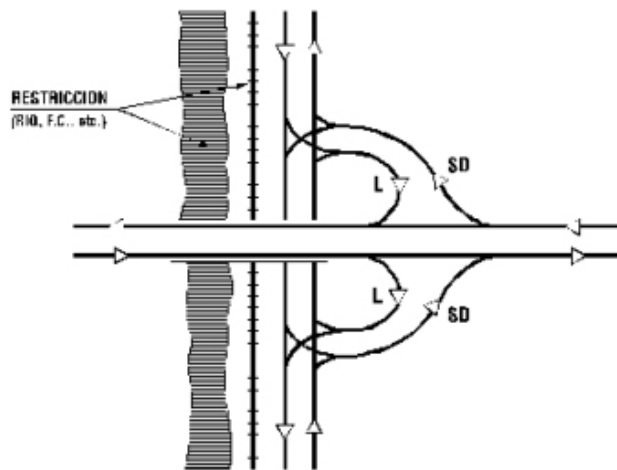
NOMENCLATURA — = CARRETERA PRINCIPAL SD = SEMIDIRECTO
CD = VIA COLECTORA DISTRIBUIDORA VS = VIA DE SERVICIO



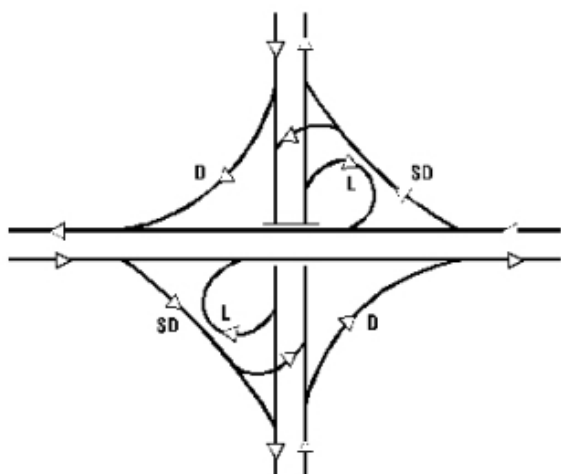
DOS CUADRANTES (A)



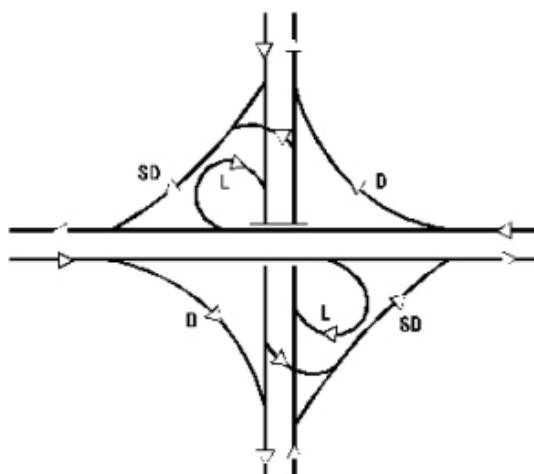
DOS CUADRANTES (D)



DOS CUADRANTES (AD)



CUATRO CUADRANTES (A)



CUATRO CUADRANTES (D)

NOMENCLATURA — = CARRETERA PRINCIPAL
L = LAZO

D = RAMAL DIRECTO
SD = RAMAL SEMIDIRECTO

NOTA: LA DESIGNACION A o D DEL TREBOL PARCIAL SIGNIFICA QUE LA SALIDA DE LA CARRETERA PRINCIPAL ESTA ANTES O DESPUES DE LA ESTRUCTURA

3.503.402(3) Enlaces de Libre Circulación. En estos enlaces todos los giros se resuelven sin intersecciones a nivel. El número de combinaciones posibles de realizar en un diseño de enlace de este tipo es tan grande que para establecer criterios generales se debe suponer simetría en la solución de los cuatro cuadrantes.

En la Lámina 3.503.402(3).A se indica en forma descriptiva algunos casos concretos de solución. Salvo el trébol completo o la rotonda de 2, 3 ó 5 puentes, es muy difícil que estos casos se produzcan en nuestro medio.

El trébol completo o trébol de cuatro cuadrantes es un enlace cuya mayor ventaja consiste en que elimina todos los conflictos de giro a la izquierda. Requiere una estructura única ya que estos giros se resuelven mediante 4 lazos. Los giros a la derecha se resuelven mediante ramales directos (eventualmente semidirectos) en los cuatro cuadrantes, exteriores a cada uno de los lazos.

Cuando se traslapan las vías de aceleración y deceleración de los lazos, se puede hacer necesario proveer al camino principal de un elemento colector-distribuidor (ver Numeral 3.503.305(3)).

En la Lámina 3.503.402(1).A, Figura B, se presentó un diseño de trébol completo. Esta figura sirve para ilustrar los elementos básicos de un diseño de trébol. En la práctica no va a interesar obtener un diseño simétrico, sino que el diseño de cada elemento se adaptará a las circunstancias del proyecto.

Para ilustrar el diseño de este elemento, se incluye en el trébol una pista C-D cuya disposición se deberá analizar en cada caso particular.

3.503.403 Enlaces de más de Cuatro Ramas. Estos enlaces resultan de tal complejidad que deben evitarse. Se deben preferir soluciones que enlacen sucesivamente a las vías involucradas. Su improbable ocurrencia en nuestro medio hace innecesario extenderse sobre el particular.

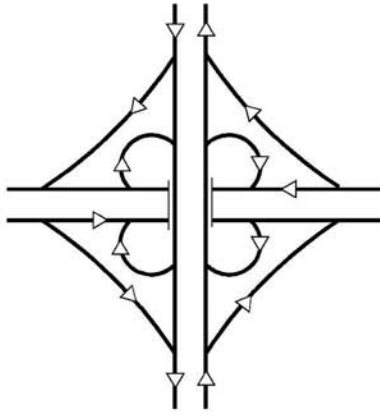
3.503.404 Rotondas Desniveladas. Las formas más comunes de rotondas desniveladas son las de dos puentes (Figura A en Lámina 3.503.404.A) y la de tipo "pesa" o "mancuerna" (Figura B en Lámina 3.503.404.A). Esta última puede ser adoptada para reemplazar esquemas de trébol parcial o diamante.

Cuando se tiene el cruce de dos vías importantes y los enlaces de otro tipo no es económicamente conveniente o el suelo necesario no está disponible, podría considerarse una rotonda de tres niveles (Figura C en Lámina 3.503.404.A), en la que los movimientos de giro utilizan el anillo para ejecutar las maniobras del caso. No se recomienda el diseño de grandes rotondas de este tipo, por los problemas de acceso que se generan debido a las altas velocidades de los vehículos que circulan por dicho anillo.

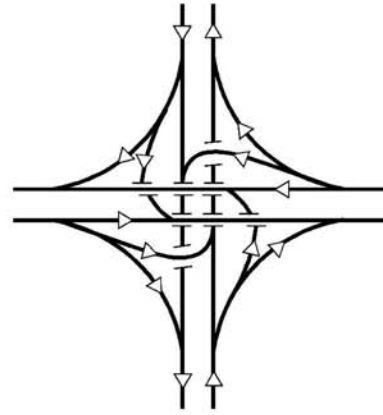
3.503.5 NUMERO Y EQUILIBRIO DE PISTAS

3.503.501 Número Básico de Pistas. Las carreteras deben mantener un número constante de pistas en tramos tan largos como sea posible, excluyendo de la contabilidad las pistas auxiliares que puedan ser necesarias ocasionalmente. Este número constante de pistas es denominado "básico". Esto significa que no se debe reducir el número de pistas en forma ocasional por reducciones locales de la demanda. En cuanto a la ampliación del número de pistas por aumentos puntuales de la demanda, éstos deben ser resueltos con pistas auxiliares (3.503.305(1)).

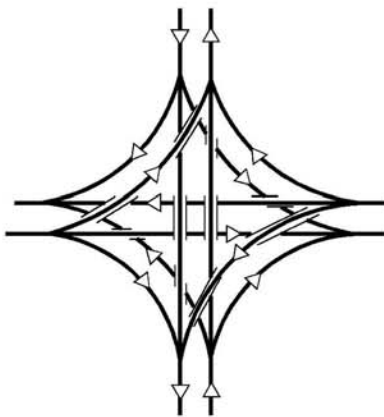
3.503.502 Equilibrio de Pistas. Para que la operación vehicular sea eficiente en la zona del enlace y posteriormente a él, debe existir un adecuado equilibrio entre el número de pistas de los ramales y de las carreteras de paso. Los volúmenes de diseño y el análisis de capacidad respectivo determinan el número básico de pistas en la carretera y el número de pistas de los ramales. Se reitera la conveniencia de mantener la continuidad del número básico de pistas en zonas de entradas y salidas, aunque entre enlaces puedan aparecer disminuciones locales de flujos, y recurrir a pistas auxiliares para resolver demandas puntuales superiores. Una vez determinado el número básico de pistas en cada carretera, el equilibrio entre las pistas debe ser comprobado sobre la base de los siguientes principios:



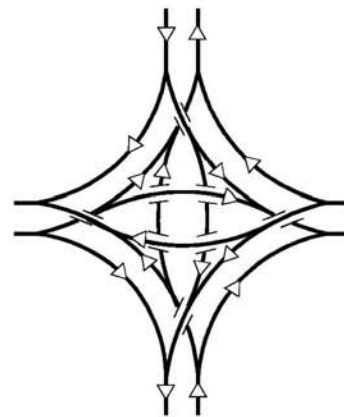
TREBOL



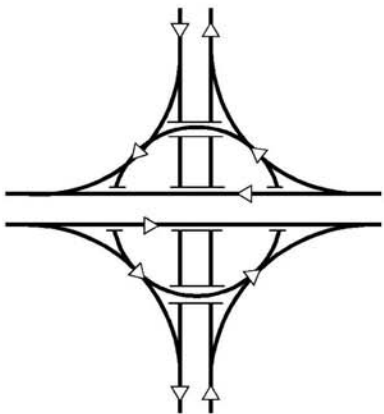
**SEMI - DIRECTO
(con una salida)**



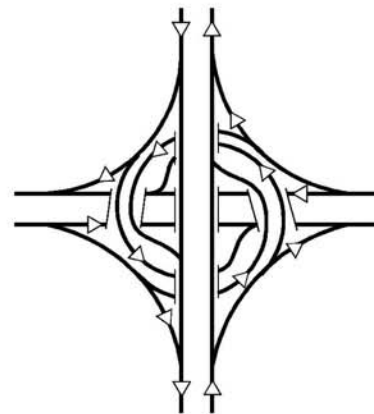
OMNI - DIRECCIONAL



**OMNI - DIRECCIONAL
(calzadas transpuestas)**



ROTATORIO



TURBINA

En las entradas, el número de pistas que debe existir más allá del ingreso no debe ser inferior a la suma de todas las pistas convergentes menos una.

En las salidas, el número de las pistas de la carretera previas a la salida debe ser igual al número de las pistas de la carretera posteriores a la salida más el número de pistas de salida, menos una. Excepción a esta regla es el caso de tramos con pistas auxiliares entre ingresos y salidas sucesivas distantes menos de 450 m, como ocurre por ejemplo en los tréboles entre lazos en cuadrantes contiguos. En tales casos, la pista auxiliar puede desaparecer tras la última salida (de una pista), y se tendría que el número de pistas de llegada al dispositivo de salida sería igual al número de pistas posteriores a dicha salida más la pista de salida (ver casos señalados con (2) en Lámina 3.503.502.A).

No se debe reducir el número de pistas en más de una a la vez.

En la Lámina 3.503.502.A se ilustra estos principios.

FIGURA A
Rotonda de Dos Puentes

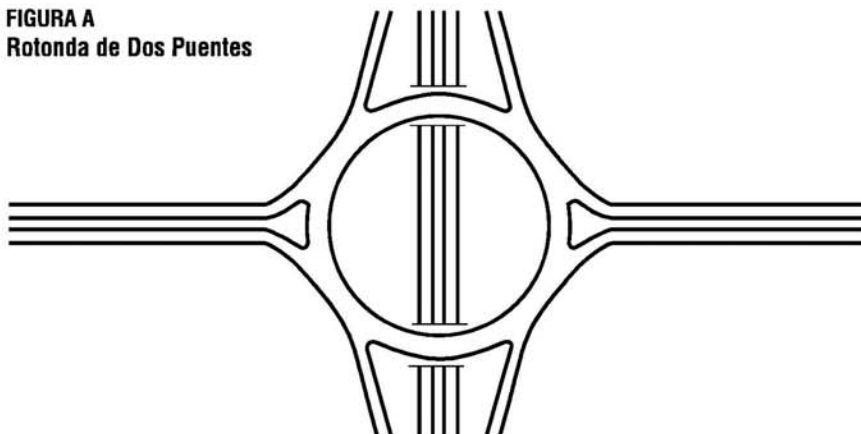


FIGURA B
Rotonda Tipo Pesa

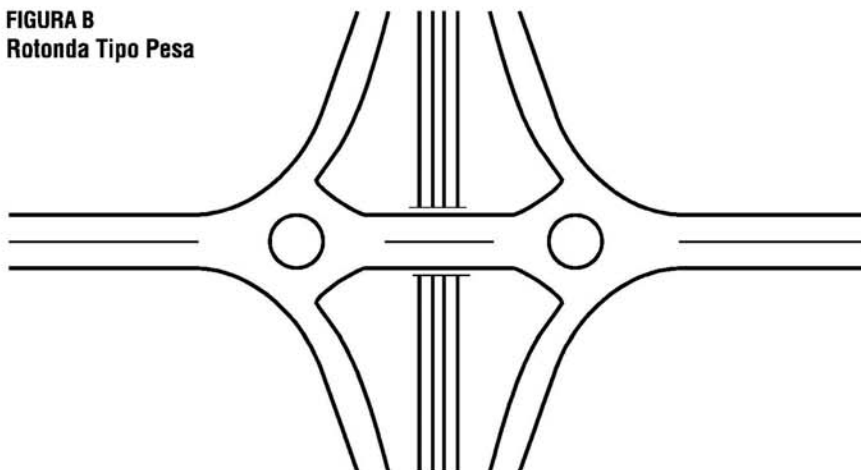
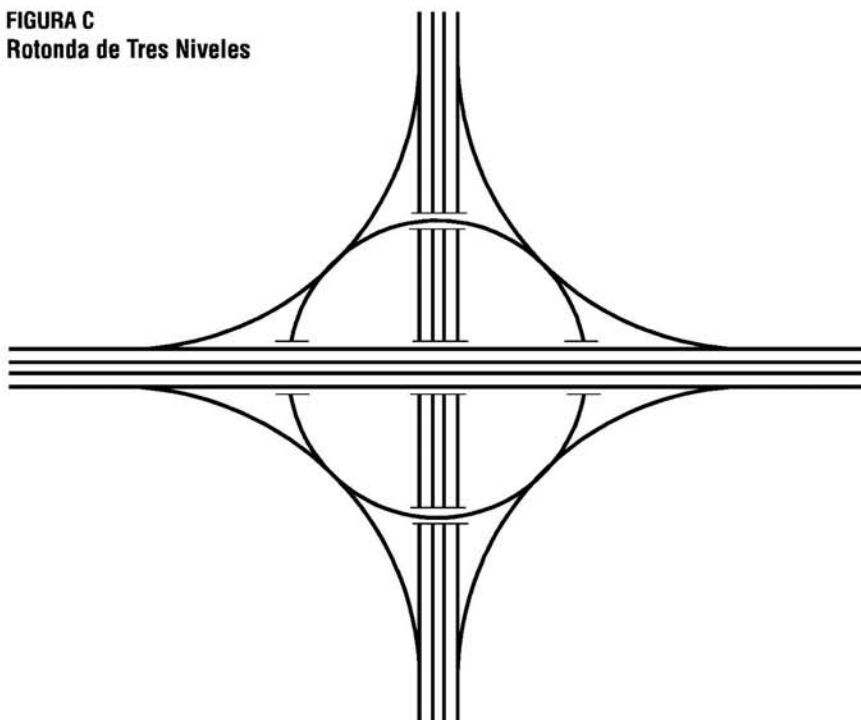
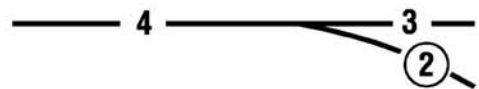
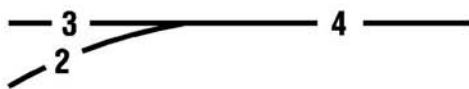
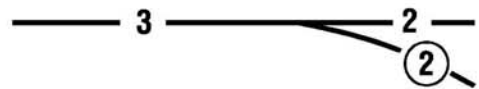
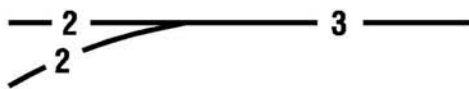
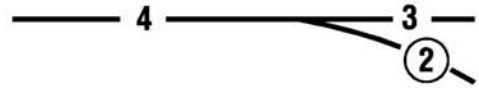
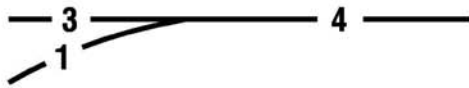
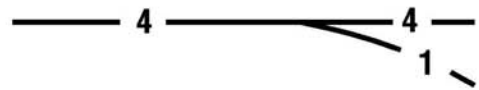
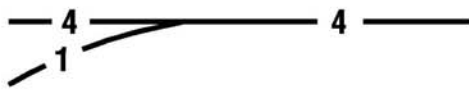


FIGURA C
Rotonda de Tres Niveles





SECCION 3.504 DISEÑO GEOMETRICO DE UN ENLACE

3.504.1 ASPECTOS GENERALES

3.504.101 El Enlace: Una Unidad de Diseño. Las variables que condicionan el proyecto de un enlace serán más mientras mayor sea el número de las vías a enlazar y mientras mayores sean las posibilidades de modificar o proyectar totalmente el trazado de dichas vías. En todo caso, suceda esto o lo contrario -que sería tener que adecuar el enlace a una vialidad existente e inmutable- para una eficiente solución del problema es fundamental abordarlo entendiendo que su diseño abarca toda el área de la construcción, en vez de limitarlo a la definición de cada uno de sus elementos.

No obstante lo anterior, se puede distinguir en un enlace el tronco de la vía, cuya definición geométrica se rige por las normas contenidas en los Capítulos anteriores del presente Volumen, y los ramales del mismo, para cuyo trazado en planta y elevación se aplica estrictamente la Velocidad de Proyecto.

Para el diseño en planta de ramales de enlace, al igual que en el caso de intersecciones, no se considera la dispersión de las velocidades de operación evidenciadas en la práctica, cuyo análisis condujo a definir la velocidad V85% (Capítulo 3.100). En efecto, en los ramales de enlaces, cuyas longitudes son generalmente cortas y cuyas condiciones geométricas inducen comportamientos conservadores, no son aplicables los criterios que respaldan dicha definición. Consecuentemente, tampoco se adopta las relaciones radio-peralte definidas para el caso del diseño del tronco del camino o carretera, sino que se mantiene el criterio antiguo, que recomienda que la aceleración transversal generada por el desplazamiento de un móvil según una trayectoria circular será compensada en 25% por el peralte y en 75% por la fricción transversal, lo que genera dinámicas de desplazamiento que no incentivan velocidades superiores a las reglamentarias. Esto, sin perjuicio de permitir radios mínimos absolutos calculados con valores máximos de t y $p=8\%$ en la expresión $R_{\text{MIN}} = V^2/127(t+p)$, para velocidades inferiores a 70 km/h [véase Tabla 3.504.203(3).A].

Tampoco se aplica para el diseño de ramales de enlace el criterio que llevó a considerar la velocidad V^* para la definición de los parámetros de diseño vertical. La velocidad que debe asumirse para dichos parámetros son los correspondientes a la Velocidad de Proyecto.

3.504.102 Esquema del Proceso de Definición Geométrica de un Enlace. En la Lámina 3.504.102.A se presenta una posible secuencia para el conjunto de actividades principales y centrales del diseño geométrico de un enlace. En la práctica, este esquema responderá, a grandes rasgos, a la mayoría de las situaciones que se planteen, aún cuando puedan surgir leves variaciones para cada caso especial.

Las seis etapas en que se ha estructurado el diagrama básico (columna de la izquierda) será detallado brevemente a continuación. En concordancia con la intención de no aislar el trazado geométrico del contexto general del proyecto de un enlace, en este diagrama se presenta en otra columna (derecha), el conjunto de actividades que, sin corresponder exactamente al trazado, interactúan con él y entre sí durante la confección del proyecto. Las flechas que aparecen entre una y otra columna serán explicadas, en cada caso, dentro del referido detalle de las seis etapas contempladas.

a) A una adecuada definición geométrica de un enlace se llega, rápida o afanosamente, tras una serie de adaptaciones sucesivas de los elementos y variables que en su conjunto configuran el problema.

De aquí en adelante se supondrá adoptado un tipo de enlace, resuelto su emplazamiento y determinada la disposición general de los ramales, con el fin de mostrar el proceso de definición geométrica propiamente tal.

Cabe hacer notar que aunque se tenga resuelto el tipo y el emplazamiento de un enlace, siempre se pueden tener varias alternativas de trazado de los ramales o de las carreteras comprometidas, puesto que existen esquemas que permiten distintas orientaciones de sus elementos y todos ellos pueden ser dimensionados según criterios diversos.

Si se desea, el proceso descrito en la Lámina 3.504.102.A se puede repetir para cada alternativa -con precisión y detalles que dependen de las circunstancias del proyecto para el propósito de evaluarlos y decidir la geometría definitiva.

- b) Se ejecutan esquemas preliminares en planta utilizando levantamientos escala 1:500 ó 1:1000; se establece los elementos que coincidirán con los ejes de replanteo de cada uno de los elementos del enlace (ejes de simetría o bordes de calzada) y, muy especialmente, de las carreteras a enlazar -vayan a ser éstas modificadas o no, puesto que con ellas han de empalmar todos los ramales en la mayoría de los casos. Si estas vías no son modificadas, es necesaria una definición taquimétrica de aquellos elementos (eje de simetría o bordes) que serán utilizados como punto de partida de la definición en planta de los ramales.

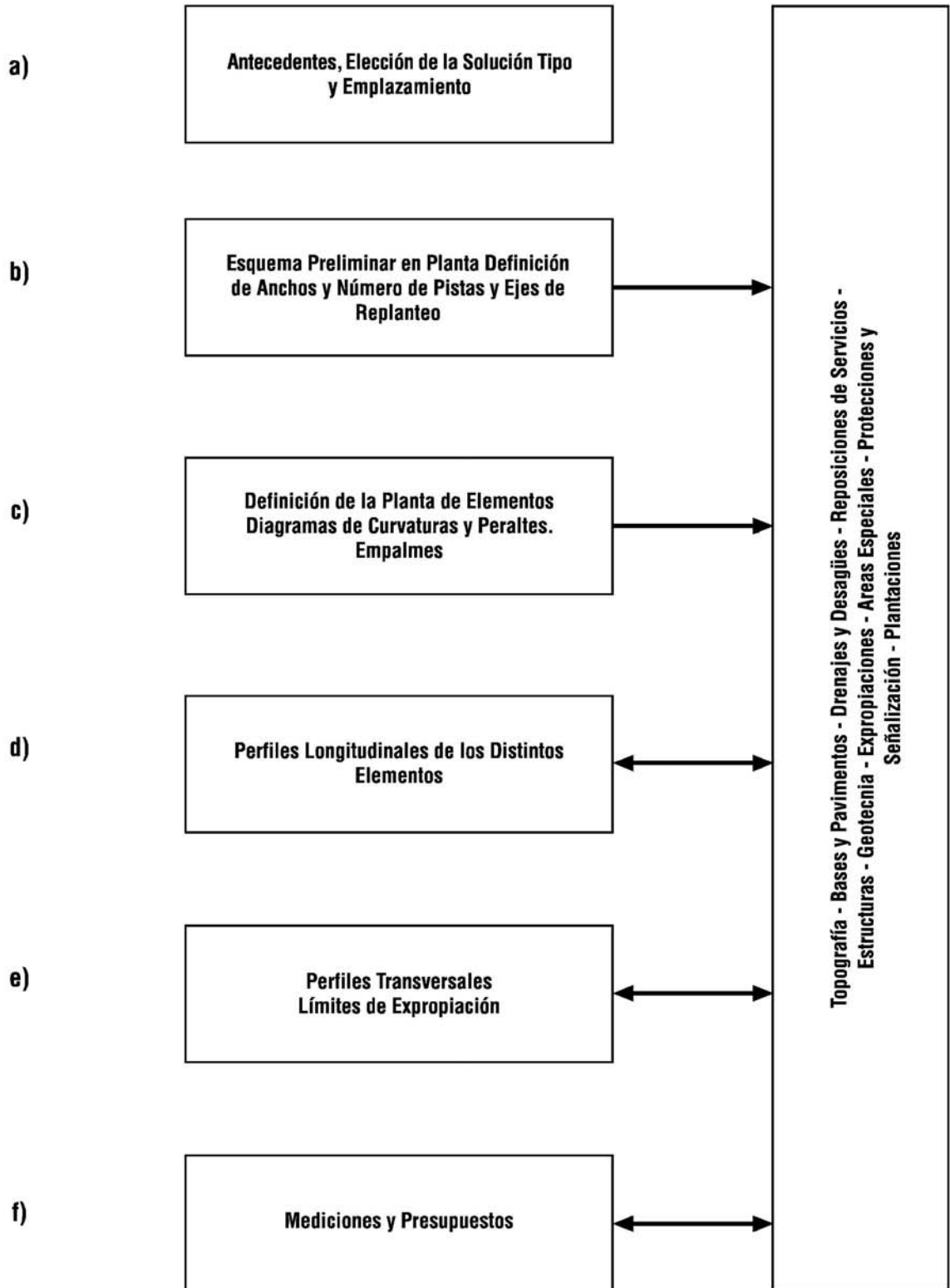
También es necesario definir, en este momento, los anchos de las pistas de las calzadas asociadas a cada uno de los ramales del enlace, puesto que en algunos casos será necesario saber a qué distancia de los ejes analíticamente prefijados han de llegar otros ejes que no empalman directamente sobre ellos, sino que lo hacen sobre una línea de la vía predefinida distinta de su eje de replanteo.

La flecha que aparece en el diagrama, dirigida hacia la columna de la derecha, indica que si existe separación de trabajos por especialidades y los especialistas ya han empezado a desarrollar tareas tales como diseños de pavimentos y de estructuras, es oportuno que ellos obtengan estos datos. La flecha apunta en un solo sentido porque rara vez surgen, en esta etapa, proveniente de alguna otra actividad, condicionamientos para el ancho de calzada, y casi nunca para la elección de ejes.

Especial mención merece el caso de la Topografía adicional, que en este momento puede ser requerida para las mediciones de las vías existentes y de las singularidades del terreno que afecten el diseño de las obras de arte.

- c) Se define analíticamente los ejes en planta de las carreteras -si éstas fueran objeto de trazado- y de los ramales del enlace, cuidando la coherencia de los empalmes entre ellos según los anchos asignados en la etapa anterior. Se pueden hacer ya los diagramas de curvatura de los ramales (y de las carreteras) y sus diagramas de peraltes. Estos últimos deberán resolver las inclinaciones transversales de las puntas entre dos calzadas que se empalman, considerando su influencia sobre la definición en elevación, que posteriormente puede obligar a retocar dicha inclinación. La flecha, también dirigida sólo hacia la derecha, ilustra que estos datos también son requeridos para avanzar en el diseño de las estructuras, de los drenajes transversales y de las reposiciones de servicios. En caso de ser necesaria la reposición de caminos o la previsión de caminos de servicio, sus definiciones en planta pueden ser abordadas en esta etapa.
- d) Es el momento de ejecutar los perfiles longitudinales de los ramales y carreteras ya definidas en planta. Ahora la flecha es doble, lo que indica que en este momento la interconsulta entre el proyectista y los especialistas es necesaria, puesto que es muy posible que existan condicionamientos, provenientes principalmente de los requerimientos de cotas para las obras de arte en general, que afectan el trazado en elevación. Si no hay separación de especialidades, conviene desarrollar los proyectos de dichas obras de arte, por lo menos en los aspectos relativos al trazado, antes de proceder a definir los perfiles longitudinales.
- e) Se ejecuta los perfiles transversales, de los cuales se desprenden los límites de explanación y de expropiación. La flecha doble indica que existen interdependencias importantes entre ambas columnas, en aspectos tales como geotecnia (definición de taludes y cunetas), drenajes y desagüe (cunetas), estructuras (muros de contención) y expropiaciones.
- f) Resueltas todas las facetas del diseño, se ejecutan las cubicaciones y los presupuestos, con todos los proyectos anexos que provienen de la columna de la derecha.

3.504.103 Interdependencia de los Trazados en Planta y Elevación. En el caso de un enlace, la planta y la elevación del mismo se condicionan mutuamente en mayor grado que en el caso de las intersecciones a nivel, en las que no existen grandes diferencias de cota a resolver.



Esto dificulta -aunque no imposibilita- la pretensión de estructurar el presente Capítulo según un proceso lineal esquemático. Se hará necesario tener en cuenta, desde el inicio del trazado en planta de los ejes de las carreteras y/o ramales, las características en elevación que habrá que dar a la configuración que se proponga.

Esta interdependencia se manifiesta inicialmente en el momento de la elección de cuál(es) carretera(s) y/o ramal(es) discurrirá(n) por el nivel inferior y cuál(es) por el superior. Esta decisión es importante, puesto que tiene gran influencia tanto en los costos de construcción como en el funcionamiento del dispositivo.

La respuesta a este problema suele estar dada por las características de la topografía, por el tipo de enlace, por las importancias relativas de las carreteras, que pueden ser tales que sea preciso subordinar por completo una de ellas a los mejoramientos de la otra, aún en contra de las conveniencias dictadas por el relieve del terreno. Esto último sólo será permisible cuando la preponderancia de una de las vías haga antieconómica la aparición de cambios de cota significativos en ella y cuando esto no signifique un deterioro notable del paisaje.

En todo caso, cuando proceda, se debe estudiar este asunto considerando los siguientes conceptos.

- a) La mayor parte de los diseños quedan determinados por la economía que significa la adaptación al terreno, no sólo del trazado de las vías sino que del trazado del conjunto del enlace, puesto que no considerar oportunamente los ramales puede llevar a éstos a ser delineados inadecuadamente.
- b) El paso inferior de la carretera más importante supone ventajas para la visibilidad de sus usuarios, puesto que la estructura les avisa anticipadamente la proximidad de una singularidad del trayecto. Esto también ocurre cuando dicha carretera se eleva ostensiblemente sobre un terreno natural relativamente llano para salvar superiormente el obstáculo. Si ésta se hunde bajo un camino que cruza al nivel del horizonte la ventaja en cuestión es mínima.
- c) El paso superior de la vía más importante favorece estéticamente a los usuarios de ésta, al prodigar una mejor visión de la zona desde una cierta altura libre de obstáculos.
- d) Cuando el tránsito que gira es importante, el paso inferior de la carretera principal favorece las maniobras de cambio de velocidad, al proveer pendientes en subida para la deceleración y en bajada para la aceleración a los vehículos que salen y entran a ella, respectivamente.
- e) Si no existen conveniencias determinantes para una u otra solución deberá preferirse aquélla que confiera mejor distancia de visibilidad a la carretera principal.
- f) Un paso superior permite a veces su construcción por etapas, pudiéndose materializar parte de su sección (o una sola estructura si la carretera tiene calzadas separadas) y postergar su ampliación hasta la construcción definitiva.
- g) En zonas de drenaje problemático, el diseño se resuelve mejor para la carretera principal si ésta se eleva sobre la secundaria, no alterando el trazado de esta última.
- h) El del costo de las estructuras, que suelen ser diferentes para uno y otro caso. Cuando se pueda, se deben preferir las soluciones con luces menores para la carretera principal.
- i) En general, cuando la carretera principal, con su sección tipo más amplia y sus parámetros de diseño más exigentes, puede ser adaptada al terreno, y la otra vía supeditada a este esquema, los movimientos de tierra son mínimos.
- j) La elección del nivel de cruce en un punto puede depender no tanto de las condiciones locales como de la planificación del conjunto de la obra. Ejemplo de esto es el caso de vías próximas a ciudades en las que su condición de deprimidas o elevadas es producto de una decisión que no permite excepciones.
- k) Se debe tener en cuenta que la construcción del enlace altera el tránsito durante las faenas, y que estas alteraciones afectan mucho menos a la vía a la cual no se le modifica el trazado.
- l) El paso superior de la carretera principal no limita el gálibo a sus usuarios, quedando ésta apta para cargas especiales.

3.504.104 Distancias de Visibilidad. Los valores mínimos de distancia de visibilidad son los mismos que se aplican en intersecciones (Tabla 3.404.205(1).A), que corresponden a las distancias mínimas de parada. Distancias mayores que éstas deben ser provistas cuando ello sea posible. Para el caso de la comprobación de la distancia mínima de visibilidad por efecto de la estructura en acuerdos verticales cóncavos, úsese los criterios del Numeral 3.204.401(3) letra b) y las fórmulas correspondientes si se desea proveer distancias de visibilidad de adelantamiento en carreteras bidireccionales de dos pistas.

Las limitaciones de visibilidad horizontal producida por pilares, estribos y barandas (en pasos superiores) suelen ser más importantes que las que se originan por las características en elevación, lo que refuerza lo dicho en relación a la conveniencia de trazado más amplios en estas zonas.

3.504.2 TRAZADO EN PLANTA

3.504.201 Aspectos Generales. Como en todo trazado vial, la planta de un ramal es el resultado del calce sucesivo de alineaciones rectas y curvas, acordadas entre sí por otras curvas circulares de radio más amplio o por clotoides de transición. Tal sucesión debe constituir un eje cuya tangente sea una función continua de su desarrollo. A continuación se describirá los aspectos normativos que deben regir dichos trazados de las carreteras en la zona de enlace, de los ramales y de sus empalmes con otros elementos del diseño.

3.504.202 Ajuste de las Carreteras que se Enlazan. Con la excepción del caso en que se proyecta enlazar carreteras que no se cruzan, todos los tipos de enlace requieren modificar o rediseñar una de ellas o ambas en la zona del dispositivo a diseñar.

La aparición de pilares, estribos, barreras de protección, cunetas especiales, soleras y otras protuberancias, supone un aumento de los riesgos para los usuarios con respecto a las secciones normales de las carreteras que acceden al enlace. Esto hace que sea necesario respetar los estándares de dichas carreteras en la zona del enlace y, si es posible, mejorarlos.

Se debe evitar las curvaturas horizontales que se inician o terminan cerca de un vértice cóncavo o convexo con pendientes de acceso acusadas.

En un enlace, una carretera de cuatro pistas debe ser de calzadas separadas. Muchas veces es preciso desdoblar una carretera bidireccional de dos pistas para evitar giros indebidos a la izquierda y para permitir la incorporación de pistas de aceleración que no están permitidas en carreteras bidireccionales. Esto aumenta la capacidad en la zona del enlace, afectada por los empalmes de entrada principalmente. También puede servir para ubicar pilares intermedios de la estructura.

Los ensanches de mediana se consiguen de la misma manera establecida para Intersecciones (Numeral 3.404.402(2) y Numeral 3.404.404).

3.504.203 Trazado de los Ramales

3.504.203(1) Aspectos Generales. Un ramal consta de dos terminales o empalmes y de un tramo de vía entre ambos o brazo. El terminal que empalma con una carretera secundaria puede contemplar giros a la izquierda con condición de parada. En tal caso tendríamos una intersección a nivel en un extremo del ramal. En cambio, el empalme sobre la vía principal siempre será unidireccional y con las pistas de cambio de velocidad que correspondan al caso proyectado, pudiendo los vehículos acceder o salir de ellas por sus lados izquierdo o derecho, evitando siempre que sea posible la primera alternativa.

El tramo del ramal entre los empalmes, o brazo, puede estar formado por cualquier combinación de alineaciones que sirvan razonablemente al propósito de hacer cambiar de dirección a los vehículos.

Estas alineaciones quedan condicionadas por la elección de una Velocidad de Proyecto para el ramal, la que a su vez depende del conjunto de circunstancias del proyecto.

A continuación se presentará los criterios que se debe aplicar para dicha elección y se describirá las características de las alineaciones utilizables.

3.504.203(2) Velocidad de Proyecto en Ramales. Cualquier operación de giro en un enlace supone inconvenientes para el usuario: aquellos derivados de la necesidad de prever las maniobras de salida de una vía y entrada a la otra, que dependen tanto de una adecuada señalización como de un trazado conveniente; el que el conductor tenga que reducir su velocidad por la existencia de ramales con características geométricas inferiores a la de la carretera por la que circulaba; ver alargado su trayecto por los desarrollos de dichos ramales, o todos ellos a la vez.

En todo caso, estas dificultades, inherentes a prácticamente todos los dispositivos que permiten cambios de dirección, quedan compensados en un enlace bien planificado por la eliminación de riesgos, por los aumentos de la capacidad, por una mayor eficiencia en la operación y, por consiguiente, por los beneficios económicos que resultan para los usuarios.

El diseño ideal de un ramal, desde el punto de vista de la operación, será aquel que permita mantener la velocidad a los vehículos que se intercambian, en el caso de hacerlo entre dos carreteras de velocidades de proyecto iguales, y aumentarla o disminuirla de acuerdo a los valores de dichas velocidades de proyecto si ellas son distintas entre sí. Todo esto con un mínimo de aumento del recorrido.

Evidentemente, esto es rara vez posible, principalmente por las grandes extensiones que serían necesarias para desarrollar ramales con velocidades de proyecto altas, las que por otra parte podrían significar incrementos de recorridos que no justifiquen operacionalmente tales diseños.

En atención a las mencionadas limitaciones, es práctica habitual permitir una Velocidad de Proyecto de ramales reducida con respecto a los valores ideales.

Existen diversas maneras de abordar este asunto. Por ejemplo, considerar la Velocidad de Proyecto de la carretera principal y permitir reducciones de ésta según algún criterio normalizador, como lo establece AASHTO en "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets", o considerar la Velocidad de Proyecto promedio de ambas carreteras y el tipo de ramal, y sobre ese valor aplicar reducciones, como lo especifica el MOP, España, en sus "Recomendaciones para el Proyecto de Enlaces".

En ninguno de estos casos se contempla las diferencias operacionales que presentan entre sí los casos de los ramales de salida y de entrada desde y a carreteras con diversas velocidades de proyecto.

Estas simplificaciones son válidas, pero si se pretende permitir trazados de menor costo que en los países con mayores medios, se hace preciso aplicar algún criterio que permita afinar la elección de la Velocidad de Proyecto de los ramales.

El presente Volumen mantiene en la Tabla 3.504.203(2).A velocidades de proyecto en función del tipo de ramal, de las velocidades específicas de las carreteras y, lo que es muy importante, atendiendo a si éste es de salida o de entrada respecto de la carretera principal. Esto último se toma en cuenta, porque el caso de un ramal de salida desde una carretera de velocidad mayor hacia otra vía o punto de velocidad inferior, no es igual al caso inverso.

Efectivamente, al usuario que circula a baja velocidad no le significa molestia ni peligro entrar a un ramal de velocidad igual o inferior a la suya, estando dispuesto a incrementarla en el momento oportuno para ingresar a la vía más rápida. En cambio, al vehículo rápido que sale le resulta mucho más notorio el cambio de velocidad impuesto por un ramal de baja Velocidad de Proyecto, pudiéndose dar el caso de desacato a la señalización o de mal uso de las pistas de deceleración.

Por esto la citada Tabla contiene valores para las velocidades de proyecto de ramales distintos para cada par de velocidades específicas de las vías, según sea el sentido del ramal. Esto permite trazados de menor costo en los ramales que discurren desde V_p bajas hacia V_p altas y trazados que son los habituales en otros países para el caso opuesto.

Ejemplo de utilización (con interpolaciones): sea un ramal semidirecto que sale desde una carretera con $V_p = 90$ km/h y llega a una de 70 km/h.

En la columna de la izquierda (ORIGEN) aparecen los valores 80 y 100 y en la fila superior (DESTINO), para el caso de ramales semidirectos, aparecen 60 y 80. Los valores de V_{pR} (Velocidad de Proyecto del Ramal) entre los que hay que interpolar son: 45, 50, 60 y 60, que aparecen en el recuadro segmentado de la Tabla 3.504.203(2).A.

La VpR mínima deseable será $(45 + 50 + 60 + 60) / 4 = 55$ km/h, debiendo usarse valores mayores siempre que sea posible. Nótese que el caso contrario, o sea, un ramal que va desde Vp = 70 km/h a Vp = 90 km/h resulta de VpR = 45 km/h.

Si el ramal fuera de doble sentido, se consideraría el sentido 90 - 70 que es el más exigente

Por último, cabe hacer notar que en ramales largos, en los que se pueda efectuar un trazado con distintas curvas, la velocidad VpR puede ser menor, siempre que en la zona próxima a la salida desde la carretera más importante (o de enlace a ella) se respete el trazado mínimo impuesto por esta norma. Esto es particularmente aplicable al caso de un ramal que accede a una intersección a nivel con condición de parada, donde VpR es nula.

En ramales cortos con condición de parada, se utilizan los valores correspondientes a Vp = 40 de la fila superior, proveyendo de la distancia suficiente para detenerse en el punto requerido.

TABLA 3.504.203(2).A
VELOCIDADES DE PROYECTO MINIMAS EN RAMALES DE ENLACE

Vp Carretera de Destino km/h	Directos Import. entre Autopistas			Directos					Semidirectos					Lazos	
	80	100	120	40	60	80	100	120	40	60	80	100	120	40-80	100-120
Vp Carretera de Origen km/h	40	-	-	-	30	30	35	40	-	30	30	35	40	25	30
	60	-	-	-	30	35	40	45	50	30	35	40	45	30	35
	80	60	65	70	45		50	55	60	40	45	50		35	
	100	70		80	70					60			40		
	120	80	90	100	80					70					50

Nota 1: Si el ramal es de doble sentido, se aplica el valor que corresponde al sentido más exigente.

Nota 2: El cuadro destacado contiene los valores usados en el ejemplo usado en el texto.

Los valores de la Tabla 3.504.203(2).A son valores mínimos que no deben utilizarse en forma independiente de la demanda que se ejercerá sobre los ramales. No considerar en la selección de una Velocidad de Proyecto para un ramal la cantidad y tipo de vehículos que lo solicitarán puede conducir a graves situaciones de congestión. Por ello, la Dirección de Vialidad exigirá un análisis de capacidad cuando estime que las características de la demanda, combinada con la geometría en planta y elevación del ramal, hagan temer la saturación del mismo.

3.504.203(3) Alineaciones en Ramales. El eje en planta de un ramal de enlace, al igual que un ramal de intersección o de una carretera, estará constituido por una secuencia de alineaciones rectas y curvas, empalmadas tangencialmente entre sí mediante curvas de acuerdo circulares de radios intermedios o mediante clotoides.

El trazado en planta de un ramal de enlace se puede asimilar al de un ramal largo de una intersección, puesto que ambos implican trazados en elevación independientes y, por lo tanto, es preciso compatibilizar sus empalmes con las vías de origen o destino atendiendo a sus características individuales.

La Tabla 3.504.203(3).A, resume los valores mínimos absolutos de radios de curvatura de arcos circulares en ramales de enlace para velocidades de proyecto desde 25 km/h hasta 100 km/h. Estos valores provienen de las Tablas 3.404.304.A para velocidades hasta 65 km/h y de la Tabla 3.203.302.B para velocidades iguales o mayores que 70 km/h, siendo estos últimos los correspondientes a caminos y carreteras en campo abierto, habiéndose adoptado en este caso un peralte de 8% para Vp= 70 km/h y la expresión $R_{MIN} = Vp^2 / 127(p_{máx} + t_{máx})$.

TABLA 3.504.203(3).A
RADIOS MINIMOS ABSOLUTOS CON PERALTES MAXIMOS EN RAMALES DE ENLACE

V _p Ramal (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	90	100
t _{max} %	31,0	28,0	25,0	23,0	21,0	19,0	18,0	17,0	16,0	14,9	12,2	11,4	10,5
p _{max} %	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
R _{min} adoptado	15	20	30	40	55	75	90	120	140	170	250	330	425

Toda vez que sea posible, resulta conveniente emplear los radios y peraltes deseables que se entregan en la Lámina 3.404.602.A para velocidades menores o iguales que 65 km/h y los conceptos expuestos en 3.203.303 "Curvas Horizontales con Radios sobre los Mínimos" para V_p ≥ 70 km/h.

3.504.203(4) Curvas de Acuerdo. Como se dijo, las alineaciones sucesivas, con distintos radios de curvaturas, deberán ser empalmadas mediante curvas de acuerdo, que podrán ser arcos circulares o clotoides.

Es aplicable, en el caso de ramales de enlace, todo lo dicho en el Numeral 3.404.305 relativo a este tema para el caso de las intersecciones. Sin embargo, al no existir limitaciones prácticas para el uso de clotoides, éstas deberán preferirse a las curvas de acuerdo circulares, por motivos funcionales.

A continuación, en la Tabla 3.504.203(4).A, se resumen los valores de los parámetros mínimos (A_{min}) de las clotoides de transición según sea el caso de su utilización. Estos valores provienen de las Tablas 3.404.305(2).A (V_p ≤ 70 km/h) y para ≥ 70 km/h de la Lámina 3.203.403(1).A considerando Anormal.

La combinación en planta de diversos elementos de trazado pueden dar origen a curvas en ovoides y otras han sido tratadas en 3.203.5.

TABLA 3.504.203(4).A
PARAMETROS MINIMOS DE CLOTOIDES
(A mín - V_p ≤ 60 km/h) y (Anormal - V_p ≥70 km/h)

V _p Ramal (km/h)	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
R _{min} (m)	25	35	45	60	75	90	120	170	250	330	425
A _{min} (m)	20	30	35	40	50	60	70	100	130	150	175

3.504.204 Anchos de Calzadas y Bermas. Los anchos de calzada para ramales de enlace son los mismos que para ramales de intersecciones. Véase Tabla 3.404.306(2).A.

Sin embargo, por ser los primeros de longitudes generalmente mayores, es conveniente prever bermas que faciliten detenciones ocasionales o resguardo a los conductores vacilantes que reducen sus velocidades por efecto de cualquier desorientación que les produzca la mayor complejidad del dispositivo que están usando. En la Tabla 3.504.204.A se dan los anchos mínimos de bermas izquierda y derecha para calzadas de una y dos pistas, según sea la Velocidad de Proyecto de las mismas.

Si los terraplenes son altos y/o las lluvias abundantes, el tratamiento de las bermas y la colocación de soleras en sus márgenes externos es recomendable. En general, si el tránsito es importante o la Velocidad de Proyecto elevada, las bermas deberán ser tratadas superficialmente o pavimentadas.

**TABLA 3.504.204.A
BERMAS MINIMAS EN RAMALES DE ENLACE**

	ANCHO MINIMO (m) EN RAMALES DE 1 PISTA		ANCHO MINIMO (m) EN RAMALES DE 2 PISTAS		
	Vp ≤ 70 km/h	Vp > 70 km/h	1 Sentido (Ramales entre Autopistas)	2 Sentidos	
				Vp ≤ 70 km/h	Vp > 70 km/h
DERECHA	1,50 (1,20)	2,00 (1,20)	2,00 (1,20)	1,50 (1,20)	2,00 (1,20)
IZQUIERDA	0,60	1,00 (0,60)	1,00 (0,60)		

(1) Al existir siempre una berma, no rigen las limitaciones de la Tabla 3.404.306(2).A por soleras elevadas.

(2) Los valores entre paréntesis corresponden a los anchos de berma mínimos cuando no se prevén detenciones y se utilizan soleras.

(3) Estos valores no incluyen SAP mínimo de 0,5 m.

3.504.205 Transiciones de Ancho. Es frecuente, dentro de un mismo ramal de enlace, encontrar alineaciones que requieran distintos anchos de pavimento. Cuando esto ocurre, la transición de un ancho a otro se resuelve a lo largo de la curva de acuerdo, en forma lineal.

En caso de presentarse transiciones de ancho correspondiente al paso del caso II ó III de la Tabla 3.404.306(2).A al caso I de la misma, éstas se realizan en distancias que aparecen en la Tabla 3.404.405(3).A.

Las transiciones de anchos en las zonas de empalmes y en las pistas de cambio de velocidad fueron abordadas en los Numerales 3.404.307(2) y (3).

Cuando existe una transición de ancho de calzada conjuntamente con una transición de peraltes, los bordes alejados del eje de giro de peraltes configuran, en elevación, una curva parabólica. Se acepta aproximar esta curva a una recta entre sus valores extremos.

3.504.206 Empalmes de Ramales y Pistas de Cambio de Velocidad. Las pistas de aceleración y deceleración en enlaces presentan las mismas características ya anotadas para intersecciones, en el Numeral 3.404.307.

A continuación se resume las referencias más útiles.

- Formas básicas: Lámina 3.404.307(1).A
- Pista de Aceleración Tipo: Lámina 3.404.307(2).A
- Longitudes de Pistas de Aceleración: Tabla 3.404.307(2).A.
- Correcciones por pendiente para pistas de aceleración: Tabla 3.404.307(2).B.
- Pista de Deceleración Tipo Directa: Lámina 3.404.307(3).A.
- Pista de Deceleración Tipo en Paralelo: Lámina 3.404.307(3).B.
- Angulo de Incidencia de Pista de Deceleración Directa: Tabla 3.404.307(3).A.
- Largos de Cuña de Pistas de Deceleración: Tabla 3.404.307(3).B.
- Longitudes de Zona Deceleración; valores para $i = 0$: Láminas 3.404.307(3).A y B

Cabe agregar, sin embargo, algunas recomendaciones especialmente válidas para los empalmes y pistas de cambio de velocidad de los enlaces, que por lo general aparecen asociadas a las estructuras de cruce de las carreteras. Es frecuente que existan empalmes de ramales, ya sea de salida o entrada, situados en las proximidades de las estructuras, lo cual produce dos inconvenientes: la visibilidad de los usuarios puede ser limitada por los estribos, pilares y protecciones de las estructuras, o éstas pueden necesitar ampliaciones, en ancho o luz, para prolongar sobre o bajo ellas las pistas de aceleración o deceleración.

Por otra parte, alejar los empalmes de las estructuras para no tener estos inconvenientes resulta frecuentemente antieconómico o antifuncional, al aumentar las superficies involucradas por el trazado de los ramales y aumentar el recorrido de los vehículos.

En los empalmes posteriores a las estructuras se recomienda dejar una distancia suficiente para que los conductores que pretenden salir de la carretera de paso puedan percibir la singularidad con antelación e iniciar las maniobras pertinentes, o para que los que entran a ella puedan tener suficiente retrovisión para la operación de ingreso.

Las distancias mínimas que se recomiendan son de 80 metros para velocidades de proyecto de la carretera entre 60 y 80 km/h y 120 metros para velocidades entre 90 y 120 km/h.

Los empalmes anteriores a las estructuras no tienen que estar tan distantes de ellas, ya que la situación, por lo general, no lesiona la visibilidad. En este caso, la separación se elige según las características del proyecto.

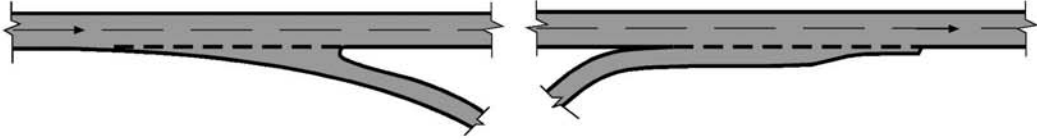
3.504.207 Terminales Sucesivos. Cuando son necesarias entradas y salidas sucesivas en un tramo de carretera se generan interferencias entre las sucesivas pistas de cambio de velocidad y/o dificultades de maniobra tanto para el tránsito de paso como para el que gira. Además, se generan problemas de señalización en el caso de empalmes de salida que se suceden.

En la Lámina 3.504.207.A se muestra distintas soluciones para el proyecto de empalmes sucesivos. Son preferibles aquellas configuraciones en las que salidas y entradas aparecen en este mismo orden (Figura A). Sin embargo, cuando es necesario lo contrario aparecen una serie de posibilidades para el tratamiento de la situación.

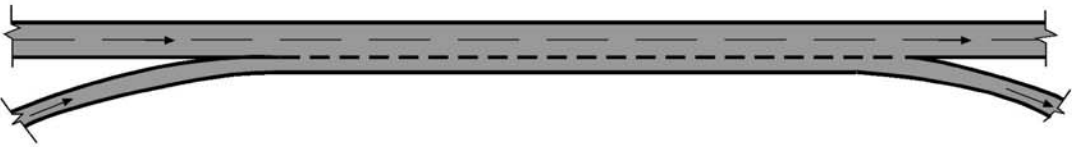
En la Figura B se muestra el caso relativo a los tramos de trenzado; aquí las pistas de cambio de velocidad empalman entre sí, generando un tramo de ese tipo.

En la Figura C se muestra una solución cuando la entrada es seguida por una salida muy próxima, al punto que sus pistas de cambio de velocidad deben extenderse hacia cada lado de los empalmes. La isla divisoria dispuesta pretende minimizar las interferencias que produce el insuficiente tramo de trenzado en las pistas de paso. En el ejemplo, la isla (de preferencia con solera) está separada de la pista de paso por una distancia equivalente a la berma, que es lo deseable, y también está distante de la pista auxiliar. Esta última distancia no debe ser inferior a 0,60 m.

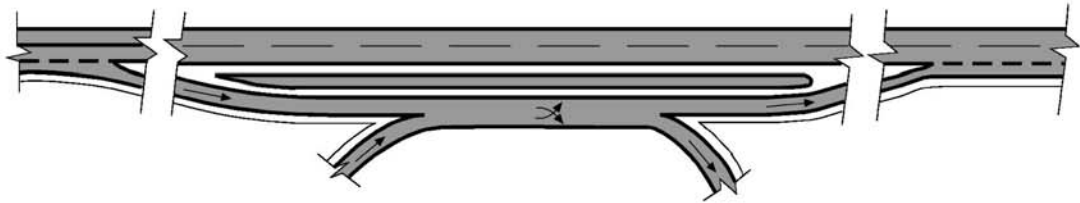
A



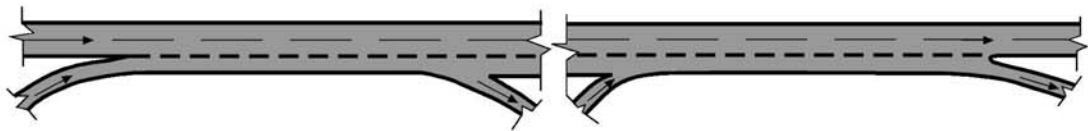
B



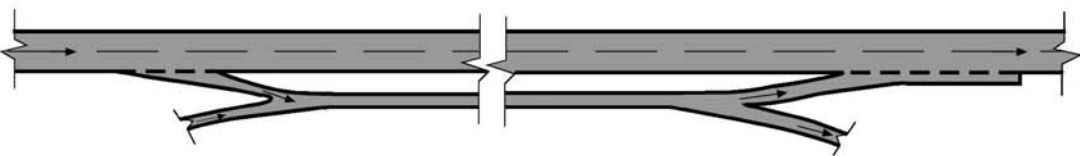
C



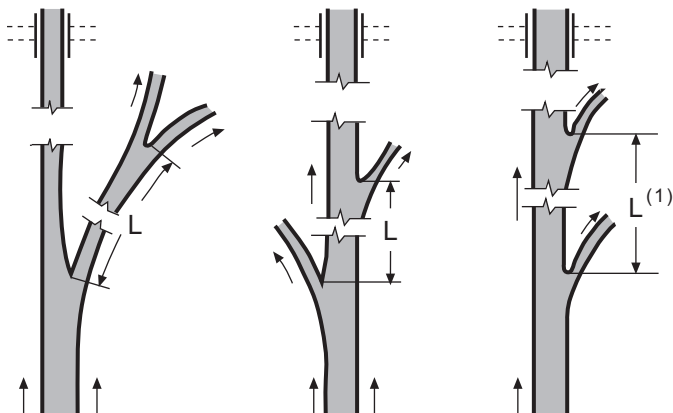
D



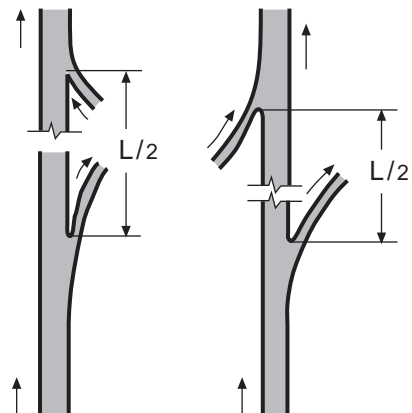
E



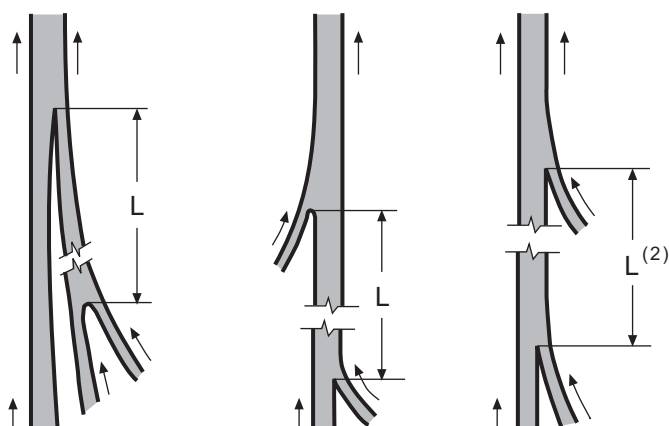
EMPALMES SUCESSIVOS
DE SALIDAS



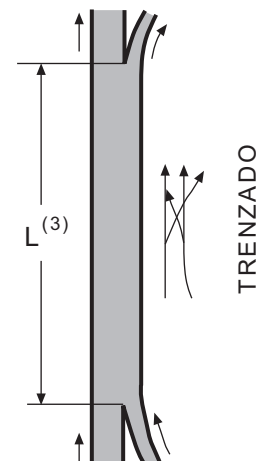
EMPALMES SUCESSIVOS DE
SALIDA Y ENTRADA



EMPALMES SUCESSIVOS
DE ENTRADA



EMPALMES SUCESSIVOS DE
ENTRADA Y SALIDA



- (1) L como en la Tabla, pero no inferior a L_T según Numeral 3.404.307(3)
 (2) L como en la Tabla, pero no inferior a L_T según Numeral 3.404.307(2)
 (3) L como en la Tabla, pero no inferior a Long. de trenzado (Numeral 3.402.305(2))

DISTANCIAS "L" ENTRE EMPALMES SUCESSIVOS				
	Vp (carretera)			
	< 60 km/h	70 - 80 km/h	90 - 110 km/h	120 km/h
L (m) Mínimo	60	120	150	200
L (m) Deseable	120	200	250	300

En la Figura D se muestra una sucesión de empalmes (entrada-salida-entrada-salida) en que se han unido las pistas de cambio de velocidad (trenzado) para constituir una pista continua.

Por último, en la Figura E se muestra la solución ideal a estos problemas, cual es la provisión de una calzada Colectora-Distribuidora (C-D), a la que se debe acudir cuando grandes volúmenes de tránsito son esperados y no se desea afectar la operación en la calzada principal. Ver Numeral 3.503.305(2).

Las dificultades mencionadas anteriormente, presentes en estos esquemas en mayor o menor grado, así como en otros no detallados en la Lámina 3.504.207.A, deben ser limitadas mediante una separación mínima entre los empalmes sucesivos. En la Lámina 3.504.207.B se diagrama los casos más posibles de terminales combinados y se define las longitudes mínimas entre sus narices.

3.504.3 DEFINICION DE LA ELEVACION

El trazado en elevación de los ramales de un enlace es similar al de los ramales largos de una intersección, tratados en el Numeral 3.404.503, y ejemplificados, en lo relativo a sus empalmes, en Lámina 3.404.503(2).A.

Cabe hacer notar que en los enlaces, por lo general, es preciso resolver diferencias de cota importantes, muchas veces en desarrollos relativamente cortos, cosa que no ocurre normalmente en las intersecciones.

En la Tabla 3.504.3.A se encuentran los valores mínimos de los parámetros de las curvas de acuerdo vertical cóncavas y convexas y sus longitudes mínimas. Asimismo, se da los máximos valores de la pendiente i (+ y -) en ramales de enlace. Todo ello en función de la Velocidad de Proyecto.

**TABLA 3.504.3.A
PARAMETROS MINIMOS ABSOLUTOS
PARA EL PROYECTO EN ELEVACION DE RAMALES**

Vp (km/h)	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	90	100
Distancia (m) De Visibilidad de Parada	20	25	31	38	44	52	60	70	80	90	115	145	175
Kv (m) convexo*	300	300	300	400	525	700	900	1200	1500	1800	3000	4700	6850
Kc (m) cóncavo	300	400	450	500	800	1000	1200	1400	1600	1900	2600	3400	4200
L (m) Mínimo*	15	20	20	22	25	28	32	35	40	50	60	80	100
Inclinaciones Máximas de rasante (%)	± 8,0	± 8,0	± 8,0	± 7,0	± 7,0	± 7,0	± 6,5	± 6,0	± 6,0	± 5,5	± 5,0	± 4,5	± 4,0

* Para los acuerdos vecinos a los empalmes se debe usar los valores correspondientes a Vp 10 km/h superiores.

Nota 1: Los parámetros mínimos recomendables para una Vp dada son aquellos correspondientes a Vp 10 km/h superiores.

Nota 2: En lugares donde se prevean formaciones de hielo, las pendientes no deberán exceder 6%.

Nota 3: En ramales Vp < 40 km/h, en bajada, se aceptará excepcionalmente pendientes de -10% si no es zona de hielo.

Es conveniente evitar los mínimos absolutos y recurrir a los mínimos recomendados (los valores correspondientes a la V_p 10 km/h superior) siempre que se pueda, especialmente en los ramales directos o semidirectos, cuyo desarrollo suele permitirlo.

Se recalca que los parámetros mínimos absolutos para los acuerdos verticales vecinos a los empalmes de salida y entrada son aquellos tabulados para las velocidades de proyecto 10 km/h superiores. Esta exigencia también es válida para las longitudes mínimas absolutas de dichos acuerdos. Con respecto a la visibilidad, es importante que la distancia de visibilidad, hasta la nariz del empalme de salida y desde la nariz del empalme de entrada, sea igual o superior a 1,2 veces la distancia de visibilidad de parada correspondiente a la Velocidad de Proyecto del ramal.

También se insiste que estos valores mínimos absolutos deben ser justificados, y que el número de pistas de los ramales afectados por tales mínimos debe ser analizado desde el punto de vista de la capacidad.

3.504.4 DEFINICION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

3.504.401 Aspectos Generales. Calzadas, bermas, cunetas, soleras y protecciones son los elementos principales que se unen a las condiciones del terreno (taludes de corte y terraplén) para definir las secciones transversales de un ramal. Ocasionalmente pueden aparecer medianas que serán tratadas como islas divisorias (3.404.402(3), 3.404.403 y 3.404.404).

De estos elementos, hay que definir las formas, dimensiones, inclinaciones o ubicaciones que se ajusten a los antecedentes del proyecto.

Cunetas y taludes no serán abordados en el presente Capítulo, por quedar fuera de su ámbito de competencia; los anchos de calzada y bermas han sido expuestos en los Numerales 3.504.204 y 3.504.205, por ser necesarios para la definición en planta del enlace.

Por consiguiente, en el presente Tópico se verá aquellos asuntos no tratados anteriormente y se hará las oportunas referencias a otras partes de este Volumen.

3.504.402 Peraltes, sus Transiciones y Aristas entre Superficies. Los peraltes deseables que van asociados a radios de curvaturas y velocidades específicas resultan de las mismas teorías y consideraciones planteadas para ramales de intersecciones y consignados en la Lámina 3.404.602.A para $VP < 65$ km/h y en la Lámina 3.203.303(1).A para $VP > 65$ km/h.

Las transiciones de peraltes en los ramales de enlace se abordan igual que en el caso de las intersecciones, por lo que los valores de la Tabla 3.404.603.A son válidos para las pendientes longitudinales aceptables de bordes de calzadas con respecto a la del eje de replanteo.

De igual manera, rigen para estos ramales los valores de la Tabla 3.404.604.A relativos a la máxima diferencia algebraica entre pendientes transversales de superficies adyacentes, medidas en su arista común.

En los ramales de enlace, al igual que en los de intersecciones, se recomienda que las superficies pavimentadas que anteceden a la nariz de los empalmes (puntas) tengan una inclinación transversal igual a la calzada de paso, constituyendo con ella una plataforma continua y de más fácil materialización.

Sin embargo, en estos ramales se puede presentar, con mayor frecuencia que en los de intersecciones, la necesidad de adecuar esta inclinación para mejorar el trazado de los perfiles longitudinales, cuyas pendientes en sus extremos iniciales y finales dependen en alguna medida del tratamiento que se dé a la punta en cuestión.

Cuando esto se haga, será preciso tener en cuenta, además de los imperativos que se desprenden de las necesidades de pendiente mínima de drenaje (1% en cualquier dirección), que esta zona puede ser invadida por algunos vehículos, lo que obliga a limitar su pendiente a 8% y a no exceder los valores de la Tabla 3.404.604.A para las aristas entre ella y las pistas adyacentes.

Si la pendiente transversal de la punta no continúa la de la calzada de paso, puede acompañar a la del ramal, o mantener la de alguna de las bermas que llegan a ella. En todo caso, la transición de la pendiente de estas últimas debe hacerse en un mínimo de veinte metros.

En el caso de ramales semidirectos, puede convenir utilizar contraperaltes por razones de drenaje superficial. En tal caso, pueden usarse las relaciones entre V_p y Radios Límite en Contraperalte (RLC) de la Tabla 3.404.703(6).A para velocidades inferiores a 60 km/h y los valores de la Tabla 3.203.303(3).A para velocidades iguales o superiores a 60 km/h.

3.504.403 Secciones Transversales Tipo en Ramales. En la Lámina 3.504.403.A se muestra el tratamiento recomendado para combinar los peraltes de calzada y de las bermas en los distintos tipos de ramales.

Estas secciones son válidas, con los valores de peralte igual a 2% para tramos en recta. No es conveniente usar bombeos, salvo en el caso de un ramal muy largo en el que ello signifique una economía computable, o en el caso de paso por sobre una estructura cuyo tablero deba ser diseñado de tal manera.

Por ser raro el caso de tramos rectos de longitudes significativas en los ramales de enlace, es generalmente más práctico continuar con la inclinación única de una sección a otra, según las normas de transiciones de peralte ya enunciadas.

La sección tipo de un ramal puede contemplar la existencia de soleras y/o barreras de contención, a uno o ambos lados exteriores de las bermas. Los anchos de la calzada y bermas según el radio de las curvas y tipo de maniobra prevista, se ajustarán a lo establecido en 3.404.306.

Las soleras son recomendables cuando la zona es lluviosa y el ramal discurre en un terraplén susceptible a daños provocados por el derrame libre del agua por sus taludes. En este caso, ellas conducen las aguas que escurren de la plataforma hacia bajantes especiales, lo cual disminuye la erosión de los taludes y minimiza los gastos de mantenimiento. En tal caso, la berma deberá ser tratada convenientemente.

Los Taludes de los Terraplenes y la oportunidad de uso de Barreras de Contención se regirá por lo establecido en 3.303.3. También son necesarias allí donde se desee proteger elementos externos al ramal. Estas barreras siempre deben ubicarse al exterior de la berma.

3.504.404 Secciones Transversales en Estructura. Los Ramales de Enlace, a su paso sobre estructuras, bajo ellas o por el interior de túneles, pueden ver afectadas sus secciones transversales. Estas alteraciones no deben afectar a las dimensiones de las calzadas. Se permiten reducciones del ancho de las bermas sólo en algunos casos y cuando se tengan puentes y túneles de longitudes superiores a ciertos valores.

3.504.404(1) Secciones Transversales Tipo en Puentes. Las diversas situaciones se tratan en detalle en el numeral 3.1003.101 del Capítulo 3.1000 "Puentes y Estructuras Afines", que incluye la Lámina 3.1003.101.A "Secciones Transversales Tipo de Puentes y Pasos Superiores" y la Tabla 3.1003.101.A "Anchos Mínimos de Tableros en Puentes y Pasos Superiores".

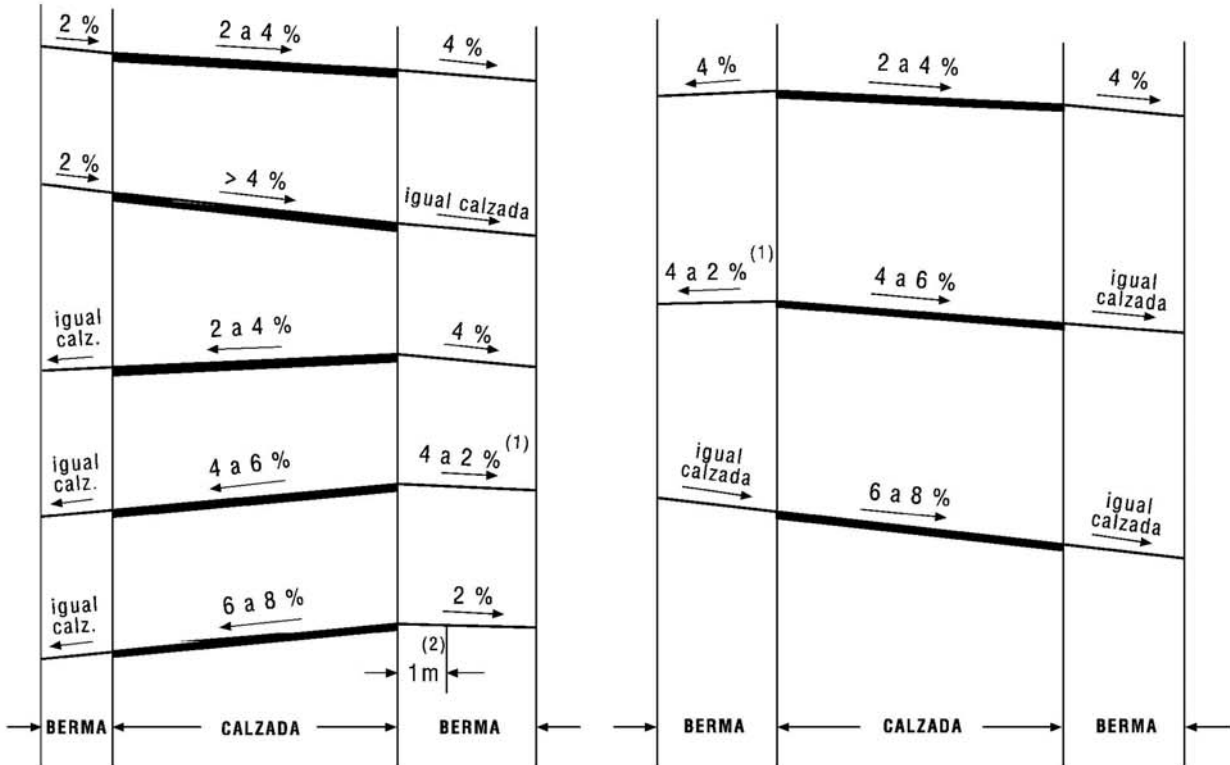
3.504.404(2) Secciones Tipo en Pasos Desnivelados. Las definiciones y características propias de estas estructuras se abordan en el numeral 3.1003.102, distinguiendo:

- Pasos Bajo Nivel (3.1003.102(1))
- Pasos Sobre Nivel (3.1003.102(2))

RAMALES DE DOS PISTAS

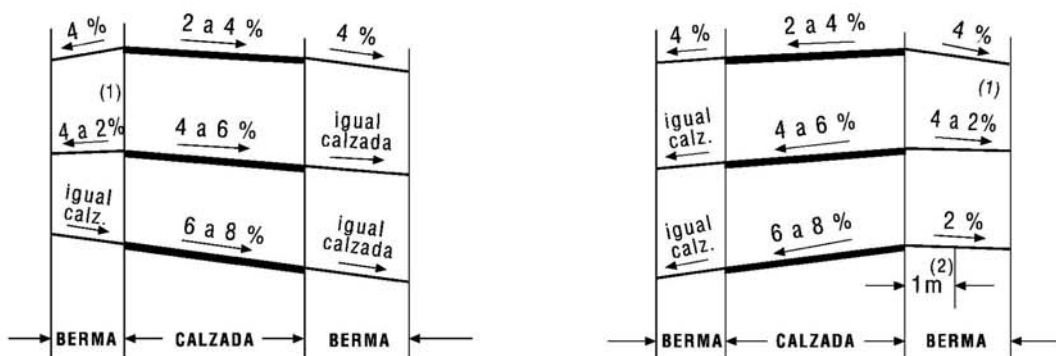
A. UNIDIRECCIONAL

B. BIDIRECCIONAL



ANCHO DE CALZADAS : CASO III TABLA 3.404.306 (2) A
ANCHO DE BERMAS : TABLA 3.504.204 A

RAMALES DE UNA PISTA



ANCHO DE CALZADA : CASO I TABLA 3.404.306(2) A
ANCHO DE BERMAS : TABLA 3.504.204 A

NOTA 1 : Suma de pendientes igual a 8%
NOTA 2 : Redondeo de la Arista

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.600

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BÁSICA Y DE LA PLATAFORMA

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO 3.600 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BÁSICA Y DE LA PLATAFORMA

SECCIÓN	3.601 ASPECTOS GENERALES
3.601.1	DEFINICIONES
3.601.2	INFRAESTRUCTURA
3.601.3	PAVIMENTOS
SECCIÓN	3.602 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA
3.602.1	ASPECTOS GENERALES
3.602.2	EFFECTO DEL AGUA EN EL SUELO
3.602.201	Tipo de Agua actuando en el Suelo
3.602.202	Cambios de Volumen
3.602.203	Cambio de Cohesión
3.602.204	Cambio en la Estabilidad Mecánica
3.602.205	Cambio en las Presiones Efectivas
3.602.3	ESTABILIDAD DE CORTES
3.602.301	Desprendimientos
3.602.302	Deslizamientos
3.602.303	Flujos
3.602.304	Erosión en Taludes
3.602.305	Protección de Taludes de Corte
3.602.4	ESTABILIDAD DE TERRAPLENES
3.602.401	Erosión y Deslizamientos Locales
3.602.402	Corrimientos en Laderas
	<i>(1) Metodología para el Cálculo de Muro Geotextil</i>
3.602.403	Densificación de los Rellenos
3.602.404	Asentamiento por Consolidaciones
	<i>(1) Consolidación Unidimensional</i>
	<i>(2) Aumento de las Presiones Bajo Terraplén</i>
	<i>(3) Ejemplo Cálculo del Asentamiento por Consolidación</i>
3.602.405	Flujo Plástico y/o Falla por Corte
	<i>(1) Propiedades del Suelo Blando – Resistencia al Corte</i>
	<i>(2) Distribución de los Esfuerzos Cortantes</i>
	<i>(3) Falla por Aplastamiento en Estrato Blando de poco Espesor</i>

- 3.602.406 Asentamiento Dinámico y Licuefacción**
(1) Geomorfología
(2) Granulometría
(3) Estratigrafía
(4) Métodos Basados en Mediciones de Sondajes y Modelos de Laboratorio
a) Método Japonés
b) Método NYSDOT
c) Probabilidad de Licuefacción de un Estrato
d) Riesgo de Daños en la Superficie
e) Severidad de Daños Esperados en la Superficie
f) CPT
(5) Consolidación por Sismo
(6) Análisis Sísmico de Terraplenes (NYSDOT)
- 3.602.407 Cimentación de Terraplenes en Suelos Inestables**
(1) Mejoramiento del Suelo de Cimentación
(2) Mejoramiento del Comportamiento del Terraplén
(3) Reemplazo de Suelo de Cimentación
- 3.602.5 COMPACTACIÓN DE SUELOS**
- 3.602.501 Factores Principales que determinan el grado de Compactación**
(1) Efectos del Agua
(2) Energía de Compactación
(3) Tipo de Suelo
- 3.602.502 Compactación de Laboratorio**
- 3.602.503 Formas de Compactación**
(1) Compactados por Amasado – Rodillo Pata de Cabra
(2) Compactación por Presión – Rodillos Lisos y Neumáticos
a) Rodillos Lisos
b) Rodillos Neumáticos
(3) Compactación por Impacto o Vibración
(4) Compactación por Métodos Mixtos.
- 3.602.504 Recomendaciones Generales sobre el uso de Equipos Compactadores**
- 3.602.505 Control de Compactación**
(1) Medición de Densidades
(2) Medición de Penetración
(3) Especificación del tipo de Compactación y Modo de Empleo
(4) Rodillo Especial de Prueba

SECCIÓN 3.603 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

- 3.603.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE DISEÑO**
- 3.603.101 Alcances**
- 3.603.102 Métodos de Diseño**
- 3.603.103 Método AASHTO**
- 3.603.104 Método para Tratamientos Superficiales**
- 3.603.105 Algunos Criterios de Diseño**
(1) Concepto Integral de un Buen Diseño
(2) Módulo Resiliente
(3) Módulos Elásticos de Capas Sucesivas
(4) Profundidad a que Afectan las Solicitaciones
(5) Asfaltos Elastoméricos
(6) Localización de materiales

3.603.2	CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO
3.603.201	Objetivos y Alcances
3.603.202	Tránsito <i>(1) Generalidades</i> <i>(2) Factor de Ejes Equivalentes</i> <i>(3) Tránsito Medio Diario Anual (TMDA)</i> <i>(4) Tasas de Crecimiento</i> <i>(5) Factor de Pista de Diseño</i>
3.603.203	Comportamiento del Pavimento (Integridad)
3.603.204	Confiabilidad <i>(1) Definiciones</i> <i>(2) Criterios para Seleccionar la Confiabilidad</i>
3.603.205	Subrasante <i>(1) Consideraciones Generales</i> <i>(2) Prospección de Suelos en Caminos Nuevos</i> <i>(3) Prospección para Rehabilitación de Pavimentos</i>
3.603.206	Drenaje
SECCIÓN	3.604 DISEÑO DE PAVIMENTOS NUEVOS
3.604.1	PAVIMENTOS FLEXIBLES
3.604.101	Consideraciones Generales
3.604.102	Serviciabilidad
3.604.103	Solicitaciones
3.604.104	Confiabilidad
3.604.105	Módulos Resilientes y Elásticos <i>(1) Relaciones CBR – Módulo Resiliente</i> <i>(2) Módulo Elástico de un Sistema Bicapa</i> <i>(3) Sistematización del Análisis de la Información de la Prospección de Suelos</i> <i>(4) Módulo Resiliente de Diseño</i> <i>(5) Ejemplo de cálculo del MR</i>
3.604.106	Coeficientes de Drenaje
3.604.107	Coeficientes Estructurales
3.604.108	Estructuración de las Capas <i>(1) Número Estructural Total (NE_T)</i> <i>(2) Número Estructural Mínimo (NEM) de las Capas Asfálticas</i>
3.604.2	PAVIMENTOS RÍGIDOS
3.604.201	Consideraciones Generales
3.604.202	Ecuaciones de Diseño
3.604.203	Serviciabilidad
3.604.204	Ejes Equivalentes Solicitantes
3.604.205	Confiabilidad
3.604.206	Módulo de Reacción de la Subrasante <i>(1) Correlaciones para Suelos Finos (A-4 a A-7, según clasificación AASHTO)</i> <i>(2) Rangos de valores de k para Suelos Granulares</i> <i>(3) Correlaciones con el CBR</i> <i>(4) Determinación Mediante Ensayes con Placa de Carga</i> <i>(5) Ajustes para Diseño</i> <i>(6) Sistematización del Análisis de la Información de la Prospección de Suelos</i> <i>(7) Módulo de Reacción de la Subrasante de Diseño</i> <i>(8) Ejemplo de Cálculo del k</i>

3.604.207	Resistencia a la Flexotracción y Módulo de Elasticidad del Hormigón
3.604.208	Módulo de Elasticidad y Coeficiente de Fricción de la Base
3.604.209	Factor de Ajuste por Tipo de Berma
3.604.210	Temperaturas y Precipitaciones
3.604.211	Estructuración
3.604.212	Determinación de Espesores <i>(1) Tensión de Tracción Máxima en la Losa con Carga de Borde, Considerando el Efecto de la Temperatura</i> <i>(2) Tensión de tracción máxima en la losa para una condición de carga de borde, considerando efecto de temperatura, en las condiciones de la Prueba AASHO.</i> <i>(3) Verificación del Escalonamiento sin Barras de Traspaso de Cargas</i> <i>(4) Verificación por Carga de Esquina</i>
3.604.213	Verificación del Escalonamiento con Barras de Traspaso de Cargas en las Juntas
3.604.214	Diseño de las Juntas
3.604.3	TRATAMIENTOS SUPERFICIALES
3.604.301	Consideraciones Generales
3.604.302	Cálculo del Índice Estructural <i>(1) Ejes equivalentes</i> <i>(2) Coeficiente de variación</i> <i>(3) Índice estructural</i>
3.604.303	Caracterización de la Subrasante <i>(1) CBR de Diseño</i> <i>(2) Ejemplo de Cálculo del CBR de Diseño</i>
3.604.304	Diseño de la Estructura <i>(1) Espesor mínimo de recubrimiento</i> <i>(2) Estructuración</i>
3.604.305	Ejemplo
3.604.4	PAVIMENTOS PARA LA ZONA NORTE
3.604.401	Alcances
3.604.5	PENETRACIÓN DE HELADAS EN PAVIMENTOS
3.604.501	Generalidades
3.604.502	Profundidad de Penetración de las Heladas
3.604.503	Índice de Congelamiento
3.604.6	ESTABILIZACIÓN QUÍMICA
3.604.601	Generalidades
3.604.602	Estabilización de materiales para conformar Bases y Subbases <i>(1) Definición y requerimientos de laboratorio</i> <i>(2) Diseño de espesor de capa estabilizada químicamente</i>
3.604.603	Estabilización de subrasante <i>(1) Definición y requerimientos de laboratorio</i>
SECCIÓN	3.605 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS
3.605.1	CRITERIOS BÁSICOS
3.605.101	Alcances
3.605.102	Diagnóstico <i>(1) Antecedentes</i> <i>(2) Balizado</i> <i>(3) Monografía</i> <i>(4) Informe de Diagnóstico</i>

- 3.605.103 Consideraciones Importantes para el Diseño de Recarpeteos**
 - (1) Reparaciones previas*
 - (2) Reflexión de Grietas*
 - (3) Ejes Equivalentes Solicitantes*
 - (4) Drenaje*
 - (5) Ensanches*
- 3.605.104 Evaluación del Pavimento Existente**
 - (1) Tramos Uniformes*
 - (2) Condición funcional*
 - (3) Condición Estructural*
 - a) Método basado en una inspección visual complementada con ensayos de los materiales*
 - b) Método basado en ensayos no destructivos*
- 3.605.2 RECARPETEOS ASFÁLTICOS SOBRE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**
- 3.605.201 Factibilidad Técnica**
- 3.605.202 Reparaciones Previas**
- 3.605.203 Espesor del Recarpeteo**
 - (1) Establecer las Solicitaciones*
 - (2) Caracterizar la Subrasante*
 - (3) Determinar el Número Estructural Efectivo*
 - (4) Determinar el Número Estructural Total Requerido*
 - (5) Número Estructural del Recarpeteo*
- 3.605.204 Espesores de Recarpeteo Usando Medidas de Deflexiones**
- 3.605.3 RECARPETEOS ASFÁLTICOS SOBRE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN**
- 3.605.301 Factibilidad Técnica**
- 3.605.302 Reparaciones Previas**
- 3.605.303 Espesor del Recarpeteo**
 - (1) Establecer las Solicitaciones*
 - (2) Caracterizar la Subrasante*
 - (3) Transformar el Pavimento de Hormigón a un Número Estructural Efectivo Equivalente*
 - (4) Determinar el Número Estructural Total Requerido*
 - (5) Número Estructural del Recarpeteo*
- 3.605.4 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS CON PAVIMENTOS DE HORMIGÓN**
- 3.605.401 Factibilidad Técnica**
- 3.605.402 Reparaciones Previas**
- 3.605.403 Espesor del Recarpeteo**
 - (1) Establecer las Solicitaciones*
 - (2) Caracterizar la Subrasante*
 - (3) Calcular el Espesor de Losa Requerido*
- 3.605.5 REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN CON HORMIGÓN NO ADHERIDO**
- 3.605.501 Factibilidad Técnica**
- 3.605.502 Reparaciones Previas**
- 3.605.503 Espesor del Recarpeteo**
 - (1) Establecer las Solicitaciones*
 - (2) Caracterizar la Subrasante*
 - (3) Calcular el Espesor del Pavimento de Hormigón Requerido para el Tránsito Previsto (D_i)*
 - (4) Calcular el Espesor Efectivo de las Losas del Pavimento Existente (D_e)*
 - (5) Determinar el Espesor Necesario*
- 3.605.6 REPOSICIÓN CON LOSAS ADHERIDAS AL PAVIMENTO DE HORMIGÓN**

CAPITULO 3.600 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA BASICA Y DE LA PLATAFORMA

SECCION 3.601 ASPECTOS GENERALES

3.601.1 DEFINICIONES

La plataforma comprende el espacio destinado a las pistas de circulación, los sistemas de drenaje superficial y los elementos adyacentes de seguridad, tales como bermas y SAP; normalmente se considerará el espacio comprendido entre los bordes exteriores del SAP.; incluida la mediana, si se trata de carreteras con calzadas separadas. Bajo la Plataforma se distinguen la Superestructura, es decir el pavimento con todas sus capas estructurales y la Infraestructura u obra básica del camino. La superficie que las delimita es la Subrasante.

La infraestructura resulta de modificar el terreno natural, construyendo las obras necesarias para procurar una superficie adecuada donde apoyar la superestructura o pavimento. Comprende, por lo tanto, el movimiento de tierras, cortes y terraplenes y las obras de drenaje, necesarias para dar continuidad a los escurrimientos naturales y las que se requieren para asegurar la estabilidad general de la obra básica.

La superestructura o pavimento es un sistema formado por una o más capas, algunas tratadas, que se colocan sobre una subrasante terminada, con el propósito de distribuir hacia la subrasante las cargas impuestas por el tránsito y permitir por un periodo determinado, la circulación de vehículos en condiciones de comodidad y seguridad aceptables bajo variadas condiciones ambientales.

Debido a los requerimientos geométricos de una carretera, la infraestructura siempre estará conformada por variadas formaciones geológicas y rellenos artificiales de diferentes suelos. En los diseños debe siempre tenerse en consideración que la variabilidad de propiedades es una característica inherente a la obra básica, que dificulta la determinación de valores representativos de las condiciones que influyen en el comportamiento de la obra.

El diseño estructural de la obra básica y de la plataforma se refiere a una serie de actividades técnicas que permiten definir los procedimientos para construir terraplenes y cortes estables e identificar las características y dimensiones de las capas que conforman el pavimento. Los métodos y recomendaciones que se entregan corresponden a técnicas desarrolladas por la geología, la mecánica de suelos, a ensayos experimentales, modelos matemáticos calibrados con datos experimentales y experiencias, tanto nacionales como del exterior.

El término reposición se utiliza de manera amplia para referirse a toda la serie de actividades de diversa índole, que comprenden tanto intervenciones propias del mantenimiento, hasta las destinadas a reforzar o reemplazar una estructura existente, pero que tienen en común el objetivo mejorar la serviciabilidad del pavimento.

El recarpeteo se refiere a la colocación de una capa adicional de pavimento con el propósito de aumentar su capacidad estructural, aprovechando el aporte del pavimento existente.

En la reconstrucción se remueve el pavimento antiguo y se reemplaza por una nueva estructura, calculada para operar bajo las condiciones previstas para el futuro.

3.601.2 INFRAESTRUCTURA

En el Tópico 3.602.1 se presentan en forma ordenada los principales problemas que se suelen encontrar para materializar la obra básica de un trazado y se reseñan los procedimientos de diseño de la infraestructura, en especial para el movimiento de tierras y las técnicas y procedimientos que se utilizan para salvar las dificultades que más usualmente se dan en las obras.

El diseño de las infraestructuras enfrenta habitualmente problemas y condiciones de las más variada índole, de manera que resulta imposible que un Manual pueda cubrirlas en su totalidad. Consecuentemente, se ha procurado abordar las situaciones que más comúnmente se presentan y que

suelen ser solucionadas por técnicas conocidas y de probada eficacia; el diseño bajo condiciones no habituales o muy especiales, debe ser abordado por estudios específicos dirigidos por profesionales especializados.

Existen en el país zonas que se caracterizan por presentar condiciones o materiales de propiedades muy peculiares y que suelen ser habituales para los proyectos localizados en esas áreas pero que no tienen un alcance nacional. Tal es el caso, por ejemplo, de los suelos finos que se presentan en las áreas desérticas del norte del país (chucas), los limos de origen volcánico de las Regiones IX y X y la problemática que plantea la penetración de las heladas en las Regiones XI y XII y en la alta cordillera en el resto del país. Salvo el tema de la penetración de las heladas, en este Manual no se abordan esas situaciones, lo que no impide que para todos ellos existan o debieran desarrollarse técnicas que permitan diseños para utilizarlos de manera intensiva y económica.

3.601.3 PAVIMENTOS

Los métodos de diseño de pavimentos que se recomienda utilizar en este Manual son: el método AASHTO, versión de 1993, para el diseño de pavimentos flexibles, el mismo método AASHTO pero en su versión de 1998 para pavimentos rígidos y un procedimiento establecido en un estudio realizado por el Instituto de Investigación de Carreteras del Brasil con el apoyo de la Agencia Internacional para el Desarrollo y un Consultor privado, ambos de los Estado Unidos, para los tratamientos superficiales.

Lo anterior no significa que no puedan utilizarse, previa autorización de la Dirección de Vialidad, otros procedimientos de reconocida eficiencia. El uso de métodos alternativos no es sólo posible si no que es recomendable para situaciones especiales, así como para diseñar tratamientos superficiales en que se esperan tránsitos más o menos elevados y para corroborar o comparar resultados, en el caso de pavimentos rígidos y capas de rodadura flexibles.

El método AASHTO es el resultado de una prueba en una serie de circuitos construidos en el estado de Illinois, Estados Unidos. Por consiguiente, ha sido necesario complementarlo con modelaciones matemáticas adecuadamente calibradas, de manera de extrapolar los resultados obtenidos a zonas con características geográficas, climáticas y geotécnicas diferentes a las del lugar donde se realizó la prueba. Las ecuaciones de diseño incluyen varios modelos matemáticos así como ensayos especiales que tienen por objetivo dar a los resultados un grado adecuado de seguridad.

El procedimiento que se propone para diseñar tratamientos superficiales es el resultado de una investigación que combinó pruebas en caminos con mediciones de las propiedades de las estructuras que estaban siendo investigadas, de manera que es un típico ejemplo de un método empírico – mecanicista.

Los métodos de diseño señalados presentan, sin embargo, una característica que debe tenerse siempre presente; los resultados que se obtienen dependen en gran medida del diseñador; su experiencia y el grado de conocimiento que tenga de los alcances y limitaciones de los métodos, son fundamentales para lograr buenos resultados. Para ello deberá conocer cabalmente los conceptos implícitos en cada procedimiento, el comportamiento de algunos de los factores que intervienen en el proceso y entender los alcances y limitaciones de algunos modelos matemáticos que se utilizan para caracterizar mejor cada situación. Asimismo, esta forma de proyectar, obliga más que nunca a conocer perfectamente bien los criterios básicos, alcances y limitaciones que hay detrás de cada uno de los parámetros que intervienen en los cálculos. La Sección 3.603, Criterios para el Diseño de los Pavimentos, está orientada a proporcionar en forma sucinta, los principales aspectos conceptuales que definen los parámetros de diseño.

La Sección 3.604, Diseño de Pavimentos Nuevos, incluye los procedimientos para determinar espesores de pavimentos flexibles, rígidos y tratamientos superficiales, nuevos o reposiciones. Los pavimentos flexibles se dimensionan de acuerdo con el método de diseño AASHTO, versión de 1993, con algunas adaptaciones a la realidad del país; por su parte, el diseño de pavimentos rígidos se basa en el método de diseño AASHTO, versión de 1998 (Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures) el que también utiliza algunas modelaciones matemáticas desarrolladas y calibradas para las condiciones específicas del país, y el de tratamientos bituminosos superficiales, en el sistema definido en el documento Tropical Procedures for Flexible Pavements desarrollado por W.J. Morin y Peter Todor

(patrocinado por la United States Agency for International Development), desarrollado en 1975 y habitualmente conocido como método Morin – Todor.

En la Sección 3.605, Reposición de Pavimentos, se explican los sistemas propuestos por AASHTO, versión 1993, para rehabilitar pavimentos deteriorados mediante recarpeteos con capas tanto flexibles como rígidas. En algunos casos, los procedimientos propuestos por AASHTO han sido modificados aprovechando sistemas experimentados con éxito en el país.

Como se ha señalado, el que este Manual incluya la descripción de determinados sistemas para rehabilitaciones de pavimentos no significa que se pretenda inhibir el uso de otros procedimientos de reconocida eficacia, en especial para situaciones que escapen de las condiciones habituales y siempre que se cuente con la aprobación previa de la Dirección de Vialidad. En especial, se recomienda el cálculo de recarpeteos de pavimentos flexibles con métodos basados en las deformaciones elásticas superficiales, para lo que se puede utilizar cualquiera de los medios diseñados para esos propósitos.

SECCION 3.602 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

3.602.1 ASPECTOS GENERALES

La construcción de una Obra Vial supone la ejecución de movimientos de tierra con una sucesión de cortes y terraplenes para conformar la infraestructura del camino. Debido a que este tipo de obras son extensas, y que habitualmente la prospección de suelos es superficial y discreta, es que durante su avance se encuentran condiciones morfológicas y de suelos diferentes, los que puntualmente pueden ser muy conflictivos y en oportunidades sólo vienen a detectarse durante la ejecución del movimiento de tierras; razón por la cual el proyectista debe tener presente una serie de recomendaciones generales con el propósito de asegurar un comportamiento razonablemente estable del conjunto de las obras. Lo anterior determina que siempre existe la posibilidad que durante la construcción deban adoptarse medidas complementarias o diseños especiales que no fueron previstos en la etapa de estudio.

Un diseño inadecuado de la infraestructura tiene normalmente asociado una pérdida de geometría de la superficie de rodadura e incluso puede producir un colapso debido a movimientos de masas de suelo o roca.

Existen situaciones especiales como por ejemplo, la existencia de estratos compresibles de gran espesor bajo terraplenes, en que no resulta económicamente factible asegurar la indeformabilidad de la superficie y sólo cabe modificar el emplazamiento del trazado o, si ello no es posible cuantificar el problema y programar su reparación permanente, dado que este tipo de fenómeno es de largo plazo.

Como factores importantes que intervienen en la estabilidad de la infraestructura deben considerarse principalmente aspectos tales como el Efecto del Agua en los Suelos, la Estabilidad de Cortes, la Estabilidad de Terraplenes y la Compactación de Suelos.

Si bien lo que se quiere lograr es la estabilidad de cortes y terraplenes, es necesario tener presente que el agua y la compactación de los suelos son factores que interactúan de modo determinante en la estabilidad de aquellos.

3.602.2 EFECTO DEL AGUA EN EL SUELO

3.602.201 Tipo de Agua actuando en el Suelo. Para diferenciar la forma como se encuentra presente el agua en el suelo, se usará la siguiente clasificación:

- Agua adsorbida
- Agua capilar
- Agua gravitacional

Esta división del agua es en cierto sentido arbitraria, ya que si cambian las condiciones de temperatura, presión y humedad, necesariamente se crea un intercambio de agua en las fases indicadas que permite mantener el equilibrio del sistema.

- **Agua Adsorbida**

El agua está concebida como una película que envuelve las partículas de suelo sobre la cual actúan las fuerzas moleculares de adhesión.

- **Agua Capilar**

El agua capilar se encuentra "suspendida" en el suelo y no tiene posibilidad de escurrir libremente por efecto de la gravedad. Se sitúa entre el nivel del agua libre o gravitacional y la zona de aireación o zona no saturada,

- **Agua Gravitacional**

El agua gravitacional o agua libre corresponde a aquella parte cuyo movimiento no está gobernado por las fuerzas de atracción cerca de la superficie de las partículas minerales. Su movimiento está determinado, fundamentalmente, por la acción de la gravedad.

La presencia del agua tiene gran influencia en las propiedades físicas de los suelos, especialmente en los de textura más fina, en los cuales el espesor de la película de agua adsorbida es del orden de magnitud del tamaño de las partículas minerales. Los efectos del agua pueden manifestarse en:

- Cambio de Volumen
- Cambio de Cohesión
- Cambio en la Estabilidad Mecánica
- Cambio en las Presiones Efectivas

3.602.202 Cambios de Volumen. El mecanismo del sistema suelo-agua, desde el punto de vista del cambio de volumen, es al que se le ha prestado mayor atención. La película de agua es la causante directa de las expansiones y contracciones que puede experimentar una masa de suelo y que están en relación directa a su volumen. Mientras más fina es la textura del suelo, mayor es el efecto en el cambio de volumen.

Los movimientos de expansión y contracción del suelo al variar la humedad tiene particular importancia en las estructuras del pavimento. Para minimizar los cambios volumétricos superficiales que puedan afectar al pavimento es necesario colocar bases y/o subbases, así como especificar las capas superiores de la subrasante con materiales con baja susceptibilidad a la expansión y contracción. En general, el espesor de la capa superior de la subrasante no debería ser menor que 0,30 m y sus características tales que cumplan con lo señalado en la Tabla 2.504.406.A de MC-V2, para grados de expansividad bajo y medio.

En el caso particular de zonas afectas a bajas temperaturas, se deberá colocar bajo el pavimento un espesor de bases y suelo no heladizo igual o mayor a la profundidad de penetración de las heladas.

3.602.203 Cambio de Cohesión. Un suelo fino en estado natural (sin remoldear) puede tener cohesión debido a la existencia de una estructura continua de sus partículas y que se mantiene aún cuando el suelo alcance un contenido de humedad equivalente a su límite líquido. Por el contrario, en un suelo remoldeado con ese contenido de humedad su cohesión es prácticamente nula ($c \cong 0,025 \text{ kg/cm}^2$).

Existe una serie de relaciones empíricas que permiten medir la capacidad de un suelo para absorber humedad sin cambiar su estado de consistencia. Estos indicadores son básicamente mediciones indirectas de la característica básica de superficie específica. Los más usados son el **límite plástico** y el **límite líquido**, desarrollados por Albert Atterberg y conocidos como límites de Atterberg. Estos índices se determinan en suelos remoldeados o suelos que han perdido su estructura por amasado.

Límite Plástico es el contenido de humedad sobre el cual las partículas de suelo están bien lubricadas y pueden ser moldeadas en una masa plástica. Una menor cantidad de agua lleva al suelo a un estado semi-sólido, quebradizo, en el cual se evidencian características granulares. Por otra parte, una mayor cantidad de agua hace al suelo más plástico como resultado de una disminución de su cohesión. El límite plástico es el menor contenido de agua para el cual el suelo mantiene características plásticas.

Límite Líquido representa el menor contenido de agua necesario para reducir la masa de suelo a una condición de semi-fluido, con una cohesión insignificante. En este sentido, dicho contenido de humedad puede considerarse como un **límite de saturación**.

La capacidad de un suelo de absorber agua sin perder su cohesión o pasar al estado semi-fluido queda expresada por la diferencia de los límites líquidos y plásticos, y recibe el nombre de **Índice de Plasticidad IP**.

En ciertos suelos granulares, particularmente en las arenas de textura fina y uniforme, la presencia de una cantidad relativamente pequeña de agua (del orden de 3% a 5%), crea fuerzas de adhesión entre las partículas dándole una *cohesión aparente*. Esto permite mantener excavaciones con paramento vertical, propiedad que corresponde a un suelo cohesivo y que se mantiene mientras la masa de suelo se encuentre húmeda.

Una vez que se produce secamiento existe la posibilidad de que se derrumben las paredes de la excavación.

3.602.204 Cambio en la Estabilidad Mecánica. Los suelos que tienen características granulares poseen la importante propiedad de desarrollar estabilidad interna debido al soporte mutuo de sus partículas caracterizada por su fricción interna. Esta propiedad puede verse alterada por la película de agua adsorbida, cuyo efecto depende de la relación entre el espesor de ésta y el tamaño y forma de las partículas de suelo. Mientras en los suelos de textura gruesa prácticamente no tiene influencia, en los de textura fina puede ser un factor determinante.

La experiencia indica que en los suelos formados por partículas cuyo tamaño cae dentro del rango de los limos, la película de agua adsorbida dificulta el contacto entre los granos disminuyendo su estabilidad mecánica.

Desde el punto de vista constructivo los limos son indeseables, especialmente en obras viales. La facilidad con que pierden su estabilidad mecánica en presencia de agua así como su falta de cohesión, determina que tenga un bajo poder de soporte y sean muy erosionables.

En caso de su utilización como material de terraplenes deben tomarse precauciones especiales tales como protección a la erosión y colocar una capa superior de la subrasante de mejor calidad.

3.602.205 Cambio en las Presiones Efectivas. La presencia de agua libre en los suelos hace necesario un análisis respecto de las presiones. Para esto se definirán los siguientes términos:

Presión efectiva p_e : es la presión media que actúa entre los granos del suelo y que se transmite por contacto entre las partículas sólidas. Esta presión es la que gobierna y explica los principales fenómenos que se producen en los suelos.

Presión neutra u : es la presión del agua intersticial en un suelo saturado, que actúa en todas las direcciones.

Presión total p_t : es la suma de las presiones efectiva y neutra, y a una determinada profundidad corresponde al peso total de la columna de suelo y agua por unidad de superficie. Es decir,

$$p_t = p_e + u$$

En la mayoría de los problemas de diseño y constructivos resulta indispensable tener cabal conocimiento de la forma en que las presiones generadas por el agua libre actúan en el suelo.

3.602.3 ESTABILIDAD DE CORTES

Para definir los problemas asociados a la estabilidad de cortes se utiliza la antigua clasificación del Highway Research Board (HRB). El comité para investigaciones de deslizamientos de tierra en cortes, estableció los siguientes grupos principales:

- Desprendimientos
- Deslizamientos
- Flujos (seco y húmedo)
- Erosión en Taludes

3.602.301 Desprendimientos. Tanto en los desprendimientos de roca como de suelo, la masa se mueve rápidamente a través del aire en caída libre. No existe un movimiento lento que preceda al desprendimiento. Se presenta principalmente en las rocas afectadas por desintegración y descomposición, fallando en planos o superficies más débiles. Actualmente, la Mecánica de Rocas no se encuentra suficientemente

desarrollada en lo que respecta a teorías cuantitativas, como para ser usada en aplicaciones prácticas en diseño de taludes. Esta deficiencia es suplida por la experiencia.

Para el proyecto de taludes en corte, deben considerarse fundamentalmente las características de la roca en cuanto a su origen, tipo de fracturación, exfoliación, condiciones climáticas, etc. Todos estos factores deben conjugarse con los costos de construcción, mantención y seguridad requeridos. La experiencia ha indicado la conveniencia de ejecutar la construcción de taludes según algunos de los procedimientos que se enumeran a continuación, y que se ilustran en 3.602.305.

- a) Talud de inclinación uniforme
- b) Talud de inclinación variable
- c) Talud con berma permanente
- d) Talud con berma temporal

Por razones de facilidad constructiva es preferible utilizar los tipos a y c. Por otra parte, debido a la dificultad de prever la existencia de planos o superficies débiles, se hace necesario colocar mallas u otro tipo de protección cuando se ha expuesto la superficie del corte y detectado las zonas potencialmente débiles.

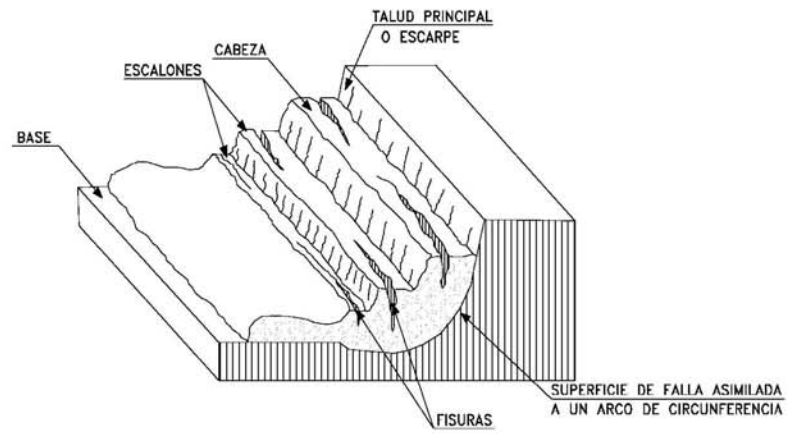
En el coronamiento del corte, en que normalmente el suelo es menos estable, se recomienda diseñar cortes con talud más tendido.

3.602.302 Deslizamientos. En los deslizamientos, el movimiento de masa es el resultado de una falla por corte a lo largo de una o varias superficies. Se presenta en materiales con comportamiento elástico o semielástico.

De acuerdo al mecanismo del movimiento, pueden diferenciarse dos subgrupos en los deslizamientos; aquellos en que la masa móvil no sufre grandes deformaciones y aquel en que se deforma en varias unidades menores. Esta última llamada falla traslacional.

Por otra parte, dependiendo de la amplitud de la falla se clasifica en falla de frente amplio y falla concoidal. En la Lámina 3.602.302.A, se ilustra los tipos de fallas descritos.

a.1) FALLA FRENTE AMPLIO



a.2) FALLA CONCOIDAL

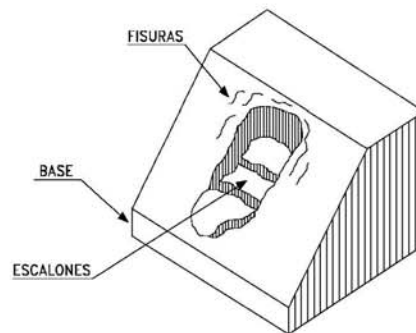
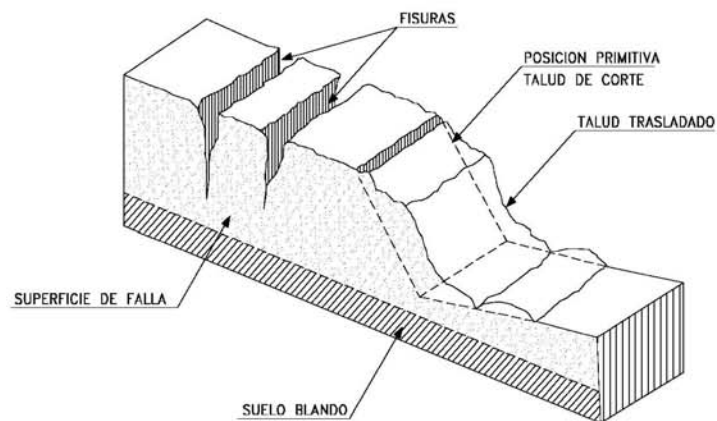


FIG. b.) FALLA TRASLACIONAL



Se han desarrollado varias teorías que permiten analizar cuantitativamente la estabilidad de taludes a la falla por deslizamiento. La mayor parte de ellas supone que la superficie de la falla es un cilindro de sección circular. En realidad, la superficie de falla es una sección compuesta cuya forma depende principalmente del tipo de suelo. Sin embargo, el análisis matemático se facilita suponiendo la superficie de falla descrita y el posible error de modelo no es importante. Probablemente al estimar mediante ensayos puntuales determinadas propiedades resistentes del suelo (c , ϕ) se introduce un error mucho mayor, ya que difícilmente puede precisarse a los valores medios en los potenciales planos de fallas.

Para el análisis o modelación, se distinguen tres tipos de círculos da falla: de **talud**, de **pie** y **profundo**.

Fundamentalmente el problema consiste en encontrar el círculo en el cual el coeficiente de seguridad es menor, lo cual es muy difícil si se considera que el medio no es homogéneo, variando las propiedades mecánicas del suelo en cada zona. El tipo de círculo depende básicamente del ángulo de inclinación del talud, β , y de la fricción interna del suelo (*ángulo* ϕ). En general, se puede indicar que para altos valores de β y/o de ϕ , el círculo de falla es de pie. Para bajos valores de ϕ y suelos predominantemente cohesivos se puede producir una falla por **círculo profundo**. A modo de indicación muy general se indican los siguientes tipos de fallas para condición estática según los valores de la inclinación del talud y del ángulo de fricción interna.

TABLA 3.602.302.A
TIPOS DE FALLAS POR DESLIZAMIENTO

Inclinación del Talud (β)	Fricción Interna (ϕ)	Tipo de Falla
Mayor que 45° 30 a 45°	- Menor que 5° Mayor que 5°	Círculo de pie o talud Círculo profundo Círculo de pie
15 a 30°	Menor que 10° Mayor que 10°	Círculo profundo Círculo de pie

FACTOR DE SEGURIDAD – METODO GRAFICO

Los trabajos de Fellenius y Taylor están resumidos en el ábaco de la Lámina 3.602.302.B, mediante el cual se puede calcular fácilmente el factor de seguridad estático a la falla por deslizamiento en suelos homogéneos. En ordenadas se encuentra el ángulo de fricción interna del suelo ϕ , expresado en grados o en su tangente correspondiente y en el rango de 0 a 45°. En abscisas se ha colocado la expresión adimensional:

$$\frac{c}{\gamma \cdot H}, \text{ en la que}$$

- γ : densidad natural del suelo en T/m³
- c : cohesión en T/m²
- H : altura del corte en m

El ábaco contiene una familia de curvas que corresponden a diferentes inclinaciones β del talud del corte, variando de 10° en 10° para el rango de $\beta = 10^\circ$ a $\beta = 90^\circ$. Para valores intermedios resulta fácil interpolar linealmente.

Para determinar el factor de seguridad al deslizamiento, se coloca en el ábaco el punto A, que corresponde al problema en cuestión y que tiene las coordenadas $(\frac{c}{\gamma \cdot H}, \text{tg } \phi)$. Este punto se une con el origen O, obteniendo la recta OA.

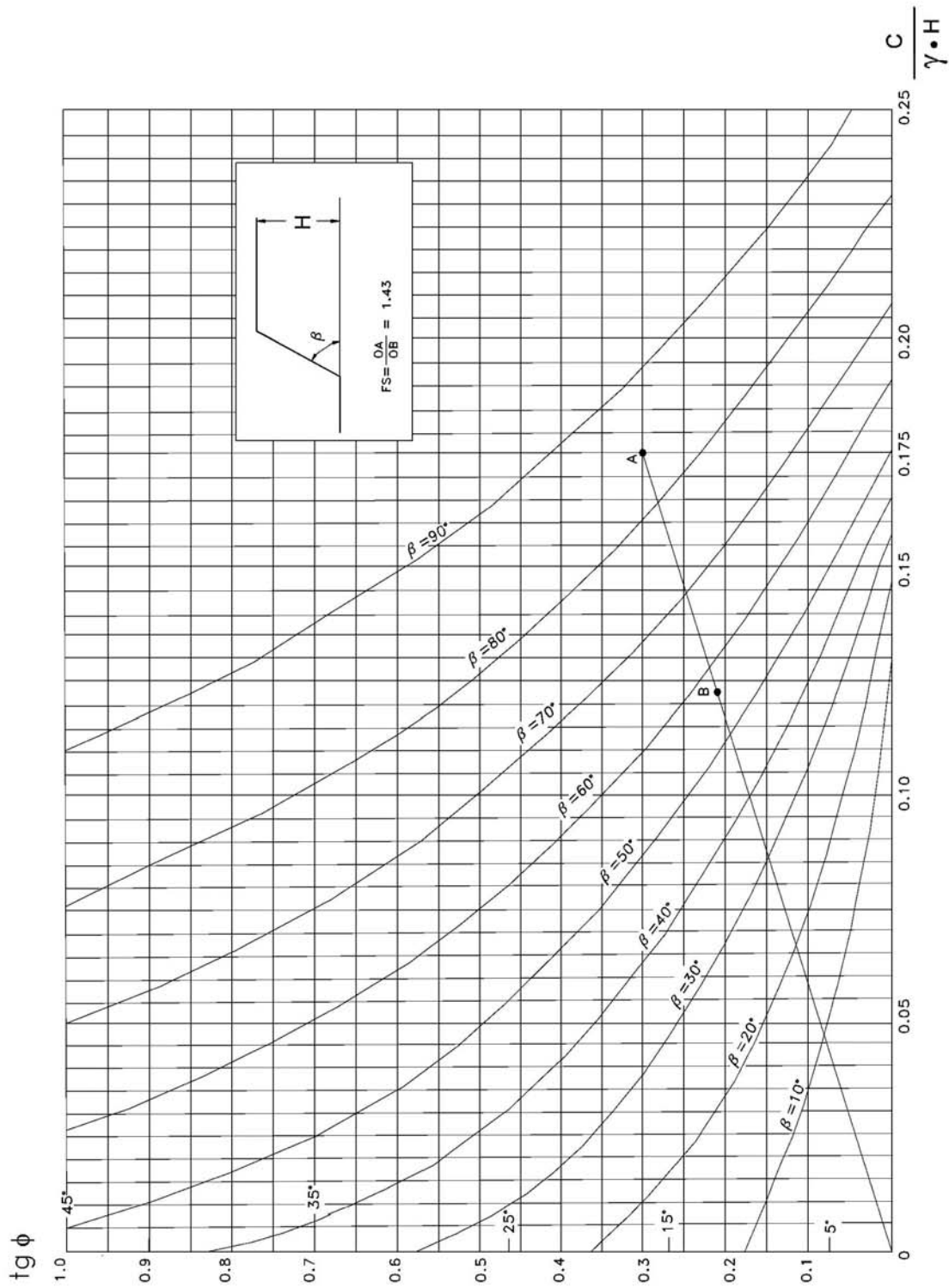
Esta recta o su prolongación corta a la curva β correspondiente a la inclinación del talud en el punto B . El factor de seguridad al deslizamiento quedará expresado por la relación entre la magnitud OA y la magnitud OB , obtenidos del gráfico. Esto es $F.S. = \frac{OA}{OB}$

Para el caso de considerar el efecto sísmico el factor de seguridad se reduce con respecto al caso estático de acuerdo a los factores (aproximados) que se indica en la Tabla 3.602.302.B.

TABLA 3.602.302.B
FACTOR DE REDUCCION DEL F.S. ESTATICO
CON RESPECTO AL F.S. CON SISMO

Tipo de Suelo	Factor de Reducción según Aceleración Horizontal		
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0,10 \text{ g}$	$\alpha = 0,15 \text{ g}$
Suelo con Cohesión	1,00	0,82	0,75
Suelo sin Cohesión	1,00	0,78	0,70

En suelos estratificados, con banquetas y presencia de agua existen métodos implementados computacionalmente.



3.602.303 Flujos. En el movimiento del suelo designado como *flujo*, la masa de éste tiene la apariencia de un líquido viscoso. El flujo puede ser de dos tipos: Seco y Húmedo.

Flujo Seco

El flujo seco no es difícil de reconocer después que ha ocurrido pero resulta prácticamente imposible de predecir en forma anticipada. Es muy común en arenas uniformes y limos de textura uniforme. Se presenta también en roca fragmentada (cono de rodado). Este fenómeno es característico de zonas cordilleranas. El flujo seco se activa normalmente por movimientos sísmicos u otro tipo de vibraciones, impactos o debilitamiento de alguna sección del talud por erosión. Es usual observarlos durante el desecamiento de taludes en arenas que se mantenían estables debido a la cohesión aparente proporcionada por la humedad. En general, es suficiente una capa cohesiva relativamente delgada para estabilizar este tipo de taludes u hormigón proyectado.

Flujo Húmedo

El flujo húmedo ocurre normalmente en suelos del tipo arenas finas y limos. Se genera por un exceso de agua que hace perder al suelo su estabilidad interna. Normalmente se inicia debido a lluvias de gran intensidad y/o duración y a derrames concentrados de agua y se hace presente en los sectores donde ha sido removida la capa vegetal del suelo. La protección del camino para estos casos se logra estabilizando el talud con suelo vegetal, productos asfálticos o materiales de cemento. Además, deben sellarse las posibles grietas del terreno y evitar el agua de derrames sobre el talud mediante la construcción de contrafosos. La colocación de un muro al pie del talud evita que la corriente del agua lo erosione y active el flujo. Tanto los contrafosos como las cunetas deben ser diseñadas con pendientes tales que no se excedan las velocidades límites que producen la erosión.

3.602.304 Erosión en Taludes. Este tipo de problemas está normalmente asociado a suelos finos, predominantemente limosos y arenosos, en los cuales el agua juega un papel muy importante. El dar mayor inclinación al talud no representa una solución práctica. Esta debe buscarse a través de proteger el talud y diseñar cunetas revestidas u otro elemento de protección del pie del talud (véase Lámina 3.602.304.A).

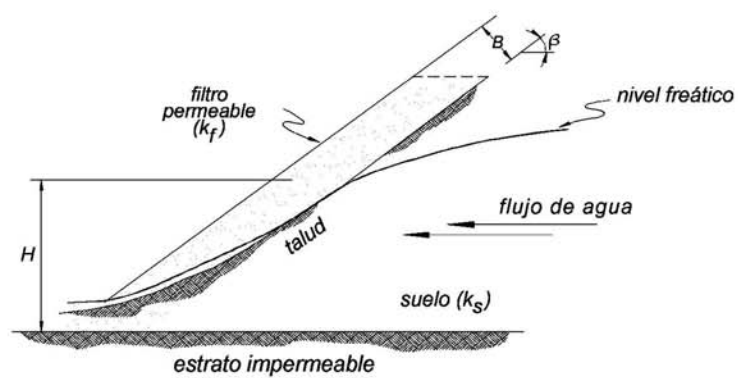
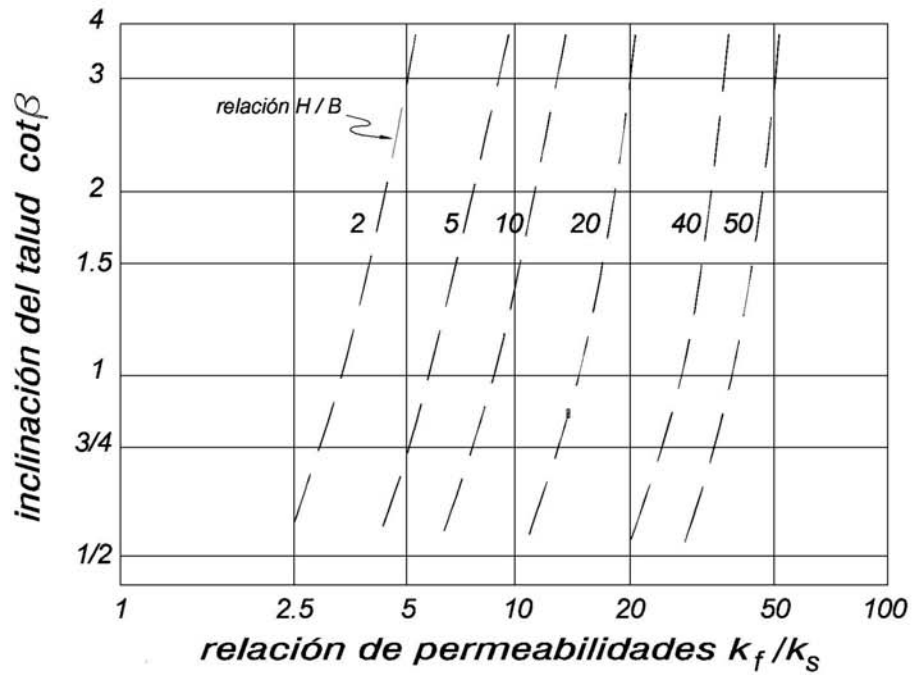
Cuando los taludes son erosionados, normalmente se activan los flujos y deslizamientos locales, los cuales preferentemente se inician al pie del talud debido a la obstrucción de las cunetas. Por esto es recomendable construir un muro bajo (0,60 a 1,00 m de altura) al pie de talud conformando con este elemento la cuneta.

3.602.305 Protección de Taludes de Corte. En cortes de suelos de consistencia media a alta y en cortes de rocas fracturadas los principales problemas de inestabilidad están asociados a erosiones y desprendimientos del frente expuesto. La protección del camino en estos casos se logra estabilizando el talud con suelo vegetal, mallas, hormigón proyectado, muros de hormigón, etc.

La construcción de un muro bajo de pie de talud evita que la corriente del agua lo erosione cuando se obstruyen las cunetas.

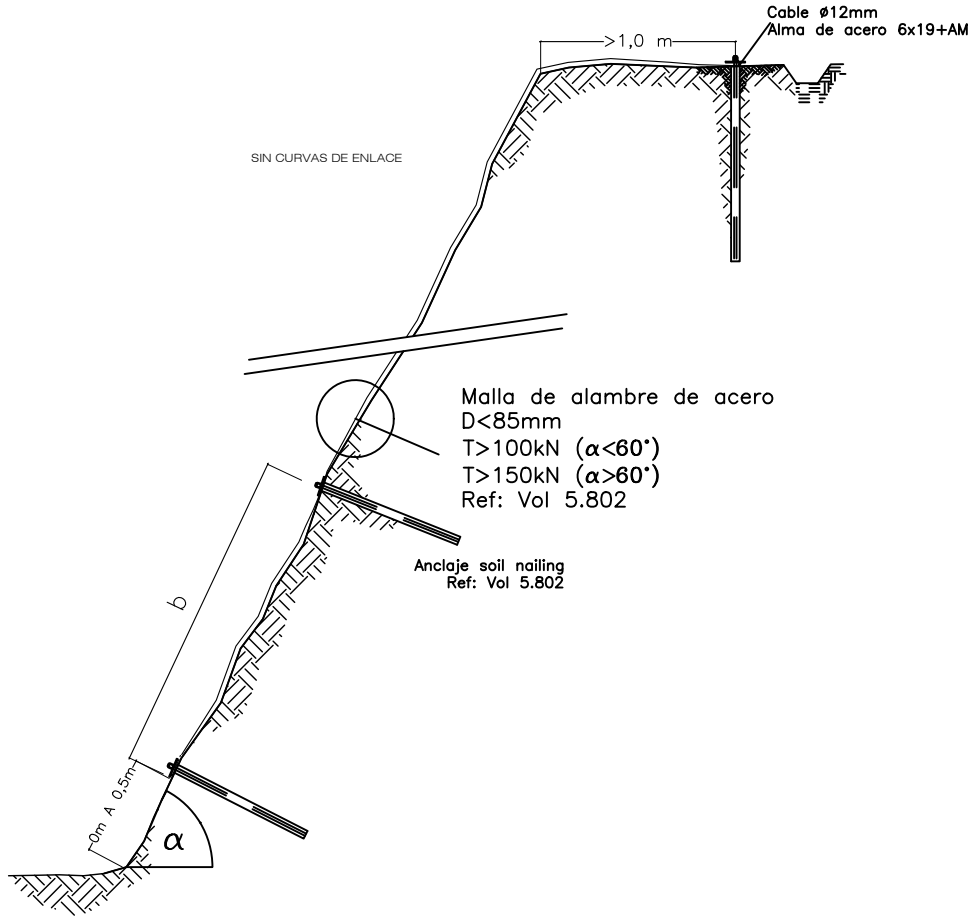
En las Láminas 3.602.305.A a 3.602.305.E se indican soluciones para proteger y estabilizar los taludes de cortes, los cuales han sido utilizados con resultados satisfactorios.

En el caso de taludes altos diseñados con bancos, éstos deben ser tratados con imprimación u otro tipo de recubrimientos, con cunetas de hormigón y adecuadas bajadas de agua. Si no se cumplen estos requisitos, la construcción con bancos en zonas lluviosas es más perjudicial que beneficiosa.

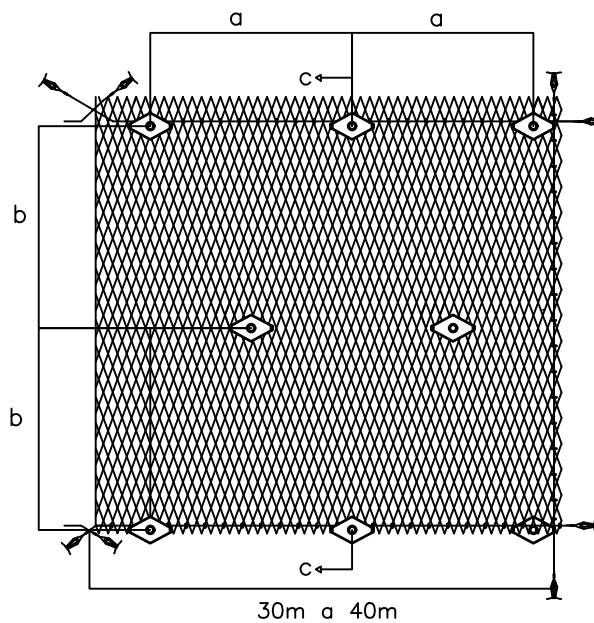


CROQUIS ESQUEMÁTICO

VISTA TRANSVERSAL MALLA ADHERIDA



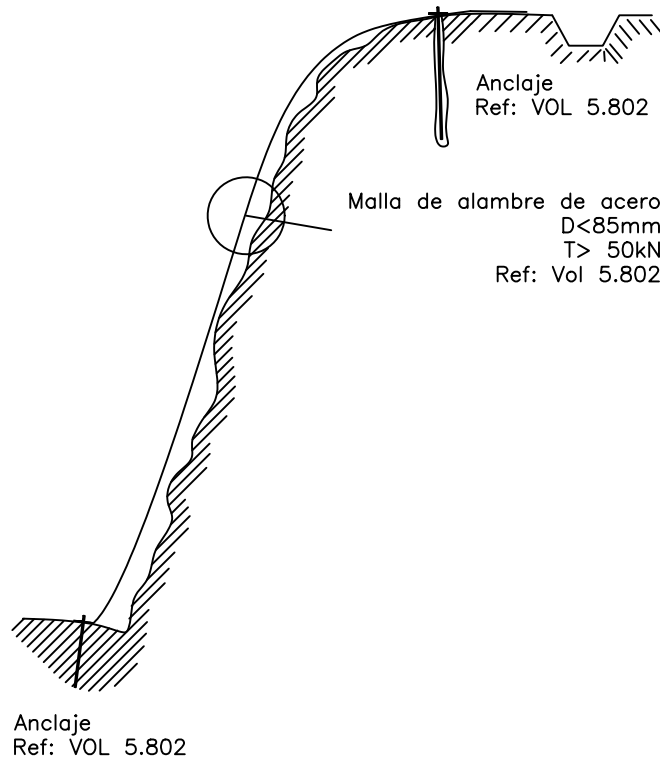
VISTA FRONTAL MALLA ADHERIDA



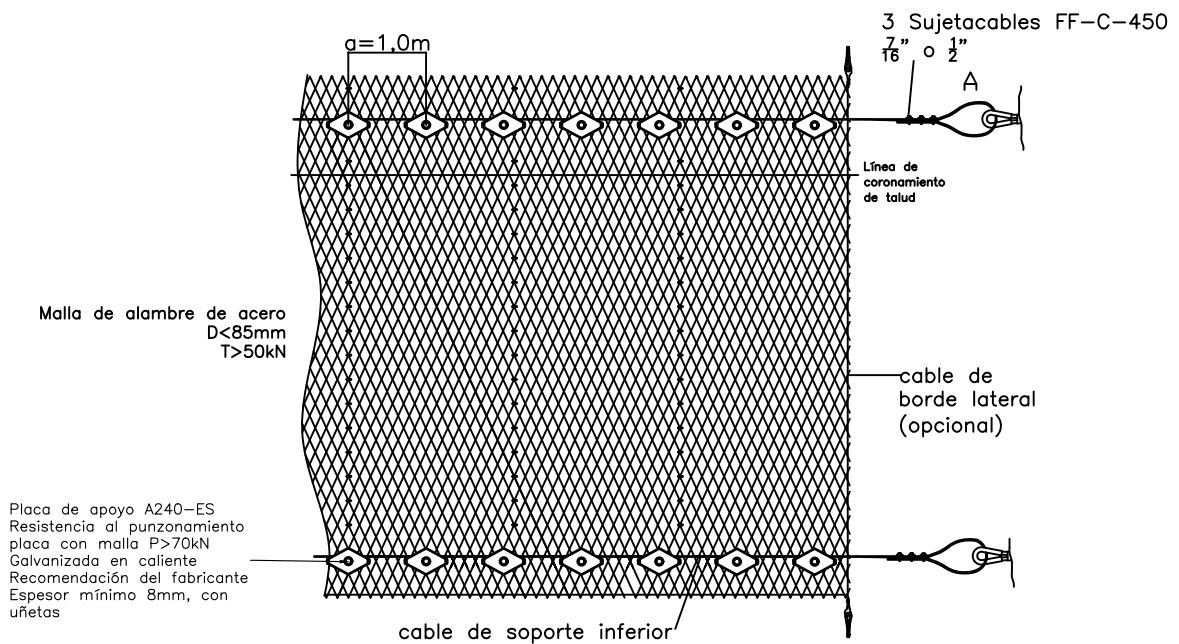
Nota:
Mas detalle en las
siguientes secciones:
Vol 5.802 "Sostenimiento
de taludes
Vol 4.407.001 "Obras de
contención de tierras"

CROQUIS ESQUEMÁTICO

VISTA TRANSVERSAL MALLA COLGADA

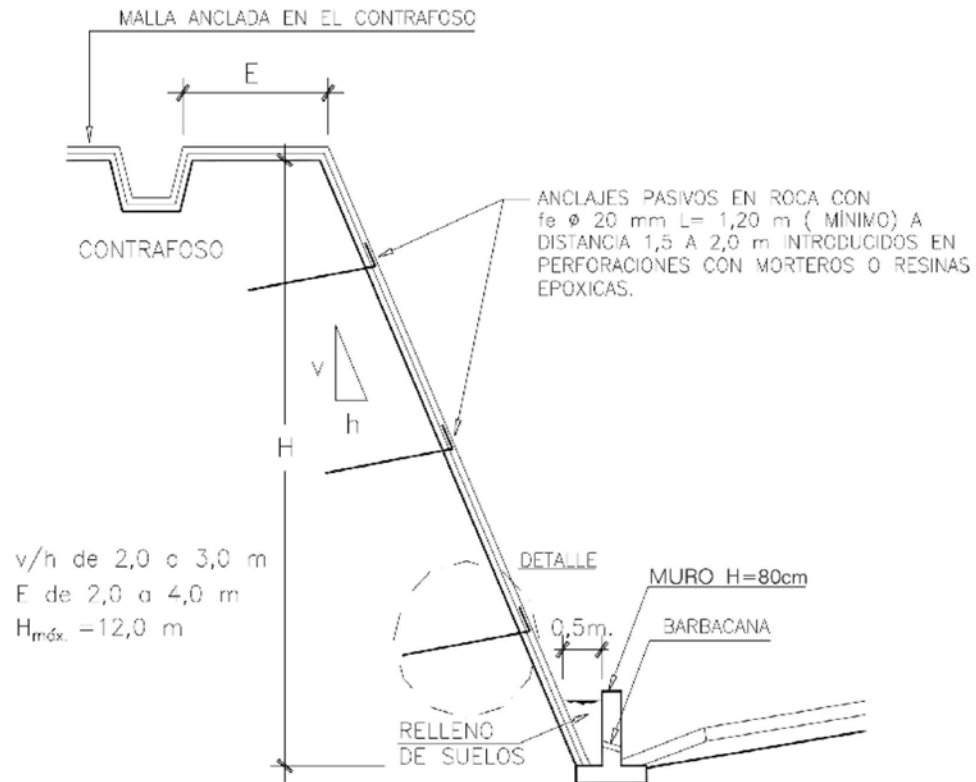


VISTA FRONTAL MALLA COLGADA

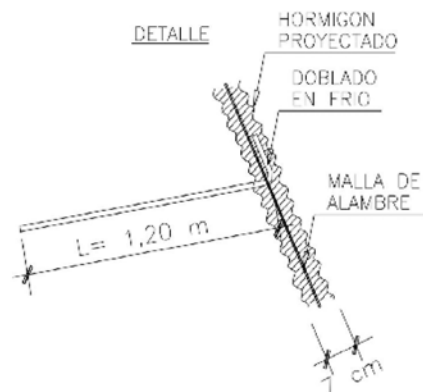


Nota:
Mas detalle en las siguientes secciones:
Vol 5.802 "Sostenimiento de taludes
Vol 4.407.002 "Obras de contención de tierras"

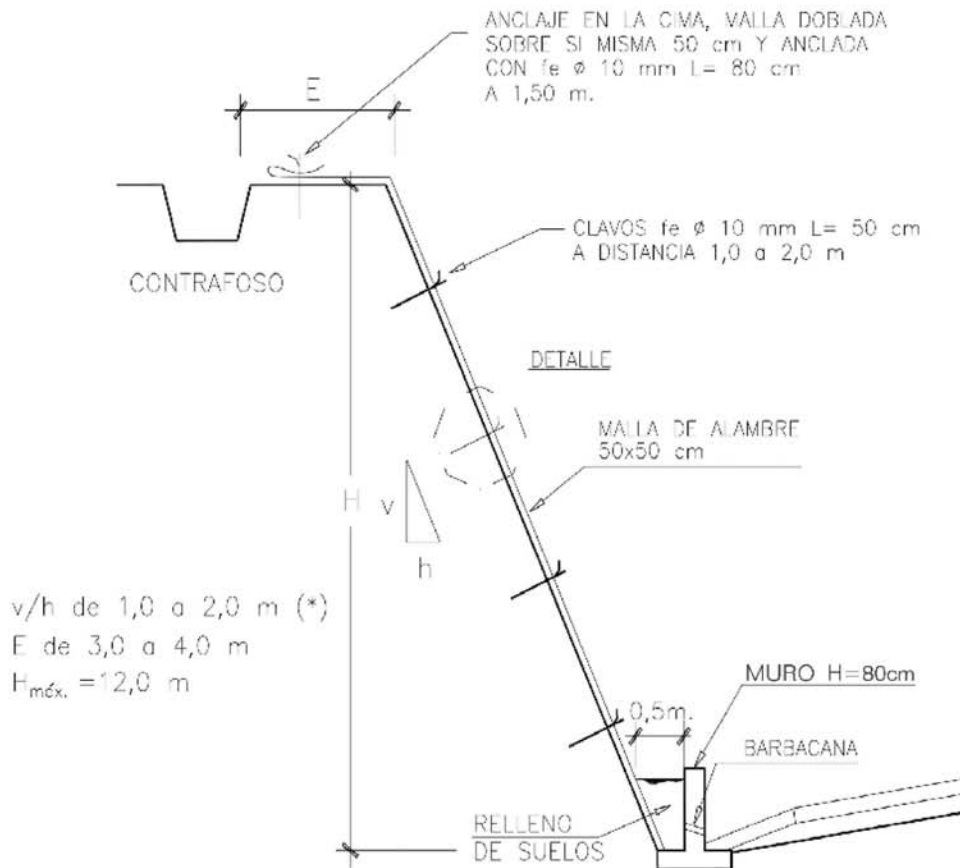
CROQUIS ESQUEMATICO



LA MALLA DE ALAMBRE CORRESPONDE
A UN TEJIDO DE 8x10 cm CON ALAMBRE
GALVANIZADO ESPESOR 3,0 mm Y CON
UNA CARGA A LA ROTURA DE MAS DE
5700 kg/m².

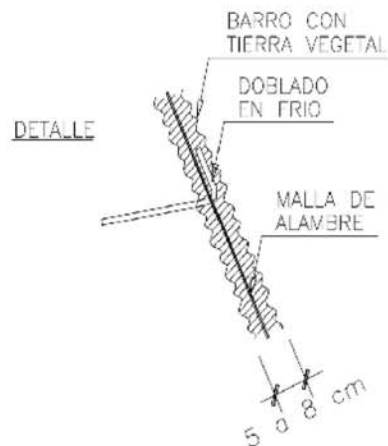


CROQUIS ESQUEMATICO

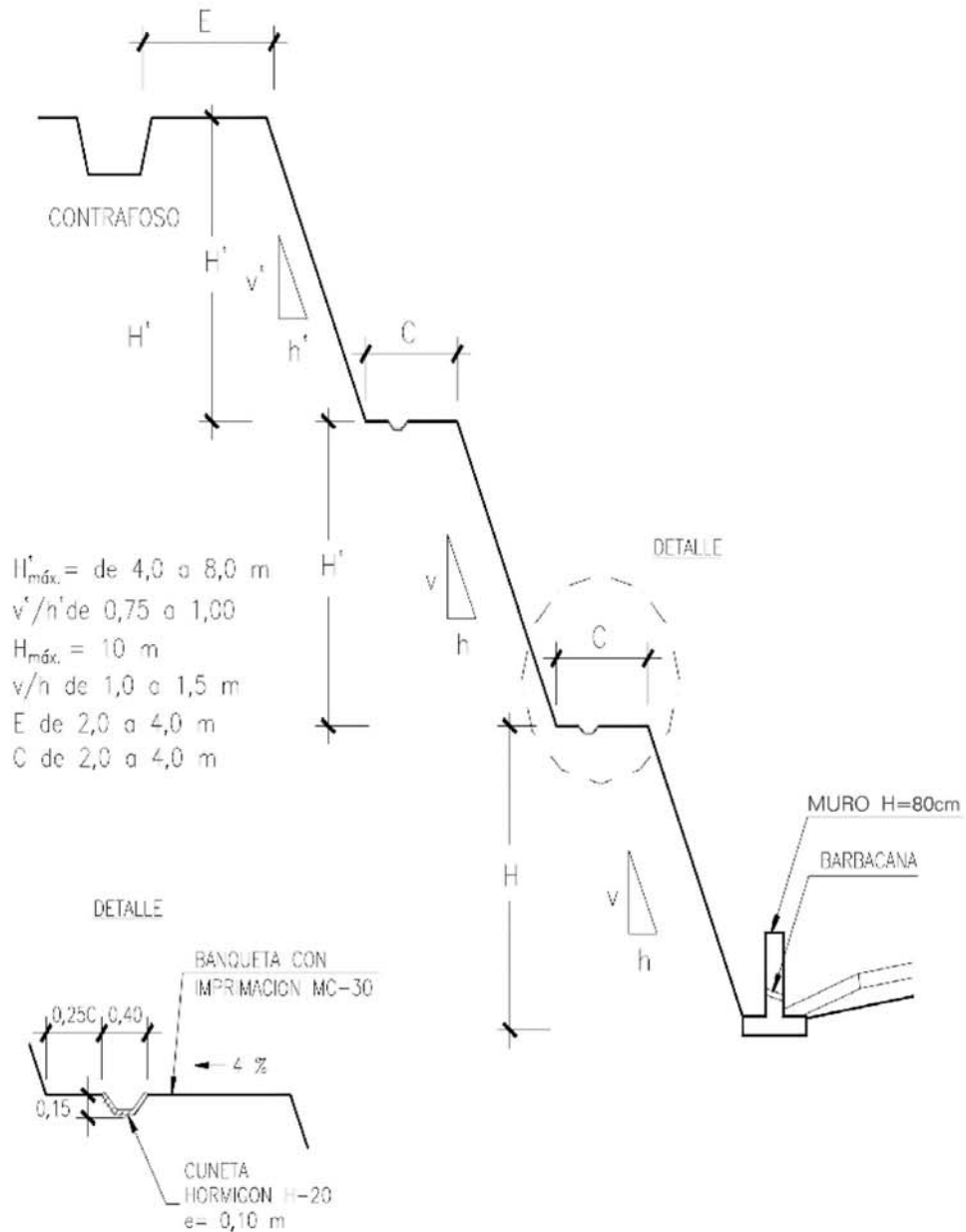


(*) LA INCLINACION INDICADA ES PARA SUELOS COMPACTOS Y ROCA FRACTURADA. PARA SUELOS BLANDOS LA INCLINACION QUEDA DETERMINADA POR EL DESLIZAMIENTO.

LA MALLA DE ALAMBRE CORRESPONDE A UN TEJIDO DE 8x10 cm CON ALAMBRE GALVANIZADO ESPESOR 3,0 mm Y CON UNA CARGA A LA ROTURA DE MAS DE 5700 kg/ml.



CROQUIS ESQUEMATICO



3.602.4 ESTABILIDAD DE TERRAPLENES

Los problemas más recurrentes con relación a la estabilidad de terraplenes corresponden a:

- Erosión y Deslizamientos Locales
- Corrimientos en Laderas
- Densificación de los Rellenos
- Asentamiento por Consolidación
- Flujo Plástico y/o Falla por Corte
- Asentamiento Dinámico y Licuación

No se indica en la lista anterior un posible deslizamiento por falla al corte del terraplén debido a que las normas de construcción de terraplenes prácticamente impiden que esto ocurra, tanto por la inclinación que se da a los taludes, como por el grado de compacidad que se exige al suelo de relleno. En todo caso, si algún riesgo de esta naturaleza existiera, puede verificarse según los métodos indicados para la estabilidad de taludes de corte.

3.602.401 Erosión y Deslizamientos Locales. Este tipo de fenómeno se manifiesta produciendo fallas locales por corte. Esto resulta en desplazamiento y grietas de tracción en el coronamiento del terraplén según se muestra en la Figura A de la Lámina 3.602.401.A. Su causa principal es la acción del agua superficial, que se infiltra en el material de relleno, produciendo los siguientes efectos:

- Disminución de la resistencia del suelo por efecto del agua;
- Aumento de peso de la masa de suelo;
- Generación de presión hidrostática y fuerzas de flujo;
- Debilitamiento de la superficie resistente al corte por socavación.

Este tipo de problemas está normalmente asociado a suelos finos, predominantemente limosos, en los cuales el agua juega un papel muy importante. El dar mayor inclinación al talud no representa una solución práctica y ésta debe buscarse a través de proteger el talud y bermas con materiales relativamente impermeables y cohesivos (suelos vegetales).

Una precaución muy importante consiste en hacer una adecuada canalización de las aguas superficiales con la construcción de cunetas revestidas, soleras y bajadas de agua debidamente impermeabilizadas.

FIGURA a) EROSION Y DESLIZAMIENTOS LOCALES

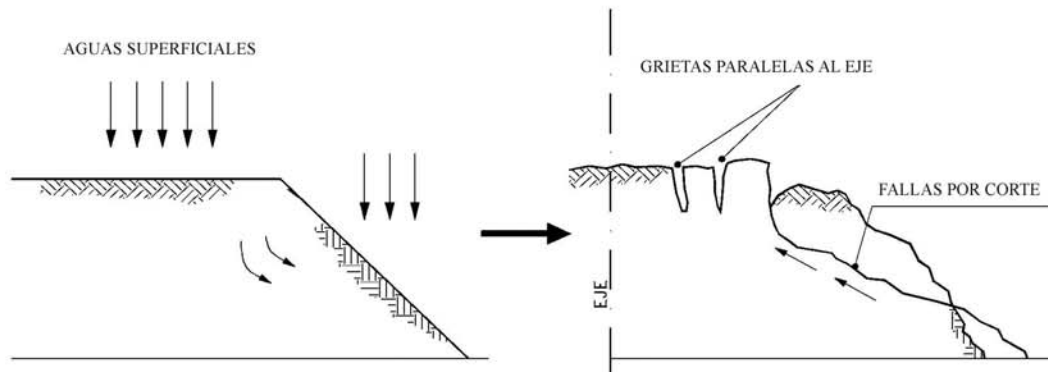
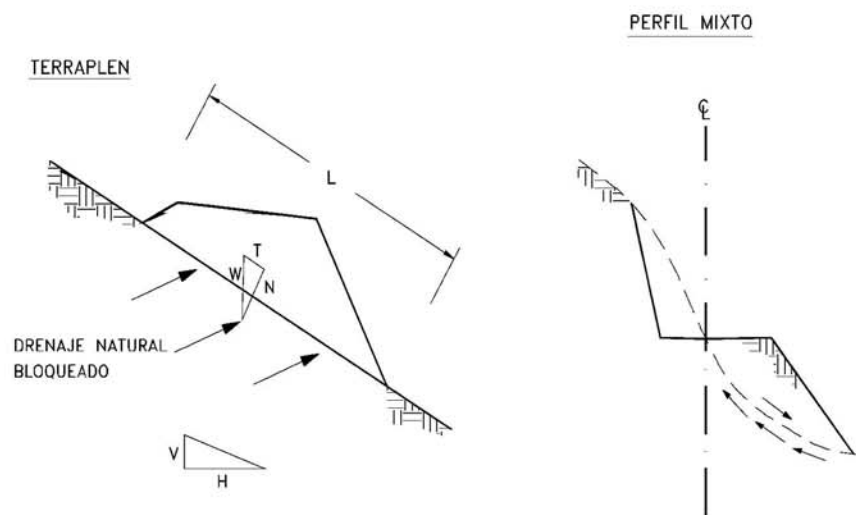


FIGURA b) CONSTRUCCION DE TERRAPLENES EN LADERAS



3.602.402 Corrimientos en Laderas. La construcción de terraplenes sobre planos inclinados trae normalmente acompañado problemas de corrimientos de la masa de suelo. La razón de ello es que durante la construcción del terraplén se produce un debilitamiento en el plano de contacto entre el suelo natural y el terraplén, agravado por la acción del agua (bloqueo del drenaje natural del cerro). Este fenómeno es particularmente claro en secciones mixtas (corte-terraplén), donde la sección de corte permanece estable. En la Figura b) de la Lámina 3.602.401.A se ilustra este fenómeno.

El peso W de la masa de terraplén tiene una componente tangencial T que trata de deslizar la masa de relleno en el sentido del plano inclinado, y una fuerza normal N que contribuye a la resistencia al corte (Fricción). La cohesión y la fricción del suelo generan una fuerza que se opone a la fuerza activa T .

El factor de seguridad (grado de estabilidad) está dado por:

$$F.S. = \frac{N \operatorname{tg} \phi + c L}{T} \quad (\text{ec. 3.602.402.1})$$

en la que:

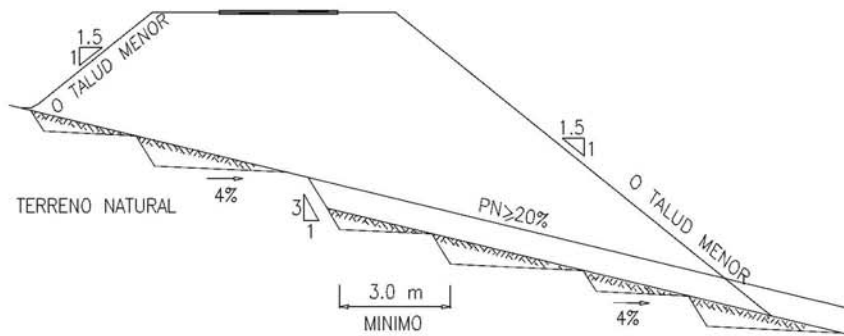
- ϕ : ángulo de fricción interna del suelo
- c : cohesión
- L : longitud de contacto terraplén - suelo

Durante la construcción, el suelo es remoldeado en el plano de apoyo del terraplén, con lo cual se produce una disminución en su resistencia al corte en presencia de agua.

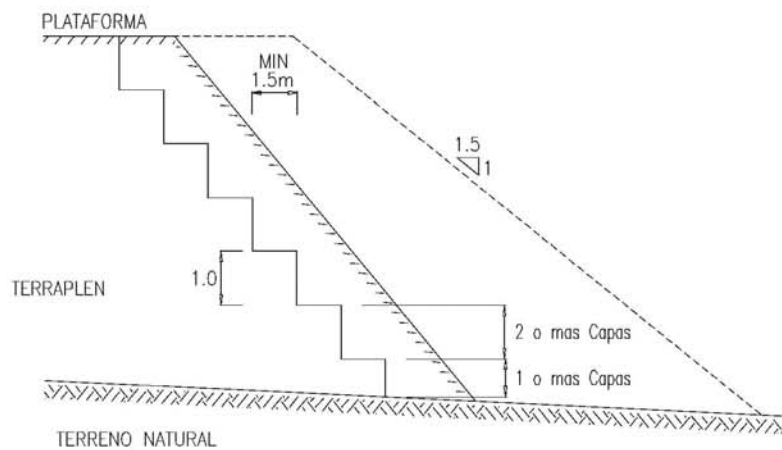
Para laderas con pendientes mayores que 20%, así como para ensanches de terraplenes existentes, se deberá ejecutar un escalonamiento previo de la base en que se apoyará el terraplén, según se ilustra en las figuras de la Lámina 3.602.402.A.

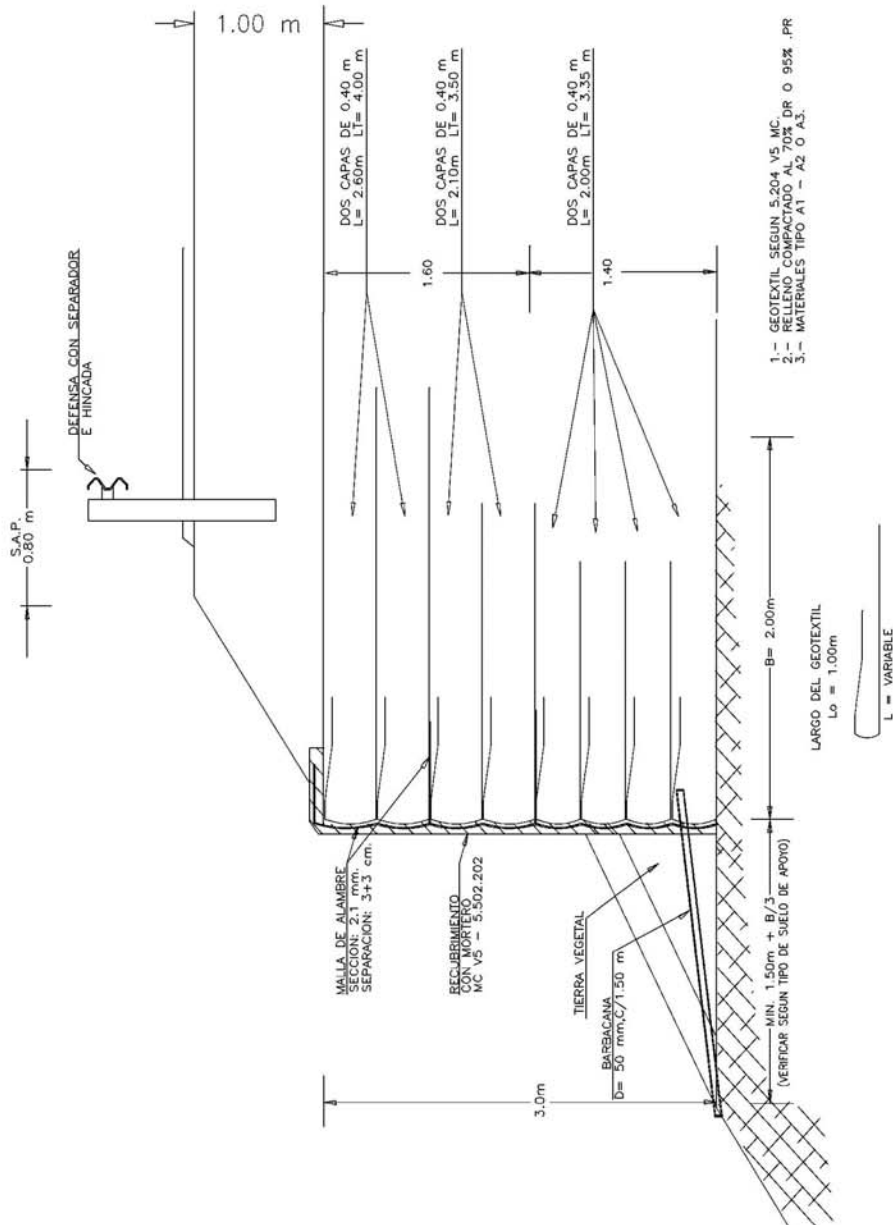
Una alternativa para la construcción y ensanche de terraplenes en laderas inclinadas o cuando existan limitaciones del ancho basal, corresponde a la construcción de muros de geotextiles y de tipo jaula (gaviones), como se ilustra en las Láminas 3.602.402.B y 3.602.402.C.

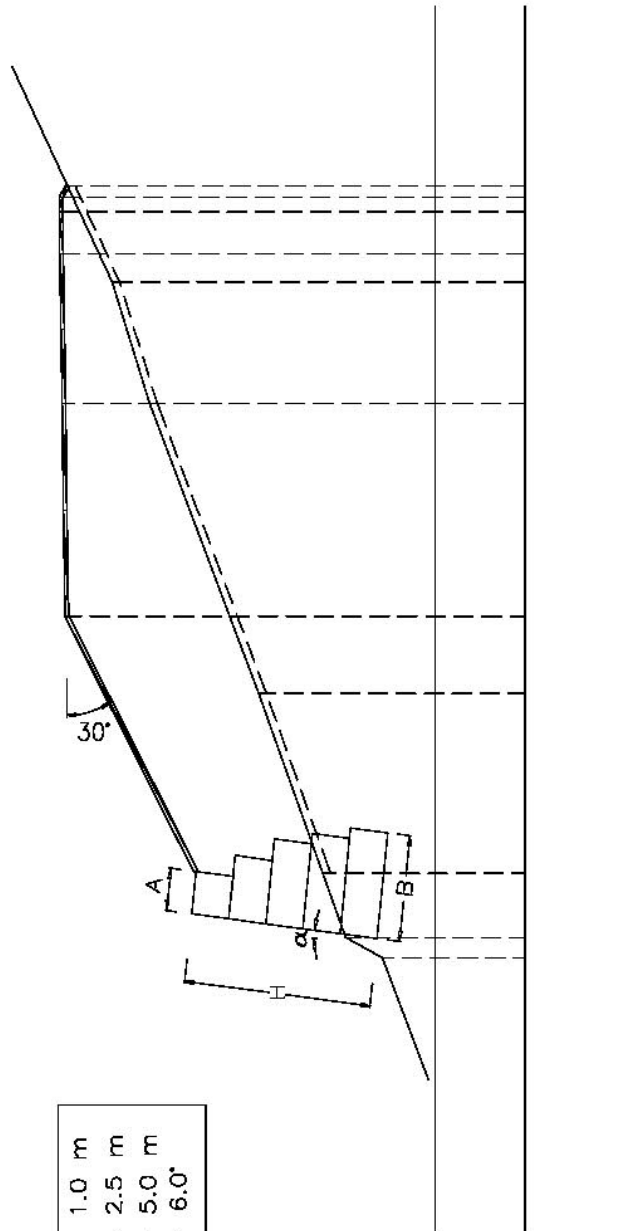
ESCALONAMIENTO DE LA BASE DEL TERRAPLEN



ENSANCHE DE TERRAPLEN Y CAMBIO DE TALUD







A = 1.0 m
B = 2.5 m
H = 5.0 m
$\alpha = 6.0^\circ$

3.602.402(1) Metodología para el Cálculo de Muro Geotextil. El muro de Geotextil es relativamente flexible en relación a los muros convencionales ya que para desarrollar la resistencia a la tracción, el geotextil requiere de cierta deformación. En general esta solución puede resultar más económica por unidad de superficie expuesta que otras soluciones tradicionales.

Los muros construidos con geotextiles permiten ser apoyados sobre suelos ligeramente deformables a diferencia de los muros estructurales. Por otra parte, los primeros tienen excelente drenaje sin necesidad de proyectar obras especiales.

Para proteger el geotextil de la intemperie y del vandalismo esta solución constructiva deberá considerar siempre un recubrimiento de las telas, incluso en los costados que no reciben luz solar directa. La durabilidad del recubrimiento deberá ser mayor o igual que la durabilidad de la obra, y las labores de mantenimiento rutinario de la ruta deberán incluir la reparación de secciones que dejen telas expuestas.

Método de Diseño

En el diseño de muros de geotextil se deben analizar dos aspectos, a saber:

- * Estabilidad general del sistema, Figura a) Lámina 3.602.402(1).A
- * Estabilidad interna del sistema, Figura b) Lámina 3.602.402(1).A

La estabilidad general del sistema debe verificarse en la forma usual para un muro de retención, contemplando los siguientes tres aspectos:

- a. Estabilidad al volcamiento
- b. Estabilidad al deslizamiento
- c. Estabilidad a la capacidad de soporte del suelo

La estabilidad interna debe analizarse considerando la presión longitudinal (σ_t), a diferentes profundidades, considerando las sumas de las presiones del suelo (σ_1), de la sobrecarga (σ_2), y de las cargas vivas (σ_3), que deben ser controladas por la resistencia a la tracción del geotextil.

La estabilidad interna se analiza de acuerdo a los siguientes pasos:

- a. Cálculo de la presión horizontal a diferentes profundidades.
- b. Cálculo del espesor de capas de relleno "S" a diferentes profundidades a través de la ecuación.

$$S = \frac{T_a}{\sigma_t \cdot F.S.} \quad (\text{ec. 3.602.402(1).1})$$

En que: S : Espesor de las capas de relleno.

T_a : Resistencia a la tracción, por unidad de longitud.

σ_t : Presión horizontal total, en el nivel considerado.

F.S. : Factor de seguridad (1,3 a 1,5).

Con,
$$T_a = \frac{T_{\text{últ}}}{R.F.} \quad (\text{ec. 3.602.402(1).2})$$

T_{últ} : Resistencia última a la tracción (Ensayo de faja ancha, ASTM D 4595)

R.F. : Factor de reducción; 3 estructura temporal y 6 estructura permanente

c. Cálculo de la longitud del geotextil "L".

$$L = L_E + L_R \quad (\text{ec. 3.602.402(1).3})$$

$$L_E = \frac{S \cdot \sigma_t \cdot F.S.}{2 (c + Z \operatorname{tg} \delta \gamma)} \quad (\text{ec.3.602.402(1).4})$$

Dónde: γ : peso unitario del suelo de relleno.

δ : $2/3 \phi$

c : Cohesión del contacto geotextil-suelo obtenido de pruebas de arranque. Usar $c=0$ si no se dispone de valor medido.

L_o : $1/2 L_E$; L_E y L_o mín 0,90 m.

$$L_R = (H - Z) \operatorname{tg} (45 - \phi/2) \quad (\text{ec. 3.602.402(1).5})$$

Figura a) Estabilidad Externa del Sistema

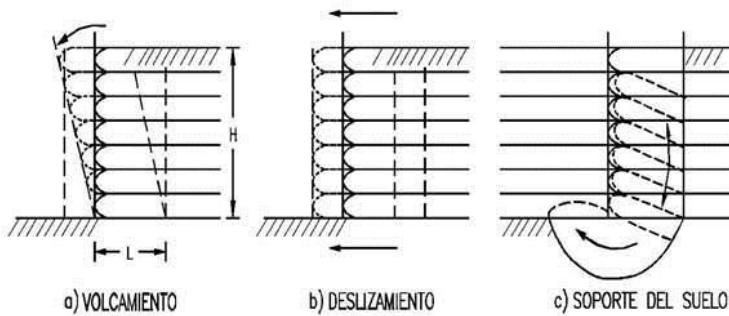
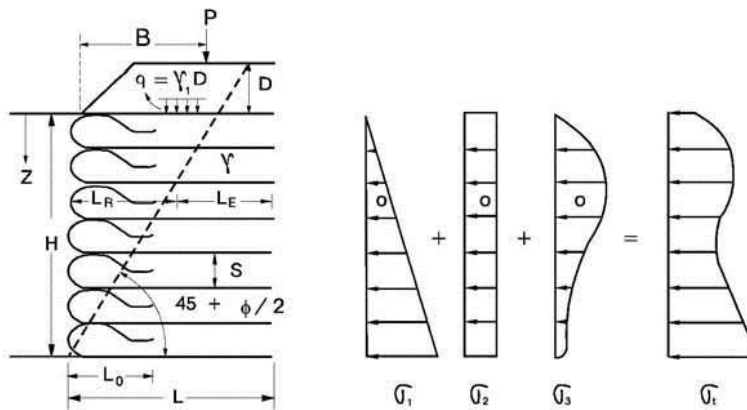


Figura b) Estabilidad Interna del Sistema



- H : Altura del muro de geotextil.
 Z : Profundidad desde la superficie.
 γ : Peso unitario del suelo de relleno.
 γ_1 : Peso unitario de la sobrecarga.
 D : Espesor de la Sobrecarga.
 ϕ : Angulo de fricción interna del suelo de relleno.
 P : Carga viva a la distancia B del borde.
 q : Sobrecarga en la superficie.
 K_0 : Presión de tierras en reposo = $1 - \text{sen } \phi$
 σ_t : Presión horizontal total
 σ_1 : Presión horizontal debida al suelo
 σ_2 : Presión horizontal debida a la sobrecarga
 σ_3 : Presión horizontal debida a la carga viva
 u : B / H
 v : Z / H

$$\sigma_t = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$\sigma_1 = K_0 \cdot \gamma \cdot Z$$

$$\sigma_2 = K_0 \cdot q$$

$$\sigma_3 = \frac{0.28 u^2}{(0.16 + v^2)^3} \cdot \frac{P}{H^2} \quad ; \text{ para } u \leq 0.4$$

$$\sigma_3 = \frac{1.77 u^2 v^2}{(u^2 + v^2)^3} \cdot \frac{P}{H^2} \quad ; \text{ para } u > 0.4$$

3.602.403 Densificación de los Rellenos. Durante el proceso de compactación de rellenos para terraplenes se produce una importante reducción de huecos en la masa del suelo. Este acomodo de las partículas sólidas continúa largo tiempo, aún después que el proceso mecánico de compactación se termina, traduciéndose en una deformación superficial de la rasante del camino que se traduce en asentamientos diferenciales y agrietamientos. La magnitud de esta deformación depende básicamente de dos factores: *grado de compacidad inicial y altura del terraplén.*

Incluso rellenos compactados al 95% de la D.M.C.S. pueden generar deformaciones superficiales del orden de 0,1% a 0.3% respecto a la altura del terraplén. Sin embargo, si el grado de compacidad inicial es bajo pueden esperarse asientos de más de 2%.

Experiencias en relleno han mostrado que el asentamiento ocurre rápidamente al inicio de la construcción y la razón de deformación decrece con el tiempo. Por ejemplo, en un relleno de 15 m de altura el 75% del asentamiento que ocurrió durante 7 años se produjo en los dos primeros años (Soil Mechanics for Road Engineers – Road Research Laboratory).

Este fenómeno se evidencia con frecuencia en trazados que pasan de corte a terraplenes manifestándose en forma de agrietamiento en el pavimento, en las proximidades de la interfase. Otro caso usual es la formación de un escalonamiento en los accesos a estructuras rígidas, aun cuando los rellenos sean con materiales granulares muy compactos.

En particular habrá que mencionar la construcción de terraplenes con clastos de roca, provenientes de cortes o excavaciones en túneles (marinas), en los cuales debido al proceso de acomodo e interperización de la roca, el fenómeno de deformación superficial puede ser muy prolongado e intenso. Un ejemplo típico corresponde al sector de La Trampilla en la Ruta 5 Norte, en el cual después de décadas de ejecutar trabajos de mantención y reparaciones de pavimento fue abandonado con un nuevo trazado.

En general, resulta muy difícil controlar las deformaciones superficiales debido a la densificación interna de los rellenos y es conveniente reducir al máximo las de tipo diferencial. Si estas se manifiestan en forma gradual (no diferencial), la deformación propia del terraplén no induce problemas en la capa de rodadura.

En todo caso, si se prevén asentamientos diferenciales hay que tenerlos presente y programar su mantención durante algunos años, considerándolos como un problema normal.

3.602.404 Asentamiento por Consolidaciones. La colocación de un terraplén sobre la superficie del terreno genera un aumento de las presiones efectivas en las capas subyacentes de suelo. Si éste es de carácter compresible, la sobrepresión impuesta ocasiona una disminución de volumen con expulsión de agua de los poros. El cuantificar la magnitud de los asentamientos superficiales debido a este efecto supone, por una parte, calcular correctamente la sobrepresión que se genera por el peso del terraplén a diferentes profundidades y, por otra parte, tener conocimiento de las características del estrato compresible (espesor, coeficientes de compresión, condiciones de drenaje, permeabilidad, etc.).

3.602.404(1) Consolidación Unidimensional. Cuando una masa de suelo compresible totalmente saturada es sometida al efecto de una carga permanente, se inicia una disminución de volumen debido a la expulsión del agua contenida en los vacíos y a un posterior reacomodo de las partículas que forman la estructura del suelo. A este fenómeno se le llama Consolidación.

Se pueden distinguir dos formas de consolidación en un suelo:

- a. **Consolidación Primaria:** Producida únicamente por la disminución de volumen como efecto de la expulsión del agua.
- b. **Consolidación Secundaria:** Es el cambio de volumen que sufre un suelo debido al reacomodo adicional de su estructura interna, después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua al esqueleto mineral del suelo.

Hipótesis fundamentales:

- 1°.- El suelo es un material homogéneo, isótropo y continuo.
- 2°.- El material está totalmente saturado.
- 3°.- Tanto el agua contenida, como las partículas sólidas, son incompresibles.
- 4°.- El flujo es de régimen laminar, por lo que cumple con la Ley de Darcy.
- 5°.- La disminución del volumen del suelo sujeto a consolidación se debe exclusivamente a la expulsión del agua.
- 6°.- El coeficiente de permeabilidad k del suelo, permanece constante durante todo el proceso.

A partir de estas Hipótesis, K. Terzaghi elaboró su teoría de la consolidación. La magnitud del asentamiento puede ser estimada a través de la siguiente relación.

$$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_p} \quad (\text{ec. 3.602.404(1).1})$$

en la que

e_0 : Índice de huecos del suelo, correspondiente a la presión natural p_0 o a la presión de preconsolidación p_c .
Para la estimación de la presión de preconsolidación normalmente se utiliza el criterio de Casagrande que corresponde al punto de intersección de la bisectriz del ángulo formado por la tangente en el punto de máxima curvatura en la relación índice de huecos-presión, con la horizontal y la prolongación de la rama virgen (ver Lámina 3.602.405.3.B).

Δp : Incremento de presión vertical debido al peso del terraplén determinado según lo indicado en ec. 3.602.404(2).1

C_c : Índice de compresión.

H : Espesor del estrato compresible.

p_0 : Presión geoestática inicial

p_p : Presión de preconsolidación. Si $p_p > p_i$. En caso contrario $p_p = p_0$

Los valores de e_0 , p_p y C_c se determinan mediante el ensaye edométrico.

3.602.404(2) Aumento de las Presiones Bajo Terraplén. Un elemento de suelo a una determinada profundidad está sometido a una presión vertical que depende del suelo que queda por encima de dicho elemento. Si la presión vertical máxima a que ha sido sometido el elemento en cuestión corresponde a la sobrecarga de suelo existente, se dice que el suelo es **normalmente consolidado**. En caso que anteriormente haya sido sometido a presiones mayores, se dice que el suelo es **pre-consolidado**.

Al colocar un terraplén en la superficie del terreno, se generan presiones sobre el suelo natural que provocan asentamientos que es necesario cuantificar.

Normalmente, para calcular las sobrepresiones se utiliza la Teoría de Boussinesq, que resulta bastante laboriosa para el caso de los terraplenes. Por esta razón se recomienda la siguiente expresión de Carothers, cuya explicación se da en la figura de la Lámina 3.602.404(2).A.

$$\Delta p = \frac{\gamma h}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{\beta_2 \cdot x}{h \cot. \alpha} + \frac{z}{R^2} (l - x) \right] \quad (\text{ec. 3.602.404(2).1})$$

Δp : sobrepresión del suelo a profundidad "z" y distancia (l - x) del eje.

l : semi ancho del terraplén en la base.

h : altura del terraplén.

α , β_1 , β_2 y R según figura.

Se superpondrán los efectos de ambos lados del terraplén.

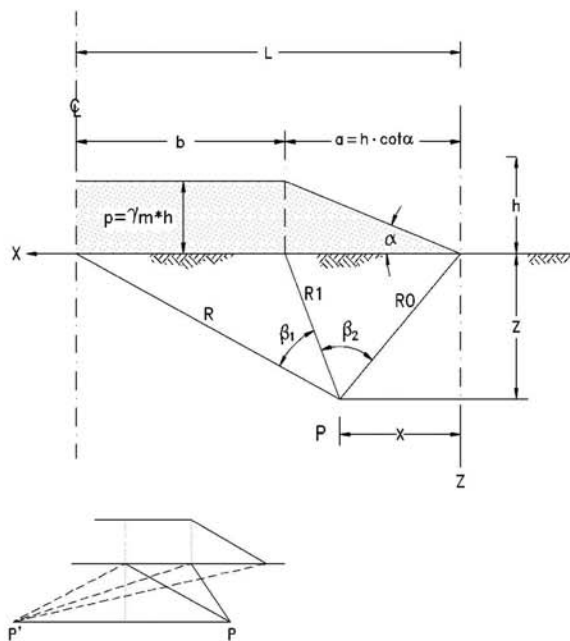


FIG. a

PARAMETROS PARA
EL CALCULO DE σ_z
EN EL PUNTO P.

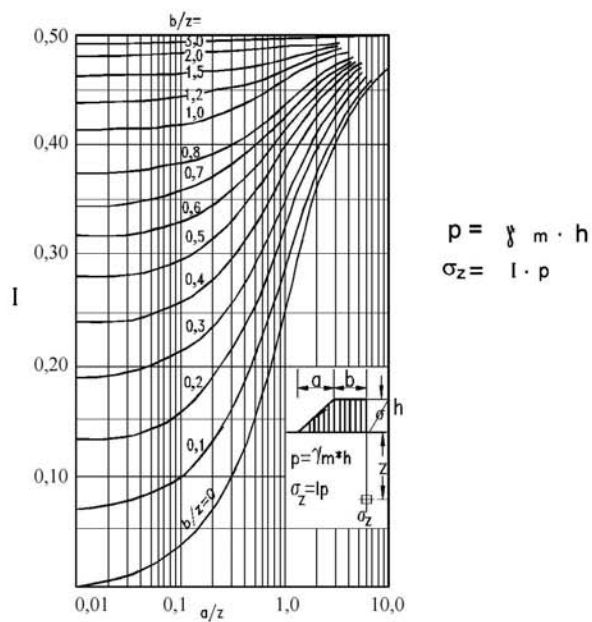


FIG. b

VALORES DE INFLUENCIA "I" PARA EL
CALCULO DE ESFUERZOS NORMALES σ_z
BAJO UN TERRAPLEN (OSTERBERG).

3.602.404(3) Ejemplo Cálculo del Asentamiento por Consolidación. A continuación se desarrolla un ejemplo de cálculo para la estimación del asentamiento por consolidación de un terraplén de 5,0 m de altura, debido a la presencia de tres estratos compresibles bajo el terreno natural. En la figura de la Lámina 3.602.404(3).A, se indica como se ha modelado el problema, incluyendo la geometría de la sección transversal, estratigráfica de suelos y las presiones verticales efectivas iniciales y el incremento de éstas debido al peso del terraplén.

En la Lámina 3.602.404(3).B se entrega una representación gráfica de la relación índice de huecos (e) – presión (p) de acuerdo al ensaye edométrico practicado a una muestra representativa de cada estrato compresible.

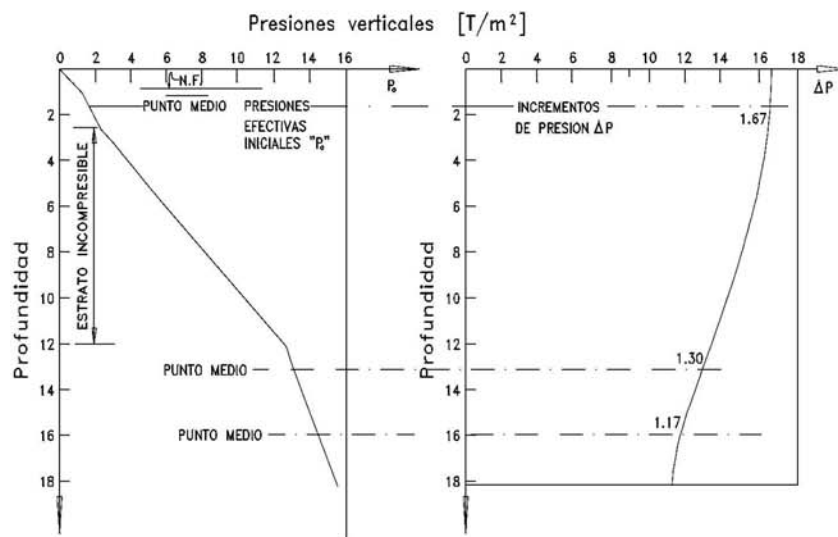
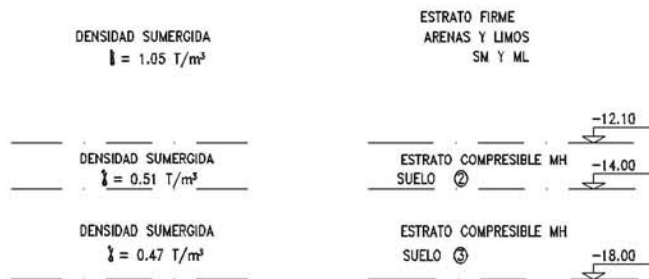
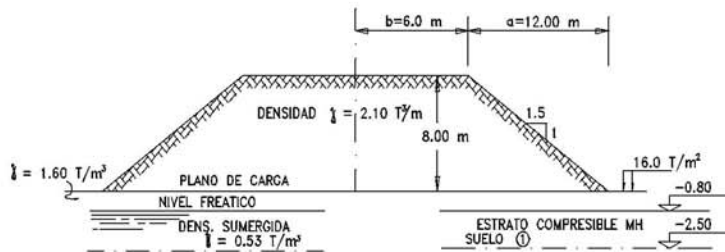
Estimación del asentamiento

$$\Delta H = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_p (*)}$$

Estrato N°	Espesor H (cm)	Indice de Huecos (e _o)	Indice de Compac. C _c	P _p Kg/cm ²	P _i + Δp Kg/cm ²	log $\frac{p_i + \Delta p}{p'}$	Asentamiento ΔH (cm)
1	170	1,83	0,59	2,26	1,84	< 0,0	-
2	190	1,85	0,70	2,18	2,57	0,0715	3,3
3	400	2,04	0,94	2,31	2,58	0,048	5,9
Total Asentamiento							9,2 cm

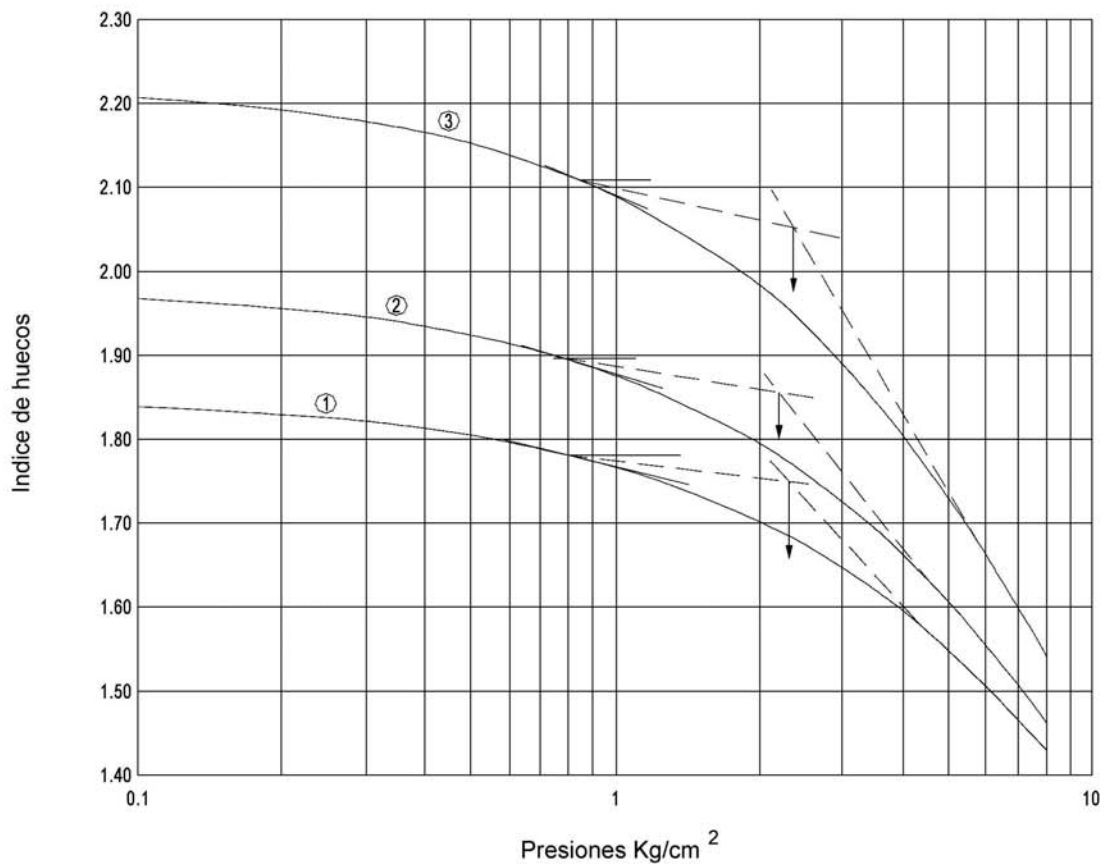
(*) Si la presión de preconsolidación p_p es mayor que p_i se usa :

$$p' = p_p \quad \text{en caso contrario } p' = p_i$$



	Indice de Compresión	Presión Precons. (t/m ²)
① Suelo MH entre cotas -0,80 y -2,50 m, humedad $\omega = 71\%$	$C_c = 0,59$	2,26
② Suelo MH entre cotas -12,10 y -14,00 m, humedad $\omega = 80\%$	$C_c = 0,70$	2,18
③ Suelo MH entre cotas -14,00 y -18,00 m, humedad $\omega = 93\%$	$C_c = 0,94$	2,31

Peso específico promedio, $\gamma = 2,50 \text{ gr/cm}^3$



Resultado Ensayo Edométrico

3.602.405 Flujo Plástico y/o Falla por Corte. Este fenómeno es característico de suelos blandos o de baja consistencia y se presenta como una deformación continua, derivada de un esfuerzo de corte constante. Esta forma de falla ocurre por una concentración de esfuerzos en un punto del suelo de fundación de un terraplén que alcanza el valor del esfuerzo máximo de resistencia de corte del suelo. Se manifiesta como hundimiento del terraplén acompañado de sollevamiento del terreno adyacente. Debe recordarse que, a diferencia de la consolidación, la deformación o cambio de forma del suelo se produce sin disminución de volumen.

Los materiales que son susceptibles de presentar este fenómeno son los suelos finos, de estructura apanada o floculenta, o los depósitos de materia orgánica de estructura fibrosa de consistencia baja, que se encuentran normalmente consolidados.

El cálculo de estabilidad para esta situación resulta mas preciso según el análisis de flujo plástico que el de falla por corte, especialmente cuando se trata de un estrato blando de espesor relativamente bajo.

En el análisis por flujo plástico es necesario considerar los siguientes aspectos:

- Propiedades del Suelo Blando – Resistencia al Corte
- Distribución de los esfuerzos cortantes.

3.602.405(1) Propiedades del Suelo Blando – Resistencia al Corte. En los materiales de falla elasto-plástica, o sea los que se deforman indefinidamente bajo la acción de un esfuerzo cortante constante, se deberá considerar como rango elástico, aquél en que las deformaciones no alcancen valores mayores que 20% de la altura total de una muestra sujeta a una prueba de compresión simple, de la cual se puede

deducir el valor del parámetro c : $\frac{q_u}{2} = c$ (ec. 3.602.405(1).1)

En los materiales que acusan una curva esfuerzo-deformación típica de falla frágil, el rango elástico es aquél en el que las deformaciones no rebasan el punto de fluencia. En general, dichas deformaciones son del orden de 3% de la altura de la muestra. Debe hacerse notar que en este tipo de materiales es donde las fallas por flujo plástico son más bruscas. Esto se debe a que una vez alcanzado el valor de fluencia por la acción de las cargas impuestas, la resistencia al esfuerzo cortante disminuye rápidamente debido a fenómenos de relajación de esfuerzos. Por lo anterior, el valor del parámetro c debe ser reducido por un coeficiente igual a 0,75.

$$\frac{3/4 q_u}{2} = 3/4 c' = c$$

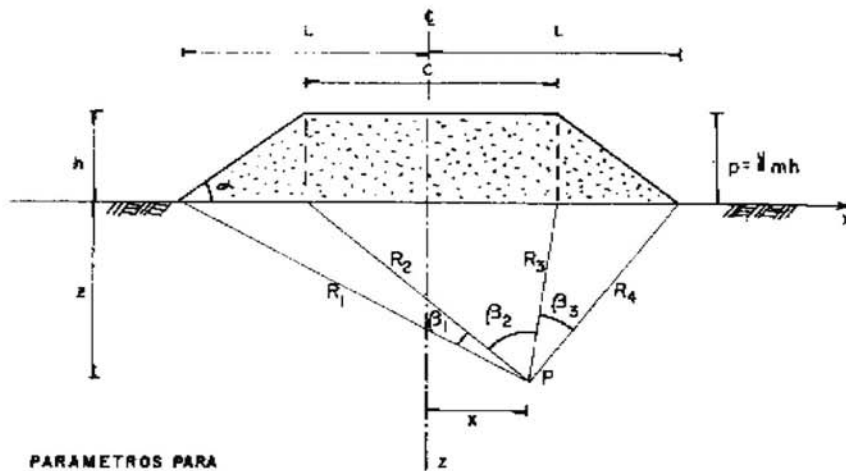
3.602.405(2) Distribución de los Esfuerzos Cortantes. La solución matemática para obtener la magnitud de los esfuerzos cortantes, en un punto $p(x, z)$ en el seno del suelo bajo la carga impuesta por un terraplén, fue resuelta por Hogentogler y está dada por la siguiente expresión:

$$S_{xz} = \frac{z p}{\pi h \cot \alpha} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 - \beta_3)^2}. \quad (\text{ec. 3.602.405(2).1})$$

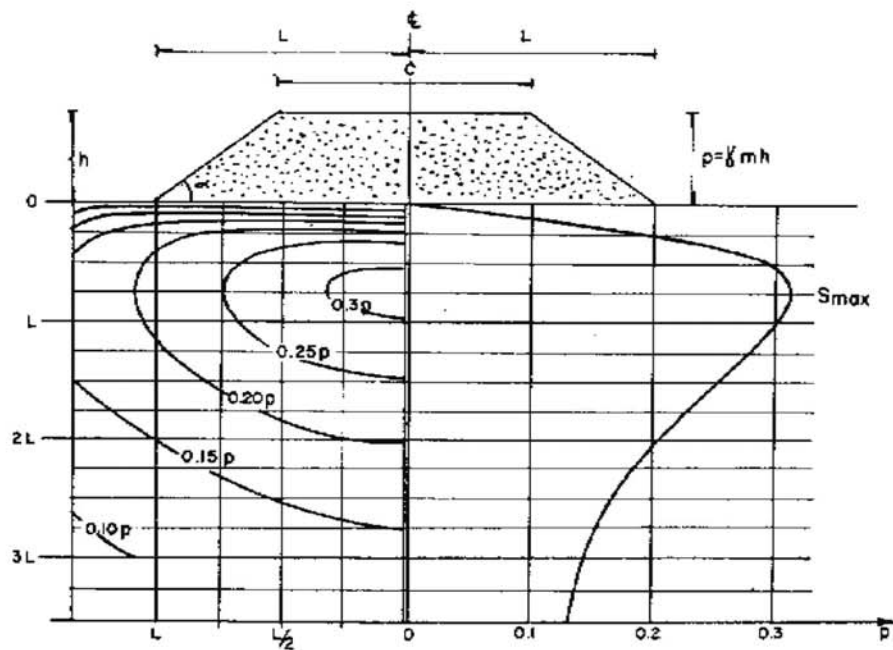
La interpretación de las literales puede apreciarse en la figura de la Lámina 3.602.405(2).A, siendo S_{xz} el esfuerzo cortante inducido por el terraplén en el punto considerado.

Para los puntos situados bajo el centro del terraplén, la ecuación se simplifica puesto que:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \beta_3 \\ R_1 &= R_4 \\ R_2 &= R_3 \end{aligned}$$



PARAMETROS PARA
EL CALCULO DE S_{xz}
EN EL PUNTO P.



DISTRIBUCION BAJO LA SECCION TRANSVERSAL DE UN TERRAPLEN

con lo que la expresión se reduce a:

$$S_{xz} = \frac{z p}{\pi h \cot \alpha} \operatorname{Log}_e \frac{R_1^2}{R_2^2} \quad (\text{ec. 3.602.405(2).2})$$

En general puede decirse conservadoramente, que la altura máxima de un terraplén capaz de producir flujo plástico en el terreno de cimentación queda limitada por el siguiente valor:

$$h = \frac{c}{0,3 \cdot \gamma_m} \quad (\text{ec. 3.602.405(2).3})$$

Siendo γ_m la densidad del material saturado que se utiliza para construir el cuerpo del terraplén y “c” la resistencia al corte del terreno de cimentación.

3.602.405(3) Falla por Aplastamiento en Estrato Blando de Poco Espesor. Para el análisis por aplastamiento entre dos placas rígidas, como se ilustra en la Lámina 3.602.405(3).A, la altura máxima del terraplén queda determinada por la expresión:

$$h = \frac{B}{2 \cot \alpha} \left(\sqrt{\frac{1}{1-r}} - 1 \right) \quad (\text{ec. 3.602.405(3).1})$$

en la que:

$$r = \frac{c \cot \alpha}{a \cdot \gamma_m}$$

B: ancho superior plataforma (m)

c : cohesión (T/m²)

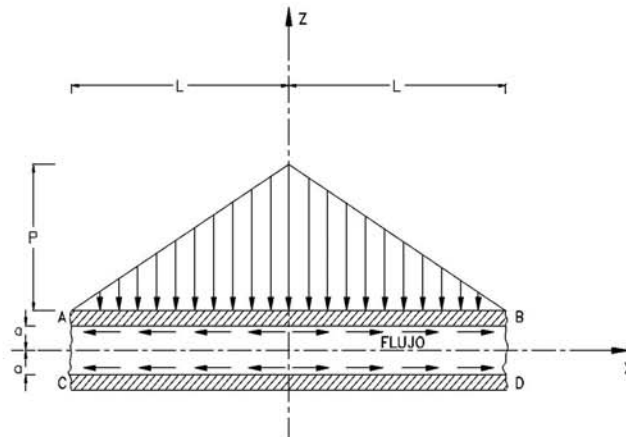
α : Inclinación del talud

Para que las soluciones sean reales es necesario que $0 < r < 1$.

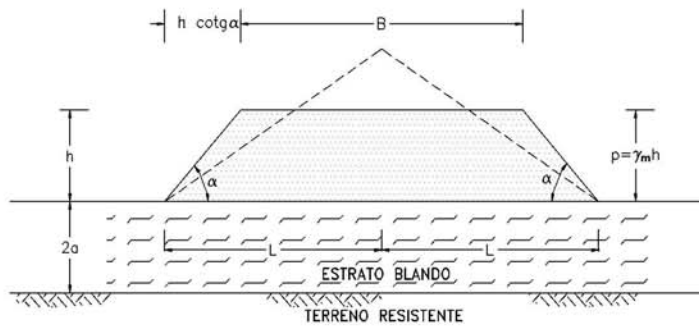
Para $c = 0$ $r = 0$ y $h = 0$
y para $r = 1,0$ $h = \infty$

Para un valor de “2a” dado, la altura máxima del terraplén se puede incrementar si:

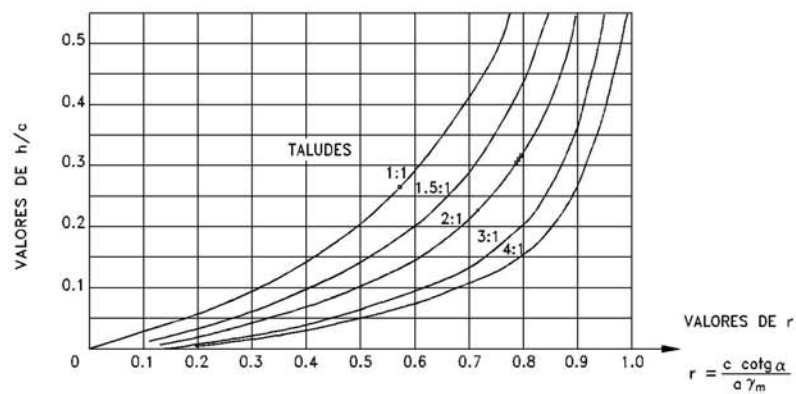
- Se aumenta la resistencia del suelo.
- Se tienden los taludes
- Se colocan materiales más livianos.



FALLA POR APLASTAMIENTO ENTRE DOS PLACAS RIGIDAS



FALLA POR APLASTAMIENTO BAJO UN TERRAPLEN



GRAFICA PARA OBTENCION DE h

3.602.406 Asentamiento Dinámico y Licuefacción. Todo tipo de suelo que posea baja cohesión y densidad menor que la máxima, al ser sometido a solicitaciones dinámicas tales como vibraciones, impactos, sismos, etc., tiende a densificarse, disminuyendo su volumen. Si estos suelos además se encuentran saturados, tienen baja permeabilidad o condiciones de borde que restringen su drenaje, la tendencia a la densificación se traduce en un incremento de presión de poros, la que puede crecer hasta un valor cercano a la presión de confinamiento, llegando a anular a la presión efectiva o de contacto entre granos. En estas circunstancias, un suelo de las características mencionadas pierde total o parcialmente su capacidad de soporte durante algunos minutos, para luego recuperarla.

El aumento de presión en la fase fluida, debido a que el suelo no alcanza a drenar durante el corto tiempo que dura la carga dinámica de un sismo, puede llevar al suelo, transitoriamente, al estado de licuefacción con el consiguiente asentamiento y/o giro de las estructuras apoyadas en él.

Si el suelo no se encuentra saturado, el asentamiento también se produce, pero es de magnitud menor y sin gran pérdida de la capacidad portante.

La capacidad de un sismo de producir asentamientos depende de las aceleraciones que produzca en superficie, lo que depende de su magnitud, la distancia al hipocentro, la duración y la estratigrafía del lugar. En la experiencia práctica, se han observado licuefacciones con sismos moderados de magnitud mayor o igual que 5 en la escala de Richter.

A continuación se presentan distintos procedimientos para determinar el riesgo de licuefacción de un suelo, los que dependen de la cantidad y calidad de la información disponible, y que permiten distintos grados de precisión en la determinación del riesgo mencionado. Ordenados en un sentido de precisión creciente, se presentan procedimientos basados en la geomorfología [Numeral 3.602.406(1)], granulometría [Numeral 3.602.406(2)], estratigrafía del terreno [Numeral 3.602.406(3)] y dos métodos racionales basados en sondajes y modelos de laboratorio [Numeral 3.602.406(4)], como son los métodos Japonés y NYSDOT.

Los métodos racionales, combinados con el gráfico 3.602.406 (5), permiten estimar la consolidación por sismo. El método NYSDOT permite adicionalmente estudiar la estabilidad sísmica de un terraplén fundado sobre terrenos con potencial de licuefacción [Numeral 3.602.406(6)].

Los métodos de menor precisión permiten detectar zonas en que existe potencial de licuefacción, cuyo riesgo puede establecerse con los métodos más precisos.

La precisión requerida en cada caso dependerá de la importancia del Proyecto y del nivel de estudio (al respecto, véanse las definiciones en el Tópico 2.101.4 del MC-V2). Sólo es necesario aplicar los métodos adecuados a cada instancia. Así por ejemplo, a nivel de Estudio Preliminar, puede ser suficiente diagnosticar cualitativamente el riesgo de licuefacción a través de la geomorfología. En ingeniería básica y anteproyectos puede ser suficiente considerar la granulometría o estratigrafía. En el caso de proyectos o estudio definitivo de puentes importantes debe recurrirse a los métodos Japonés y NYSDOT.

3.602.406(1) Geomorfología. El nivel de riesgo de licuefacción se puede establecer en términos generales en función de las características locales del terreno, según se indica en la Tabla 3.602.406(1).A.

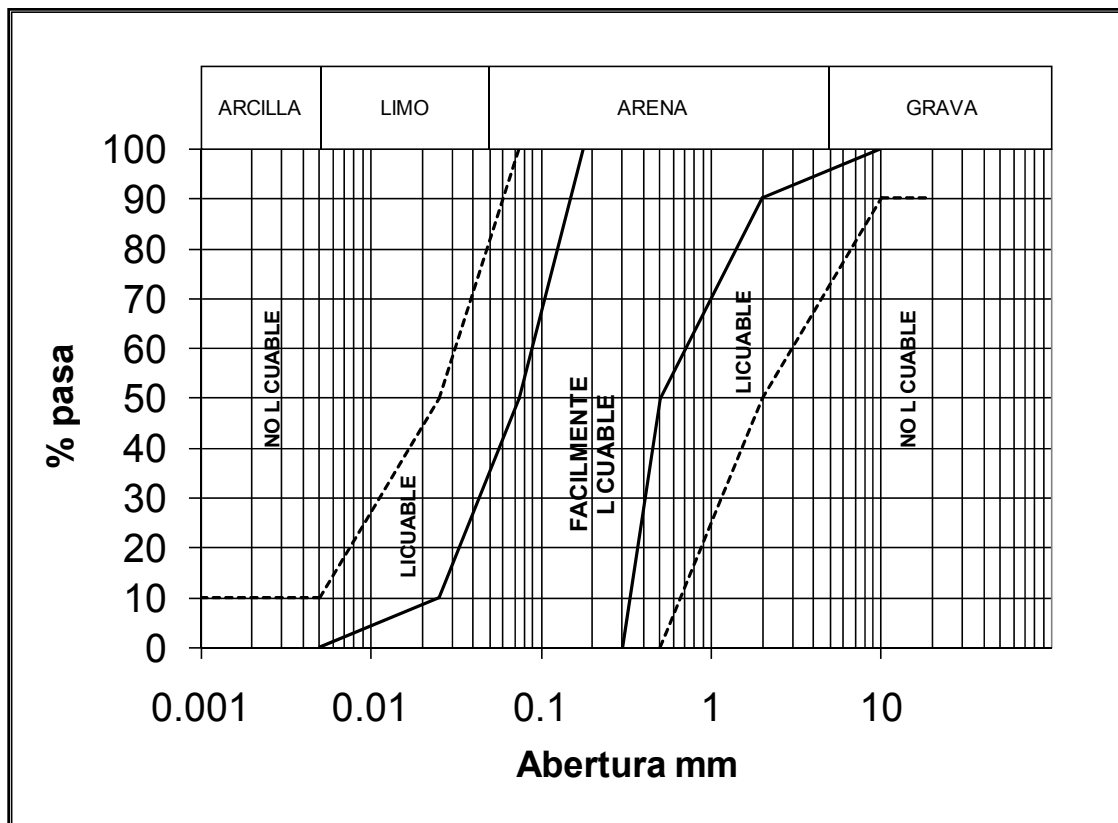
TABLA 3.602.406(1).A
RIESGO DE LICUEFACCIÓN DE ACUERDO CON LA GEOMORFOLOGÍA

RIESGO DE LICUEFACCIÓN	
ALTO	<ul style="list-style-type: none"> - Rellenos Artificiales - Terraplenes sobre suelo arenoso con napa cercana a la superficie - Lechos de río arenosos antiguos, recientes o actuales - Rellenos sobre antiguos pantanos - Depósito final de aluvión - Zonas bajas y planas en quebradas - Dunas - Lagunas o lagos antiguos - Depresiones entre dunas - Zonas de meandros - Rellenos sobre humedales o bofedales - Todo lugar con antecedentes de licuefacción anterior
MEDIO	<ul style="list-style-type: none"> - Depósitos morrénicos - Planicies de inundación - Playa artificial - Deltas de río - Depósito lateral de aluvión - Barra de arena
BAJO	<ul style="list-style-type: none"> - Estratos con cohesión - Terrenos no saturados o napa habitualmente profunda (> 10m) - Playa natural - Desembocadura de río - Valles rellenos con suelo arenoso - Depósitos aluvionales con pendiente inferior a 0,5% - Zonas de aguas termales
NULO	<ul style="list-style-type: none"> - Roca - Áreas montañosas - Cerros, colinas - Mesetas o terrazas - Valles rellenos con gravas limpias o rocas - Terrenos secos o con napa habitualmente profunda (> 15m) - Depósitos aluvionales con pendiente superior a 0,5% - Cimas de duna - Barra de grava - Lechos de río gravosos

Fuente: Collection of Surface data for the Prediction of Liquefaction Potential, Susumu Yasuda (1999), Ishihara (1991)

3.602.406(2) Granulometría. Si se cuenta con estudios granulométricos y de límites de consistencia de los estratos de suelo, se pueden aplicar las Figuras 3.602.406(2).A y 3.602.406(2).B para complementar y profundizar el diagnóstico del Numeral **3.602.406(1)**.

FIGURA 3.602.406(2).A
Potencial de Licuefacción Suelos



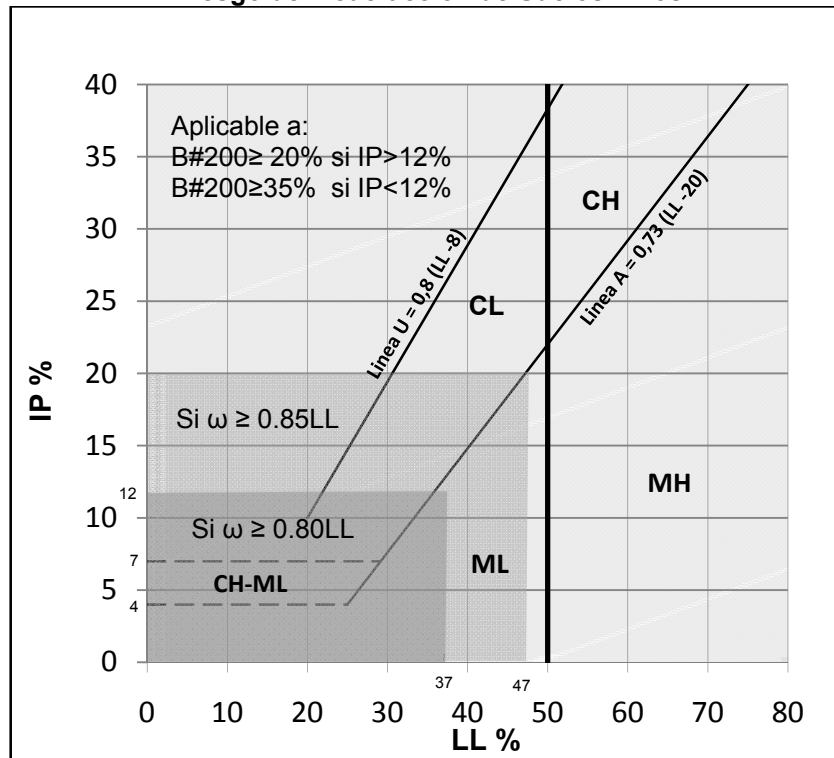
Fuente: Perlea y Perlea (1984)

El gráfico de la Figura 3.602.406(2).A es aplicable si la curva granulométrica está completa o mayormente contenida en cada una de las zonas. Si la curva granulométrica atraviesa varias zonas, el gráfico no es de aplicación directa.

Casos especiales conocidos con potencial de licuefacción:

- Suelos aluviales con contenido de finos bajo la malla #200 < 35%.
- Rellenos granulares artificiales con contenido de arcillas < 10%, o con IP < 15%.
- Gravas y arenas con finos, confinadas entre estratos de baja permeabilidad.

FIGURA 3.602.406(2).B
Riesgo de Licuefacción de Suelos Finos

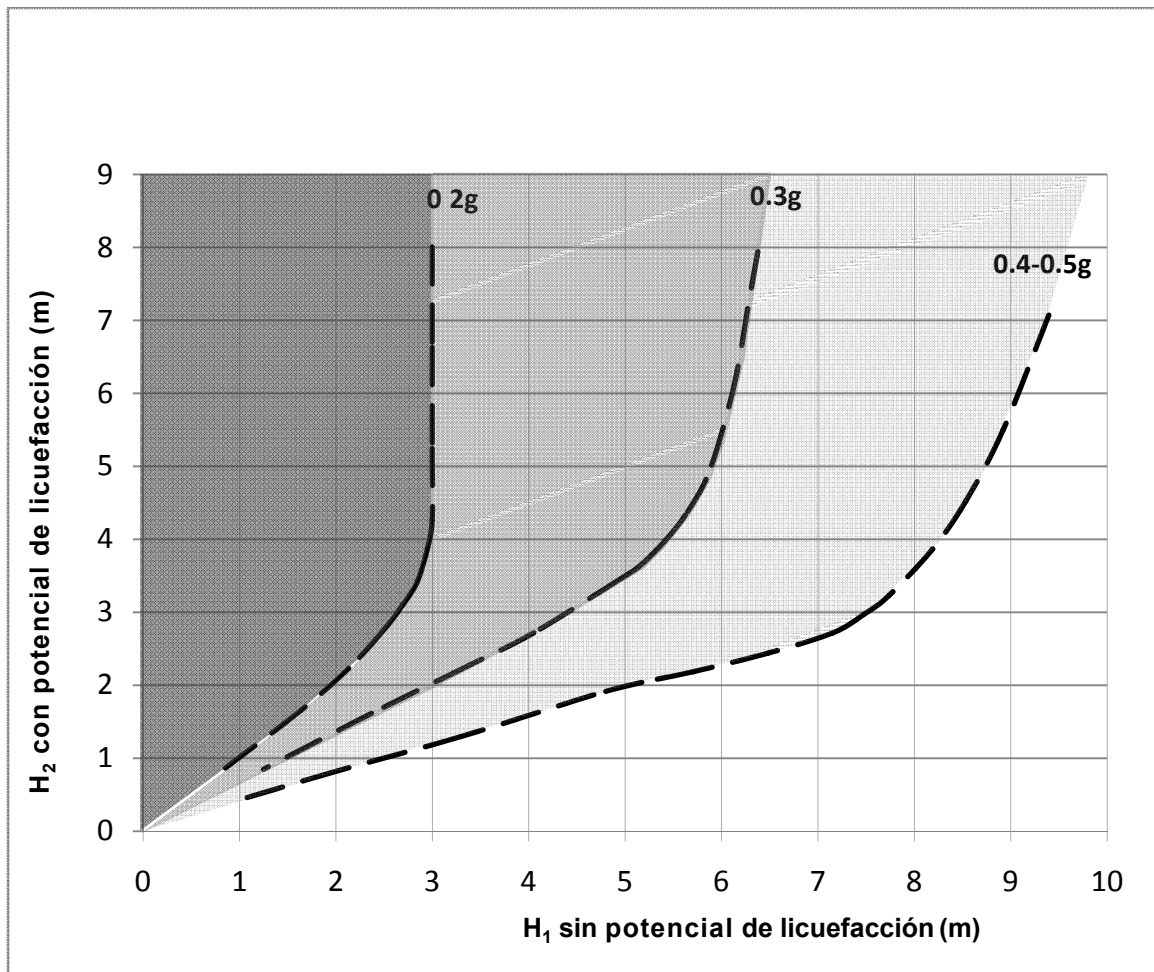


Fuente: Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, Boulanger & Idriss (2004), University of California, Davis.

Sombreado oscuro: riesgo alto de licuefacción
 Sombreado medio: riesgo medio de licuefacción
 Sombreado claro: riesgo bajo de licuefacción

3.602.406(3) Estratigrafía. Dependiendo de la geometría de los estratos encontrada en terreno y de la presencia o ausencia de estratos impermeables laterales o de fondo, puede utilizarse la Figura 3.602.406(3).A.

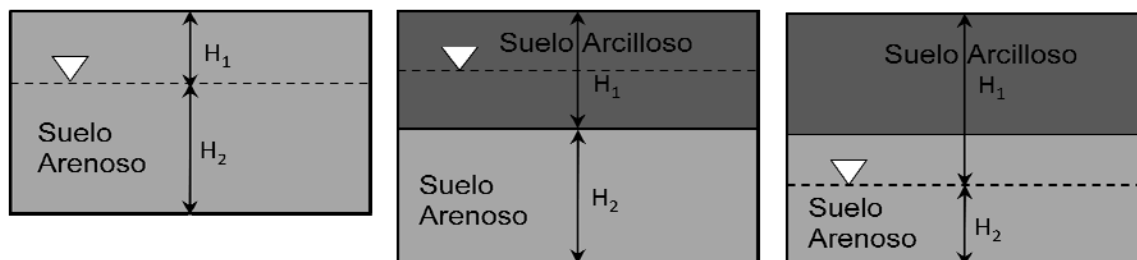
FIGURA 3.602.406(3).A
Riesgo de Licuefacción según Estratigrafía y Aceleración Local del Sismo



Fuente: Stability of Natural Deposits During Earthquakes (Ishihara, 1985)

- Sombreado oscuro: riesgo alto de licuefacción
- Sombreado medio: riesgo medio de licuefacción
- Sombreado claro: riesgo bajo de licuefacción
- Sin sombreado: sin riesgo de licuefacción

Si el estrato con potencial de licuefacción se ubica sobre estrato impermeable, el riesgo de licuefacción aumenta.



3.602.406(4) Métodos Basados en Mediciones de Sondajes y Modelos de Laboratorio

En obras tales como puentes, viaductos y otras definidas como de importancia estratégica, o que su falla implique la pérdida prolongada de conectividad, debe ejecutarse el diagnóstico de potencial de licuefacción por los métodos Japonés y NYSDOT (sigla del Departamento de Transporte del Estado de Nueva York), que se describen en los Numerales 3.602.406(4) a) y b) respectivamente. Pueden incluirse otros métodos y/o softwares con los que cuente el Proyectista. Es recomendable emplear los 2 métodos mencionados y en caso de discrepancia entre los resultados, debe seleccionarse el más desfavorable, salvo que el profesional responsable del análisis fundamente algo diferente.

3.602.406(4) a) Método Japonés. Este Método es una variante del método simplificado de Seed & Idriss (1971) y se basa en la comparación entre una estimación del esfuerzo de corte inducido por el sismo en profundidad, con la resistencia a la licuefacción medida a través de una correlación entre SPT (*Standard Penetration Test*, según ASTM D1586) y ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio. Se calcula un factor de seguridad a la licuefacción (FL) a diferentes cotas, para estimar la probabilidad de ocurrencia de la licuefacción en cada estrato. Su aplicación requiere el registro de SPT y la granulometría de las muestras extraídas de los diferentes estratos, en lo posible, hasta una profundidad de 20 m, que se estima la máxima que puede alcanzar la licuefacción. Se requiere, además, la aceleración máxima del suelo (a_0), que se obtiene del Numeral 3.1004.303, correspondiente a la zonificación sísmica de Chile o de registros locales.

Razón de Esfuerzo Cíclico en profundidad para el Método Japonés.

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \frac{a_0}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \gamma_d \quad (\text{ec. 3.602.406(4).1})$$

donde:

τ_d : Esfuerzo de corte cíclico equivalente causado por el sismo

σ'_z : Presión vertical efectiva

σ_z : Presión vertical total

$\gamma_n = 0,1 (M - 1)$: Factor de ajuste por magnitud del sismo (M : magnitud Richter del sismo)

a_0 : Aceleración máxima horizontal medida en la superficie

g : Aceleración de gravedad

$\gamma_d = 1 - 0,015 z$: Factor de reducción por profundidad.

La Tabla 3.602.406(4).A contiene un ejemplo de procesamiento y los resultados que se obtienen con este Método. A su vez, la Lámina 3.602.406(4).A muestra los datos de entrada y las ecuaciones necesarias para construir la Tabla para calcular los resultados de este Método.

Ejemplo de datos de entrada de Tabla 3.602.406(4).A:

			Límite Funcional	Límite Seguridad
$\gamma_{seca} =$	1800	kgf/m ³	150-200	350
$\omega_{nat} =$	0,121			
$G =$	2,65			
$Z_{napa} =$	0	M		
$\omega_{sat} =$	0,121			
$\gamma_{nat} =$	2018	kgf/m ³		
$\gamma_{sat} =$	2018			
$\gamma_b =$	1018	kgf/m ³		
$a_0 =$	350	cm/s ²		
$g =$	980	cm/s ²		
$M =$	8,5			
$\gamma_n =$	0,75			
$a_0/g =$	0,357			

**TABLA 3.602.406(4).A
EJEMPLO DE APLICACIÓN MÉTODO JAPONÉS**

z	N (SPT)	%B #200	D50	σ'_z	σ_z	τ_d/σ'_z	(N1) ₆₀	N _a finos	N	τ_i/σ'_z	FL 5%	PL(z)	F(z)	W(z)	F(z)*W(z)	PL(z)*W(z)	L _i	L _s
																	8,4	20,4
m		%	mm	ton/m ²	ton/m ²		(45% ef.)	Aj. Finos	Aj. Gravas									
1	13	10	0,1	1,02	2,02	0,523	31	37	37	3,892	7,44	0,00	0,000	9,5	0,000	0,000	0,0	0
2	13	10	0,1	2,04	4,04	0,515	22	28	28	0,725	1,41	0,15	0,000	9,0	0,000	1,367	0,0	0,7
3	13	10	0,1	3,05	6,05	0,507	18	24	24	0,371	0,73	0,77	0,268	8,5	2,279	6,564	1,1	4,6
4	33	10	0,1	4,07	8,07	0,499	39	45	45	15,381	30,81	0,00	0,000	8,0	0,000	0,000	2,3	7,9
5	33	10	0,1	5,09	10,09	0,491	35	41	41	7,978	16,24	0,00	0,000	7,5	0,000	0,000	2,3	7,9
6	44	10	0,1	6,11	12,11	0,483	42	48	48	25,650	53,08	0,00	0,000	7,0	0,000	0,000	2,3	7,9
7	44	10	0,1	7,13	14,13	0,475	39	45	45	16,122	33,92	0,00	0,000	6,5	0,000	0,000	2,3	7,9
8	44	10	0,1	8,14	16,14	0,467	37	43	43	10,851	23,22	0,00	0,000	6,0	0,000	0,000	2,3	7,9
9	44	10	0,1	9,16	18,16	0,459	34	40	40	7,697	16,76	0,00	0,000	5,5	0,000	0,000	2,3	7,9
10	44	10	0,1	10,18	20,18	0,451	33	39	39	5,692	12,61	0,00	0,000	5,0	0,000	0,000	2,3	7,9
11	44	10	0,1	11,20	22,20	0,443	31	37	37	4,354	9,82	0,00	0,000	4,5	0,000	0,000	2,3	7,9
12	44	10	0,1	12,21	24,21	0,435	30	36	36	3,427	7,87	0,00	0,000	4,0	0,000	0,000	2,3	7,9
13	22	10	0,1	13,23	26,23	0,427	14	20	20	0,245	0,57	0,91	0,427	3,5	1,496	3,188	3,0	9,5
14	22	10	0,1	14,25	28,25	0,419	14	20	20	0,232	0,55	0,92	0,446	3,0	1,338	2,767	4,4	12,5
15	22	10	0,1	15,27	30,27	0,412	13	19	19	0,223	0,54	0,93	0,459	2,5	1,148	2,324	5,7	15,0
16	22	10	0,1	16,29	32,29	0,404	13	19	19	0,214	0,53	0,93	0,469	2,0	0,937	1,869	6,7	17,1
17	22	10	0,1	17,30	34,30	0,396	13	19	19	0,208	0,53	0,94	0,475	1,5	0,712	1,407	7,6	18,8
18	22	10	0,1	18,32	36,32	0,388	12	18	18	0,202	0,52	0,94	0,478	1,0	0,478	0,940	8,1	20,0
19	100	10	0,1	19,34	38,34	0,380	54	60	60	116,518	306,89	0,00	0,000	0,5	0,000	0,000	8,4	20,4
20	100	10	0,1	20,36	40,36	0,372	53	59	59	99,191	266,85	0,00	0,000	0,0	0,000	0,000	8,4	20,4

MANUAL DE CARRETERAS	MÉTODO JAPONÉS	3.602.406(4).A
VOL. N°3		Junio 2014
A) Datos de Entrada Método Japonés:		
γ_{seca}	: densidad seca promedio del suelo	
ω_{nat}	: humedad natural del estrato de suelo no saturado	
G	: razón de densidades partícula sólida/agua	
z	: profundidad media del estrato	
N (SPT)	: golpes/30cm del ensayo de SPT en terreno	
Z _{napa}	: profundidad de la napa	
%B#200	: porcentaje bajo la malla #200 de cada muestra de estrato	
D50	: abertura de malla correspondiente a 50% que pasa	
a ₀	: aceleración máxima en la superficie	
M	: magnitud Richter del sismo.	
B) Fórmulas de Cálculo Empleadas en la Tabla 3.602.406.A		
$\omega_{sat} = \frac{1}{G} (1 - \gamma_{seca} / (1000G))$	- Humedad de saturación	
$\gamma_{mat} = \gamma_{seca}(1 + \omega_{sat})$	- Peso unitario a humedad natural	
$\gamma_{sat} = \gamma_{seca}(1 + \omega_{sat})$ $\gamma_b = \gamma_{sat} - 1000$	- Peso unitario en saturación - Peso unitario boyante	
$\gamma_n = 0,1(M - 1)$	- Factor de reducción de esfuerzos por enterramiento	
$\sigma'_z = \Sigma(\gamma_i h_i - \mu_i)$	- Esfuerzo vertical efectivo	
$\mu_i = 1000(z - Z_{napa})$	- Presión de poros inicial (z ≥ Z _{napa})	
$\sigma_z = \Sigma \gamma_i h_i$	- Esfuerzo vertical total	
$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n (a_0/g) \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} (1 - 0,015z)$	- Razón de Esfuerzo Cíclico solicitante	
$(N1)_{60} = \frac{45}{60} * N (SPT) \sqrt{\frac{98}{9,8\sigma'_z}}$	- Número de golpes equivalentes a 1MPa de confinamiento con equipo de 60% de rendimiento	
$N_{a\text{ finos}} = (N1)_{60}$; si %B#200 ≤ 5%	- Na finos: Número de golpes ajustado por contenido de finos	
$N_{a\text{ finos}} = (N1)_{60} + 3,8(\%B\#200 - 5)^{0,28}$; si %B#200 > 5%		
$N = (N1)_{60}$; si D50 < 0,33 mm $N = (N1)_{60}(0,8721 - 0,1207 \ln(D50))$; si D50 ≥ 0,33 mm	- N: Número de golpes ajustado por contenido de gravas y arenas	
$\frac{\tau_l}{\sigma'_z} = 0,45 * 0,57 * (16/100\sqrt{N} + (16/80\sqrt{N})^{14})$	- Razón de Esfuerzo Cíclico Resistente a una falla por deformación de 5%	
$FL\ 5\% = (\frac{\tau_l}{\sigma'_z}) / (\frac{\tau_d}{\sigma'_z})$	- Factor de seguridad a la falla por licuefacción para un nivel de deformación de 5%	
$PL = \frac{1}{1 + (\frac{FL}{0,96})^{4,5}}$	- Probabilidad de licuefacción de acuerdo con Numeral 3.602.406(4) c)	
$F(z) = 1 - FL$ si FL < 0,95 $F(z) = 2 * 10^6 e^{-18,427 FL}$ si 0,95 ≤ FL < 1,2 $F(z) = 0$ si FL ≥ 1,2	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)	
$W(z) = 10 - 0,5 * z$ si 0 ≤ z ≤ 20 m (función de peso o importancia) $W(z) = 0$ si z > 20 m	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)	
Nota: Las filas sombreadas corresponden a columnas de la Tabla 3.602.406.A		

3.602.406(4) b) Método NYSDOT. Este método es otra variante del método simplificado de Seed & Idriss (1971) y se basa en los resultados de SPT, el análisis granulométrico y los límites de consistencia de las muestras recuperadas del mismo ensayo exploratorio, en lo posible hasta una profundidad de 20 m, que se estima la máxima a la que puede incidir la licuefacción. Este modelo utiliza una forma no lineal para relacionar la razón de esfuerzo cíclico con la magnitud del sismo.

La Tabla 3.602.406(4).B contiene un ejemplo de procesamiento y los resultados que se obtienen con este Método. En ella, debe ingresarse 5,25, 6,00, 6,75, 7,50 u 8,50 como magnitud del sismo; para magnitudes intermedias, se debe interpolar.

Por su parte, las Láminas 3.602.406(4).B, .C y .D muestra los datos de entrada y las ecuaciones necesarias para construir la Tabla para calcular los resultados de este Método.

Ejemplo de datos de entrada de Tabla 3.602.406(4).B:

$\gamma_{seca} =$	1800	kgf/m ³
$\omega_{nat} =$	0,137	
$G =$	2,7	
$Z_{napa} =$	0	M
$\omega_{sat} =$	0,123	
$\gamma_{nat} =$	2047	kgf/m ³
$\gamma_{sat} =$	2022	
$\gamma_b =$	1022	kgf/m ³

$M =$	7,5	(5.25;6.00; 6.75;7.50;8.50)
$a_0 =$	350	cm/s ²
$g =$	980	cm/s ²
$\gamma_n =$	0,65	
$a_0/g =$	0,357	

**TABLA 3.602.406(4).B
EJEMPLO DE APLICACIÓN MÉTODO NYSDOT**

z	N (SPT)	%B #200	IP	σ'_z	σ_z	τ_d/σ'_z	(N1) ₆₀	τ_l/σ'_z	FL (Control f)	PL(z)	F(z)	W(z)	F(z)*W(z)	PL(z)*W(z)	L _i	L _s
															6,7	22,7
m		%	%	ton/m ²	ton/m ²		(45% ef.)									
1	13	10	0	1,02	2,02	0,457	25	0,544	1,19	0,27	0,001	9,5	0,006	2,611	0,0	1,3
2	13	10	0	2,04	4,04	0,454	25	0,544	1,20	0,27	0,001	9,0	0,005	2,423	0,0	3,8
3	13	10	0	3,07	6,07	0,451	22	0,352	0,78	0,72	0,218	8,5	1,856	6,086	0,9	8,1
4	33	10	5	4,09	8,09	0,446	49	0,776	1,74	0,00	0,000	8,0	0,000	0,000	1,9	11,1
5	33	10	5	5,11	10,11	0,442	44	0,755	1,71	0,00	0,000	7,5	0,000	0,000	1,9	11,1
6	44	10	5	6,13	12,13	0,437	54	0,792	1,81	0,00	0,000	7,0	0,000	0,000	1,9	11,1
7	44	10	10	7,16	14,16	0,431	50	0,778	1,80	0,00	0,000	6,5	0,000	0,000	1,9	11,1
8	44	10	10	8,18	16,18	0,425	47	0,765	1,80	0,00	0,000	6,0	0,000	0,000	1,9	11,1
9	44	10	10	9,20	18,20	0,419	44	0,753	1,80	0,00	0,000	5,5	0,000	0,000	1,9	11,1
10	44	10	10	10,22	20,22	0,413	42	0,743	1,80	0,00	0,000	5,0	0,000	0,000	1,9	11,1
11	44	10	10	11,24	22,24	0,407	40	0,733	1,80	0,00	0,000	4,5	0,000	0,000	1,9	11,1
12	44	10	10	12,27	24,27	0,401	38	0,723	1,80	0,00	0,000	4,0	0,000	0,000	1,9	11,1
13	22	10	10	13,29	26,29	0,394	18	0,263	0,67	0,84	0,334	3,5	1,168	2,933	2,5	12,6
14	22	10	10	14,31	28,31	0,388	18	0,252	0,65	0,85	0,350	3,0	1,049	2,557	3,6	15,3
15	22	10	10	15,33	30,33	0,381	17	0,243	0,64	0,86	0,363	2,5	0,906	2,158	4,5	17,7
16	22	10	10	16,36	32,36	0,375	16	0,235	0,63	0,87	0,373	2,0	0,746	1,743	5,4	19,6
17	22	10	10	17,38	34,38	0,369	16	0,228	0,62	0,88	0,381	1,5	0,572	1,317	6,0	21,2
18	22	10	10	18,40	36,40	0,363	16	0,222	0,61	0,88	0,388	1,0	0,388	0,883	6,5	22,3
19	100	10	10	19,42	38,42	0,357	69	0,835	2,34	0,00	0,000	0,5	0,000	0,000	6,7	22,7
20	100	10	10	20,44	40,44	0,351	67	0,830	2,37	0,00	0,000	0,0	0,000	0,000	6,7	22,7

MANUAL DE CARRETERAS	MÉTODO NYSDOT	3.602.406(4).B
VOL. N°3		Junio 2014

A) Datos de Entrada Método NYSDOT:

γ_{seca} : densidad seca promedio del suelo
 ω_{nat} : humedad natural del estrato de suelo no saturado
 G : razón de densidad partícula sólida/agua
 z : profundidad media del estrato
 N (SPT) : golpes/30cm del ensayo de SPT en terreno
 Z_{napa} : profundidad de la napa
 $\%B\#200$: porcentaje bajo la malla #200 de cada muestra de estrato
 IP : Índice de Plasticidad de los finos
 a_0 : aceleración máxima en la superficie
 M : magnitud Richter del sismo (5.25, 6.00, 6.75, 7.50 u 8.50)

B) Fórmulas de Cálculo Empleadas en la Tabla 3.602.406.B

$\omega_{sat} = \frac{1}{G}(1 - \gamma_{seca} / (1000G))$ $\gamma_{nat} = \gamma_{seca}(1 + \omega_{nat})$	- Humedad de saturación - Peso unitario a humedad natural
$\gamma_{sat} = \gamma_{seca}(1 + \omega_{sat})$ $\gamma_b = \gamma_{sat} - 1000$	- Peso unitario en saturación - Peso unitario boyante
$\gamma_n = 0,65$	- Factor de reducción de esfuerzos por enterramiento
$\sigma'_z = \Sigma(\gamma_i h_i - \mu_i)$	- Esfuerzo vertical efectivo
$\mu_i = 1000(z - Z_{napa})$	- Presión de poros inicial ($z \geq Z_{napa}$)
$\sigma_z = \Sigma \gamma_i h_i$	- Esfuerzo vertical total
$\frac{\tau^d}{\sigma'_z} = \gamma_n (a_0 / g) \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} (Az^4 + Bz^3 + Cz^2 + Dz + 1)$ $A = -6.2992 * 10^{-8} M^2 + 1.1701 * 10^{-6} M - 5.5919 * 10^{-6}$ $B = +1.7388 * 10^{-6} M^2 - 4.8184 * 10^{-5} M + 2.9678 * 10^{-4}$ $C = +2.2392 * 10^{-5} M^2 + 1.5990 * 10^{-4} M - 3.3821 * 10^{-3}$ $D = -1.4364 * 10^{-4} M^2 + 5.9359 * 10^{-3} M - 4.0151 * 10^{-2}$	- Razón de Esfuerzo Cíclico solicitante
$(N1)_{60} = 1.29 \frac{45}{60} * N$ (SPT) * E $E = \frac{1}{\sqrt{\frac{9.8}{95.76} * \sigma_z}}$, si $E \leq 2$. Si $E > 2$, usar $E = 2$	- Número de golpes equivalentes a 1 MPa de confinamiento con equipo de 60% de rendimiento para equipo con 45% de eficiencia ó valor de eficiencia medido.
$\frac{\tau l}{\sigma'_z}$.interpoliar en Lámina 3.602.406(4).B	- Razón de Esfuerzo Cíclico Resistente
$FL = (\frac{\tau l}{\sigma'_z}) / (\frac{\tau^d}{\sigma'_z})$ corregido, $[\frac{\tau l}{\sigma'_z}]$ corregido = $\alpha \beta \frac{\tau l}{\sigma'_z}$ α y β de acuerdo a Lámina 3.602.406(4).C	- Factor de seguridad a la falla por licuefacción
$PL = \frac{1}{1 + (\frac{FL}{0,96})^{4,5}}$	- Probabilidad de Licuefacción de acuerdo con Numeral 3.602.406(4) c)
$F(z) = 1 - FL$ si $FL < 0,95$ $F(z) = 2 * 10^6 e^{-18,427 FL}$ si $0,95 \leq FL < 1,2$ $F(z) = 0$ si $FL \geq 1,2$	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)
$W(z) = 10 - 0,5 * z$ si $0 \leq z \leq 20$ m (función de peso o importancia) $W(z) = 0$ si $z > 20$ m	- De acuerdo con Numeral 3.602.406(4) d)

Nota: Las filas sombreadas corresponden a columnas de Tabla 3.602.406.B

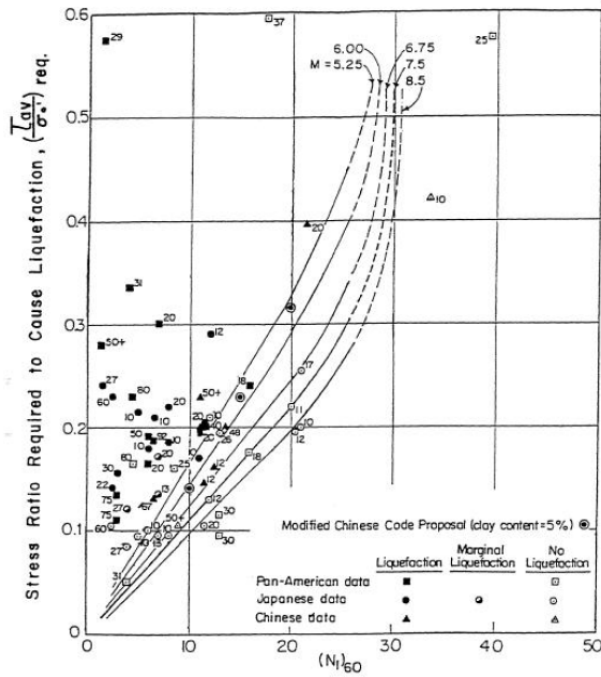


Gráfico para $0\% \leq \text{finos} \leq 5\%$ (Seed et al. 1985)

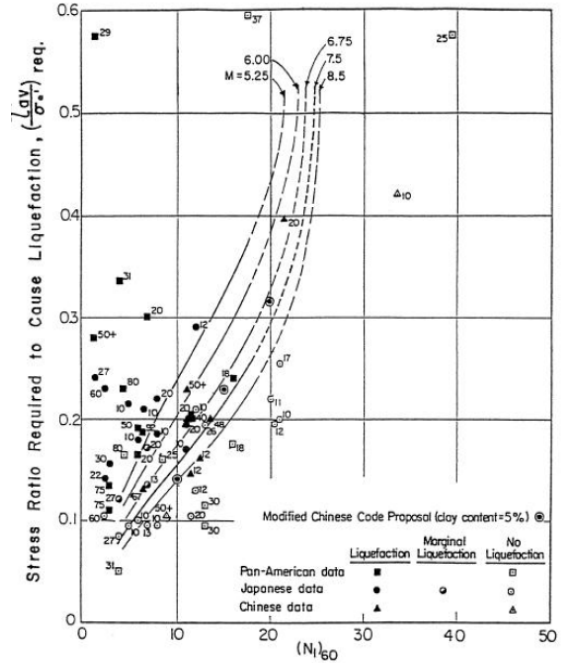


Gráfico para $5\% < \text{finos} \leq 15\%$ (Seed et al. 1985)

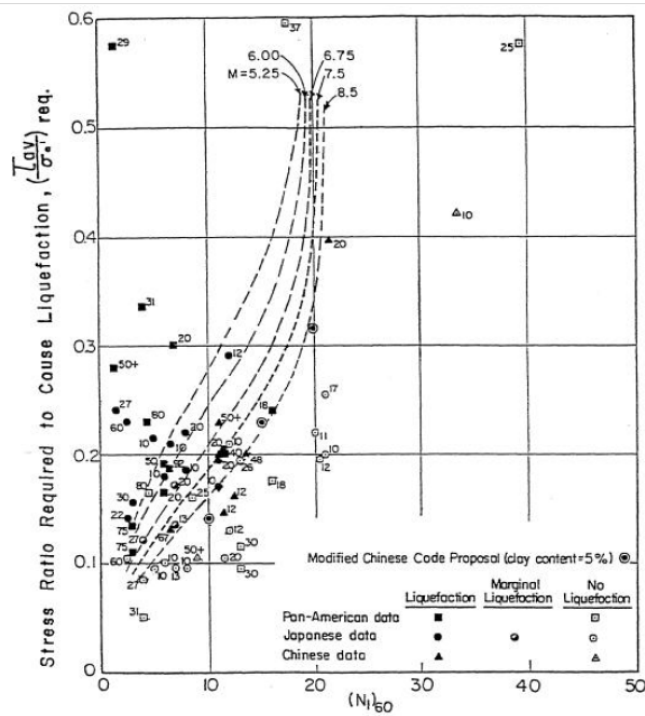
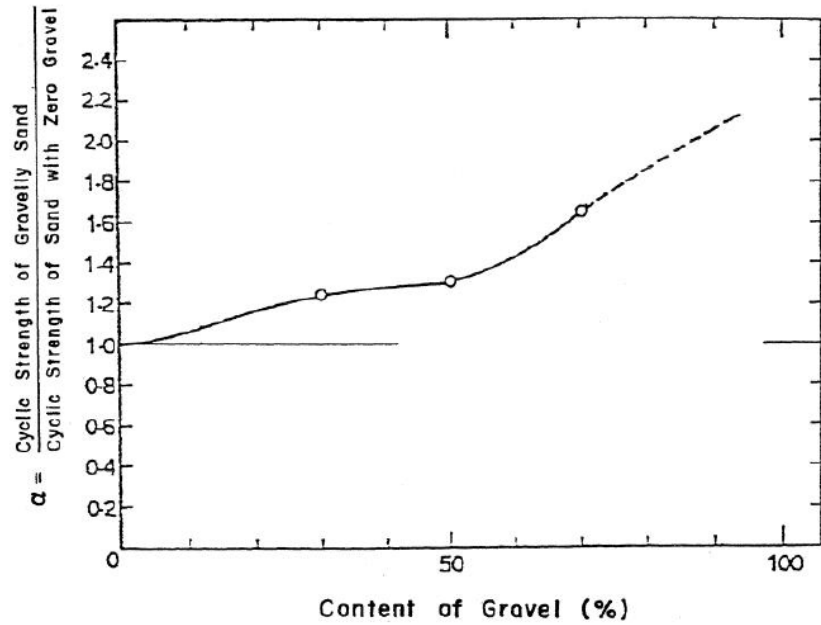
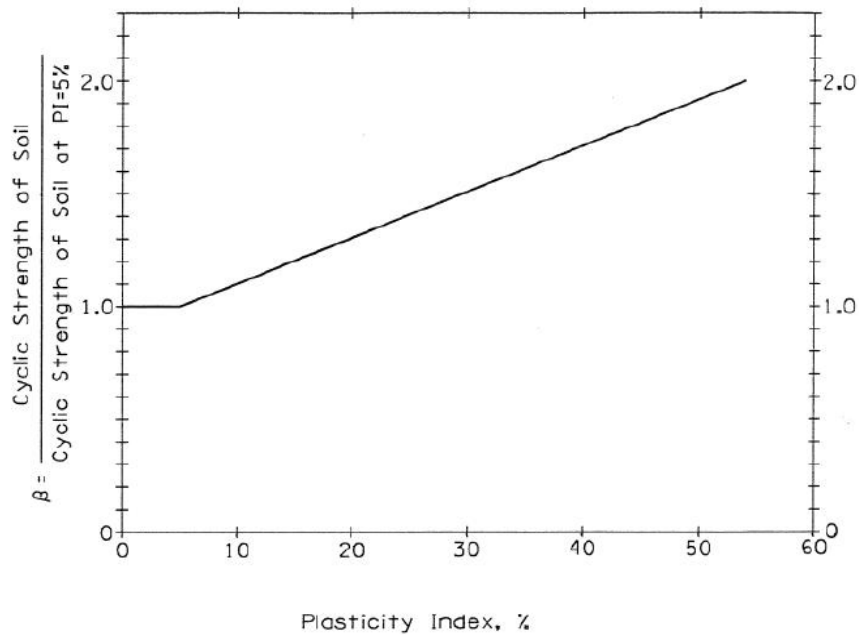


Gráfico para $15\% < \text{finos} \leq 35\%$ (Seed et al. 1985)



Factor de corrección α por contenido de suelo granular (Ishihara 1985).



Factor de corrección β por plasticidad de los finos (Ishihara 1990).

3.602.406(4) c) Probabilidad de Licuefacción de un Estrato. Los factores de seguridad a la licuefacción (FL) se calculan respecto de tensiones de falla de laboratorio, que se miden a amplitud y frecuencia constantes. En el caso real, las tensiones sísmicas son de amplitud y frecuencia variables, por lo que se produce un comportamiento aleatorio de la predicción de laboratorio aplicada al terreno. La siguiente expresión, propuesta por Juang *et al* (2003), evalúa la probabilidad de licuefacción de un estrato:

$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FL}{0,96}\right)^{4,5}} \quad (\text{ec. 3.602.406(4).2})$$

donde:

- PL : probabilidad de licuefacción
FL : factor de seguridad a la licuefacción (se obtiene de los métodos Japonés o NYSDOT)

El valor de la probabilidad calculada se interpreta según la Tabla 3.602.406(4).C. Se observa que la licuefacción de un estrato es posible a partir de una probabilidad mayor o igual que 35%.

**TABLA 3.602.406(4).C
PROBABILIDAD DE LICUEFACCIÓN**

Probabilidad de Licuefacción	Interpretación
0,85 ≤ PL < 1,00	Se espera licuefacción
0,65 ≤ PL < 0,85	Muy probable
0,35 ≤ PL < 0,65	50% de probabilidad
0,15 ≤ PL < 0,35	Poco probable
0,00 ≤ PL < 0,15	No se espera licuefacción

Fuente: Chen y Juang (2000)

3.602.406(4) d) Riesgo de Daños en la Superficie. Los efectos en superficie a causa de licuefacción de estratos subterráneos dependen de sus respectivos espesores y profundidades. La probabilidad de daños es más alta mientras mayores sean los espesores de los estratos con potencial de licuefacción y/o se encuentren más cercanos a la superficie. El riesgo global de producción de daños en la superficie se puede estimar mediante el Índice del Potencial de Licuefacción (L_i) dado en la ecuación 3.602.406(4).3 (Iwasaki 1982, Sonmez 2003).

$$L_i = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \quad (\text{ec. 3.602.406(4).3})$$

donde:

- L_i = Índice del Potencial de Licuefacción
 z = Profundidad en m

$$\begin{aligned} F(z) &= 1 - FL && \text{si } FL < 0,95 \\ F(z) &= 2 \cdot 10^6 e^{-18,427 FL} && \text{si } 0,95 \leq FL < 1,2 \\ F(z) &= 0 && \text{si } FL \geq 1,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W(z) &= 10 - 0,5 \cdot z && \text{si } 0 \leq z \leq 20 \text{ m (función de peso o importancia)} \\ W(z) &= 0 && \text{si } z > 20 \text{ m} \end{aligned}$$

La evaluación de L_i está incluida en las planillas de cálculo de los métodos Japonés y NYSDOT.

De acuerdo con el valor de este índice L_i , el riesgo de daños en superficie puede ordenarse en las categorías de la Tabla 3.602.406(4).D.

**TABLA 3.602.406(4).D
RIESGO DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE**

Indice del Potencial de Licuefacción L_i	Categoría de Riesgo del Potencial de Licuefacción	Efectos Observados en Superficie
0	Sin potencial de licuefacción (si $FL > 1,2$)	No hay
$0 < L_i \leq 2$	Bajo	
$2 < L_i \leq 5$	Moderado	
$5 < L_i \leq 15$	Alto	$L_i \leq 11,5$: no hay efectos en superficie
$15 < L_i$	Muy Alto	$11,5 < L_i \leq 32$: deformaciones pequeñas a moderadas, eyecciones de arena y asentamientos. $L_i > 32$: grandes deformaciones y fallas (lateral spreading)

Fuente: Iwasaki (1982), Sonmez (2003)

3.602.406(4) e) Severidad de Daños Esperados en la Superficie. Complementario al riesgo determinado en 3.602.406(4) d), la severidad de los daños esperados en superficie ante eventos de licuefacción puede determinarse mediante el Índice de Severidad (L_s) que pondera la probabilidad de licuefacción (ec. 3.602.406(4).4) de cada estrato por su respectiva profundidad (Sonmez y Gokceoglu 2005).

$$L_s = \int_0^{20} P_L(z)W(z)dz \quad (\text{ec. 3.602.406(4).4})$$

donde:

L_s = Índice de Severidad

$$P_L(z) = \frac{1}{1 + \left(\frac{FL}{0,96}\right)^{4,5}} \quad \text{si } FL \leq 1,411$$

$$P_L = 0 \quad \text{si } FL > 1,411$$

$$W(z) = 10 - 0,5 \cdot z \quad \text{si } 0 \leq z \leq 20 \text{ m}$$

La evaluación de L_s está incluida en las planillas de cálculo de los métodos Japonés y NYSDOT.

La interpretación del valor obtenido de L_s como severidad de los daños producidos en superficie se indica en la Tabla 3.602.406(4).E.

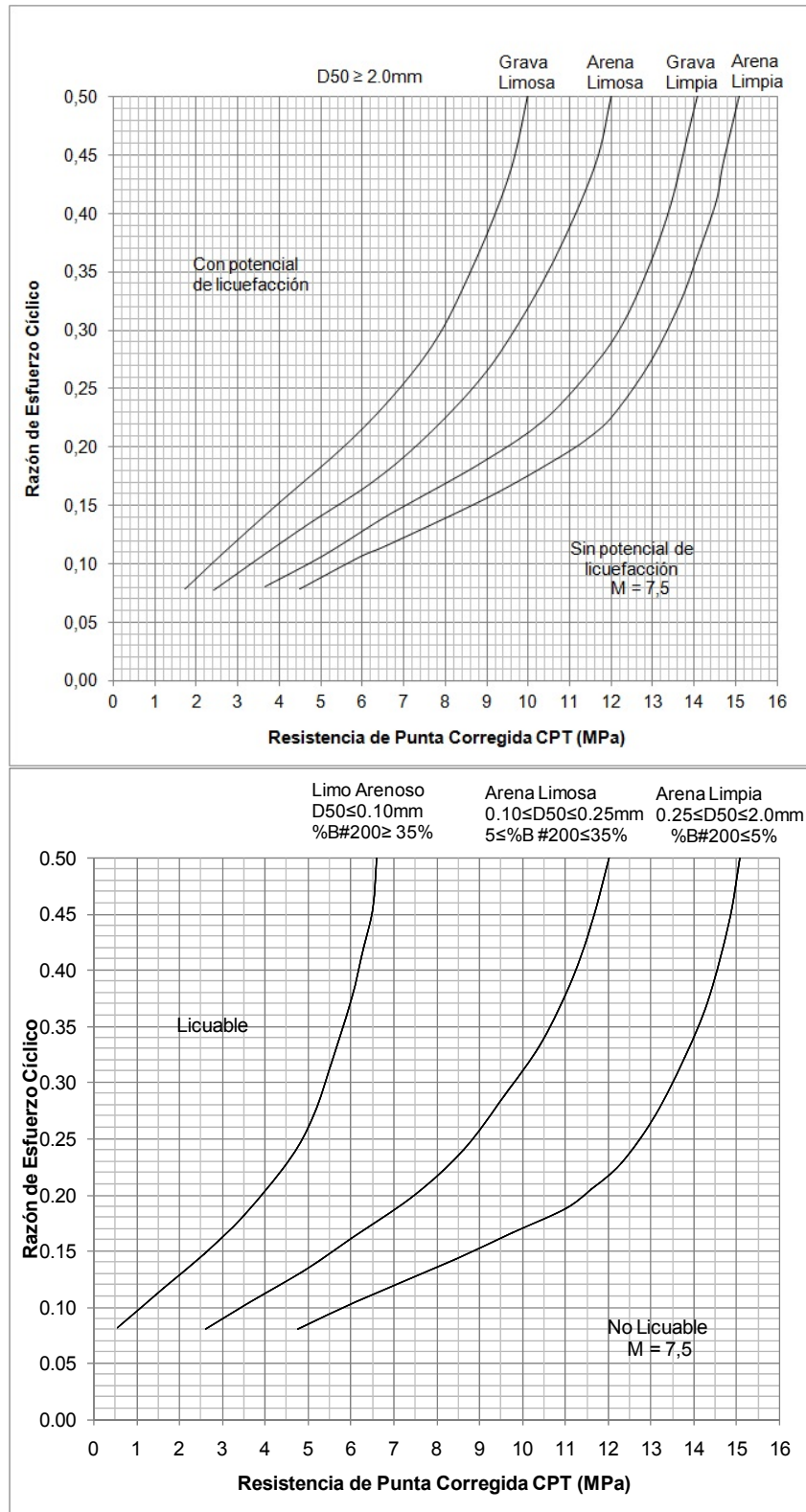
**TABLA 3.602.406(4).E
SEVERIDAD DE DAÑOS EN LA SUPERFICIE**

Indice de Severidad L_s	Clase de Severidad
$85 \leq L_s < 100$	Muy alta
$65 \leq L_s < 85$	Alta
$35 \leq L_s < 65$	Moderada
$15 \leq L_s < 35$	Baja
$0 \leq L_s < 15$	Muy baja
$L_s = 0$	Sin potencial de licuefacción

Fuente: (Sonmez y Gokceoglu 2005)

3.602.406(4) f) CPT. Si para el suelo en estudio se cuenta con resultados de ensayos CPT (*Cone Penetration Test*, según ASTM D3441), pueden utilizarse los gráficos indicados en la Figura 3.602.406(4).A. La razón de esfuerzo cíclico resistente se obtiene interpolando los valores en los gráficos mencionados y trasasándolos luego a la columna inmediatamente anterior al cálculo del factor de seguridad FL.

FIGURA 3.602.406(4).A
CPT

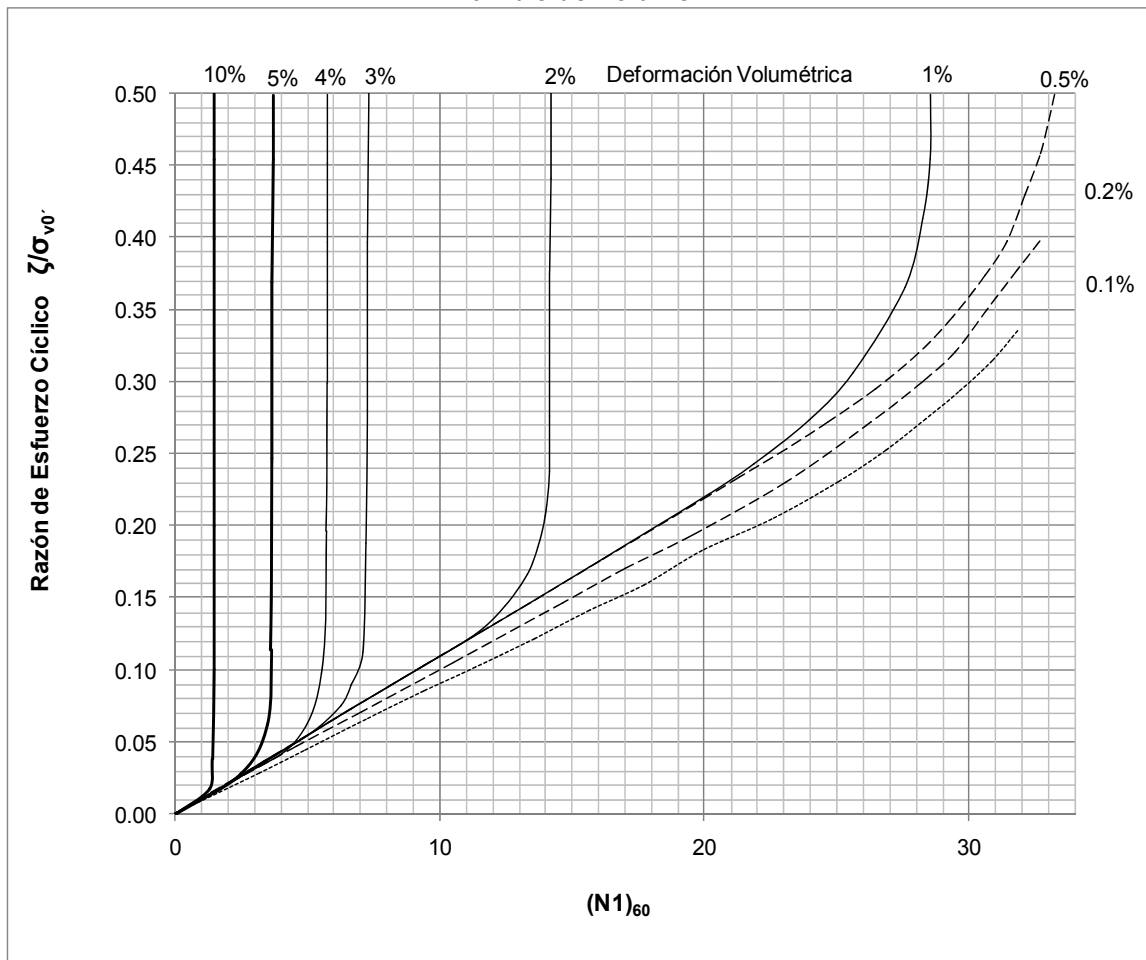


Fuente: Robertson & Wride 1997)

3.602.406(5) Consolidación por Sismo

La deformación por densificación sísmica de estratos con potencial de licuefacción puede estimarse mediante la Figura 3.602.406(5).A. Se usan los correspondientes $(N1)_{60}$ y la razón de esfuerzo cíclico, obtenida de los métodos Japonés o NYSDOT, obteniéndose el cambio de volumen. El asentamiento total se obtiene integrando los asentamientos parciales de cada estrato. Para estimar el asentamiento total y diferencial de estructuras con fundación superficial, debe introducirse el valor adecuado de tensión vertical efectiva (σ_{v0}') que indique el cálculo estático.

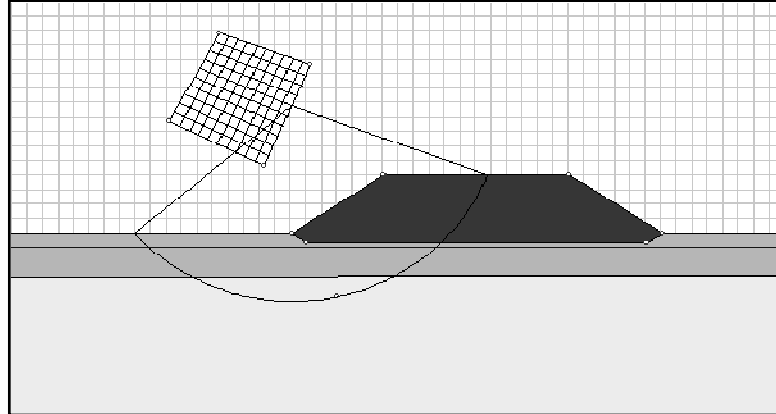
FIGURA 3.602.406(5).A
Cambio de Volumen



Fuente: Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking, Tokimatsu & Seed (1987)

3.602.406(6) Análisis Sísmico de Terraplenes (NYSDOT). El procedimiento para analizar la estabilidad sísmica de un terraplén fundado sobre terrenos con potencial de licuefacción comprende los siguientes pasos:

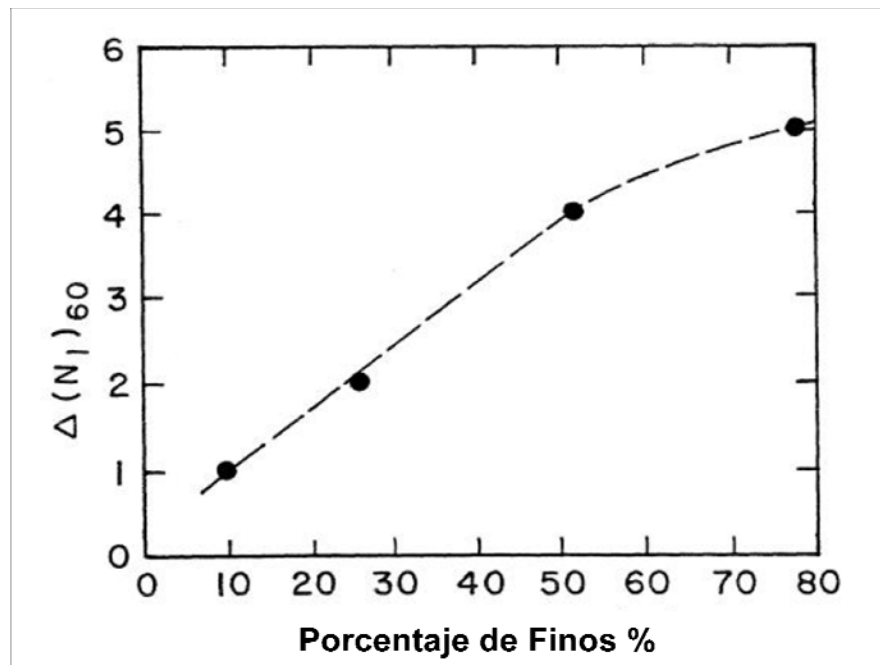
- a) Calcular FS estático y sísmico (pseudo-dinámico) con la estratigrafía del suelo de fundación.



- b) Identificar los estratos con potencial de licuefacción empleando Numerale 3.602.406(4) b) [Método NYSDOT]. Si no hay estratos con potencial de licuefacción, el análisis se da por terminado.

- c) Si existen estratos con potencial de licuefacción y éstos son arenas, arenas con finos, limos y arcillas de baja plasticidad, se corrige el valor $(N1)_{60}$ de esos estratos, agregándole $\Delta(N1)_{60}$ según la Figura 3.602.406(6).A:

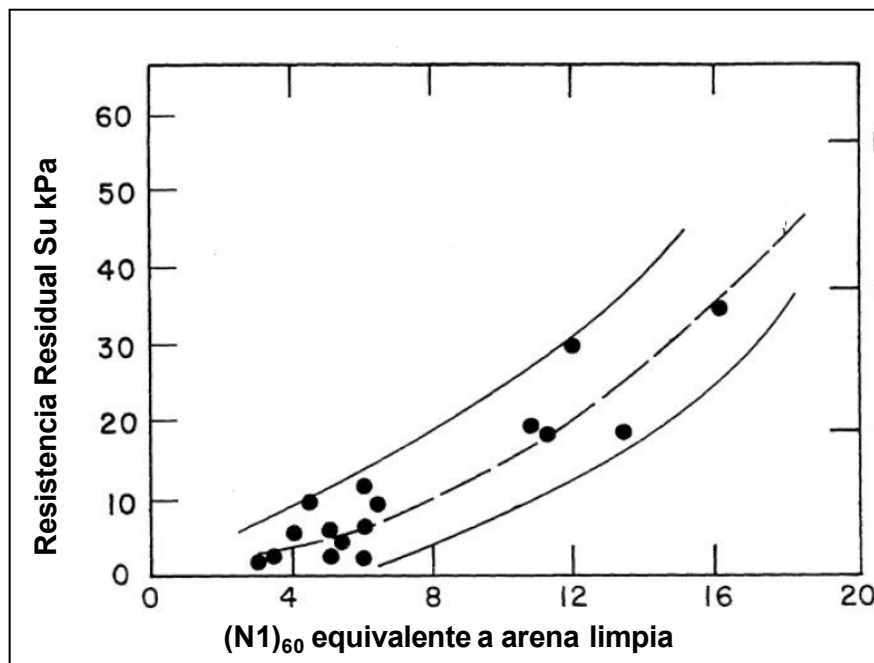
FIGURA 3.602.406(6).A
Corrección Alternativa de $(N1)_{60}$ de los Estratos por Contenido de Finos



Fuente: Licuefaction Potential of Cohesionless Soils GDP-9 rev. #2
Geotechnical Engineering Bureau. NYSDOT April 2007

- d) Se obtiene la resistencia residual (S_u) de los estratos con potencial de licuefacción con sensibilidad al remoldeo mayor que 4, según la Figura 3.602.406(6).B.

FIGURA 3.602.406(6).B
Resistencia Residual (S_u)



Fuente: Licuefaction Potential of Cohesionless Soils GDP-9 rev. #2
Geotechnical Engineering Bureau. NYSDOT April 2007

- e) Se repite el paso a) con los valores triaxiales CID de los estratos sin potencial de licuefacción, los valores CIU de los estratos con sensibilidad al remoldeo menor que 4, y S_u determinado según paso c) para los estratos con potencial de licuefacción:

- c y Φ medidos en ensayo triaxial en modo CID para los estratos sin potencial de licuefacción
- c y Φ medidos en modo CIU para los estratos con sensibilidad al remoldeo menor que 4
- $\Phi=0$ y $c=S_u$ determinado en c) para los estratos con potencial de licuefacción

3.602.407 Cimentación de Terraplenes en Suelos Inestables. La construcción de una obra vial exige muchas veces cruzar depósitos lacustres, terrenos coluviales o suelos orgánicos. En general, todos los materiales antes mencionados presentan características de compresibilidad muy elevadas y su propia consistencia acusa una resistencia al esfuerzo cortante muy baja, que los hace susceptibles a sufrir fuertes hundimientos o bien de fluir plásticamente.

La ingeniería ha logrado solucionar el problema de cimentar terraplenes sobre suelos blandos o sueltos, unas veces apoyada en las teorías que existen al respecto, y otras basada en la experiencia práctica. Sin embargo, en ambos casos se debe tratar de aplicar un amplio criterio basado en un conocimiento profundo de las propiedades del terreno de cimentación. A este respecto, es necesario

enfaticar que no es posible esperar soluciones económicas, sin pretender darles un carácter provisional que redunde generalmente en un falso ahorro.

Las soluciones para estos casos pueden clasificarse en los siguientes tres tipos:

- Mejoramiento de Suelo de Cimentación
- Mejoramiento del Comportamiento del Terraplén
- Reemplazo de Suelo de Cimentación
- Cambio de trazado cuando las alternativas anteriores resultan costosas y complejas

3.602.407(1) Mejoramiento del Suelo de Cimentación. Dentro de este tipo de solución está básicamente la construcción en etapas y la estabilización por electrólisis, técnica que sería aplicable a arcillas saturadas.

Construcción en Etapas

Esta medida es aplicable principalmente a los terrenos compresibles, cuya resistencia al esfuerzo cortante puede garantizar la estabilidad por flujo plástico. Su objetivo es el de provocar un cierto grado de consolidación, elegido a priori, de tal manera que una vez que haya transcurrido el tiempo suficiente, los hundimientos posteriores sean pequeños y se produzcan a largo plazo, para que no afecten la operación y conservación de la vía.

Para conocer el tiempo necesario que deberá dejarse pasar antes de proseguir y terminar la construcción de un terraplén, bastará con analizar la curva asentamientos-tiempo obtenida en los estudios de consolidación. El criterio usualmente seguido es el de provocar de 50% a 60% de consolidación. Cuando se necesita acelerar el proceso de consolidación, se acostumbra construir un terraplén de mayor altura que el de proyecto (precarga), afinándose la rasante al término especificado.

Esta solución es de las más económicas para neutralizar los efectos perjudiciales de la consolidación, pero tiene el inconveniente de tener que esperar por un tiempo, antes de proseguir con la construcción de la vía de comunicación.

La construcción de un terraplén por etapas tiene el efecto benéfico de incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación, con lo cual, al final del proceso, se podrá contar con mejores condiciones que en un principio.

Estabilización por Electrólisis

La aplicación de la Electrólisis como medio para estabilizar un suelo es relativamente novedoso. El fenómeno electrosmótico produce 3 efectos que incrementan la resistencia del suelo:

- a. Es sabido que se puede incrementar el factor de seguridad de un talud, invirtiendo el sentido del flujo de agua por medio de la electrólisis, cuyo efecto es invertir el sentido de las fuerzas de filtración.
- b. El segundo efecto es de carácter electroquímico y consiste en que al aplicar un potencial eléctrico entre el ánodo y el cátodo se desprenden de aquél partículas metálicas que entran en circulación en el agua de los poros. A su vez partículas (iones) reaccionan con los iones absorbidos de los granos de suelo y con las sales disueltas en el agua, formando compuestos de propiedades cementantes.

Si el ánodo es de aluminio se producen cementantes de gran poder aglutinante (aluminatos); los ánodos de fierro son también capaces de crear ligas entre las partículas, aunque de menor poder cementantes que las producidas por los de aluminio. Este efecto puede utilizarse para aumentar la cohesión de un suelo que se encuentre saturado, tales como limos y arcillas.

- c. El tercer efecto se debe a una distribución no uniforme del potencial eléctrico entre ánodo y cátodo, lo que da lugar a la creación de fuerzas de tensión en el agua de los poros del suelo; este efecto tiende a aumentar la presión efectiva entre partículas, como se deduce de la fórmula fundamental:

$$p_t = p_e + u \quad (\text{ec. 3.602.407(1)})$$

donde:

p_t es la presión total

p_e es la presión efectiva

u es la presión de poro

como u es negativa se tiene:

$$p_e = p_t + u$$

Mejoramiento por Medio de Geotextil

A diferencia de los suelos, los geosintéticos tienen la propiedad de desarrollar resistencia a la tracción, permitiendo disminuir las tensiones en el pavimento. Adicionalmente, el geotextil actúa como un separador en la interfaz, evitando la infiltración de suelo fino. Convencionalmente, el módulo secante de un geotextil se mide al 10% de la elongación en el ensayo ASTM D 4595. También se utiliza el módulo secante calculado a 5% deformación en este mismo ensayo como índice de resistencia al ahuellamiento.

Existe una amplia variedad de antecedentes sobre estudios e investigaciones realizadas en el exterior para establecer las bondades que implica el uso de estos elementos para salvar suelos de baja capacidad de soporte. Sin embargo, muchas de estas investigaciones han sido realizadas por los propios fabricantes del producto, o por encargo de instituciones militares, de manera que la independencia o aplicabilidad de los resultados en el largo plazo a veces presenta algunas dudas. En el país, los geotextiles se han usado ampliamente, en general, con buenos resultados; asimismo, se han realizado algunas mediciones que tienden a confirmar los resultados de las investigaciones externas.

El aspecto más importante a definir, puesto que influye en las ventajas que tendría el uso de estos elementos para cruzar zonas de suelo blando, es cuantificar cuanto se incrementa la capacidad de soporte de un suelo al colocar el geotextil. Las investigaciones externas señalan que el soporte, significaría incrementar el CBR del suelo reforzado entre 3 y 5 unidades; ello significa que si se refuerza un suelo CBR = 1 % con geotextil, equivale a disponer para los efectos de diseño, de un suelo con CBR entre 4 y 6 %.

En el país se han realizado algunas mediciones por medio de un deflectómetro de impacto. Se determinaron los módulos elásticos del suelo en varios tramos diferentes de una misma carretera, algunos de los cuales habían sido reforzados con un geotextil, en tanto que en otros el terraplén se fundó directamente sobre el suelo natural. En los tramos con geotextil, el módulo resiliente resultó más alto que en aquellos sin geotextil; si esos módulos se expresan en función del CBR, utilizando las ec. 3.604.105(1).1 y 2, se concluye que el incremento es del orden de 4,4 puntos porcentuales.

De acuerdo a la resistencia a la tracción $Grab$ del geotextil (ASTM D 4632), se recomienda adoptar un incremento del CBR según lo siguiente:

Resistencia a la Tracción $Grab$ (N)	Incremento CBR
575 a 700	3 puntos
701 a 900	4 puntos
> 900	5 puntos

Para adoptar estos valores, deberá elegirse y especificarse claramente el geotextil a utilizar, debiendo cumplir estrictamente con lo que se especifica en la Sección 5.204 del MC-V5 y asegurándose que el recubrimiento de suelos especificados es el adecuado en cuanto a características y espesor.

En los tramos con suelos de CBR < 3%, el geotextil deberá extenderse en el sentido transversal al eje del camino. Si se aplica costurado, la extensión podrá ser longitudinal o transversal.

Antes de cubrir el geotextil se deberá eliminar arrugas y pliegues no obligados por curvas. También se verificará el ancho y superposición de los traslapes de acuerdo a la dirección en que se extenderá el material granular.

3.602.407(2) Mejoramiento del Comportamiento del Terraplén. En este tipo de soluciones no se alteran las propiedades del suelo de cimentación. Por lo tanto, corresponden básicamente a las siguientes medidas.

- Utilización de materiales livianos
- Plataformas de alivio
- Cimentación por pilotes
- Empleo de bermas laterales y frontales
- Drenes verticales de arena

Utilización de Materiales Livianos

Si a una distancia económica del lugar donde se construye el terraplén, se localizan empréstitos de materiales livianos, es recomendable el uso de estos materiales para formar el cuerpo de los terraplenes. En efecto para una misma altura de terraplén, tanto los esfuerzos normales como los cortantes inducidos, serán menores y por lo tanto será posible disminuir la magnitud de los hundimientos o bien aumenta la altura del terraplén sin que existan fenómenos de flujo del material. En algunos casos particulares, pueden obtenerse mejores resultados económicos mediante el proyecto de terraplenes de sección mixta, como se muestra en la Figura "a" de la Lámina 3.602.407(2).A. El inconveniente de esta solución estriba en la escasez de estos materiales en la naturaleza.

Plataforma de Alivio

Este procedimiento tiene como finalidad principal, la de proporcionar una base flotante a los terraplenes construidos sobre terrenos excesivamente blandos, en los que se pueda presentar flujo del material.

Esta solución se puede aplicar a vías de comunicación provisionales o bien a caminos de tipo secundario. Con este procedimiento no es posible eliminar los hundimientos, por lo que se recomienda que los terraplenes no tengan más de 1,00 m de altura y que sus taludes sean suficientemente tendidos. En general no es justificable la pavimentación en este tipo de caminos.

Las plataformas de alivio pueden construirse de lechos de troncos, o bien con gavillas de ramas o turbas secas comprimidas. El terraplén debe formarse por dos capas, una de material bien graduado en su parte inferior y otra de grava como superficie de rodamiento como se muestra en la Figura "b" de la Lámina 3.602.407(2).A.

Cimentación por Pilotes

En un terreno de cimentación blando se tienen dos efectos benéficos con la introducción de pilotes hincados en su seno:

- 1.- Se restringe el movimiento de flujo lateral del material.
- 2.- Se logra mejorar el terreno de cimentación aumentando su resistencia al esfuerzo cortante, por efecto de la consolidación producida al introducir los pilotes.

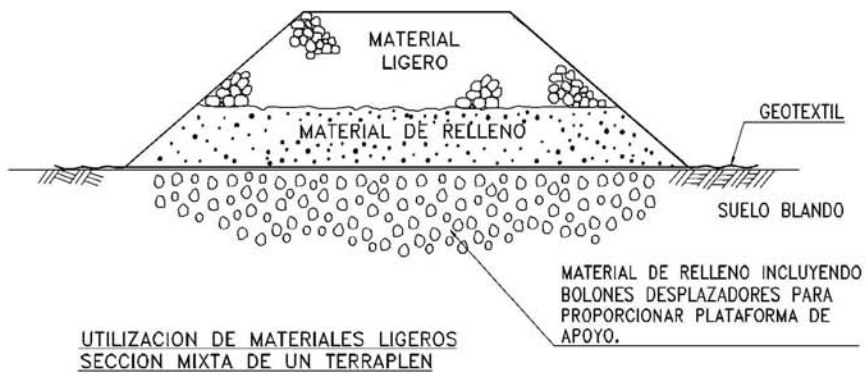
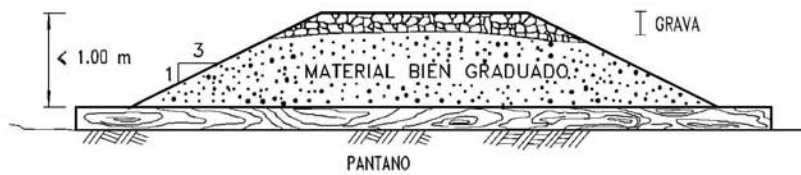
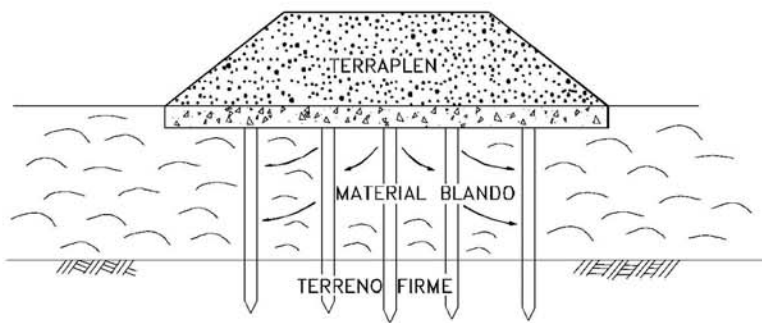


Figura a



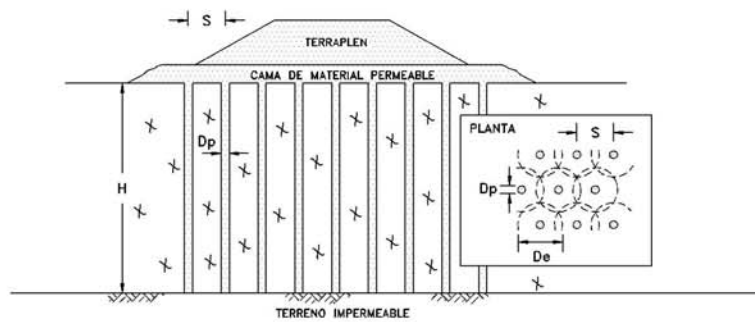
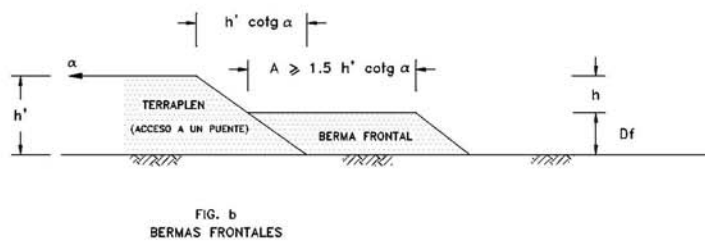
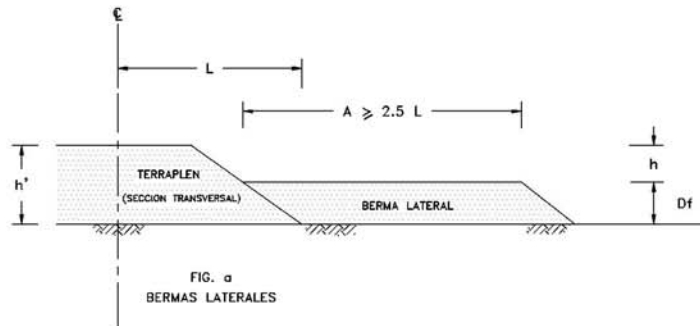
**PLATAFORMAS DE ALIVIO
LECHO DE TRONCOS**

Figura b



**CIMENTACION POR PILOTES CON
PLATAFORMA DE CONCRETO ARMADO**

Figura c



El procedimiento se basa en ciertas consideraciones que difícilmente se cumplen en la práctica y que son:

- a. Los pilotes trabajan aisladamente por punta. Para que se cumpla esta condición, es necesario que exista un manto resistente bajo el estrato blando, que la separación entre pilotes centro a centro sea mayor de 4 diámetros, y además que el perímetro envolvente del conjunto sea mayor que la suma de los perímetros de los pilotes.

La carga que debe considerarse para el diseño de los pilotes, es el peso equivalente del área de influencia de los terraplenes. En algunos casos, a esta carga axial es necesario añadirle los efectos de fricción negativa que se desarrollan a lo largo del área lateral de los pilotes, y el empuje lateral, provocado por el flujo del material. En el caso de accesos a puentes, este último concepto acrecienta su importancia, debiéndose prever la suficiente longitud de empotramiento en el terreno firme.

- b. Se supone que el material blando no soporta ninguna carga adicional. Esto significa que se le considera una capacidad de carga nula, que el material del terraplén es muy rígido, y que no existen fenómenos de arqueo en el cuerpo del propio terraplén. Esta condición puede lograrse parcialmente si se provee una losa de concreto reforzado como asiento del terraplén, pero con ello se elevan significativamente los costos.

Es conveniente hacer notar que la solución propuesta por este medio puede resultar antieconómica, por el gran número de pilotes que es necesario hincar para que se logre una efectividad adecuada. Además resulta ser una medida más bien de tipo empírico, puesto que se tienen muchas incertidumbres respecto a su comportamiento real. En la Figura "c" de la Lámina 3.602.407.2.A, se muestra una sección típica solucionada por este método.

Bermas Laterales y Frontales

El uso de banquetas, como medio para mejorar las condiciones del subsuelo, está limitado a materiales cuyo comportamiento crítico principal es el de flujo plástico. Para el fenómeno de consolidación es perjudicial adoptar esta solución.

Las bermas, como elementos estabilizadores para evitar el flujo plástico, proporcionan los siguientes efectos benéficos:

- a. Ejercen un confinamiento al material blando.
- b. Redistribuyen los esfuerzos cortantes alejando las concentraciones de los pies de los taludes.

Para que se pueda lograr el primer efecto es necesario que las bermas tengan un ancho mínimo de:

$$A \geq 2,5 \text{ a } 3L.$$

para una sección transversal de un terraplén. (Figura "a" de la Lámina 3.602.407(2).B. En el caso de accesos a puentes es necesario que el ancho A de la banqueta sea:

$$A \geq 1,5 h' \cot \alpha$$

como se muestra en la Figura "b" de la Lámina 3.602.407(2).B.

Drenes Verticales de Arena

La finalidad que se persigue cuando se colocan drenes verticales de materiales granulares, es el acelerar el proceso de consolidación. En efecto, por este medio el espesor del material por consolidar se reduce de H a S [figura de Lámina 3.602.407(2).B] y las presiones de poro se disipan con mayor rapidez. El flujo del agua está obligado a ascender por los drenes hacia la cama permeable, la cual elimina el agua descargándola al exterior.

El diseño correcto de los sistemas de drenes verticales exige que los materiales utilizados tengan una curva granulométrica bien graduada, y cuyo diámetro efectivo D_{10} debe estar comprendido entre

0,01 y 1,0 mm. La separación S entre drenes es función directa del tiempo disponible para construir la vía y en la práctica se recomienda diámetros de drenes que varían de 0,15 m a 0,60 m. Mientras mayor es el diámetro del dren mayor es su efectividad.

Para obtener una aceleración mayor del proceso de consolidación a veces se recurre a colocar una sobrecarga adicional, mediante un terraplén, el cual se remueve posteriormente una vez alcanzada la relación de consolidación deseada. Una última ventaja que se consigue con este método, es la de lograr un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

3.602.407(3) Reemplazo de Suelo de Cimentación. Los métodos de reemplazo de suelos muy blandos tales como la turba, son los que proporcionan una solución más adecuada y de carácter definitivo al problema de la cimentación de terraplenes sobre estos materiales, siempre y cuando no tengan espesores muy grandes. En algunos casos, el adoptar cualquier otra solución de las ya mencionadas, puede requerir una conservación continua de la vía, con costos muy altos.

El primer paso que se debe considerar para aplicar estos procedimientos, es el de conocer el espesor de la capa blanda del material. Para saber la profundidad a la que se encuentra el terreno firme, basta con efectuar sondeos de tipo preliminar hincando varillas sobre el eje de la vía, a distancias convenientes. Un estudio preliminar más adecuado consistiría en cuadricular la faja que abarcará la vía con este tipo de sondeos, de forma de conocer la topografía del terreno resistente bajo el material blando.

El método de reemplazo puede ser total o parcial. El primer caso es para espesores no muy grandes. En caso contrario se ejecuta un reemplazo parcial por desplazamiento (véanse Figuras "a" y "b" en Lámina 3.602.407(3).A).

Otros métodos aplicables para desplazar suelos blandos son el desplazamiento por chiflones de agua a presión.

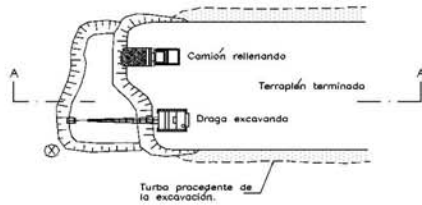
Desplazamiento por medio de Chiflones

En general el método consiste en construir el terraplén sobre el material blando y después instalar una batería de chiflones como se muestra en la Figura "c" de la Lámina 3.602.407(3).A; los tubos de éstos deben quedar en una posición vertical, dentro del material de relleno y de manera que sus extremos alcancen una profundidad aproximadamente igual a las dos terceras partes del espesor de la capa de turba, que se localiza bajo el terraplén. Es práctica común utilizar dos filas de chiflones y la inyección del agua debe suspenderse cuando no haya hundimientos apreciables. Se recomienda efectuar sondeos una vez terminado el procedimiento, para tener la seguridad de que no existan bolsas de material turboso atrapadas bajo el relleno. Por último, debe hacerse notar que el procedimiento de desplazamiento por medio de chiflones requiere una fuente abundante de aprovisionamiento de agua lo que en algunas ocasiones lo hace poco práctico y costoso. Una de las ventajas que se obtiene por este método, es poder maniobrar sin peligro en las cercanías de estructuras tales como puentes, cosa que es un poco delicada de ejecutar con el empleo de explosivos.

FIG.a METODO DE EXCAVACION TOTAL DE LA TURBA

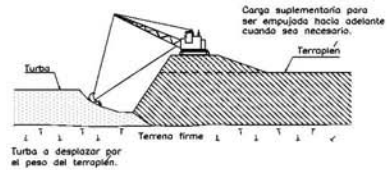


SECCION A - A

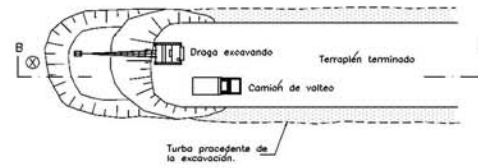


PLANTA

FIG.b METODO DE EXCAVACION TOTAL DE LA TURBA



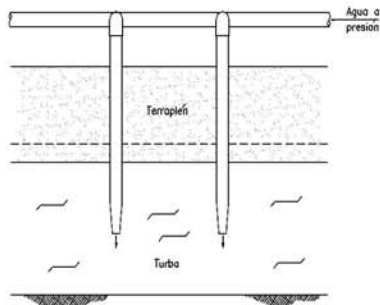
SECCION B - B



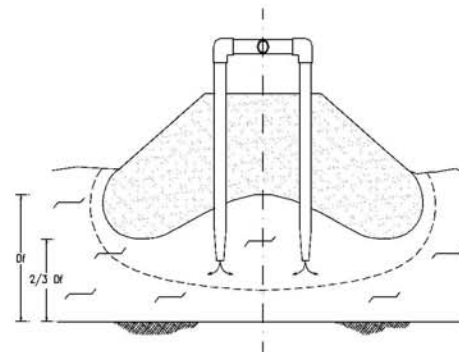
PLANTA

Sería mas económico, aunque no siempre practicable, que la draga trabaje desde la superficie de la turba. (ej.: en el lugar señalado con ⊗)

FIG.c DESPLAZAMIENTO CON CHIFLONES



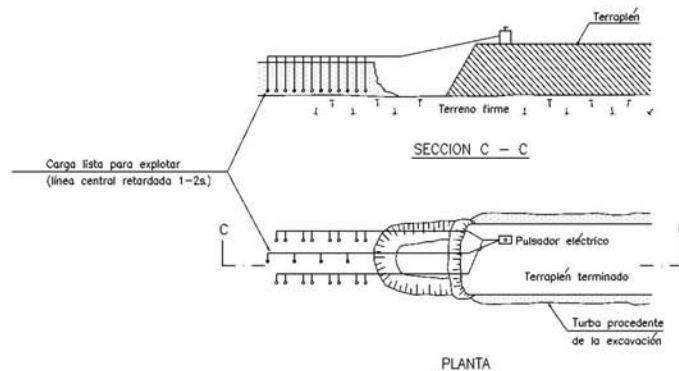
TERRENO FIRME
CORTE LONGITUDINAL



TERRENO FIRME
SECCION TRANSVERSAL

Df = Espesor del estrato de Turba

FIG.d METODO DE COLADURA EN TRINCHERA



Desplazamiento con Explosivos

El empleo de explosivos aumenta instantáneamente la presión neutra con lo que se reduce la resistencia del suelo favoreciendo el desplazamiento del suelo blando por el terraplén con su sobrecarga. De acuerdo con el modo de colocar los barrenos con explosivo, el método de avance y la disposición de granulares muy gruesos, se mencionan los siguientes métodos:

- Barrenación en el frente de avance
- Barrenación bajo el cuerpo del terraplén
- Método de New Hampshire
- Método Alemán

Para la aplicación de este método se recomienda el artículo de Casagrande, L., "Construcción de Terraplenes sobre Pantanos" en el Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 53, N° 3, 1966.

En las figuras de la Lámina 3.602.407(3).A se ilustran estos métodos.

3.602.5 COMPACTACION DE SUELOS

Se entenderá por compactación al proceso mecánico mediante el cual se disminuyen los huecos dentro de una masa de suelo, obligando a las partículas sólidas a ponerse en contacto más íntimo entre sí. El sistema de partículas constituye la *fase sólida* del suelo y, los espacios encerrados corresponden a la *fase fluida*.

La fase fluida está compuesta por aire y agua. Mientras el primero es muy compresible, el agua puede considerarse incompresible ($C_w = 2,4 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{kg}$). Desde el punto de vista de la construcción vial, el estado parcialmente saturado es el que tiene mayor importancia. Los materiales se encuentran, en ese estado durante las etapas de construcción y, posteriormente, en servicio como sub-rasantes, sub-bases y bases.

3.602.501 Factores Principales que determinan el grado de Compactación. La densidad final que se alcanza en un suelo, depende de varios factores. Entre los principales se pueden mencionar, la humedad, la energía de compactación aplicada y el tipo de suelo de que se trate.

3.602.501(1) Efectos del Agua. Si un suelo que contiene finos plásticos, se somete a un proceso de compactación, y se miden las densidades obtenidas para diferentes contenidos de agua (humedad), manteniendo constante la energía de compactación, se obtiene la curva típica densidad-humedad, que se indica en la Figura 1 de la Lámina 3.602.501(1).A.

A partir de un valor relativamente bajo, un incremento en el contenido de agua va acompañado de un aumento en la densidad seca obtenida. Este proceso continúa hasta cierto punto en el cual nuevos incrementos en el contenido de agua producen una disminución de la densidad lograda. El punto de mayor compacidad corresponde a la Densidad Máxima y su correspondiente contenido de agua a la Humedad Óptima, ambos valores para una energía de compactación dada. El suelo pasa por cuatro estados. Hasta el punto A del dibujo, corresponde el estado de hidratación, en el cual toda el agua está en forma de una película de agua adsorbida, firmemente adherida a las partículas sólidas y prácticamente no contribuye a mejorar la trabajabilidad de ellas. El segundo estado, de A a B, corresponde al de lubricación, en el cual el aumento de espesor de la película de agua permite un mejor acomodo de las partículas de suelo, ayudando al proceso de compactación. El estado de hidratación y el de lubricación, situados al lado izquierdo de la densidad máxima, constituye la "rama seca de la curva". En ambos estados el aire de la fase fluida es "libre" y por lo tanto, puede drenar rápidamente durante la compactación.

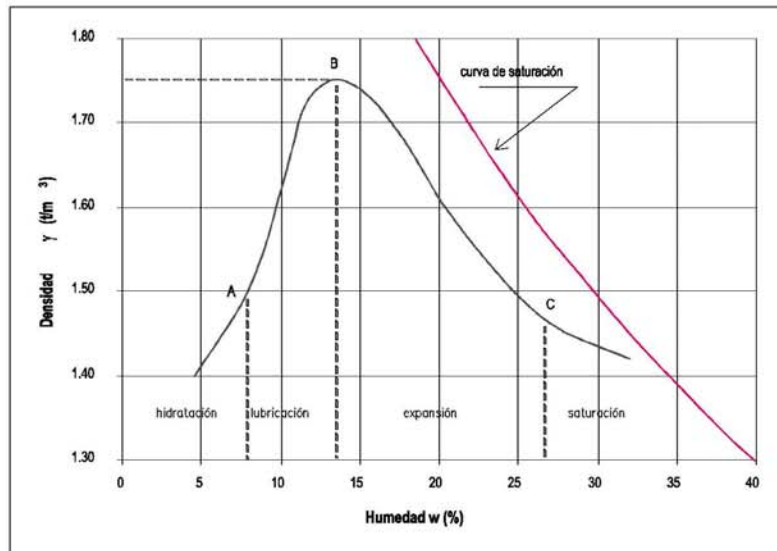


Figura 1.- Relación Humedad - Densidad

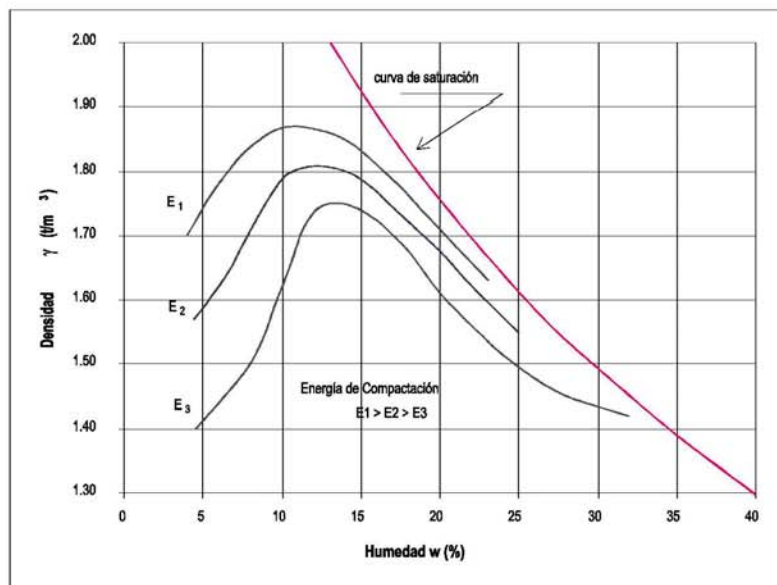


Figura 2.- Efecto de la Energía de Compactación en la Relación Humedad-Densidad.

El tercer estado, entre los puntos B y C, corresponde al de expansión, una mayor cantidad de agua tiende a separar las partículas sólidas. El aire se encuentra ocluido y no tiene posibilidad de drenar, manteniéndose en un volumen constante, lo que queda evidenciado por un paralelismo de la curva de compactación con la línea de saturación. El cuarto estado es el de saturación en el cual es preponderante la proporción de agua en la fase fluida ($S \rightarrow 1$) y la pequeña cantidad de aire ocluido entra en disolución con una presión relativamente pequeña $\left(\Delta p = \frac{1 - S}{0.02S} u_0 \right)$, acercándose la curva a la línea de saturación, que corresponde como se sabe, a la relación entre la densidad y la humedad cuando no existe aire en la fase fluida, sino sólo agua.

En suelos granulares sin finos plásticos, no se desarrolla la curva típica densidad-humedad. Por el contrario, existe una humedad del orden de 3 a 6%, con la cual se obtiene la mínima densidad. Por esta razón para arenas sin finos es recomendable compactarlas, por vibración con un contenido de agua muy bajo o cerca del límite de saturación.

3.602.501(2) Energía de Compactación. Para estudiar la influencia del esfuerzo de compactación se han desarrollado las relaciones *humedad – densidad*, para diferentes esfuerzos de compactación, obteniéndose la familia de curvas que se señala en la Figura 2 de la Lámina 3.602.501(1).A.

Se puede observar que a mayor energía de compactación aplicada se logrará una mayor *densidad máxima*, y una correspondiente menor *humedad óptima*.

Una conclusión práctica de importancia es el hecho de que un suelo con exceso de agua no podrá alcanzar una determinada densidad aún cuando se aumente la energía de compactación aplicada, ya que siempre estará limitado por la línea de saturación.

3.602.501(3) Tipo de Suelo. El tipo de suelo es un factor determinante en la densidad que se logre en un proceso de compactación. Su valor queda determinado en gran medida por características tales como su peso específico, textura, forma de sus partículas, plasticidad, etc. De aquí que no sea recomendable expresar el grado de compacidad de un suelo en términos absolutos, sino como un porcentaje de la densidad máxima que alcanza ese mismo suelo, a través de un ensaye normalizado. El valor de la *densidad máxima* que se obtiene al compactar un suelo, de características normales, se encuentra en el rango que se indica en la Tabla 3.602.501(3).A.

**TABLA 3.602.501(3).A
DENSIDAD MAXIMA SEGUN TIPO DE SUELO**

Tipo de Suelo (Clasificación AASHTO)	Densidad Máxima (kg/dm ³)
A - 1	> 2,00
A - 2	1,90 – 2,10
A - 3	1,70 – 2,00
A - 4	1,75 – 1,90
A - 5	1,25 – 1,60
A - 6	1,25 – 1,75
A - 7	1,25 – 1,75

3.602.502 Compactación de Laboratorio. En suelos con finos, el grado de compacidad de un suelo se mide a través de la densidad seca, expresada ésta como un valor relativo de una cierta densidad lograda en laboratorio por algún ensaye normalizado. En obras viales es ampliamente usado el ensaye Proctor Modificado como patrón de referencia. En él se compacta una masa de suelo colocada por capas dentro de un molde cilíndrico, dejando caer un pisón con un cierto número de golpes por capa. Este ensaye se repite para diferentes humedades crecientes. Así se forma la curva densidad-humedad, estableciéndose los valores de Densidad Máxima y Humedad Óptima. La energía de compactación se determina mediante la relación:

$$E = \frac{P \times h \times n \times N}{V}, \quad \text{corresponde al valor } 273 \text{ kg} \cdot \text{m/d}^3 \quad (\text{ec. 3.602.502.1}), 8.102.7 \text{ MC-V8}$$

- P = peso del pisón
h = altura de caída
n = número de golpes por carga
N = número de capas
V = volumen de suelo compactado

En los ensayos y controles de rutina generalmente la curva densidad-humedad se dibuja basándose en un mínimo de 5 determinaciones o puntos, dependiendo de las características del suelo y experiencia del operador. En la rama seca de la curva se observa menos dispersión que en la rama húmeda. Resulta, por lo tanto, una buena ayuda dibujar la línea de saturación del suelo (característica que sólo depende del peso específico).

En los suelos granulares, sin finos, el grado de compactación se expresa en términos de Densidad Relativa, a través de la relación:

$$DR = \frac{\gamma_d \text{ max } (\gamma_d - \gamma_d \text{ min })}{\gamma_d (\gamma_d \text{ max } - \gamma_d \text{ min })} \times 100 \quad (\text{ec. 3.602.502.2}), 8.102.8 \text{ MC-V8}$$

- DR = densidad relativa del suelo (%)
 $\gamma_d \text{ max}$ = densidad máxima lograda en Laboratorio
 $\gamma_d \text{ min}$ = densidad mínima lograda en Laboratorio
 γ_d = densidad del suelo

Se acostumbra clasificar el grado de compactación de este tipo de suelos, según su Densidad Relativa, de acuerdo a los valores indicados en la Tabla 3.602.502.A.

TABLA 3.602.502.A
GRADO DE COMPACTACIÓN SEGÚN DENSIDAD RELATIVA

VALOR DR	GRADO DE COMPACTACIÓN
0 - 15 %	Muy suelto
15 - 35 %	Suelto
35 - 65 %	Mediano
65 - 85 %	Compacto
85 - 100 %	Muy compacto

3.602.503 Formas de Compactación. De acuerdo con la naturaleza de las fuerzas aplicadas y su duración, se puede distinguir las siguientes formas de compactación:

- 1.- Por amasado
- 2.- Por presión
- 3.- Por impacto o Vibración
- 4.- Métodos mixtos.

Estas técnicas no son todos los modos posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales desarrolladas hasta la fecha para resolver el problema.

3.602.503(1) Compactados por Amasado – Rodillo Pata de Cabra. Estos rodillos concentran su peso sobre superficies relativamente pequeñas de todo un conjunto de puntas de forma variada ejerciendo presiones muy elevadas por lo que estas puntas penetran en el suelo. A medida que el suelo se compacta

en pasadas sucesivas, Las patas profundizan cada vez menos en el suelo y hay un momento en que cesa de aumentar la compactación. La compactación es de abajo hacia arriba en cada capa. El mejor rendimiento de estos rodillos se da en suelos finos por el efecto disgregador de grumos de sus patas y el efecto favorable de unir las distintas capas evitando la tendencia a laminación. En épocas recientes se ha reforzado el efecto rompedor de grumos y mezclador mediante el agregado de energía vibradora. Se han desarrollado además dos tipos de rodillos que son variante del pata de cabra, el rodillo de rejillas y el rodillo segmentado. Estos últimos se han usado con éxito en suelos que requieren disgregación y en arcillas de baja plasticidad y en suelos tipo arena-arcillo-limoso. El espesor suelto que se recomienda de las capas varía entre 10 cm y 25 cms.

3.602.503(2) Compactación por Presión – Rodillos Lisos y Neumáticos

3.602.503(2) a) Rodillos Lisos. Se dividen en dos: remolcados y autopropulsados. En ambos casos existen diferentes configuraciones y tecnologías, la configuración más habitual en los primeros constan de dos tambores en marco al que se sujetan los ejes y su peso varía de 14 a 20 ton. Los autopropulsados la configuración más habitual consta de un tambor delantero y dos ruedas traseras. Se aplican a los materiales que no requieren disgregación como en el caso general de arenas y gravas relativamente limpias. También se usan mucho para el acabado de la superficie de las capas de: subrasante, bases y rodadura. El efecto de compactación con estos rodillos se produce de arriba hacia abajo y él decrece considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta.

Cuando se usa rodillo liso en la compactación de arcillas, limos plásticos y arenas con exceso de finos, al cabo de un cierto número de pasadas se producen fracturas en la superficie debido a la rigidez de esta parte por excesiva densificación en relación con la del lecho de la capa que resulta con resistencia relativamente baja. Generalmente trabaja en espesores sueltos de 10 a 20 cm.

3.602.503(2) b) Rodillos Neumáticos. Su efecto deriva principalmente de la presión que ejerce al suelo y luego por el efecto de amasado que es muy inferior al de los rodillos pata de cabra. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la presión de inflado de la rueda. La superficie de contacto depende de la presión de inflado y del peso del rodillo. La forma de esta superficie es aproximadamente elíptica. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión, en una cierta profundidad bajo la superficie, es preciso que las llantas de adelante y las de atrás tengan un traslape de 1/3 de la huella de la rueda. Dentro de cierto rango, la eficacia del rodillo aumenta con la presión de inflado para una condición dada de humedad de compactación. la efectividad de compactación del rodillo neumático decrece rápidamente con la profundidad, aunque no tanto como la del rodillo liso. El espesor de la capa está íntimamente ligado al tipo de suelo, las características del equipo compactador disponible y de la humedad del suelo. Se sugiere compactar capas de prueba en que se hace variar el espesor, humedad y número de pasadas para establecer la condición de menor costo que garantice la compactación específica. En general el rodillo neumático es eficiente en la compactación de suelos arenosos con finos poco plásticos y finalmente en limos poco plásticos. Generalmente trabaja en espesores de suelo suelto de 12 a 30 cm. En el caso de suelos finos se aconseja el rodillo neumático con uno de sus ejes con ruedas algo oblicuas respecto al eje lo que les dá un movimiento bamboleante durante la marcha: esto aumenta el efecto de amasado.

Con frecuencia no es posible distinguir los campos de aplicación práctica de los rodillos neumáticos y los pata de cabra. En caso de suelos residuales el rodillo pata de cabra es más eficiente y da mayor uniformidad. El rodillo neumático puede compactar capas más gruesas y a mayor velocidad que los rodillos pata de cabra. Además, el mayor espesor de las capas permite incluir material grueso de mayor tamaño. En suelos con piedras tipo bolón incluidas, se prefiere el rodillo neumático que permite una distribución más uniforme.

3.602.503(3) Compactación por Impacto o Vibración. En este grupo se incluye diversos tipos de pisones aptos para operar en áreas reducidas. En este tipo se incluyen desde pisones de caída libre accionado a mano a otros movidos por compresión neumática o motores de explosión. Pisones de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 o 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cm en suelos granulares con finos y de 12 a 17 cm en suelos finos plásticos.

En áreas extensas se emplean los rodillos vibratorios.

Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen en el resultado de la compactación:

- a. La frecuencia
- b. La amplitud vertical
- c. El empuje dinámico en cada impulso del oscilador
- d. Peso del equipo sin considerar el oscilador propiamente dicho.
- e. La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.
- f. La estabilidad de la máquina.

La ventaja principal del rodillo vibratorio es que permite compactar suelos granulares en capas de bastante mayor espesor que el usado con otros tipos de compactadores: en suelos GW y GP es posible compactar con el equipo adecuado capas de hasta 60 cms de espesor contra los 20 a 30 cms usados con rodillos neumáticos muy pesados. Con vibratorios superpesados se logra llegar a espesores de 1,20 m para este tipo de suelos. La acción combina la vibración que reduce la fricción interna del sistema granular y la presión subsiguiente que acomoda las partículas para dar al conjunto la porosidad mínima compatible con el tamaño y forma de partículas y su distribución granular. Si la arena o la grava tiene un porcentaje de finos superior a 10% y una humedad elevada, la compactación por vibración puede dificultarse notablemente.

Cuando se compacta por vibración suelos granulares conviene verificar experimentalmente la frecuencia de la vibración, velocidad de pasada, humedad de compactación y espesor de la capa que conducen a la energía específica mínima. En este último aspecto conviene medir la disipación de la compactación con la profundidad.

La humedad tiene gran influencia en la compactación de suelos finos arcillosos: con humedad reducida se requiere gran energía vibratoria y presión, aproximadamente 8 kg/cm^2 ; con arcillas húmedas en condición plástica se requiere menos energía y presión para variar la viscosidad de los coloides contenidos en el sistema en sentido favorable para densificar el suelo, siendo en todo caso difícil alcanzar densidades superiores a 90% de la densidad máxima compactada seca dada por algunos de los métodos NCH 1534. Es factible compactar con equipo vibratorio limos con humedad próxima a la óptima en espesores moderados de las capas.

Es conveniente indicar que la efectividad densificadora del número de pasadas por punto, generalmente disminuye a partir de la sexta y además se observa que disminuye a partir de frecuencias superiores a 1500 ciclos por minuto.

3.602.503(4) Compactación por Métodos Mixtos. Como su nombre lo indica, corresponde a equipos que integran dos o más de las acciones de compactación descritas anteriormente permitiendo, en general, operar sobre capas de suelo con espesor mayor que el indicado para los casos de compactadores de acción más simple. Las combinaciones con más éxito son los neumáticos vibratorios en suelos arenosos, arenas limosas y aún en arenas algo arcillosas y los rodillos pata de cabra vibratorios en el caso de suelos plásticos.

3.602.504 Recomendaciones Generales sobre el uso de Equipos Compactadores

- a. La elección del equipo de compactación depende fundamentalmente del tipo de suelo. En general los rodillos lisos son los más apropiados para gravas y arenas mecánicamente estables. Los rodillos neumáticos, para arenas uniformes y suelos cohesivos con humedades que se aproximen al límite plástico. Los rodillos "pata de cabra", para suelos finos con humedades de 7% a 12% por debajo del límite plástico. Los equipos vibratorios son particularmente útiles para suelos granulares.
- b. La densidad de un suelo sometido a compactación disminuye con la profundidad al aumentar el espesor de la capa. Para la generalidad de los equipos esta disminución no es importante hasta 20 cm. Si se emplean capas de poco espesor es más fácil eliminar el aire ocluido, resultando más económico el proceso de compactación en esta forma.
- c. En general, se tiene un aumento considerable de la densidad entre una y seis pasadas, que se va haciendo más lento para las pasadas siguientes.
- d. Un exceso de agua en un suelo de textura muy fina impide lograr un adecuado nivel de compactación. En cambio, los suelos granulares sin finos pueden ser compactados con humedades próximas a la saturación, siempre que se permita el fácil escape del agua durante el proceso de compactación.

En Tabla 3.602.504.A se da en forma resumida un criterio sobre el comportamiento de diferentes equipos de compactación en relación al tipo de suelo.

TABLA 3.602.504.A
RECOMENDACION DE EQUIPO DE COMPACTACION SEGUN TIPO DE SUELO
(CLASIFICACION H.R.B.)

TIPO DE EQUIPO		A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
		A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
		Rodillo Liso	1	2	2	1	1	1	2	2	3	3
Rodillo Neumático	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	3	
Rodillo Pata de Cabra	5	5	5	4	4	3	2	2	1	1	1	
Pisón Impacto	2	2	1	2	2	2	4	4	4	4	4	
Rodillo Vibratorio	1	1	1	1	1	3	4	3	3	5	5	

Clasificación del Comportamiento del Equipo:

- 1 Excelente
- 2 Bueno
- 3 Regular
- 4 Deficiente
- 5 Inadecuado

3.602.505 Control de Compactación. El control de compactación en terreno puede realizarse por algunos de los siguientes métodos:

1. Medición de densidades.
2. Medición de penetración.
3. Especificación de tipo de equipo de compactación y modo de empleo.
4. Rodillo especial de prueba.

No parece ser recomendable controlar por un solo método sino por una combinación de ellos (1 con 3, 1 con 4, 2 con 3, 2 con 4), dependiendo en gran medida de la importancia y magnitud de la obra.

3.602.505(1) Medición de Densidades. Este sistema de control consiste en determinar los valores de la densidad seca del suelo compactado, refiriéndola como porcentaje del valor de referencia determinado por Laboratorio.

3.602.505(2) Medición de Penetración. En este sistema el control se ejecuta midiendo la resistencia a la penetración con un Penetrómetro Dinámico de dimensiones normalizadas y que ha sido previamente calibrado con una determinada densidad. Es muy útil en suelos finos y, por su rapidez permite tener una gran cobertura de la capa controlada. El penetrómetro de uso más conveniente es el de 20 mm de diámetro con un ángulo de 60° en la punta.

3.602.505(3) Especificación del tipo de Compactación y Modo de Empleo. En este sistema se especifica y controla la forma de compactar especificando el tipo de equipo, espesor y humedad de las capas de suelo, velocidad y número de pasadas por cada punto.

Este método es particularmente útil en el caso de rellenos que contienen partículas de diámetro grande (mayores que 50 mm) en los cuales tanto la densidad de referencia de Laboratorio como la determinada en campo no son representativas de la condición real.

3.602.505(4) Rodillo Especial de Prueba. El control en base a un rodillo especial de prueba, permite medir la estabilidad de los rellenos compactados y es un buen complemento de los métodos tradicionales. Este rodillo es de un peso por eje de 50 a 100 ton con una presión de inflado de entre 100 y 200 lb/pul². Se especifica en este caso un valor máximo de solevantamiento del terreno detrás de las ruedas, para las condiciones de operación prefijadas.

SECCIÓN 3.603 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

3.603.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE DISEÑO

3.603.101 Alcances. El pavimento tiene por objetivo dotar al camino de un sistema estructuralmente resistente a las solicitaciones que impone el tránsito, proporcionando una superficie que permita una circulación cómoda y segura a la velocidad especificada, bajo las variadas condiciones climáticas y por un periodo determinado. Diseñar consiste en determinar los tipos y espesores de las capas que resultan más económicas para lograr los propósitos enunciados.

Las cargas que impone el tránsito son transmitidas por el pavimento hacia la subrasante mediante mecanismos que dependen de las características de los materiales que conforman las diferentes capas; dependiendo de la mecánica por la cual esas cargas alcanzan la subrasante, los pavimentos se clasifican en flexibles y rígidos (existen también los semirrígidos de uso poco frecuente y que se diseñan con procedimientos diferentes a los que aquí se incluyen).

Las losas de hormigón son muy rígidas, de manera que las solicitaciones se distribuyen hacia la subrasante en un área más o menos extensa, generándose tensiones relativamente bajas. Por el contrario, por ser más flexible, el concreto asfáltico se deforma más que una losa de hormigón por lo que la superficie de distribución hacia la subrasante es menor, lo que genera tensiones más altas. Los diferentes comportamientos de unos y otros tienen su origen en esta diferencia de tensiones y en la forma en que ellas se generan.

Los pavimentos se deterioran debido a que los materiales experimentan con el tiempo variaciones de algunas de sus propiedades, que se manifiestan como una disminución de la capacidad para soportar cargas. Dichas cargas solicitantes, repetitivas y de gran magnitud, generan tensiones y deformaciones en los materiales, que sobrepasan su capacidad de fatigamiento. Por otra parte, el estado de la superficie expuesta directamente al tránsito también evoluciona con el uso, manifestándose en el aumento de la irregularidad superficial (IRI) y otros indicadores de deterioro, y disminución de la fricción (resistencia al deslizamiento y textura), comprometiendo el confort y la seguridad que debe ofrecer la vía.

La capacidad de un pavimento para soportar cargas, se denomina integridad estructural, en tanto que las condiciones que se refieren al estado en que se encuentra la superficie, corresponden a la integridad funcional. Ambas se relacionan, pues el deterioro estructural se manifiesta en cierta medida, en una disminución de la integridad funcional. Asimismo, se han desarrollado investigaciones que evidencian que el mantener un pavimento con un bajo nivel de integridad funcional acelera el deterioro.

Los métodos de diseño tienen por objeto relacionar la evolución funcional y estructural que experimenta la integridad (serviciabilidad) del pavimento con los factores que causan el deterioro. Evaluando estos factores, se definen procedimientos para dimensionar la estructura que se requiere para satisfacer niveles de integridad predefinidas para un periodo determinado.

En esta Sección se entregan los antecedentes necesarios para utilizar algunos procedimientos de diseño estructural de probada eficiencia y se señalan criterios y normas para valorizar los parámetros requeridos. Sin embargo, debe tenerse en consideración que el concepto más integral de lo que se debe entender por un buen diseño, comprende como condición necesaria, pero no suficiente, la asignación de valores adecuados a estos parámetros. La solución integral debe considerar otros factores tales como; las características de los materiales existentes en las proximidades de la obra, la calidad de la construcción disponible, las características del control que se realizará, las especificaciones de construcción, los aspectos económicos involucrados en diferentes alternativas y otros. En relación con el diseño superficial de los pavimentos y la necesidad de mantener niveles de fricción compatibles con la seguridad de la operación vehicular, véase el Tópico 6.203.3.

Por último conviene dejar establecido que el objetivo que se persigue en este Manual es entregar una guía de cómo diseñar un pavimento según los métodos que aquí se señalan; en ningún caso se pretende con ello establecer normas o criterios rígidos. Se espera que el diseñador tenga una participación activa en la generación de los diseños, aportando sus propias experiencias y maximizando las ventajas que pudieran significar las condicionantes locales en cada proyecto.

3.603.102 Métodos de Diseño. Un pavimento puede modelarse como un sistema compuesto por varias capas elásticas o viscoelásticas apoyadas sobre un medio elástico o viscoelástico y solicitadas por un sistema de cargas dinámicas. Sin embargo, el comportamiento de estos sistemas depende de una cantidad muy significativa de factores, algunos de los cuales resulta extremadamente difícil de caracterizar en un modelo matemático. Es el caso de las alteraciones que experimentan las propiedades de los suelos con los cambios de humedad, los efectos de las variaciones diarias y anuales de la temperatura ambiente, la variabilidad de las cargas solicitantes y su distribución en la superficie pavimentada, etc.

Las dificultades que se crean al intervenir tantos factores, orientó los primeros intentos de contar con métodos de diseño confiables, hacia procedimientos derivados sólo o básicamente de la experiencia, con lo que se originaron los métodos denominados empíricos. La principal debilidad de este tipo de procedimiento radica en las dificultades que presenta su adaptación a condiciones y realidades diferentes a las que existían en el lugar donde se realizaron las experiencias. Las más recientes investigaciones muestran que, por ejemplo, la influencia del factor ambiental en el comportamiento del pavimento es de la mayor importancia, de manera que es un parámetro que no puede dejar de analizarse exhaustivamente antes de usar un procedimiento de estas características.

En los modelos empíricos, parte significativa del deterioro causado por factores que no fueron incluidos como variables del problema, quedan implícitos en los resultados, siendo extremadamente difícil extrapolarlos a situaciones diferentes; lo mismo ocurre cuando se procura emplear materiales distintos a los utilizados para desarrollar el modelo. En general, no es aconsejable adoptar procedimientos empíricos sin previamente someterlos a un estudio acabado que permita realizar los ajustes necesarios.

Procurando desligarse de los problemas que crean los métodos empíricos, en los últimos tiempos se han desarrollado procedimientos puramente analíticos, basándose en el criterio que un pavimento puede modelarse como el sistema multicapas. Estos procedimientos, que se suelen denominar métodos mecanicistas o teóricos, permiten calcular muy exactamente las tensiones, deformaciones y deflexiones que originan las cargas solicitantes en cualquier punto de la estructura. Sin embargo, se genera una nueva dificultad debido a que el comportamiento del pavimento depende también de una serie de otros factores, muchos de los cuales no pueden ser modelados con exactitud. Esta dificultad se salva recurriendo a correlaciones empíricas, denominadas modelos de fatiga, con los que se pueden definir los límites de tolerancia.

Las dificultades y carencias que presentan las dos formas de analizar el problema, han llevado a que en la actualidad se tienda a una cierta convergencia de procedimientos. En efecto, la adaptación de los denominados métodos empíricos a condiciones diferentes de las existentes en el lugar donde se desarrollaron las pruebas, se realiza por medio de relaciones analíticas, al menos para algunos de los parámetros, de manera de incorporar al modelo las peculiaridades propias de la localidad donde se emplaza el proyecto. La misma imposibilidad de modelar analíticamente y con cierta confiabilidad varios de los factores que influyen en el comportamiento de los pavimentos, ha llevado a que los métodos mecanicistas deban complementarse con ciertas relaciones empíricas.

Como consecuencia de lo señalado, actualmente la mayoría de los métodos para establecer los espesores de las diferentes capas que conforman un pavimento, son del tipo teórico - empíricos. Los métodos de diseño que se incluyen en este Manual, se ajustan a los conceptos enunciados referentes a los procedimientos del tipo teórico - empíricos.

En resumen, el diseñador debe tener siempre presente que en la actualidad, los sistemas para diseñar los pavimentos no pueden considerarse definitivos ya que los estudios, tanto teóricos como experimentales, continúan aportando nuevos conocimientos que obligan a ciertas modificaciones y adaptaciones. Todos los métodos que se presentan en este Manual tienen la característica señalada, de manera que no debe extrañar que para ciertos factores se recomienden procedimientos de evaluación ligeramente diferentes o complementarios a los que se señala en el propio método en su versión original.

3.603.103 Método AASHTO. La Dirección de Vialidad ha elegido como procedimiento de diseño de pavimentos flexibles (capas de mezclas asfálticas apoyadas sobre capas de suelos seleccionadas, con y sin tratar o directamente sobre la subrasante) y de pavimentos rígidos (losas de hormigón apoyadas sobre una base), una adaptación a las condiciones nacionales de los métodos desarrollados en los Estados Unidos por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Los algoritmos originales utilizados por el método derivan de los resultados de pruebas realizadas por la AASHO (AASHO Road Test) entre los años 1958 y 1960, en el estado de Illinois, Estados Unidos. Allí la precipitación promedio anual alcanza a 762 mm, la temperatura media de verano es de 24 ° C y la de invierno de -3 ° C; la profundidad de penetración de la helada es de unos 760 mm y en promedio, se dan alrededor de 12 ciclos anuales de hielo - deshielo, a nivel de una sub base de pavimento. La subrasante de las pistas de prueba estaba formada por suelos del tipo A-6, con CBR entre 2 y 4%.

Para realizar los ensayos se construyeron pistas de prueba con diferentes estructuras, tanto de hormigón como de asfalto, por donde circuló un tránsito controlado que durante los dos años que duró la prueba, se tradujo en unos 10 millones de ejes equivalentes como sollicitación máxima. Semana por medio, se fue registrando la serviciabilidad de cada una de las diferentes secciones de prueba, utilizando una escala que asignó serviciabilidad 5 a los pavimentos perfectamente lisos y 0 a los que se consideraron intransitables. Cabe señalar que la serviciabilidad que se asignó en cada ocasión corresponde al promedio de los valores asignados por un panel de usuarios al transitar sobre las pistas.

Las calificaciones sirvieron para establecer curvas representativas del Índice de Serviabilidad Presente de cada tramo y para calcular las sollicitaciones que se requerían para llevar las estructuras a un nivel de deterioro generalizado; esta base de datos empírica, sirvió para desarrollar el método de diseño AASHTO original, publicado en la Interim Guide en 1972 y 1981. Este concepto se ha conservado sin variación en las versiones publicadas con posterioridad.

En 1986 se desarrolló un modelo ampliado con muchos conceptos nuevos procurando expandir el modelo original de manera que pudiera ser aplicado en otros climas, diseños, materiales y suelos. Con las salvedades que se señalan más adelante y que se refieren al cálculo de los espesores de las capas asfálticas a colocar sobre la base granular, en este Manual se incluye el método para pavimentos flexibles tal como quedó después de las modificaciones aparecidas en la versión de 1986 ó la de 1993, que es completamente similar.

A pesar que las mencionadas versiones de los años 1986 y 1993, introdujeron también importantes cambios en el diseño de los pavimentos rígidos, en el año 1998 se editó una versión suplementaria, que alteró substancialmente el procedimiento allí descrito, aunque siempre conservando sin alterar el concepto de serviciabilidad. Es esta última versión en la que se basa el método de diseño de pavimentos rígidos que se incluye en este Manual.

3.603.104 Método para Tratamientos Superficiales. Para el diseño de estructuras del tipo tratamientos superficiales, se ha adoptado el procedimiento denominado Tropical Procedures for Flexible Pavements, desarrollado por W.J. Morin y Peter Todor. El estudio, patrocinado por la United States Agency for International Development, fue realizado en Brasil y estuvo orientado principalmente a subrasantes constituidas por suelos tropicales, pero también puede aplicarse en climas templados, siempre que no exista penetración de la helada en el suelo.

Este procedimiento no debe utilizarse para diseñar tratamientos superficiales en las áreas desérticas del norte del país; entendiéndose como tales las ubicadas al norte del paralelo 29° 30' donde la precipitación media anual, para 10 años de periodo de retorno (PP_{10}), es igual o inferior a 40 mm.; en esas zonas se aplicarán los criterios que se exponen en el Tópico 3.604.4, Pavimentos para la Zona Norte.

El procedimiento que aquí se describe corresponde a un método teórico - empírico, puesto que fue desarrollado en base a las relaciones que se detectaron entre el comportamiento de una estructura y las deflexiones medidas y entre éstas y la capacidad estructural de cada una de las diversas capas que conforman el pavimento.

Por último, debe señalarse que la inclusión en el Manual de un determinado procedimiento de diseño, no significa que se esté impidiendo que por razones justificadas y previa aceptación de la Dirección de Vialidad, no se puedan utilizar otros procedimientos de reconocido prestigio.

3.603.105 Algunos Criterios de Diseño. Los métodos de diseño en general y los empíricos en particular, permiten diseños exitosos siempre que se respeten ciertas condiciones o características que se encuentran implícitas en ellos. Algunos de los conceptos más importantes a tener presente cuando se diseña, son los que se enumeran a continuación:

3.603.105(1) Concepto Integral de un Buen Diseño. En un contexto integral, un pavimento bien diseñado no es el que resulta únicamente de determinar correctamente los espesores que requieren las diferentes capas de una estructura mediante un cálculo repetitivo, utilizando las relaciones que indican los métodos. El buen diseño resulta de representar en el modelo, un conocimiento completo de todos los factores que se deben valorizar, en especial las propiedades y comportamiento de los suelos locales y del clima, y teniendo como referencia experiencias de otras obras que estén prestando un servicio satisfactorio. Además, todo ello debe reflejarse en las especificaciones de construcción que se preparen especialmente para el proyecto.

3.603.105(2) Módulo Resiliente. El módulo resiliente (M_R) es el parámetro utilizado para representar las propiedades de los suelos de la subrasante en el diseño de pavimentos asfálticos, según el método AASHTO. Se determina mediante un ensaye triaxial cíclico sobre una probeta sometida a una carga pulsante de duración definida. Una de las principales características de este ensaye, es que numerosos estudios e investigaciones evidencian que los resultados que arroja son muy sensibles al estado de tensiones a que se encuentra sometido el suelo y que además, influyen factores tales como el contenido de humedad y el espesor de la capa que se analiza.

Normalmente resulta complicado ejecutar el ensaye descrito, puesto que se requiere un equipo de laboratorio muy especial. En consecuencia, habitualmente se determina el M_R en forma indirecta, correlacionándolo con el ensaye CBR. Este es el procedimiento que se aplica en este Manual; sin embargo, debe tenerse presente que por lo señalado más arriba, cualquier sistema de cálculo que no incluya las presiones de confinamiento, sólo puede considerarse como una aproximación al valor real.

3.603.105(3) Módulos Elásticos de Capas Sucesivas. Los métodos de diseño presuponen que los módulos elásticos de las capas son crecientes desde la subrasante hacia la superficie, de manera que siempre debe estructurarse considerando esa condición. En ciertas rehabilitaciones, una capa no ligada de mayor módulo puede quedar intercalada entre otras de menor módulo, pero se debe ser extremadamente cauteloso al suponerle las condiciones en que trabajará; nunca deben ser superiores a las asignadas a la capa que le sigue hacia arriba.

Los análisis tanto teóricos como prácticos, demuestran que el módulo elástico de una capa tratada (ligada) o no tratada, es dependiente del nivel de deformación, por lo que no es independiente del módulo de la capa subyacente, de manera que el módulo no sólo depende de las propiedades del material que conforma la capa. Los factores que intervienen en el módulo elástico son principalmente: el módulo elástico del suelo subyacente, las propiedades del suelo que conforma la capa, el espesor de la capa y el grado de confinamiento a que se encuentra sometida. Una manera de hacer el módulo de la capa menos dependiente de la capa subyacente es otorgarle cohesión, tratándola mediante estabilización química o física. Esto puede lograrse a través de la estabilización con materiales tradicionales (asfalto, cal o cemento) o por estabilización química, con materiales que estén aprobados por Vialidad y cuenten con respaldo de experiencias a escala real.

Como consecuencia de la condición expuesta, en la estructuración de pavimentos flexibles no deben colocarse en forma sucesivas capas de suelos no ligados con módulos elásticos muy diferentes, pues el comportamiento de una capa con módulo elástico alto, no será el que estrictamente le hubiere correspondido si ella se apoya sobre un suelo con módulo elástico muy inferior. En la práctica, para volúmenes de tráfico superiores a 3E6 EE o cuando lo requiera el proyecto por causa de subrasante débil y muy variable a lo largo del trazado, se recomienda estructurar los pavimentos flexibles, incluyendo una capa superior de mejoramiento de la subrasante (tanto para terraplenes como en cortes) cuando los suelos que la conforman tengan un CBR < 10% (aprox. $M_R < 77$ MPa). Esta capa de mejoramiento deberá tener un espesor no inferior a 150 mm y de preferencia ser granular (según clasificación AASHTO) con un CBR > 15%. La influencia de esta capa en el M_R representativo de la subrasante en ese punto, puede calcularse con la ec. 3.604.105.4. Alternativamente, la capa de suelo puede utilizarse para mejorar la subrasante por medio de tela geotextil, colocada inmediatamente debajo de la subbase; en ese caso deben diseñarse según los criterios expuestos en el Numeral 3.602.407(1). Del mismo modo que para las

capas estructurales, la subrasante se puede mejorar a través de la estabilización con materiales tradicionales (asfalto, cal o cemento) o la estabilización química con materiales que estén aprobados por Vialidad y cuenten con respaldo de experiencias a escala real.

Los conceptos expuestos deben utilizarse en la generalidad de los casos. Para situaciones muy excepcionales, debidamente justificadas, pueden aplicarse criterios diferentes, tales como diseñar capas asfálticas en todo el espesor (full depth asphalt).

3.603.105(4) Profundidad a que Afectan las Solicitaciones. Hasta hace poco tiempo, las sollicitaciones que afectan a los pavimentos se simulaban aplicando cargas estáticas de magnitudes similares a las que se dan en la práctica. Esos ensayos mostraban que la acción de la carga no tenía mayor significación por debajo de unos 0,9 a 1,0 m de profundidad. Con el advenimiento de los deflectómetros de impacto, que simulan muy bien las condiciones dinámicas reales que generan las cargas, se ha podido establecer que la influencia alcanza a profundidades significativamente mayores a las detectadas con cargas estáticas. Aún cuando en estricto rigor, la influencia de un estrato subyacente depende de la profundidad a que se encuentra y de la capacidad soporte que presenta (a menor capacidad mayor influencia), se puede aceptar en forma simplificada que en pavimentos flexibles la influencia alcanza hasta unos 2,0 m por debajo de la rasante y hasta cerca de 3,0 m en los rígidos.

3.603.105(5) Asfaltos Elastoméricos. Este tipo de asfaltos, que se obtiene al modificar el cemento asfáltico con un polímero, resultando un ligante de características reológicas mejoradas, presenta ventajas al utilizarlo en zonas de temperaturas ambientales extremas. Con el método de diseño AASHTO no puede diferenciarse el diseño respecto a un asfalto normal, pero las especificaciones de construcción deben ajustarse, de manera de considerar las peculiaridades propias de este material, en especial cuando se coloca en zonas frías.

3.603.105(6) Localización de materiales. Como parte de un buen diseño, es necesario que el proyectista indique las disponibilidades locales de materiales que se ajustan a los requerimientos que impone el diseño. Sin que la siguiente enumeración sea exhaustiva, el proyecto debe señalar dónde se pueden encontrar suelos que cumplan con lo especificado para terraplenes y demás rellenos, cuáles serían las fuentes para preparar subbases, bases y capas de pavimentos, en especial asegurándose que cumplen con el correspondiente desgaste Los Ángeles, dónde se localizan agregados pétreos para confeccionar hormigones y cuáles son sus características, cuál es la disponibilidad de agua para preparar hormigones y para humedecer suelos, etc.

3.603.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

3.603.201 Objetivos y Alcances. En este Numeral se entregan los conceptos más importantes que permiten caracterizar los parámetros que influyen en el diseño de los pavimentos. En general, se detallan conceptualmente los alcances de los parámetros que presentan condiciones o características iguales o similares, tanto para el diseño de pavimentos flexibles como rígidos; los demás parámetros que intervienen en el diseño de uno u otro tipo de pavimento, se caracterizan en los Números destinados a describir específicamente los cálculos para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.

3.603.202 Tránsito

3.603.202(1) Generalidades. Por los caminos y carreteras circula una amplia variedad de vehículos de dimensiones, pesos, tipos y configuraciones de ruedas muy diferentes, que transmiten cargas de muy distinta índole y que se distribuyen de manera no uniforme a todo el ancho de la superficie pavimentada. Los procedimientos de diseño consideran esta variedad de sollicitaciones, su distribución en la superficie del pavimento y la variación que experimentarán durante el período de vida de la estructura. Las sollicitaciones inducidas al pavimento por el tránsito, son el factor individual más importante para establecer las dimensiones y características que debe tener un pavimento, para soportar en condiciones adecuadas y por un período determinado.

3.603.202(2) Factor de Ejes Equivalentes. Uno de los principales aportes del AASHTO Road Test fue establecer un procedimiento para transformar los diferentes tipos y pesos de ejes que circulan por un camino, a un eje patrón único. El sistema ideado en esa prueba ha demostrado su conveniencia, a tal punto

que la mayoría de los métodos y análisis desarrollados con posterioridad han adoptado tanto el concepto, como el procedimiento de cálculo.

AASHTO transforma los diferentes ejes que circulan por una ruta, a un eje simple de rueda doble (E.S.R.D) de 80 KN (18 Kips) de peso, considerado como eje patrón. El factor de equivalencia es el cociente que resulta entre el número de ejes patrón requeridos para producir una determinada pérdida de serviciabilidad, respecto del número de ejes de determinada configuración y peso, necesarios para producir la misma pérdida de serviciabilidad; el valor de este cociente es el Factor de Ejes Equivalentes.

Las fórmulas AASHTO permiten determinar factores para ejes simples de rueda doble, ejes dobles (tándem) de rueda doble y ejes triples (tridem) de rueda doble (no se incluyen procedimientos para los ejes con ruedas simples). El Factor de Ejes Equivalentes se expresa conceptualmente como sigue:

$$\text{Factor EE} \times = \frac{\text{(Número de ejes de 80 kN que causan una determinada pérdida de serviciabilidad)}}{\text{(Número de ejes de X peso (kN) que causan la misma pérdida de serviciabilidad)}}$$

Cada estructura responde de manera distinta ante una misma sollicitación, de manera que el Factor EE varía para distintas características del pavimento; influyen principalmente el Número Estructural en los pavimentos flexibles, el espesor en los rígidos y las serviciabilidades, inicial y final, que se adopten. En consecuencia, en estricto rigor, el cálculo de los ejes equivalentes solicitantes debería ser un proceso tentativo y reiterativo, que sólo se detendría cuando los factores de ejes equivalentes sean efectivamente los correspondientes al número estructural definitivo en los pavimentos flexibles y al espesor de la losa en los rígidos (conjuntamente con el índice de serviciabilidad final); el cálculo debiera aplicarse a cada uno de los ejes de los vehículos que circulan por la carretera.

El procedimiento estricto resulta bastante engorroso y poco expedito, de manera que en la práctica, se introducen algunas simplificaciones que no representan alteraciones significativas en la determinación final de los espesores. Así, se ha establecido que si se calculan los Factores de Equivalencia de los pavimentos flexibles y rígidos, para un Número Estructural igual a 120 mm (5") y un espesor de losas de hormigón de 230 mm (9"), respectivamente, los resultados no son demasiado diferentes de los valores calculados para otras situaciones, de manera que es perfectamente aceptable utilizarlos para pavimentos con un Número Estructural o espesores de losas diferentes.

Tampoco se altera significativamente el resultado, si en vez de calcular para cada eje en forma individual, ellos se agrupan por rangos de pesos. Se crea así una estratificación por pesos, para cada uno de los tres tipos de ejes que se utilizan en los métodos de diseño. Las Láminas 3.603.202.A1, 2 y 3, muestran los factores de ejes equivalentes para una amplia estratificación de pesos de los ejes, tanto para pavimentos flexibles como para rígidos y para serviciabilidades finales de 2,0 y 2,5. Fueron calculados para las condiciones simplificadas señaladas antes y son para el peso promedio de cada rango.

Las sollicitaciones para los efectos de determinar espesores serán los ejes equivalentes (EE) acumulados, que circularán por la pista de diseño, durante el período que se hubiere escogido como vida útil de diseño del pavimento. Los factores de ejes equivalentes para los pesos de los ejes del denominado tránsito liviano, automóviles y camionetas son muy pequeños, de manera que en la práctica se desprecian.

Las Láminas 3.603.202.B1, 2 y 3 muestran formularios destinados a uniformar la presentación de los cálculos de los ejes equivalentes (EE) por vehículo cuando se dispone de resultados de pesajes. Esos antecedentes deben procesarse separadamente para cada dirección de circulación, especialmente en caminos que sirven de accesos a los puertos, industrias importantes y otros casos similares. En el formulario se agrupan en un sólo lote todos los camiones de más de dos ejes, es decir múltiples, y los buses se presentan separados en urbanos (microbuses y taxibuses) e interurbanos. Sin embargo, existen situaciones en que pudiera resultar aconsejable aumentar la desagregación de los camiones, en especial cuando se esperan tasas de incremento diferentes para distintos tipos de camiones. En otros casos puede resultar innecesario mantener desagregados los buses en dos categorías; tal es el caso de los caminos rurales importantes, donde la cantidad de buses urbanos es poco significativa.

Como información general, en la Lámina 3.603.202.C se entregan, para ser utilizados sólo cuando no se disponga de datos más específicos, los resultados de los ejes equivalentes por vehículo

procesados de los pesajes de ejes realizados en 1999 en las plazas de pesaje fijas que dispone la Dirección de Vialidad. Los valores incluidos en esta Tabla parecen representar bien las características del tránsito en caminos importantes, pero no resultan tan confiables para caminos secundarios; también existen evidencias que los pesos serían mayores que los medidos en sectores de la red, alejados de los puntos de control.

3.603.202(3) Tránsito Medio Diario Anual (TMDA). El tránsito medio diario anual (TMDA) es el indicador que define el total de vehículos que circula como promedio diario en un año. Si del TMDA se resta el tránsito liviano, quedan sólo los camiones y buses, que son los que interesan para el diseño de los pavimentos. El tránsito pesado medio diario anual, TMDAC, es el indicador adecuado para calcular las solicitudes de diseño sólo cuando no existen variaciones estacionales significativas en los demás parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento; si ello no es así, como por ejemplo en zonas donde en invierno existe penetración de la helada en el suelo de la subrasante o cuando existan variaciones significativas del nivel freático, el TMDAC debe desagregarse dividiendo el año en períodos durante los cuales los otros factores se mantienen sensiblemente constantes.

3.603.202(4) Tasas de Crecimiento. El cálculo de las solicitudes para diseño debe considerar que habitualmente el TMDA varía año a año, por lo que se debe contar con un estudio previo que determine las tasas de variación del volumen de tránsito, normalmente diferentes para cada tipo de vehículo.

El estudio de la demanda debe considerar principalmente las tendencias históricas de los flujos, expresadas como proyecciones ligadas a variables macroeconómicas, tasas de motorización y otras. Eventualmente, cuando sea necesario, debe analizar las peculiaridades dentro del área de influencia que estén asociadas a la evolución del sistema de actividades y examinar los componentes de los flujos determinando cual es el tránsito normal, el reasignado y el generado.

RANGOS KN	FLEXIBLES		RIGIDOS	
	pf = 2,0	pf = 2,5	pf = 2,0	pf = 2,5
< 30	0,007	0,008	0,008	0,008
30 - 40	0,028	0,032	0,030	0,030
40 - 50	0,083	0,092	0,085	0,086
50 - 60	0,20	0,21	0,198	0,200
60 - 70	0,41	0,43	0,406	0,409
70 - 80	0,76	0,77	0,753	0,756
80 - 90	1,29	1,27	1,30	1,29
90 - 100	2,07	1,95	2,10	2,07
100 - 110	3,17	2,85	3,23	3,14
110 - 120	4,70	4,00	4,80	4,60
120 - 130	6,60	5,50	6,80	6,40
130 - 140	9,20	7,20	9,40	8,70
140 - 150	12,4	9,50	12,8	11,5
150 - 160	16,5	12,3	17,0	15,0
160 - 170	21,6	15,6	22,2	19,3
170 - 180	27,9	19,7	28,6	24,6

Los factores de pavimentos flexibles son para NE = 120 mm (5") y los rígidos para H = 230 mm (9")

RANGOS KN	FLEXIBLES		RIGIDOS	
	pf = 2,0	pf = 2,5	pf = 2,0	pf = 2,5
< 50	0,004	0,004	0,008	0,008
50 - 60	0,014	0,016	0,029	0,029
60 - 70	0,03	0,03	0,06	0,06
70 - 80	0,05	0,06	0,10	0,10
80 - 90	0,09	0,10	0,17	0,17
90 - 100	0,14	0,16	0,27	0,27
100 - 110	0,22	0,24	0,41	0,41
110 - 120	0,33	0,36	0,60	0,61
120 - 130	0,47	0,50	0,86	0,86
130 - 140	0,66	0,69	1,20	1,19
140 - 150	0,89	0,92	1,63	1,61
150 - 160	1,20	1,21	2,16	2,13
160 - 170	1,60	1,50	2,80	2,70
170 - 180	2,00	2,00	3,60	3,50
180 - 190	2,60	2,40	4,60	4,40
190 - 200	3,20	3,00	5,70	5,40
200 - 210	3,90	3,60	7,10	6,60
210 - 220	4,80	4,30	8,60	7,90
220 - 230	5,80	5,10	10,50	9,50
230 - 240	7,00	6,00	12,60	11,3
240 - 250	8,40	7,00	15,00	13,30
250 - 260	9,90	8,10	17,80	15,60
260 - 270	11,7	9,30	21,00	18,2
270 - 280	13,60	10,70	24,60	21,10
280 - 290	15,90	12,30	28,70	24,50

Los factores de pavimentos flexibles son para NE = 120 mm (5") y los rígidos para H = 230 mm (9")

RANGOS KN	FLEXIBLES		RIGIDOS	
	pf = 2,0	pf = 2,5	pf = 2,0	pf = 2,5
< 60	0,002	0,002	0,007	0,007
60 - 70	0,007	0,008	0,019	0,020
70 - 80	0,012	0,013	0,034	0,034
80 - 90	0,020	0,022	0,055	0,056
90 - 100	0,031	0,035	0,087	0,087
100 - 110	0,047	0,053	0,130	0,131
110 - 120	0,069	0,078	0,189	0,191
120 - 130	0,10	0,11	0,27	0,27
130 - 140	0,14	0,15	0,37	0,37
140 - 150	0,19	0,21	0,50	0,50
150 - 160	0,25	0,27	0,66	0,66
160 - 170	0,33	0,36	0,86	0,86
170 - 180	0,42	0,46	1,10	1,10
180 - 190	0,54	0,57	1,39	1,38
190 - 200	0,68	0,71	1,74	1,72
200 - 210	0,84	0,88	2,15	2,11
210 - 220	1,03	1,06	2,63	2,56
220 - 230	1,25	1,28	3,19	3,08
230 - 240	1,51	1,52	3,83	3,67
240 - 250	1,80	1,80	4,60	4,30
250 - 260	2,10	2,10	5,40	5,10
260 - 270	2,50	2,40	6,30	5,90
270 - 280	3,00	2,80	7,40	6,80
280 - 290	3,40	3,20	8,60	7,90
290 - 300	4,00	3,70	9,90	9,00
300 - 310	4,60	4,20	11,4	10,2
310 - 320	5,30	4,70	13,1	11,6
320 - 330	6,00	5,50	14,9	13,2

Los factores de pavimentos flexibles son para NE = 120 mm (5") y los rígidos para H = 230 mm (9")

MANUAL DE CARRETERAS VOL. Nº 3 DISEÑO	FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES SIMPLES - RUEDA DOBLE	3.603.202 B1 Junio 2002			
PROYECTO : _____ TIPO PAVIMENTO : _____ INDICE SERVICIABILIDAD FINAL (Pf) : _____ LUGAR DEL PESAJE : _____ FECHA : _____ SENTIDO : _____					
RANGOS KN	FACTOR EQUIV.	CAMION 2 EJES Controlados EE	CAMION MULTIPLE Controlados EE	BUS INTERURBANO Controlados EE	BUS URBANO Controlados EE
< 30					
30 - 40					
40 - 50					
50 - 60					
60 - 70					
70 - 80					
80 - 90					
90 - 100					
100 - 110					
110 - 120					
120 - 130					
130 - 140					
140 - 150					
150 - 160					
160 - 170					
170 - 180					
TOTAL A (E E SIMPLES)					
MANUAL DE CARRETERAS VOL. Nº 3 DISEÑO			FORMULARIO PARA CALCULAR EJES EQUIVALENTES EJES DOBLES - RUEDA DOBLE		3.603.202 B2 Diciembre 2001
PROYECTO : _____ TIPO PAVIMENTO : _____ INDICE SERVICIABILIDAD FINAL (Pf) : _____ LUGAR DEL PESAJE : _____ FECHA : _____ SENTIDO : _____					
RANGOS KN	FACTOR EQUIV.	CAMION 2 EJES Controlados EE	CAMION MULTIPLE Controlados EE	BUS INTERURBANO Controlados EE	BUS URBANO Controlados EE
< 50					
50 - 60					
60 - 70					
70 - 80					
80 - 90					
90 - 100					
100 - 110					
110 - 120					
120 - 130					
130 - 140					
140 - 150					
150 - 160					
160 - 170					
170 - 180					
180 - 190					
190 - 200					
200 - 210					
210 - 220					
220 - 230					
230 - 240					
240 - 250					
250 - 260					
260 - 270					
270 - 280					
280 - 290					
TOTAL B (E E DOBLES)					

PROYECTO : _____

TIPO PAVIMENTO : _____ INDICE SERVICIABILIDAD FINAL (Pf) : _____

LUGAR DEL PESAJE : _____ FECHA : _____ SENTIDO : _____

RANGOS KN	FACTOR EQUIV.	CAMION 2 EJES		CAMION MULTIPLE		BUS INTERURBANO		BUS URBANO	
		Controlados	EE	Controlados	EE	Controlados	EE	Controlados	EE
< 60									
60 - 70									
70 - 80									
80 - 90									
90 - 100									
100 - 110									
110 - 120									
120 - 130									
130 - 140									
140 - 150									
150 - 160									
160 - 170									
170 - 180									
180 - 190									
190 - 200									
200 - 210									
210 - 220									
220 - 230									
230 - 240									
240 - 250									
250 - 260									
260 - 270									
270 - 280									
280 - 290									
290 - 300									
300 - 310									
310 - 320									
320 - 330									
TOTAL C (E E TRIPLES)									

CALCULO EE / VEH

TOTAL A	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
TOTAL B	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
TOTAL C	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
TOTAL EE	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
VEH. CONTROLADOS	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
EE / VEH	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

MANUAL DE CARRETERAS		EJES EQUIVALENTES POR VEHICULO				3.603.202 C	
VOL. N° 3 DISEÑO		Marzo 2005					
PLAZA LOCALIZACION	PISTAS	CAMION SIMPLE		CAMION MULTIPLE		BUS	
		pf = 2,0	pf = 2,5	pf = 2,0	pf = 2,5	pf = 2,0	pf = 2,5
PAVIMENTOS FLEXIBLES							
CHACALLUTA	12	0,47	0,45	2,66	2,49	1,86	1,77
RUTA 5 N km.2.081	34	0,52	0,52	2,16	2,03	1,47	1,41
LA NEGRA	12	0,36	0,35	1,88	1,78	1,68	1,35
RUTA 5 N km 1.351	34	0,49	0,48	2,02	1,93	2,04	1,93
LA SERENA	34	0,28	0,28	1,71	1,62	1,63	1,56
RUTA 5 N km 475							
LAMPA	12	0,38	0,38	1,97	1,88	1,71	1,65
RUTA 5 N km 27,5	34	0,41	0,41	2,03	1,93	1,81	1,75
CURACAVI	12	0,30	0,30	1,60	1,53	2,03	1,95
RUTA 68 km 55	34	0,30	0,30	1,45	1,39	2,11	2,03
EL MONTE	12	0,34	0,33	1,62	1,57	1,73	1,68
RUTA 78	34	0,34	0,34	1,67	1,58	1,74	1,68
SAN FRANCISCO	12	0,71	0,70	2,01	1,92	1,90	1,84
RUTA 5 S km 63	34	0,62	0,61	2,93	2,78	2,00	1,92
CONCEPCION	12	0,57	0,56	2,77	2,61	1,61	1,54
RUTA 148 km 10	34	0,30	0,30	2,30	2,16	1,38	1,33
LOS HORCONES	34	1,21	1,17	4,22	3,78	2,08	1,94
RUTA 160 km 60							
LOS ANGELES	12	0,33	0,32	2,58	2,41	1,88	1,78
RUTA 5 S km 500	34	0,27	0,27	3,33	3,16	1,66	1,59
PAVIMENTOS RIGIDOS							
CHACALLUTA	12	0,47	0,46	3,72	3,59	1,93	1,89
RUTA 5 N km.2.081	34	0,53	0,53	2,88	2,76	1,53	1,51
LA NEGRA	12	0,50	0,50	3,12	3,02	2,44	2,38
RUTA 5 N km 1.351	34	0,49	0,48	2,63	2,56	2,06	2,02
LA SERENA	34	0,19	0,19	2,17	1,94	1,62	1,70
RUTA 5 N km 475							
LAMPA	12	0,46	0,46	2,81	2,74	1,88	1,87
RUTA 5 N km 27,5	34	0,38	0,38	2,71	2,61	1,86	1,84
CURACAVI	12	0,31	0,30	2,02	1,98	2,12	2,09
RUTA 68 km 55	34	0,30	0,30	1,68	1,64	2,06	2,03
EL MONTE	12	0,32	0,31	2,31	2,24	1,65	1,64
RUTA 78	34	0,47	0,46	2,73	2,65	1,65	1,64
SAN FRANCISCO	12	0,76	0,75	2,65	2,41	2,12	2,09
RUTA 5 S km 63	34	0,68	0,67	3,91	3,80	2,06	2,03
CONCEPCION	12	0,47	0,47	3,39	3,30	1,50	1,48
RUTA 148 km 10	34	0,23	0,22	2,57	2,49	1,34	1,32
LOS HORCONES	34	1,15	1,14	4,95	4,78	2,34	2,28
RUTA 160 km 60							
LOS ANGELES	12	0,37	0,36	3,37	3,27	2,12	2,06
RUTA 5 S km 500	34	0,25	0,25	4,48	4,32	1,71	1,69
<p>Pistas 12 : pista o pistas con tránsito alejándose de Santiago Pistas 34 : pista o pistas con tránsito acercándose a Santiago</p> <p style="text-align: right;">estadística 1999</p>							

Un aspecto que debe cuidarse al proyectar el tránsito, en especial en caminos bidireccionales, es la posibilidad de saturación que puede presentarse dentro de la vida de diseño del pavimento. Esta situación suele ocurrir cuando al año de puesta en servicio de la obra se proyectan flujos importantes o se utilizan tasas de crecimiento altas, por lo que conviene comprobar que no se alcance dentro del horizonte de diseño, flujos incompatibles con la capacidad de la ruta; una sobrevaloración de las solicitudes implica una mayor inversión inicial innecesaria. Para los efectos de establecer las solicitudes a utilizar en el diseño del pavimento, la capacidad debe determinarse ajustándose a los procedimientos y criterios que se describen en el Numeral 3.102.805, normalmente para el volumen horario correspondiente al Nivel de Servicio D, salvo situaciones especiales debidamente autorizadas por la Dirección de Vialidad, adaptando los cálculos a la metodología actualmente vigente del Highway Capacity Manual del Transportation Research Board.

3.603.202(5) Factor de Pista de Diseño. Normalmente la pista de diseño corresponde a la pista externa del pavimento, por la que circula la fracción más importante del TMDAC. En carreteras de dos pistas, una en cada sentido, se acepta que la pista de diseño soporta la mitad del TMDAC; en carreteras unidireccionales con dos o más pistas en cada dirección, el tránsito en la pista de diseño es algo menor que la mitad del TMDAC, siendo la distribución una función de la magnitud del TMDA.

La forma en que se distribuye el tránsito pesado por las diferentes pistas se indica en la Tabla 3.603.202.D; los porcentajes derivan de conteos efectuados en 129 lugares de los Estados Unidos, por lo que corresponden a la distribución efectiva que se produce con los respectivos TMDA por dirección. Para los efectos del diseño, se recomienda utilizar el factor que corresponda según el TMDA por sentido que se dará aproximadamente a la mitad de la vida de diseño del pavimento.

**TABLA 3.603.202.D
DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DEL TRÁNSITO PESADO
EN CARRETERAS UNIDIRECCIONALES DE DOS Y MÁS PISTAS**

TMDA Por dirección	2 PISTAS		3 o MAS PISTAS		
	Interna	Externa	Interna ¹	Central	Externa
2.000	6	94	6	12	82
4.000	12	88	6	18	76
6.000	15	85	7	21	72
8.000	18	82	7	23	70
10.000	19	81	7	25	68
15.000	23	77	7	28	65
20.000	25	75	7	30	63
25.000	27	73	7	32	61
30.000	28	72	8	33	59
35.000	30	70	8	34	58
40.000	31	69	8	35	57
50.000	33	67	8	37	55
60.000	34	66	8	39	53
70.000	--	--	8	40	52
80.000	--	--	8	41	51
100.000	--	--	9	42	49

¹ Porcentaje combinado para una o más pistas

La Lámina 3.603.202.E es un formulario que tiene por finalidad uniformar la presentación de los cálculos de los ejes equivalentes (EE) solicitantes para los efectos del diseño. Incluye los vehículos livianos y el TMDA total por sentido, aún cuando no tienen relación directa con el cálculo de las solicitudes, como una manera de permitir una mejor visualización de posibles congestionamientos y facilitar la elección del factor de pista.

MANUAL DE CARRETERAS	FORMULARIO DE CALCULO EJES EQUIVALENTES PARA DISEÑO	3.603.202 E
VOL. N° 3 DISEÑO		Junio 2002

CAMINO : EJEMPLO
SECTOR EJEMPLO

AÑO PUESTA EN SERVICIO : 2000 AÑOS VIDA UTIL : 20
FACTOR DE PISTA : 0,73

		V. LIVIANOS	C. SIMPLE	C. MULT	BUS INTER	BUS URB
TMDA/SENT EN AÑO : 1999		10.500	380	350	25	300
EE/VEH (ASF) :		0	0,75	3,4	1,6	1,0
TASA CREC. (%) :						
1999	2005	10,4	4,5	5,5	6,3	4,5
2006	2010	7,5	3,5	5,4	5,8	4,4
2011	2019	5,0	3,1	5,4	5,5	4,3

AÑO	TMDA POR SENTIDO EN EL AÑO						EE ASFALTO (miles)	
	LIVIANOS	C. SIMPLE	C. MULT	BUS INTER	BUS URB	TOTAL	DEL AÑO	ACUMUL
2000	11.592	397	369	27	314	12.698	509	509
2001	12.798	415	390	28	328	13.958	535	1.044
2002	14.129	434	411	30	342	15.346	563	1.607
2003	15.598	453	434	32	358	16.874	592	2.199
2004	17.220	474	457	34	374	18.559	623	2.822
2005	19.011	495	483	36	391	20.415	656	3.478
2006	20.437	512	509	38	408	21.904	688	4.166
2007	21.970	530	536	40	426	23.502	722	4.888
2008	23.617	549	565	43	445	25.218	758	5.646
2009	25.389	568	596	45	464	27.061	796	6.442
2010	27.293	588	628	48	485	29.041	836	7.278
2011	28.657	606	662	50	505	30.481	877	8.155
2012	30.090	625	697	53	527	31.993	920	9.075
2013	31.595	644	735	56	550	33.580	965	10.040
2014	33.174	664	775	59	573	35.246	1.013	11.052
2015	34.833	685	817	62	598	36.995	1.063	12.115
2016	36.575	706	861	66	624	38.831	1.115	13.230
2017	38.404	728	907	70	651	40.759	1.170	14.400
2018	40.324	750	956	73	679	42.782	1.228	15.628
2019	42.340	774	1.008	77	708	44.906	1.289	16.917

3.603.203 Comportamiento del Pavimento (Integridad). El comportamiento de un pavimento es la medida de la calidad del servicio funcional y estructural que presta durante un periodo determinado. Los usuarios califican subjetivamente la calidad funcional, interesándose principalmente la suavidad de la superficie, la seguridad que se refleja en la textura superficial (coeficiente de deslizamiento) y el aspecto general de la obra. Al técnico debe interesarle además, el comportamiento estructural, que es la capacidad del pavimento para soportar las cargas que impone el tránsito y resistir los efectos del medio ambiente.

El comportamiento o integridad funcional y el estructural, están ligados entre sí, pero no son completamente interdependientes; el deterioro estructural se manifiesta hasta cierto punto como una disminución de la calidad funcional, pero algunos tipos de deterioro pueden alcanzar etapas bastante avanzadas sin que el usuario lo detecte. También es posible un aumento del deterioro funcional sin que se experimente un cambio estructural significativo; tal es el caso de una disminución del coeficiente de deslizamiento.

El método de diseño AASHTO utiliza el denominado Índice de Serviciabilidad (p) para representar la evolución del comportamiento de un pavimento. Este indicador, definido a partir de apreciaciones subjetivas realizadas por un panel de usuarios, mide la irregularidad superficial, el agrietamiento, los parches y en el caso de pavimentos flexibles, el ahuellamiento. Consecuentemente, la condición de un pavimento en un determinado momento, se define mediante el Índice de Serviciabilidad Presente (p_a) que se calcula mediante relaciones matemáticas, una para pavimentos flexibles y otra para rígidos.

En la actualidad el p_a se utiliza poco pues existe la tendencia a reemplazarlo por un indicador objetivo de las irregularidades superficiales, desarrollado por el Banco Mundial, conocido por su sigla en inglés IRI (International Roughness Index) y que habitualmente se traduce como el Índice de Rugosidad Internacional. Su popularización se debe a que es el mejor indicador disponible para representar en forma resumida la condición en que se encuentra un pavimento.

La conveniencia de evaluar el estado en que se encuentran los pavimentos midiéndoles el IRI, por una parte y de diseñar de acuerdo con el método AASHTO, por otra, conlleva la necesidad de disponer de una relación entre ambos indicadores. Estudios realizados en diferentes partes del mundo, han propuesto distintas relaciones entre el IRI y el p_a , las que, salvo excepciones, arrojan resultados bastante similares. En este Manual se proponen las relaciones establecidas en un estudio teórico realizado en el país, que tuvo en consideración la calibración de las relaciones de la AASHTO y que son las siguientes (IRI en m/km o mm/m):

Pavimentos flexibles	$p_a = 5,85 - 1,68 \text{ IRI}^{0,5}$	(ec. 3.603.203.1)
----------------------	---------------------------------------	-------------------

Pavimentos rígidos	$p_a = 7,10 - 2,19 \text{ IRI}^{0,5}$	(ec. 3.603.203.2)
--------------------	---------------------------------------	-------------------

"Estas relaciones sólo tienen validez en tanto el IRI inicial o de construcción sea igual o menor a 1,5 m/km. Para valores de IRI inicial superiores, estas expresiones sólo deben ser utilizadas a nivel referencial y no utilizadas para estimar los valores de un parámetro en función de otro, debiendo efectuarse en estos casos, los análisis específicos pertinentes.

Considerando los valores de p_i que se obtuvieron en las pistas para la prueba AASHTO, este método de diseño que en realidad es un algoritmo para calcular la evolución del deterioro del pavimento, utiliza para el estado inicial un Índice de Serviciabilidad Inicial, $p_i = 4,2$ para pavimentos flexibles y $p_i = 4,5$ para los rígidos. De acuerdo con ellos las ec. 3.603.203.1 y 3.603.203.2, dan valores del IRI inicial de 0,96 y 1,41 m/km, para asfalto y hormigón respectivamente.

Si mediante procedimientos constructivos muy precisos, se logran pavimentos con menos irregularidades o más bien p_i mayores a los obtenidos en la prueba AASHTO, no existe ningún impedimento para diseñar adoptando valores más altos para este parámetro.

3.603.204 Confiabilidad

3.603.204(1) Definiciones. Uno de los problemas más complicados que se debe enfrentar al diseñar es la variabilidad de prácticamente todos los factores que intervienen tanto en el diseño como en el comportamiento, mantenimiento y rehabilitación de los pavimentos. Tradicionalmente las incertidumbres en los diseños han sido absorbidas mediante coeficientes de seguridad, definidos en base a la experiencia y el buen juicio. Sin embargo, el sistema de aplicar coeficientes de seguridad puede llevar a sobre o subdimensionamientos, dependiendo de los valores que se utilicen como coeficientes de seguridad y de la sensibilidad del diseño.

Se evitan los inconvenientes señalados, si para abordar las incertidumbres se utilizan factores de seguridad que reflejen la variabilidad estadística asociada a cada uno de los parámetros que intervienen en el diseño. AASHTO utiliza para ese propósito cuatro indicadores estadísticos; el promedio aritmético, el rango (diferencia entre los valores extremos), la desviación estándar (medida de la dispersión de los valores individuales respecto del promedio) y el coeficiente de variación (relación entre la desviación estándar y el promedio).

Como la calidad y el comportamiento del diseño están estrechamente ligados a la variabilidad de los materiales, del tránsito, del clima y de otros factores, existe la probabilidad que el diseño presente una falla. La probabilidad de falla es, por supuesto, igual a 1 menos la probabilidad de tener éxito y esto último no es otra cosa que la confiabilidad del diseño.

Confiabilidad, según AASHTO, es la probabilidad que la estructura de un pavimento se comporte de acuerdo a lo esperado durante el periodo de diseño y bajo las condiciones ambientales prevalecientes en el lugar. El nivel de confianza es la probabilidad que la serviciabilidad real del pavimento sea igual o mayor que la esperada para las condiciones prevalecientes. El factor de confiabilidad (F_R) del diseño se expresa como:

$$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{-Z_R \times S_0} \quad (\text{ec. 3.603.204(1).1})$$

en que:

- F_R : factor de confiabilidad
- Z_R : valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal
- S_0 : desviación normal del error combinado

Z_R es un factor estadístico que depende únicamente del nivel de confianza que se adopte para el diseño. La Tabla 3.603.204.A incluye los valores de Z_R para diferentes niveles de confiabilidad (R).

**TABLA 3.603.204.A
DESVIACION ESTANDAR NORMAL PARA
DIFERENTES NIVELES DE CONFIANZA**

NIVEL DE CONFIANZA R (%)	COEFICIENTE Z_R
50	- 0,000
60	- 0,253
70	- 0,524
75	- 0,674
80	- 0,841
85	- 1,037
90	- 1,282
95	- 1,645
99	- 2,327

La desviación normal del error combinado (S_0) abarca las varianzas estimadas para cada uno de los factores asociados con la predicción del modelo, respecto del comportamiento del pavimento, incluyendo la varianza de la predicción del tránsito solicitante. Los estudios y análisis realizados por AASHTO concluyeron que incluyendo todos los factores, el S_0 alcanza a 0,39 para pavimentos rígidos y 0,49 para los flexibles; si no se incluye como factor la predicción del tránsito, los valores de S_0 son de 0,34 para pavimentos rígidos y 0,44 para los flexibles (En el cálculo que incluye todos los factores, AASHTO da un margen de error en las predicciones del tránsito de $\pm 2,5$ veces la media).

De todos los factores que intervienen en la predicción del comportamiento del pavimento, es en la estimación de las solicitaciones donde el proyectista puede con mayor facilidad ajustarse a previsiones con la menor probabilidad de error. La variación en los EE que realmente se acepta en un diseño se pueden determinar, aproximadamente, con la siguiente relación:

$$\log(\text{EE dis}) = \log(\text{EE presupuestados}) - Z_R \cdot S_0 \quad (\text{ec. 3.603.204(1).2})$$

La ec. 3.603.204(1).2 significa que, por ejemplo, si el promedio de las estimaciones de EE que solicitarán el pavimento es de 10 millones, el nivel de confianza es de 80% y se acepta que la desviación normal del error combinado es 0,49, el diseño tolera efectivamente lo siguiente:

$$\log(\text{EE dis}) = \log(10.000.000) + 0,841 \cdot 0,49$$

$$\text{EE dis} = 25.827.954$$

Por el contrario, si mediante un muy buen estudio de la demanda se determina que las solicitaciones serán de unos 10 millones y que es muy improbable que en la práctica ellas resulten más del doble de las estimadas, entonces aplicando la (ec. 3.603.204(1).2) se tiene:

$$\log(20.000.000) = \log(10.000.000) - Z_R \cdot S_0$$

$$Z_R \cdot S_0 = 0,301$$

El valor permite definir el factor de confiabilidad F_R según (ec. 3.603.204(1).1)

$$F_R = 10^{-Z_r \times S_0} = 2,0$$

El procedimiento descrito es conceptualmente correcto, pero tiene algunas limitaciones ya que la pérdida de serviciabilidad que experimenta un pavimento no es sólo función del tránsito; también intervienen otros factores no asociados con las solicitaciones. Por consiguiente, se recomienda utilizar este análisis con precaución y en ningún caso adoptar valores del S_0 inferiores que 0,30 para pavimentos rígidos y 0,40 para los flexibles (valores deducidos de las condiciones existentes en la prueba AASHTO).

3.603.204(2) Criterios para Seleccionar la Confiabilidad. La selección del nivel de confianza adecuado para cada oportunidad dependerá del tipo de proyecto y de los riesgos que se esté dispuesto a aceptar. En un ruta muy transitada normalmente es indeseable tener que cerrarla o aún restringir el uso con cierta frecuencia, como consecuencia de que se presentan fallas que requieren de labores de mantenimiento asociadas con espesores inadecuados del pavimento. Por otra parte, en una ruta poco conflictiva, puede resultar económicamente atractivo construir inicialmente un pavimento mas delgado aún cuando se requiera posteriormente más mantenimiento.

La mejor manera de establecer los niveles de confianza, es analizando la confiabilidad inherente de un número importante de pavimentos en servicio. Este fue el procedimiento utilizado por AASHTO para definir los niveles de confianza que recomienda. Los resultados de ese análisis fueron los siguientes:

- La desviación normal del error combinado (S_0) se estimó, para el caso en que se consideraba la varianza de la proyección del tránsito, en 0,39 para pavimentos rígidos y 0,49 para los flexibles.
- La desviación normal del error combinado(S_0) se estimó, para el caso en que no se considera la varianza de la proyección del tránsito, en 0,34 para pavimentos rígidos y 0, 44 para los flexibles.

Los valores superiores del S_0 concuerdan con la mejor estimación que se pudo lograr en la proyección del tránsito. En consecuencia, si por medio de estudios cuidadosos de la demanda se obtienen proyecciones más exactas para el tránsito futuro, es perfectamente posible adoptar valores del S_0 comprendidos entre los extremos señalados; esto es particularmente cierto para caminos con un largo historial.

Asimismo, en los cálculos, AASHTO utilizó un coeficiente de variación de 15% para la serie de valores representativos de las características de los suelos de la subrasante; consecuentemente, dispersiones diferentes a la supuesta, modifican también el valor de S_0 .

Cuando se proyecte la construcción de pavimentos por etapas se debe considerar la confiabilidad total que se obtendrá. Si se supone que la probabilidad que una determinada etapa de construcción dure la vida de diseño, es independiente de la otra etapa, la probabilidad combinada ó confiabilidad total de que todas las etapas duren las respectivas vidas de diseño, será el producto de las confiabilidades individuales de cada etapa. Consecuentemente, para obtener una determinada confiabilidad total (R_T) en una construcción por etapas, se debe aplicar la siguiente relación para establecer la confiabilidad (R_E) de cada etapa:

$$R_E = (R_T)^{1/n} \quad (\text{ec. 3.603.204(2).1})$$

En que n es el número de etapas, incluyendo la de la construcción inicial del pavimento.

Los niveles de confianza que se recomiendan para los diseños de los casos normales se entregan más adelante en la Sección 3.604.

3.603.205 Subrasante

3.603.205(1) Consideraciones Generales. El método AASHTO para pavimentos flexibles, caracteriza los suelos de la subrasante mediante el módulo elástico que denomina módulo resiliente (M_R), que se determina según la norma AASHTO T 294-92. Es una medida de las propiedades elásticas del suelo, que a pesar de las dificultades que acarrea el hecho de presentar ciertas características no lineales, es un parámetro fundamental para ser utilizado en análisis mecanicistas de sistemas multicapas.

Existen varios procedimientos para determinar el módulo elástico de un suelo. Los distintos procedimientos dan resultados diferentes, debido a la influencia que ejercen las condiciones especificadas para el ensaye y muy especialmente al grado de confinamiento a que se encuentra la muestra. El M_R debe calcularse tal como ha sido definido, por lo que siempre es conveniente asegurarse que los valores a utilizar corresponden efectivamente a lo especificado para el método AASHTO.

El ensaye de laboratorio para determinar el M_R requiere de equipos muy especializados, personal entrenado y consume un tiempo significativo, de manera que en la mayoría de las ocasiones no es posible o no resulta práctico realizar este ensaye, por lo que se recurre a estimarlo mediante correlaciones con otros ensayes. Más adelante en este Volumen (3.604.102), se entregan relaciones que permiten estimar el valor del módulo resiliente en forma indirecta.

En el diseño de pavimentos rígidos, el método AASHTO caracteriza los suelos de la subrasante por el parámetro llamado Módulo de Reacción de la Subrasante (k). En la versión del año 1986-93 del citado método, el valor de este parámetro se debía deducir a partir del M_R , pero en la nueva versión del año 1998, se retorna a determinarlo con ensayes con un placa cargada o se propone determinarlo en forma indirecta a partir de otros ensayes. El k mide las condiciones que existen o existirán en la superficie de la subrasante sobre la que se construirá la base y el pavimento de hormigón; representa las condiciones de la subrasante, sin incluir la base que se considera como una capa estructural que influye en la determinación del espesor de las losas de pavimento.

Al igual que para el diseño de pavimentos flexibles, más adelante en este Manual, se entregan relaciones que permiten estimar el valor de k , en forma directa e indirecta.

3.603.205(2) Prospección de Suelos en Caminos Nuevos. La prospección de suelos debe programarse de manera que los antecedentes que de ella emanen maximicen la eficiencia del trabajo de investigación, para lo cual las mediciones y muestreos deben ejecutarse en los lugares que mejor representen las condiciones de los suelos de la subrasante en el sector.

En el caso de caminos con trazados total o parcialmente nuevos y en las situaciones en que la posición de la rasante variará fundamentalmente de la de un camino existente, la prospección de suelos consistirá básicamente en calicatas desde donde se extraerán y ensayarán muestras. La disposición de las calicatas debe programarse conociendo las características básicas de la rasante de proyecto, lo que no implica que necesariamente deba contarse con la rasante con todos sus parámetros definidos; será suficiente conocer la posición general en planta y alzado, asegurándose que las zonas de corte y terraplén que allí se determinen no varíen con posterioridad, invalidando las conclusiones que pudieran derivar de la prospección. Salvo que se presenten condiciones especiales, normalmente alteraciones en alzado de hasta unos 0,30 m y en planta hasta de unos 20 m no debieran cambiar los parámetros que definen las propiedades de los suelos.

Para programar la distribución de una prospección en las condiciones descritas, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones de orden general:

- Los métodos de diseño presuponen que las capas estructurales se apoyan sobre una subrasante estable, que no sufrirá asentamientos o deformaciones. Por lo tanto, la estabilidad de la obra básica del camino es condición necesaria para un buen comportamiento de los pavimentos; la prospección, ensayos y estudios necesarios para asegurar esa condición, no forman parte del diseño de los pavimentos y por lo tanto no se encuentra incluida en esta enumeración, pero debe considerarse como parte del proyecto.
- No aportan información al diseño del pavimento prospecciones del suelo natural emplazadas en zonas donde el terraplén va a tener 2 m o más de altura; allí son las propiedades de los suelos del terraplén las que interesan. En todo caso, se debe asegurar que el suelo natural tiene la capacidad de soporte adecuada para no deformarse o experimentar asentamientos con el peso del terraplén; si existieran evidencias de un problema de este tipo, se deberá realizar la prospección y los estudios adicionales que corresponda.
- En sectores en que una pendiente transversal fuertes se pueden generar secciones mixtas (terraplén y corte), para las que se debe definir cuál es la situación más desfavorable para los efectos del diseño.
- La construcción afecta sólo superficialmente los suelos donde se funda la obra básica, de manera que para los efectos del diseño, son las propiedades del suelo en estado natural las que interesan. Así, cuando la rasante queda a menos de 2,0 m por sobre el suelo natural, se deben detectar sus propiedades a la densidad y grado de saturación naturales.

3.603.205(3) Prospección para Rehabilitación de Pavimentos. En la prospección de suelos para la rehabilitación de pavimentos existentes y para reconstruir pavimentos, deben preferirse ensayos no destructivos mediante mediciones con deflectómetros de impacto (Falling Weight Deflectometer, FWD), complementadas con algunas calicatas.

Ante la imposibilidad de ejecutar ensayos con un deflectómetro de impacto, la segunda opción debe ser una prospección dirigida a utilizar un método de diseño basado en las deformaciones elásticas superficiales, tal como mediciones con viga Benkelman, deflectómetro Lacroix, Dynaflect, Road Rater-Modelo 400 u otros.

Sólo cuando ninguna de las alternativas anteriores resulte factible, la prospección podrá centrarse exclusivamente en calicatas.

No podrá prescindirse de calicatas cuando se trate de analizar la existencia de suelos susceptibles a las heladas en zonas sometidas a ciclos de hielo – deshielo o con alto contenido de materia orgánica, ya que se requiere la extracción de muestras de suelo para ensayos de laboratorio. Igualmente, no podrá prescindirse de calicatas cuando se considere estabilización química de los suelos de subrasante o materiales granulares existentes, debido a que para el estudio de estabilización química se deben extraer materiales para su posterior estudio en laboratorio.

La programación de una prospección mediante deflectómetros de impactos, debe tener en cuenta las siguientes consideraciones de orden general:

- los ensayos deben realizarse según una secuencia más o menos fija en cuanto a cantidad y posición; para condiciones normales se recomienda realizar 10 mediciones por km y por calzada (con un mínimo de 8 mediciones por km), alternando y desfasando las mediciones entre una y otra pista.
- las mediciones que se realicen en secciones en que el pavimento se encuentra muy deteriorado por causas que evidentemente guardan relación con fallas de la obra básica, sólo deben utilizarse para analizar problemas de la subrasante y no incluirse como un antecedente para deducir propiedades de las capas estructurales.
- debe ejecutarse una monografía dividiendo el trazado por tramos, en terraplén y en corte, considerando que terraplenes de alturas inferiores a unos 0,30 m deben agruparse junto con los tramos en corte, pues su aporte es despreciable.
- los resultados que derivan del retroanálisis de las mediciones son muy sensibles a los espesores que se hubieren adoptado para las diferentes capas que conforman la estructura de pavimento que se está analizando. En consecuencia, es de la mayor importancia asegurarse que los espesores adoptados corresponden efectivamente a los reales, por lo que se recomienda ejecutar, tan cerca como sea posible de los puntos donde se haga deflectometría, al menos 4 mediciones de espesor por km de camino; pueden consistir en piques al borde del pavimento o de preferencia, testigos del pavimento y calicatas que alcancen hasta la subrasante.
- los módulos elásticos calculados mediante retroanálisis a partir de medidas de deflexiones, corresponden a valores del módulo dinámico, en circunstancias que el método de diseño AASHTO utiliza parámetros estáticos. La transformación de uno al otro es función del tipo de suelo en que se hizo la medición; por consiguiente se recomienda ejecutar al menos una calicata de 1,5 m de profundidad por km, cuando se trata de suelos granulares y de 2 ó más para suelos finos, para definir la estratigrafía de los suelos encontrados y su clasificación.

3.603.206 Drenaje. La evacuación de las aguas que alcanzan al pavimento se logra mediante tres procedimientos; la conveniencia de drenar el agua fuera de la estructura del pavimento, ha sido un factor que siempre se ha considerado de forma preponderante en el diseño de un camino, a pesar de lo cual normalmente las bases que se construyen no drenan bien. El exceso de agua que se origina, unido a la alta frecuencia y peso de las cargas solicitantes, llevan con frecuencia a deterioros prematuros de la estructura, por lo que el método de diseño AASHTO considera directamente los efectos del contenido de humedad en los suelos de la subrasante, bases y sub bases.

El Drenaje superficial, los subdrenes y drenes de pavimento, también llamados drenaje estructural, son sistemas que sólo evacúan el agua libre, en tanto que el agua atrapada por la capilaridad, no puede ser drenada.

La construcción de pavimentos especialmente fuertes, con el objetivo de resistir los efectos de la humedad, no es una solución segura, pues potencialmente existen efectos destructivos causados por agua atrapada dentro de la estructura propiamente tal. Consecuentemente, las actuales tendencias indican la necesidad de no sólo excluir al máximo el agua de la estructura, sino que también dotarla de sistemas que la evacúen con la mayor rapidez posible.

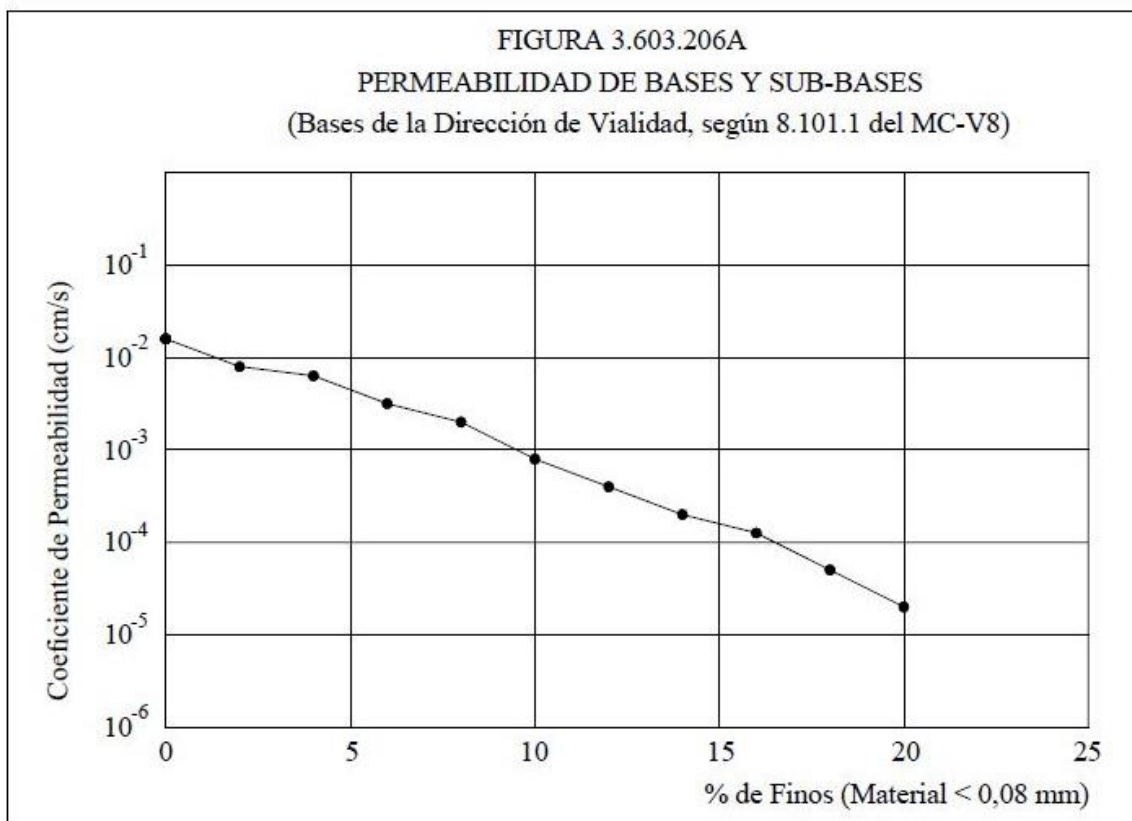
El método AASHTO considera los efectos del drenaje, modificando el coeficiente estructural en los pavimentos flexibles y los modelos de escalonamiento de juntas en los rígidos. En ambos casos, la calidad del drenaje, se expresa en función del tiempo que demora en drenar la estructura y el porcentaje del tiempo que ésta se encuentra sujeta a niveles de humedad cercanos a la saturación. En el caso de la rehabilitación de pavimentos, se debe averiguar si el diseño original del drenaje es adecuado, si se encuentra operando correctamente y definir los sistemas de drenaje complementarios, cuando corresponda.

Como una referencia para enmarcar las características de los sistemas de drenaje de los pavimentos que se utilizan normalmente, la Figura 3.603.206.A Permeabilidades de Bases y Subbases,

muestra las permeabilidades de las bases que habitualmente se utilizan en el país y que se ajustan a los requerimientos granulométricos de la especificación 8.101.1.

Para el análisis y diseño de drenaje estructural se recomienda aplicar en el proyecto la metodología de Moulton (Highway Subdrenage Design 1980,1990)

En el caso de estabilizar químicamente una base o subbase granular, o subrasante, su impermeabilidad aumenta y disminuye la susceptibilidad al agua. Sin embargo, se deben tomar precauciones para evitar que, en caso de entrar agua al pavimento que contiene una capa estabilizada químicamente, pueda drenarse de manera adecuada.



Por la importancia que tiene el tiempo que demora la evacuación del agua desde el interior de la estructura de un pavimento, se utilizan las llamadas bases permeables, que han probado ser un buen medio para evacuar las aguas en un lapso no superior a las 2 h después terminada la precipitación; se evita así que origine algún daño al pavimento. Se denominan bases permeables a las que tienen un coeficiente de permeabilidad igual o mayor que 0,35 cm/s; pueden ser tanto tratadas como sin tratar y para que trabajen en forma adecuada deben complementarse con un sistema de drenes de pavimento.

SECCION 3.604 DISEÑO DE PAVIMENTOS NUEVOS

3.604.1 PAVIMENTO S FLEXIBLES

3.604.101 Consideraciones Generales. El método de diseño de pavimentos flexibles nuevos que se presenta en este Manual, está basado en el método AASHTO. Fundamentalmente es la versión de 1993 del método, con algunas precisiones y complementos para ajustarlo más a la realidad chilena. Esto último implica, entre otros cambios, que el procedimiento no debe utilizarse para diseñar pavimentos localizados en las áreas desérticas del norte del país; entendiéndose como tales las ubicadas al norte del paralelo 29° 30' y siempre que la precipitación media anual, para 10 años de periodo de retorno (PP₁₀), sea igual o inferior que 40 mm.; en esas zonas se aplicarán los criterios que se exponen en el Tópico 3.604.4, Pavimentos para la Zona Norte.

El procedimiento que se describe es el resultado de ensayos realizados en pistas de pruebas, construidas bajo condiciones ambientales y con suelos de características muy definidas y en muchos casos completamente diferentes a las condiciones que se dan en algunas zonas del país. Por consiguiente, a pesar que se le han introducido una serie de modelaciones matemáticas tendientes a ajustar mejor algunos parámetros a la situación real de la zona donde se emplaza el proyecto que se diseña, se debe ser extremadamente cauteloso cuando corresponda salirse mucho del marco bajo el cual fue desarrollado.

El método en su versión de 1993, es una extensión del procedimiento original derivado de la prueba AASHTO realizada durante 2 años y terminada en 1960. Las modificaciones introducidas en esta versión están únicamente orientadas a expandir las posibilidades de aplicación del método a diferentes climas, diseños, materiales y suelos. Siguiendo ese lineamiento, el procedimiento que se presenta, incluye algunos cambios adicionales destinados a ajustarse mejor a la realidad nacional.

La fórmula general de diseño relaciona la cantidad de ejes equivalentes (EE) solicitantes con el número estructural y el nivel de confianza, de manera que la estructura experimente una pérdida de serviciabilidad determinada. La ecuación es la siguiente:

$$EE = (NE + 25,4)^{9,36} \cdot 10^{(-16,40 + ZR \times S_0)} \cdot M_R^{2,32} \cdot [(p_i - p_f) / (p_i - 1,5)]^{1/\beta} \quad (\text{ec. 3.604.101.1})$$

$$\beta = 0,40 + [97,81 / (NE + 25,4)]^{5,19} \quad (\text{ec. 3.604.101.2})$$

en que:

EE : ejes equivalentes de 80 KN acumulados durante la vida de diseño

NE : número estructural (mm)

$$NE = a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot m_2 \cdot h_2 + a_3 \cdot m_3 \cdot h_3$$

a₁, h₁ : coeficiente estructural y espesor (mm) de cada una de las capas asfálticas o tratadas que componen el pavimento. Los subíndices 2 y 3 representan las capas granulares no tratadas.

m₂, m₃ : coeficiente de drenaje de las capas no tratadas (bases y subbases granulares)

Z_R : coeficiente estadístico que depende del nivel de confianza que se adopte

S₀ : desviación estándar del error combinado de todas las variables que intervienen en el modelo.

M_R : módulo resiliente del suelo de la subrasante (MPa)

p_i : índice de serviciabilidad inicial

p_f : índice de serviciabilidad final

Un pavimento flexible es un sistema multicapa y por lo tanto, debe diseñarse como tal. Esto implica, en primer lugar, una secuencia de capas que a partir de la subrasante contemple una subbase, una base y la o las capas asfálticas. El primer cálculo es determinar, mediante el algoritmo desarrollado por AASHTO, el número estructural (NE_T) que se requiere sobre la subrasante. Enseguida, se establecen los espesores mínimos de capas asfálticas a colocar para que las tensiones que se generan no originen fallas en la subrasante ni en las propias capas asfálticas; para tales efectos se presentan Tablas y gráficos que permiten determinar el número estructural mínimo a colocar sobre la base (NE_A), en función de las solicitaciones previstas y de la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) del lugar donde se localiza la obra. El número estructural para las capas no ligadas (subbases y bases granulares) se determina como la diferencia entre NE_T y NE_A .

La estructuración de las diferentes capas debe hacerse de manera que la suma de los productos de los espesores por sus correspondientes coeficientes estructurales satisfagan los números estructurales calculados.

La valorización de los parámetros necesarios para establecer el número estructural requerido se explican más adelante, en los Numerales siguientes:

Serviciabilidad	Numeral 3.604.102
Ejes Equivalentes Solicitantes	Numeral 3.604.103
Nivel de Confianza	Numeral 3.604.104
Módulos Resilientes y Elásticos	Numeral 3.604.105
Coefficientes de Drenaje	Numeral 3.604.106
Coefficientes Estructurales	Numeral 3.604.107

3.604.102 Serviciabilidad. El pavimento se diseña para que sirva por un determinado lapso llamado vida de diseño, que se refiere al período durante el cual la serviciabilidad se mantiene dentro de ciertos límites; terminada la vida útil de diseño deberá rehabilitarse. La ecuación de diseño establece un estado inicial del pavimento (p_i), que depende exclusivamente de las posibilidades tecnológicas disponibles para construirlo y un nivel de deterioro considerado como final o inconveniente para transitar (p_f).

Algunas investigaciones indican que la vida diseño no es independiente del nivel de la serviciabilidad inicial, de manera que los pavimentos con buen p_i logran vidas útiles más prolongadas que los con serviciabilidades iniciales más deficientes, permaneciendo constantes las demás condiciones.

En la Tabla 3.604.102.A se entregan los valores que se recomiendan para estos parámetros. En situaciones especiales se podrán adoptar índices de serviciabilidad final distintos a los que se señalan en la Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

**TABLA 3.604.102.A
INDICES DE SERVICIABILIDAD**

Indice de Serviciabilidad Inicial (p_i)	4,2
Indice de Serviciabilidad Final (p_f)	2,0

3.604.103 Solicitaciones. Las solicitudes que afectan la estructura se expresan como los ejes equivalentes (EE) a acumulados durante el período de diseño definido. Salvo que se indique o autorice especialmente de otra manera, normalmente los pavimentos se deberán diseñar en una sola etapa y para las vidas de diseño que se indican en la Tabla 3.604.103.A.

**TABLA 3.604.103.A
VIDA DE DISEÑO**

CLASIFICACIÓN DEL CAMINO	VIDA DE DISEÑO (AÑOS)
Tránsito alto en zonas urbanas	10 - 30
Tránsito alto en zonas rurales	10 - 25
Tránsito medio y bajo	5 - 20

El cálculo de las solicitudes expresadas como EE se ajustará a los criterios expuestos en el Numeral 3.603.202 y teniendo en consideración los siguientes aspectos:

- El TMDA para el año de partida, así como sus proyecciones, deberá responder a un estudio de demanda específico para el camino que se proyecta.
- El camino o proyecto debe sectorizarse en tramos homogéneos en los cuales las solicitudes acumuladas durante la vida de diseño (EE) sean iguales.
- En lo posible, se realizarán algunos pesajes de ejes para establecer, al menos, un orden de magnitud de los EE por tipo de vehículo que corresponda; los valores de EE/Veh incluidos en la Lámina 3.603.202.C deben utilizarse sólo cuando no se dispone de otra información. Por lo demás, debe tenerse en consideración que habitualmente las estratigrafías de pesos por eje resultan mucho más livianas en las proximidades de las plazas de pesaje fijas que en el resto de la red.
- Debe asegurarse que los flujos que efectivamente circularán por la ruta y que se utilizan para calcular los EE, en ningún momento superen la capacidad de la carretera, según los criterios expuestos en 3.102.805; si ello ocurre y salvo que existan planes concretos de una ampliación, las solicitudes deben mantenerse constantes a partir del año que se alcance la capacidad máxima.
- El cálculo de los EE debe presentarse en un cuadro igual o similar al modelo que se incluye como Cuadro 3.603.202.E y en todo caso, debe incluir al menos antecedentes relacionados con el período de diseño, el TMDA para cada año, total y para cada una de las categorías en que se hubiera dividido el tránsito, el factor de pista de diseño, los EE estimados para cada año y los acumulados.

3.604.104 Confiabilidad. El grado de confiabilidad del diseño se controla por el factor de confiabilidad (F_R) que es función de un valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal (Z_R) y de la desviación normal del error combinado (S_0) de todos los parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento.

Para las situaciones normales, la Tabla 3.604.104.A indica los niveles de confianza a utilizar en los diseños y los correspondientes valores del coeficiente estadístico Z_R . En situaciones especiales, tales como vías urbanas o suburbanas de alto tránsito, túneles, accesos a viaductos con mucho tránsito, inmediaciones de las plazas de peaje, etc., se podrán adoptar niveles de confianza distintos a los que se señalan en dicha Tabla, siempre que se justifique adecuadamente y cuente con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

En los diseños de proyectos localizados en la zona no rta (véase Tópico 3.604.4), se recomienda utilizar un nivel de confianza de 60%, cualquiera fuere el tipo y características del camino a proyectar.

La desviación normal del error combinado (S_0), tal como se señala en el Numeral 3.603.204, incluye las dispersiones inherentes a todos los factores que influyen en el comportamiento del pavimento, entre los cuales tienen una participación preponderante los errores que pudieran darse en la predicción del tránsito solicitante y el grado de variabilidad que presentan los suelos de la subrasante. Cuando el nivel de solicitaciones es muy elevado, la probabilidad de errar por defecto en la predicción es menor, debido a que la pista de diseño se encuentra a niveles cercanos a la saturación; asimismo, entre mayor es la dispersión de los valores representativos de los suelos de la subrasante, existe una probabilidad más alta de fallas. Por último, con el propósito de minimizar los trabajos de mantenimiento durante la vida de servicio de la obra, el nivel de confianza del diseño debe crecer en la medida que aumenta el tránsito.

La Tabla 3.604.104.A indica los valores que se recomienda utilizar en los diseños de pavimentos flexibles en función de las solicitaciones esperadas y del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio) de la serie de valores representativos de las características de los suelos de la subrasante.

TABLA 3.604.104.A
NIVEL DE CONFIANZA Y VALOR DEL S_0

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	Z_R	S_0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 5	60	- 0,253	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
5 – 15	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
15 – 30	60 – 75	- 0,253 – 0,674	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
30 – 50	70 – 80	- 0,524 – 0,841	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49
50 – 70	70 – 85	- 0,524 – 1,037	0,42	0,43	0,44	0,47	0,48
70 – 90	70 – 90	- 0,524 – 1,282	0,40	0,41	0,42	0,45	0,46

Debido a la mayor dispersión que resulta al determinar el número estructural para subrasantes débiles, conviene utilizar el mayor valor del rango del nivel de confianza para subrasantes de baja capacidad de soporte y mal drenaje.

El factor de confiabilidad (F_R) se determina con los valores del Z_R y S_0 que se adopten, según la ecuación, 3.603.204(1).1.

$$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{-Z_R \cdot S_0} \quad (\text{ec. 3.603.204(1).1})$$

3.604.105 Módulos Resilientes y Elásticos.

3.604.105(1) Relaciones CBR – Módulo Resiliente. El método de diseño AASHTO caracteriza las propiedades de los suelos de la subrasante mediante el parámetro llamado Módulo Resiliente Efectivo (M_R). El módulo resiliente representa el módulo elástico del material después de haber sido sometido a cargas cíclicas; se determina mediante el ensaye AASHTO T 294-92, Método Estándar de Ensayo del Módulo Resiliente de Bases Granulares no Tratadas, Materiales de Subbase y Suelos de Subrasante - Protocolo SHRP P46.

La palabra “efectivo” implica que se debe adoptar un valor medio compensado, teniendo en consideración las variaciones estacionales que eventualmente pudiera experimentar este parámetro en el transcurso del año. En todo caso, para las condiciones que más habitualmente se dan en el país, se recomienda utilizar un valor único, dejando sólo para situaciones climáticas extremas, donde las heladas penetran hasta la subrasante, la aplicación de los conceptos de compensación por daño relativo de la subrasante.

El módulo resiliente (M_R) para diseñar pavimentos en trazados nuevos, habitualmente se define en forma indirecta, estimándolo a partir de resultados de ensayos que determinan el CBR. Diversos estudios, realizados en diferentes lugares han dado origen a una cantidad de fórmulas para relacionar el M_R con el ensaye CBR; las diferencias se originan porque los resultados son muy sensibles a una variedad de factores tales como las propiedades de los suelos, su contenido de humedad, nivel de compactación, estado tensiones de la muestra y procedimientos utilizados en el ensaye.

Para este Manual se incluyen las relaciones determinadas por el Transport and Road Research Laboratory (TRRL) en 1987 y que deben utilizarse solamente para calcular el Módulo Resiliente de los suelos que conforman la subrasante.

El ensaye CBR debe realizarse en conformidad con el ensaye descrito en el Método 8.102.11 del MC-V8 y teniendo en consideración que en la zona norte (ver Tópico 3.604.4), el ensaye debe realizarse a la humedad óptima (no saturados). Las relaciones son las siguientes:

$$M_R \text{ (MPa)} = 17,6 \text{ (CBR)}^{0,64} \quad \text{para CBR} < 12\% \quad \text{[ec. 3.604.105(1).1]}$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 22,1 \text{ (CBR)}^{0,55} \quad 12 \leq \text{para CBR} < 80\% \quad \text{[ec. 3.604.105(1).2]}$$

3.604.105(2) Módulo Elástico de un Sistema Bicapa. Como se señala en el Numeral 3.603.105(3), el módulo elástico de una capa no tratada no es independiente del módulo de la capa subyacente, de manera que no debe estructurarse colocando sucesivamente capas de módulos muy diferentes, como sería emplazar una subbase, de alto módulo elástico, sobre una subrasante de baja capacidad soporte.

Para los efectos prácticos, se recomienda que cuando los suelos que conforman la subrasante (tanto en terraplenes como en cortes) tengan un $\text{CBR} \leq 10\%$ (aprox. $M_R \leq 77$ MPa), incluir una capa superior de mejoramiento de un espesor no inferior a 300 mm, de preferencia granular (según clasificación AASHTO) y $\text{CBR} \geq 15\%$ o alternativamente colocar bajo la subbase una tela geotextil, según los criterios que se señalan en 3.602.407.1.

El sistema clásico para establecer el módulo de un sistema de dos capas elásticas sometido a una carga circular, es determinar el asentamiento elástico, el que está dado por la siguiente relación:

$$\Delta = \frac{1,5 p a^2}{E_o} \left\{ \frac{a}{\left[a^2 + h^2 \left(\frac{E_1}{E_o} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \left(1 - \frac{E_o}{E_1} \right) + \frac{E_o}{E_1} \right\} \quad \text{[ec. 3.604.105(2).1]}$$

en que:

- p : presión de inflado del neumático
- a : radio del círculo de apoyo del neumático en el pavimento
- E_o y E_1 : módulos elásticos de la capa de orden 1 y 0, respectivamente
- H: : espesor de la capa de orden 1 (superpuesta a la orden 0)

La relación anterior permite determinar el módulo resiliente de una subrasante que incluye una capa superior de mejoramiento de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{Rd} = F \cdot M_{R0} \quad \text{[ec. 3.604.105(2).2]}$$

$$1/F = \frac{0,125}{\left[0,0156 + h^2 \left(\frac{M_{R1}}{M_{R0}} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \left(1 - \frac{M_{R0}}{M_{R1}} \right) + \frac{M_{R0}}{M_{R1}} \quad \text{[ec. 3.604.105(2).3]}$$

en que:

- M_{Rd} : módulo resiliente de diseño (MPa)
F : factor dado por la ec. 3.604.105(2).3
 M_{R0} : módulo resiliente de la subrasante o capa de orden 0 (MPa). Según ec. 3.604.105(1).1 ó 2
 M_{R1} : módulo resiliente de la capa de orden 1 (MPa). Según ec. 3.604.105(1).1 ó 2.
h : espesor de la capa de orden 1 (m)

Las ecuaciones anteriores permiten calcular únicamente el módulo resiliente combinado de una subrasante a la cual se le incluye sólo una capa de mejoramiento.

3.604.105(3) Sistematización del Análisis de la Información de la Prospección de Suelos. El valor representativo de las características de una determinada subrasante, de la que se cuenta con una serie de valores provenientes de la prospección de suelos, es fundamental para lograr un diseño adecuado del pavimento. Consecuentemente, la información recogida debe tratarse en forma sistemática y ordenada, de manera de asegurarse que los valores adoptados sean efectivamente los representativos de la situación real.

La siguiente pauta define un procedimiento para analizar en forma sistemática y secuencial la información originada en una prospección de suelos con el propósito de caracterizar una subrasante; se ha supuesto una prospección mediante ensayos tradicionales (el procedimiento cuando se dispone de ensayos no destructivos, tipo deflectometría, se indica en el Numeral 3.604.104 Evaluación del Pavimento Existente):

- Programar la prospección cuando se disponga de un perfil longitudinal del proyecto con la rasante prácticamente definitiva, aún cuando no necesariamente con todos sus parámetros y elementos calculados o totalmente definitivos.
- Preparar un cuadro, que puede ser igual o similar al de la Lámina 3.604.105.A que se incluye como ejemplo, conteniendo al menos la información que allí se indica. Los antecedentes a consignar deben corresponder a los del estrato más débil detectado hasta una profundidad de mínimo 1,5 m por debajo de la rasante del camino.

Los antecedentes incluidos en las diferentes columnas de la Lámina 3.604.105.A son los siguientes:

- | | | |
|----------------|---|--|
| Columnas 1 y 2 | : | Número correlativo y localización (kilometraje) de la prospección. |
| Columna 3 | : | Número de la muestra/profundidad respecto de la superficie del suelo natural de donde se extrajo la muestra. |
| Columna 4 | : | Altura de la rasante sobre el suelo natural; (+) terraplén, (-) corte. |
| Columnas 5 y 6 | : | Clasificación de suelos; sistemas U.S.C.S. y AASHTO. |
| Columnas 7 y 8 | : | Límites de Atterberg. |
| Columna 9 | : | CBR al 95% de la D.M.C.S. |
| Columna 10 | : | Densidad natural |
| Columna 11 | : | Porcentaje de la densidad respecto al Proctor. |
| Columna 12 | : | CBR a la densidad natural. (Los valores para CBR no ensayados se deben estimar en base principalmente a la clasificación del suelo según AASHTO, la Densidad Natural y/o el porcentaje del Proctor). |
| Columna 13 | : | Valor de M_R calculado según ec. 3.604.105(1).1 ó 3.604.105(1).2 |
| Columna 14 | : | Valor del M_R adoptado para diseño (ver Numeral siguiente). |

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Pozo Nº	Km.	Nº/prof	H rasante	U.S.C.S.	AASHTO	IP	LL	CBR 95	D. NAT	Dens(%)	CBR nat	Mr	Mr dis	
1	0,300	1/0,5	0,5	ML	A-4(4)	7	31	27,9	1,49	81	5,9	55	78 m	
2	0,500	4/0,5	0,7	ML-CL	A-4(1)	6	27		1,65		7,0 e	61	81 m	
3	0,750		-2,0	GC							15,0 e	98	98	
4	1,000	6/0,6	0,2	GM	A-7-6(4)	14	42		1,59		3,0 e	61	61 g	
5	1,300	7/0,6	-0,3	GC	A-2-6(0)	13	37	38,9	1,81	91,5	24,1	127	127	
6	1,500	8/0,6	-0,4	GM	A-2-4(0)	14	42		1,59		10,0 e	77	77	
7	1,760	9/0,5	-0,1	GM	A-2-6(0)	11	36				10,0 e	77	77	
8	2,000	11/0,6	0,8	GW	A-1-a(0)	4	22	102	2,12	94	92,1	266		
9	2,300	13/0,7	0	SC	A-6(2)	11	29	22,9	1,69	85,1	6,5	58	80 m	
10	2,500	14/0,7	0,5	CL	A-6(4)	14	34		1,79		6,0 e	55	80 m	
11	2,740	15/0,6	0,7	GP-GC	A-2-7(0)	22	45	19	1,98	95	19,0	112	112	
12	3,000	16/0,1	2,0	GC	A-7-6(3)	19	45		1,63		3,0 e	36	77 t	
13	3,270	18/0,6	3,0	CL	A-6(7)	15	34	20,9	1,55	83	4,3	45	77 t	
14	3,500		2,0	roca fisurada							15,0 e	98	98	
15	3,750	20/0,8	-3,0	GM	A-2-4(0)	8	32	79,3	1,77	83,6	11,4	84	84	
16	4,000	21/0,6	0,0	GC	A-2-7(2)	21	41		1,77		15,0 e	98	98	
17	4,250	22/0,6	1,0	GM	A-1-a(0)	3	23	107,6	1,91	86,7	31,3	146	147	
18	4,500	23/0,6	1,3	GW-GM	A-1-a(0)	4	26				15,0 e	98	98	
19	4,820				roca						15,0 e	98	98	
20	5,020	24/0,6	-5,0	CL	A-6(5)	13	32	14,1	1,61	84,9	4,4	45	72 m	
21	5,200	26/0,6	-0,3	GM	A-1-a(0)	NP	NP				15,0 e	98	98	
(e)	CBR deducido por correlación												Promedio	90,9
(m)	Mr modificado por capa mejoramiento de 300 mm y CBR = 20%												Desv. Standard	20,2
(t)	Mr modificado terraplén h > 2 m, CBR = 10%												Coef. Variación	0,22
(g)	Mr modificado por colocación de geotextil													

3.604.105(4) Módulo Resiliente de Diseño. El método de diseño AASHTO utiliza como M_R de diseño, el valor promedio de la serie muestral; por otra parte, adoptando el S_0 adecuado, se incorpora al diseño la dispersión que presenta la serie por medio del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio). Por lo tanto, utilizar procedimientos más conservadores para definir el valor de diseño implica aceptar coeficientes de seguridad mayores que los necesarios, además que se pierde el control sobre el nivel de confianza con que resulta el diseño.

Como criterio general para un buen diseño, se recomienda evitar dejar hasta 1,5 m por debajo de la rasante, suelos de baja capacidad soporte, es decir suelos con el equivalente a $CBR < 3\%$, salvo que un estudio o tratamiento especial asegure que se comportarán en forma adecuada. Cuando se presentan suelos de las características señaladas, normalmente existen cuatro posibilidades para ajustarse al requerimiento de mejorar su capacidad soporte:

- Realizar un estudio de Mecánica de Suelos que permita establecer procedimientos para densificar el suelo, normalmente junto con drenarlo, con lo que mejora su capacidad soporte.
- Reemplazar un estrato del suelo de baja capacidad por otro mejor. Esta solución presenta el problema de cómo evitar que el tramo donde se realizó el reemplazo se convierta en una especie de "piscina", con lo que se pierde todo el efecto deseado. La "piscina" se crea porque el suelo de reemplazo es normalmente mucho más permeable que el que lo rodea, de manera que el agua que alcanza hasta él no puede drenar.
- Estabilizar químicamente el suelo existente en un espesor que garantice que el efecto combinado entre la capa estabilizada y sin estabilizar subyacente mejoren la condición de la subrasante.
- Colocar una tela tipo geotextil que aumente la capacidad soporte del suelo. Esta alternativa, normalmente de fácil aplicación, permite considerar que la colocación del geotextil equivale a elevar la capacidad soporte del suelo en el equivalente de 3% a 5% del CBR, tal como se explica en 3.602.407.1.

Cuando la prospección indique la existencia de suelos en la subrasante con $CBR \leq 10\%$, tal como se indica en 3.604.105(2), es conveniente incluir una capa de mejoramiento superficial de las características allí señaladas; esto se traduce en un módulo resiliente modificado, que puede calcularse con la ec. 3.604.105(2).3.

Por otra parte, en las zonas donde la rasante impone terraplenes de alturas superiores a 2 m, son las características de los suelos especificados para estos rellenos las que definen los parámetros para el diseño del pavimento. En el caso de cortes de alturas importantes, el plano de la subrasante normalmente intercepta suelos de mucho mejor calidad que los detectados en la superficie; esta circunstancia también debe ser considerada para el diseño, incluso considerando módulos distintos de diseño por pista.

Cualquiera fuere el procedimiento que se utilice para modificar la capacidad soporte del suelo en la zona representada por la muestra, el valor correspondiente del M_R representativo se coloca en la columna 14 del cuadro de la Lámina 3.604.105.A. Deberá utilizarse alguna nomenclatura como la incluida en la referida Lámina para señalar los motivos por los que se ha optado por ese valor.

El siguiente paso es establecer el M_R de diseño para sectores o tramos considerados homogéneos en cuanto a las características de los suelos. Se considera que un tramo es homogéneo cuando el coeficiente de variación no es superior a 50%; con este valor se determina el correspondiente S_0 , para lo que se utiliza la Tabla 3.604.104.A. Sin embargo, como el S_0 depende del coeficiente de variación y por consiguiente modifica los espesores de las capas de la estructura, es conveniente analizar más de una sectorización antes de optar por una definitiva.

Una vez definida la sectorización se calcula, para cada tramo, el M_R promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación. Los valores del M_R superiores al promedio más 2 desviaciones estándar, se desechan y no entran en el cálculo; las zonas o áreas representadas por valores inferiores al promedio menos 2 desviaciones estándar, deben tratarse para mejorar la calidad del suelo de fundación, para lo cual pueden aplicarse algunos de los procedimientos indicados más arriba. Tampoco deben considerarse en el cálculo del M_R promedio representativo del tramo.

3.604.105(5) Ejemplo de cálculo del M_R . En la Lámina 3.604.105.A se incluye un ejemplo de cómo se debe calcular el Módulo Resiliente de diseño. El procedimiento es el siguiente:

- En las columnas 1 a la 11 se colocaron los antecedentes básicos tal como se describe en 3.604.105(3).
- Columna 12. Se indican los CBR a la densidad natural, en atención a lo señalado en 3.603.205(2); unos determinados en el laboratorio y los otros estimados, básicamente en la clasificación del suelo y la densidad natural o porcentaje del Proctor. Los valores estimados se individualizan con la letra “e” al costado derecho de la columna.
- Columna 13. Se anota el valor del M_R calculado con las ecuaciones 3.604.105(1).1 ó 3.604.105(1).2, según corresponda.
- Columna 14. Se anota el M_R de diseño, calculado con alguno de los siguientes criterios que se individualizan con la letra colocada a la derecha de la columna:
 - Donde el $M_R < 77$ MPa (ver 3.604.105(2)) se considera una capa de mejoramiento de 300 mm de espesor y CBR = 20%, que eleva el módulo general; se aplica la ecuación 3.604.105(2).3 y se indica con la letra “m”.
 - Donde el CBR < 3% (ver 3.604.105(4)) se coloca una tela geotextil que equivale a mejorar el CBR en 4% para los efectos de calcular M_R ; se indica con la letra “g”. Alternativamente, también se puede optar por un reemplazo de material o por colocar una capa de mejoramiento de espesor superior a 300 mm y utilizar el criterio indicado en el punto precedente.
 - Donde se proyecta un terraplén de 2 m de alto o más, es el de este material el que define el valor de diseño, ello es $M_R = 77$ MPa; esos casos se indican con la letra “t”.
 - Se elimina de la serie el valor correspondiente al Pozo N° 8, pues $M_R = 266$ MPa, queda fuera de rango dado por el promedio más dos desviaciones estándar.
- Los valores utilizados para calcular el M_R de diseño tienen un promedio de 90,9 MPa, una desviación estándar de 20,2 MPa y un coeficiente de variación (CV) de 22%. En consecuencia:
 - Puede considerarse todo como un solo tramo, pues el coeficiente de variación es menor que 50% (ver 3.604.105(4)).
 - Para los efectos de diseño se debe utilizar $M_R = 90$ MPa.
 - De acuerdo con la Tabla 3.604.104.A para CV = 22% ;se tiene:
 - $S_0 = 0,46$ si $EE \leq 30$ millones.
 - $S_0 = 0,45$ si $30 < EE \leq 50$ millones.
 - $S_0 = 0,43$ si $50 < EE \leq 70$ millones.
 - $S_0 = 0,41$ si $EE > 70$ millones.

3.604.106 Coeficientes de Drenaje. El coeficiente de drenaje (m_i) que figura en la ecuación general de diseño (ec. 3.604.101.1), permite ajustar el coeficiente estructural de las capas granulares no tratadas, en función de las condiciones del drenaje del proyecto que se analiza.

De acuerdo con AASHTO, la “calidad del drenaje” es función del tiempo que demora una base o sub base saturada, en evacuar 50% del agua. Consecuentemente, la calidad del drenaje depende de factores tales como: la permeabilidad de la base, la permeabilidad del suelo de la subrasante, la existencia o no de sistemas de drenaje insertos en la base, la pendiente transversal y la distancia a que se encuentran los puntos de evacuación.

La Tabla 3.604.106.A indica la clasificación de calidad del drenaje de las bases, en función del tiempo que demora la evacuación de 50% del agua de saturación, según la definición de AASHTO. Se recomienda utilizarla en todos los diseños de pavimentos localizados al sur del paralelo 29° 30' y en la zona Cordillerana al norte de ese paralelo. Para la zona norte, exceptuando la zona Cordillerana, se recomienda adoptar, en todos los casos, $m_i = 1,4$, tal como se indica en el Tópico 3.604.4.

Se debe considerar un coeficiente de drenaje de 1,0 para bases o subbases tratadas o con buen drenaje.

TABLA 3.604.106.A
CALIDAD DEL DRENAJE DE BASES Y SUB BASES

Calidad del Drenaje	Tiempo de Evacuación
Excelente	2 h.
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy Malo	no drena

Los coeficientes de drenaje (m_i) a utilizar dependen tanto de la calidad del drenaje como del tiempo durante el cual la estructura del pavimento se verá expuestas a niveles de humedad cercanas a la saturación, en la práctica, con más de 50% de humedad. El tiempo de saturación depende de la calidad del drenaje y también de la distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona donde se localiza el proyecto que se analiza.

La Tabla 3.604.106.B, muestra los coeficientes de drenaje que se proponen para el país; corresponden a un resumen de los resultados obtenidos en un estudio realizado especialmente con ese propósito.

TABLA 3.604.106.B
COEFICIENTES DE DRENAJE (m_i)

REGION	PRECIP.	BASE PERMEABLE	BASE : FINOS HASTA 10%		BASE: MAS 10% FINOS	
			SUBRAS. GRAN.	SUBRAS. FINOS	SUBRAS. GRAN	SUBRAS. FINOS
IV	<= 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,05
	> 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,05 - 0,80
V a VI	<=150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,00
	> 150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
VII a IX	<= 350 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,00	0,80
	> 350 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,25 - 1,15	1,00-0,80	0,80
X	<= 1.500 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,15	1,00-0,80	0,80 - 0,60
	> 1.500 mm	1,35 - 1,30	1,15 - 1,00	1,15 - 1,00	0,80	0,60
XI y XII	<= 500 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
	> 500 mm	1,40- 1,35	1,25 - 1,15	1,15	0,80	0,80

Base permeable: menos de 3% de finos y/o coeficiente de permeabilidad > 0,01 cm/s
Subras Gran.: subrasante granular, máximo 35% pasa tamiz de 0,08 mm
Subras Finos: subrasante de suelo fino.

Cuando se proyecte una base permeable deberán tomarse todas las precauciones necesarias para que sean efectivas asegurando su drenaje, no sólo inmediatamente después de construida, si no durante toda la vida útil de la obra.

3.604.107 Coeficientes Estructurales. La versión 1993 del método AASHTO enfatiza la conveniencia de asignar el coeficiente estructural adecuado a cada capa del pavimento, considerando las propiedades reales de los materiales que las constituyen. El coeficiente estructural depende directamente del módulo elástico del material que compone la capa, por lo que la mejor manera de obtenerlo es a través de esa propiedad. Consecuentemente, se deben realizar los ensayos correspondientes para determinar el módulo elástico de las bases y subbases; si son granulares no tratadas, según AASHTO T 294 - 92 y si son concretos asfálticos u otros materiales tratados, según ASTM 4123 ó ASTM C 469.

Los ensayos para determinar el módulo elástico requieren equipos especiales, por lo que normalmente se prefiere determinar el coeficiente estructural por procedimientos indirectos. Las siguientes

relaciones permiten estimar el coeficiente estructural (a) de concretos asfálticos en función del módulo elástico y de la estabilidad Marshall.

$$a_1 = 0,0052 \cdot E^{0,555} \quad E \text{ en MPa} \quad (\text{ec. 3.604.107.1})$$

$$a_1 = 0,0078 \cdot EM^{0,441} \quad EM : \text{Estabilidad Marshall en N} \quad (\text{ec. 3.604.107.2})$$

Los coeficientes estructurales de bases y subbases granulares no tratadas se pueden estimar a partir de las siguientes correlaciones con el CBR:

Coeficiente estructural de bases granulares (a_2).

$$a_2 = 0,032 \cdot (\text{CBR})^{0,32} \quad (\text{ec. 3.604.107.3})$$

Coeficiente estructural de subbases granulares (a_3).

$$a_3 = 0,058 \cdot (\text{CBR})^{0,19} \quad (\text{ec. 3.604.107.4})$$

Los coeficientes estructurales de bases tratadas, tanto con cemento como con asfalto, se pueden estimar a partir de las siguientes correlaciones con la resistencia a la compresión simple determinada con ensayos a la ruptura de testigos de probetas cilíndricas (ensayadas según 8.402.11 del MC-V8 a los 7 días) y con la estabilidad Marshall, respectivamente.

Coeficiente estructural de bases tratadas con cemento (a_2).

$$a_2 = 0,0918 \cdot (f_c)^{0,514} \quad (\text{ec. 3.604.107.5})$$

f_c : resistencia cilíndrica a la ruptura (MPa)

Coeficiente estructural de bases tratadas con asfalto (a_2).

$$a_2 = 0,0074 \cdot (EM)^{0,415} \quad EM \text{ en Newton(N)} \quad (\text{ec. 3.604.107.6})$$

Para condiciones normales de diseño, con las especificaciones de construcción habituales, se recomienda adoptar los coeficientes estructurales que se indican en la Tabla 3.604.107.A. Sin embargo, para condiciones especiales, debidamente justificadas, se deberán utilizar los coeficientes apropiados a esas situaciones.

TABLA 3.604.107.A
COEFICIENTES ESTRUCTURALES PARA LAS CAPAS DE PAVIMENTO

CAPA	CARACTERÍSTICAS	COEFICIENTE ESTRUCTURAL
Subbase granular	CBR = 40%	0,12
Base granular	CBR = 80%	0,13
Base asfáltica graduación gruesa	6.000 N	0,33
Base Asfáltica graduación abierta		0,28
Grava-emulsión		0,30
Concreto asfáltico, capa intermedia	8.000 N	0,41
Concreto asfáltico de superficie	9.000 N	0,43
Mezclas drenantes		0,32
Microaglomerado discontinuo en caliente		0,40
Mezcla SMA (Stone Mastic Asphalt)		0,43

3.604.108 Estructuración de las Capas.

3.604.108(1) Número Estructural Total (NE_T). El número estructural total (NE_T) corresponde al valor que resulta de aplicar la ec. 3.604.101.1 para todos los parámetros indicados en los Numerales precedentes, incluyendo el valor del M_R representativo de la subrasante. Todas las capas que compondrán la estructura del pavimento, incluyendo las asfálticas y las no ligadas, se deben estructurar por tipo y espesores, de manera que se cumpla con la expresión de la ec. 3.604.108.1:

$$NE \text{ (mm)} = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 \times m_2 + a_3 \times h_3 \times m_3 \quad (\text{ec. 3.604.108(1).1})$$

en que a_i son los coeficientes estructurales de las diversas capas, h_i los espesores (mm) de cada capa y m_i los coeficientes de drenaje de las capas no tratadas.

La ecuación 3.604.108(1).1 no tiene una solución única, pues existen muchas combinaciones que satisfacen el número estructural. Sin embargo, existen una serie de consideraciones que deben tenerse en cuenta al definir los espesores de las diferentes capas:

- Los espesores tienen ciertas limitaciones a las que deben ajustarse para hacerlos compatibles con requerimientos constructivos y de estabilidad. La Tabla 3.604.108.A indica dichas limitaciones. El espesor mínimo de la capa asfáltica sobre una base granular se refiere a las pistas de circulación; en las bermas pueden colocarse espesores menores, e incluso, variables.
- Por razones constructivas y para evitar una proliferación excesiva de diferentes diseños, los espesores de las capas ligadas (asfálticas) deben redondearse a los 5 mm superiores, en tanto que los de las capas no ligadas, a los 10 mm superiores.
- Una mala estructuración puede originar tensiones y deformaciones superiores a las que son capaces de soportar la subrasante, las capas granulares no tratadas o las mezclas asfálticas, por lo que la distribución del NE_T no puede hacerse en forma arbitraria. Se recomienda proceder ajustándose a los siguientes criterios:
 - La relación entre los módulos elásticos de dos capas no ligadas (granulares) sucesivas no debe ser mayor que 4.
 - La relación entre las capas asfálticas y las granulares debe definirse con el procedimiento que se describe en el Numeral 3.604.108(2). Éste permite determinar el número estructural mínimo (NE_A) que deben tener todas las capas de mezclas asfálticas a colocar en la estructura. El procedimiento se basa en análisis teórico – empíricos sustentados en la experiencia nacional.

TABLA 3.604.108.A
LIMITACIONES A LOS ESPESORES DE LAS CAPAS ESTRUCTURALES

CAPA (*)	Espesor (mm)
Cada capa asfáltica individual, mín	50 (**)
Capa granular no tratada, mín.	150

(*) Las capas de rodadura de mezclas especiales (drenantes, microaglomerados y SMA) no tendrán restricción de espesor mínimo.

(**) Para las capas con mezclas convencionales, dependiendo del clima y condiciones de la zona, el espesor podrá ser 10 mm menor al indicado en la Tabla.

3.604.108(2) Número Estructural Mínimo (NE_A) de las Capas Asfálticas. La fracción del número estructural total (NE_T) que debe asignarse a las capas asfálticas de la estructura se calcula según un procedimiento de dos etapas: primero, se determina la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) en la localidad donde se localiza la obra; luego, con los gráficos que se incluyen, parametrizados para diferentes TMAPA, las solicitaciones previstas (EE) para la vida útil de diseño y el módulo resiliente (M_R) de la subrasante, se determina el número estructural mínimo (NE_A) que deben tener las capas asfálticas.

La temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) se calcula a partir de las temperaturas medias mensuales del aire (TMMA) de la zona donde se emplaza el camino. Para ello, se deben utilizar los antecedentes disponibles en la estación meteorológica más cercana a la obra. La TMMA representativa de cada mes corresponde al promedio de una estadística de no menos de 10 años. Luego, se prepara una tabla (véase el ejemplo de Tabla 3.604.108.B), en que para la TMMA de cada uno de los 12 meses del año, se determina un factor de ponderación (W_i), mediante la siguiente relación:

$$TMMA (^{\circ}C) = 20,348 + 17,5683 \log W_i \quad (\text{ec. 3.604.108(2).1})$$

en que:

TMMA ($^{\circ}C$) : temperatura media mensual del aire
 W_i : factor de ponderación

Por último, la temperatura media anual ponderada (TMAPA) se determina calculando el factor de ponderación promedio del año (W_{ip}), que se introduce en la misma ec. 3.604.108(2).1, pero en forma inversa; el resultado es la TMAPA.

TABLA 3.604.108.B
CÁLCULO DE LA TEMPERATURA MEDIA ANUAL PONDERADA DEL AIRE (TMAPA)
(ejemplo)

MES	TMMA ($^{\circ}C$)	W_i
Enero	28	2,73
Febrero	26	2,10
Marzo	22	1,24
Abril	19	0,84
Mayo	16	0,57
Junio	8	0,20
Julio	8	0,20
Agosto	6	0,15
Septiembre	12	0,33
Octubre	12	0,33
Noviembre	19	0,84
Diciembre	22	1,24
	Suma	10,77
	Promedio (W_{ip}) = 10,77/12	0,90
	TMAPA ($^{\circ}C$)	19,5 aprox. 20 $^{\circ}C$

La Lámina 3.604.108.A muestra, para varias localidades a lo largo del país, las TMMA y las TMAPA. Para cada Proyecto deberán elaborarse los valores correspondientes, si los de la Lámina no son asimilables.

Por otra parte la fracción del número estructural total (NE_T) que debe asignarse a las diversas capas asfálticas que conformarán la estructura se determina con los gráficos incluidos en las Láminas 3.604.108.B1, .B2 y .B3 que corresponden a TMAPA de 6°C, 14°C y 19°C, respectivamente. El procedimiento general a seguir es el siguiente:

- Determinar las sollicitaciones, expresadas como EE, calculadas para la vida de diseño. Los gráficos han sido calculados para un nivel de confianza de 50%, es decir, para $F_R = 1$ en la ec. 3.603.204(1).1. Por lo tanto, para niveles de confianza diferentes que 50%, debe calcularse el correspondiente F_R . En los gráficos se entra con la cantidad de EE que resulta de multiplicar los EE de diseño por el factor F_R calculado.
- Las curvas que figuran en los gráficos han sido determinadas utilizando como parámetro diferentes valores del módulo resiliente de la subrasante (M_R).
- Con los dos datos descritos, se elige el gráfico correspondiente a la TMAPA de la localidad donde se encuentra el Proyecto.
- A los gráficos se entra por las abscisas con los EE de diseño, afectados por el factor F_R , subiendo verticalmente hasta encontrar la curva correspondiente al M_R de la subrasante. Saliendo horizontalmente hacia la izquierda, se determina el número estructural que debe tener la totalidad de las capas asfálticas (NE_A). Se debe cumplir lo siguiente:

$$NE_A \text{ (mm)} = \sum a_i * h_i \quad [\text{ec. 3.604.108(2).2}]$$

En que:

a_i : coeficiente estructural de la capa asfáltica de orden i .
 h_i : espesor (mm) de la capa asfáltica de orden i .

- En el caso que la TMAPA de una localidad no coincida con ninguna de las señaladas en los 3 gráficos, se deben calcular los NE_A para las dos TMAPA más cercanas e interpolar linealmente para encontrar el valor buscado. De la misma manera, se debe interpolar dentro del gráfico para valores del M_R diferentes de los que figuran en los gráficos.
- Las capas no ligadas (subbases y bases granulares) deben estructurarse de manera que se cumpla la siguiente relación:

$$[NE_T - NE_A] \text{ (mm)} = a_2 * h_2 * m_2 + a_3 * h_3 * m_3 \quad [\text{ec. 3.604.108(2).3}]$$

En que:

a_2 : coeficiente estructural de la base granular
 h_2 : espesor (mm) de la base granular
 m_2 : coeficiente de drenaje de la base granular
 a_3 : coeficiente estructural de la sub base
 h_3 : espesor (mm) de la subbase
 m_3 : coeficiente de drenaje de la subbase

- Los espesores de las capas ligadas (asfálticas) deben redondearse a los 5 mm, en tanto que los de las capas no ligadas, a los 10 mm.

REGIÓN	ESTACIÓN	LAT. Sur	LONGITUD Oeste	ALT. m snm	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TMMA
	AZAPA	18,52	70,18	365	22,4	22,8	21,4	19,4	17,3	16,1	15,3	15,5	16,4	17,4	18,8	20,5	19,1
	CAQUEVA 18	,05	69,20	4400	5,7	4,8	6,3	4,8	1,6	-0,2	-0,2	0,3	2,6	2,5	4,3	5,0	3,5
	CHILCAYA	18,79	69,08	4270	6,1	6,0	6,1	3,0	0,9	-0,3	-0,3	0,8	2,1	2,8	4,2	5,3	3,4
	CHUNGARRA AJATA	18,24	69,18	4585	6,0	6,0	5,8	4,7	2,8	1,3	2,8	1,7	2,9	4,4	4,5	5,1	4,2
	COOPA	18,83	69,74	1870	17,4	17,6	17,2	16,2	15,3	15,0	14,6	15,3	15,9	15,8	16,0	16,5	16,1
	EL BUJIRE AERÓDROMO	18,51	70,28	110	22,6	23,2	22,0	20,8	18,7	17,0	16,6	17,0	17,0	17,8	19,5	21,1	19,8
	PARINACOTA EX ENDESA	18,20	69,27	4420	4,8	5,1	4,9	2,9	0,6	-0,5	-1,4	-0,8	0,5	2,2	3,4	4,6	2,6
	PUTRE	18,199	69,56	3545	8,7	9,2	9,7	9,9	8,4	8,2	7,0	8,5	9,3	9,0	9,3	8,9	8,9
TARAPACA	AEROPUERTO EN IQUIQUE	20,55	70,18	52	21,9	22,1	20,9	19,2	17,4	16,3	15,4	15,4	16,0	17,0	18,5	20,2	18,7
	CERRO COLORADO	20,07	69,27	2510	15,8	15,5	16,2	15,6	15,2	15,0	14,5	15,2	15,6	15,7	15,8	15,2	15,5
	COYA CAGUA 20	,05	68,81	4013	8,6	8,6	7,9	5,7	2,7	2,3	2,0	2,6	3,6	4,7	6,4	8,1	5,7
	HUARA EN FUERTE BAQUEDANO	20,13	69,75	1100	19,8	20,7	19,2	17,4	16,0	15,3	14,3	14,9	16,1	17,3	18,1	19,1	17,6
	LAGUNILLAS (PAMPA LIRMA)	19,9	68,8	4020,0	7,0	7,1	5,8	2,8	-0,3	-1,3	-1,5	-0,7	0,4	2,0	3,2	6,0	3,2
	AEROPUERTO EL LOA	22,50	69,90	2283	15,8	15,9	15,0	13,5	11,7	10,9	10,2	11,4	12,3	12,9	13,9	14,8	13,4
	AEROPUERTO CERRO MORENO -ANTOF.	23,45	70,44	113	20,4	20,1	19,0	17,2	15,4	14,4	13,7	14,2	14,8	15,9	17,3	18,8	17,1
	AGUAS VERDES	25,40	69,96	1560	15,8	16,2	16,7	15,4	12,3	12,6	11,2	12,4	13,2	14,3	15,3	15,6	14,4
	AYQUINA	22,28	68,32	3031	13,9	13,9	13,4	12,9	11,5	10,8	9,9	11,5	11,9	12,2	12,8	13,3	12,4
	CASPANA 22	,34	68,21	3260	20,4	20,1	19,0	17,2	15,4	14,4	13,7	14,2	14,8	15,9	17,3	18,8	17,1
	CHU-CHU	22,34	68,64	2524	13,7	13,7	12,9	12,2	10,4	9,9	8,9	10,5	11,5	11,8	12,7	12,7	11,9
	CONCHI EMBALSE	22,03	68,62	3010	12,2	12,2	11,5	9,4	7,4	5,9	6,2	7,1	8,0	8,7	10,2	11,1	9,5
	EL TATO *	22,37	68,01	4370	4,0	4,8	4,5	2,8	0,0	-1,1	-0,5	-0,8	1,4	2,1	2,4	3,5	2,3
ANTOFAGASTA	LEQUEMA	21,66	68,66	3320	11,9	12,0	11,1	8,8	6,0	5,5	5,3	6,3	7,7	9,0	9,4	10,7	9,0
	LINZOR 22	,23	68,02	4100	6,9	6,2	6,7	6,0	2,0	1,9	2,1	2,9	3,3	5,1	5,8	7,1	5,0
	OLLAGUE	21,22	68,25	3700	12,5	11,5	12,4	9,7	4,7	6,4	5,6	4,9	8,0	8,0	9,9	12,3	9,3
	PARSHALL N2	21,94	68,52	3318	11,3	11,3	11,3	10,3	7,4	6,6	6,6	7,3	8,7	8,5	10,1	10,8	9,4
	PEÑE	23,68	68,06	2460	20,9	20,5	19,5	17,1	13,6	11,9	11,3	13,5	15,5	17,0	18,6	19,9	17,3
	SERRA GORDA	22,89	69,32	1616	21,1	21,2	20,4	18,5	16,4	15,2	14,0	15,6	17,1	18,5	19,5	20,3	18,5
	TOCONAO EXPERIMENTAL	23,19	68,00	2500	20,6	20,8	19,9	18,2	14,7	13,7	13,0	15,0	16,5	18,1	18,6	20,7	17,9
	TOCONCE 22	,26	68,17	3310	12,9	12,7	12,7	11,7	9,8	9,1	8,2	9,8	10,4	10,3	11,8	12,4	11,1

REGIÓN	ESTACIÓN	LAT. Sur	LONGITUD Oeste	ALT. msnm	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TMPA
					27,26	70,77	204	19,8	19,7	18,4	16,3	14,6	13,0	12,1	12,9	13,4	14,6
ATACAMA	AEROPUERTO D. ATACAMA	28,10	70,78	330	20,4	20,0	19,4	16,8	15,0	13,1	12,6	14,3	14,9	16,2	17,9	19,0	17,1
	CANTO DE AGUA	28,95	70,11	1600	21,0	20,2	19,1	17,3	15,3	14,1	13,6	14,6	16,0	17,3	18,7	20,1	17,7
	CONAY EN ALBARICOQUE	0,00	0,00	0	20,6	20,3	19,5	18,4	16,0	14,8	13,9	15,2	16,3	17,9	19,3	20,2	18,0
	EL TRANSITO	28,47	71,19	50	18,7	19,2	18,1	14,8	12,8	11,2	10,7	12,0	12,7	13,7	15,5	17,2	15,2
	HUASCO BAJO	28,16	69,88	1550	21,4	21,0	20,7	19,0	17,7	16,2	14,9	16,2	16,7	18,5	19,6	20,7	18,8
	IGLESIA COLORADA	28,58	70,81	430	19,5	19,8	18,2	15,4	13,5	12,0	11,7	12,4	13,9	15,1	16,3	17,7	15,9
	LA COMPAÑIA (VALLENAR)	27,98	70,00	1110	21,6	21,6	20,9	19,4	17,4	16,8	16,5	17,6	18,1	18,9	19,9	20,9	19,3
	LAUTARO EMBALSE	27,83	70,11	940	21,6	20,7	20,0	18,3	15,8	15,3	14,5	16,0	17,0	17,9	19,2	20,3	18,4
	LOS LOROS	28,62	70,05	4000	6,2	5,5	4,9	1,3	-2,3	-1,6	-3,5	-2,2	0,9	0,4	2,0	5,4	2,0
	PORTIZUELO EL GAUCHO	28,93	70,46	1150	22,7	22,2	21,2	18,6	16,3	14,9	13,9	14,9	16,9	18,4	20,5	21,8	19,1
	SAN FELIX	28,67	70,66	580	21,9	21,8	20,3	18,0	16,0	14,7	14,6	15,7	16,4	17,4	19,0	20,2	18,4
	SANTA JUANA	29,92	71,20	142	17,9	18,0	16,5	14,3	12,9	11,8	11,4	11,9	12,7	13,5	14,7	16,4	14,7
	AEROPUERTO LA SERENA	,93	71,14	450	15,3	17,1	17,1	15,5	12,9	12,7	11,8	12,6	13,2	14,2	15,6	16,9	14,8
	CAIMANES 31	,85	70,77	740	20,8	20,9	20,0	17,4	15,0	13,6	12,9	13,9	15,2	17,1	18,7	19,6	17,6
CAREN 30	30,90	70,52	3600	7,9	7,8	6,6	3,0	0,6	-1,3	-2,1	-2,2	0,6	0,8	3,8	6,9	3,6	
CERRO VEGA NEGRA	30,01	71,09	740	21,9	21,5	20,6	18,1	15,7	13,8	13,1	14,0	15,2	17,3	19,5	21,3	18,3	
COGOTI EMBALSE	32,01	70,32	3290	6,4	8,1	6,5	2,4	-0,2	-2,8	-4,4	-3,6	0,9	1,3	3,8	6,5	3,1	
EL SOLDADO	29,37	71,12	300	20,3	20,3	18,7	16,6	14,5	13,1	12,8	13,6	14,5	15,5	16,8	18,4	16,7	
EL TRAPICHE	,29	70,70	1100	20,9	20,8	20,0	17,7	15,7	14,1	13,0	13,9	15,2	17,2	19,0	20,1	17,8	
HURTADO 30	31,65	71,19	290	20,6	20,7	19,1	16,5	14,0	12,0	11,5	12,2	13,5	15,4	17,7	19,1	16,7	
LLAPEL DGA	,98	70,09	2150	19,4	18,9	17,9	15,3	11,0	9,6	8,3	9,7	11,2	13,4	15,4	18,0	14,9	
JUNTAS 29	30,20	70,04	3160	14,6	13,7	12,5	9,4	5,8	2,8	2,2	3,6	5,4	8,0	10,5	13,1	9,6	
LA LAGUNA EMBALSE	30,19	70,48	1560	20,1	20,0	19,2	17,2	14,5	12,8	12,0	13,0	14,3	16,4	18,2	19,4	16,9	
LA ORTIGA	31,90	70,67	1000	21,3	21,1	20,2	17,7	15,5	13,5	12,6	13,2	14,9	16,5	18,6	20,1	17,7	
LA TRANQUILLA	31,02	70,59	1380	20,7	20,6	19,9	17,7	15,1	13,3	12,3	12,8	13,9	16,1	18,1	19,6	17,3	
SAS RAMADAS	32,11	71,31	190	20,4	20,5	18,5	16,1	13,9	12,0	11,5	12,3	13,2	14,6	16,5	18,8	16,3	
LOS CONDORES	30,70	71,04	320	21,6	21,4	19,9	17,2	14,7	12,9	12,4	13,6	15,0	16,8	18,6	20,0	17,7	
PALOMA EMBALSE	30,51	71,10	350	20,5	20,6	19,3	16,7	14,4	13,1	12,7	14,0	14,3	15,8	17,4	18,8	17,0	
RECOLETA EMBALSE	,98	70,56	820	21,3	21,1	20,1	17,7	15,8	14,5	14,0	14,9	16,3	17,5	19,3	20,2	18,1	
RIVADA VIA 29																	

REGIÓN	ESTACIÓN	LAT. Sur	LONGITUD Oeste	ALT. msnm	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TMAPA
	AEROPUERTO S TO DOMINGO	33,66	71,61	75	16,1	16,1	14,8	12,9	11,7	10,8	10,2	10,6	11,1	12,0	13,2	14,7	13,1
	ALCAHUE 32	,34	70,75	750	19,7	19,2	18,4	15,6	12,9	11,0	10,1	10,8	12,3	14,3	16,6	18,2	15,6
	LAGO PENUELAS	33,15	71,56	360	17,4	17,0	16,3	13,7	11,5	10,1	9,1	10,0	11,3	12,7	14,5	15,8	13,8
	LLILLIUEMBALSE	33,10	71,21	260	20,1	19,9	18,6	15,9	13,3	11,3	10,9	11,8	13,1	15,2	17,0	18,5	16,1
	LOS AROMOS	32,96	71,35	100	19,8	19,8	18,2	15,0	12,2	11,0	10,7	11,2	12,9	14,2	16,2	18,3	15,7
	PORTILLO*	32,84	70,11	3000	10,6	12,4	8,6	4,6	0,7	1,0	0,1	0,4	3,8	3,6	6,0	9,5	6,2
	QUILLOTA 32	,90	71,21	130	18,7	18,6	17,4	14,9	12,6	11,0	10,3	11,3	13,1	14,2	16,0	17,4	15,2
	RIO ACONCAGUA ENCHA CABUQUITO	32,85	70,51	950	21,2	21,0	19,3	15,6	11,8	11,8	10,3	11,4	14,3	14,9	17,3	20,4	16,7
	VILCUYA	32,86	70,47	1100	21,6	20,6	19,1	15,7	12,7	10,8	9,6	10,7	12,4	14,8	17,3	19,9	16,5
	AEROPUERTO QTA. NORMAL	33,45	70,68	527	22,2	21,4	19,9	16,0	12,7	10,3	9,7	11,0	13,3	15,8	18,5	20,5	17,1
	AEROPUERTO TOBALABA	33,45	70,55	650	22,3	21,4	19,9	15,9	12,6	10,2	9,5	10,6	12,8	15,4	18,3	20,4	17,0
	AEROPUERTO PUDAHUEL	33,54	70,79	480	21,8	21,1	19,4	15,5	12,0	9,5	8,9	10,1	12,4	15,3	18,1	20,1	16,6
	CERRO CALAN	33,40	70,54	848	22,9	22,2	20,9	17,5	13,9	11,6	10,5	11,1	13,2	15,8	18,9	20,9	17,8
	EL YESO EMBALSE	33,68	70,09	2475	15,7	15,2	13,9	11,0	7,1	3,2	2,1	2,7	5,0	7,9	10,8	13,6	10,5
	HUECHUN ANDINA	33,08	70,77	590	22,3	21,7	20,0	16,2	12,6	9,9	9,3	10,8	13,4	16,3	19,1	20,5	17,3
	LAGUNA ACULEO	33,89	70,88	360	20,8	20,2	18,5	14,6	11,7	9,4	8,6	10,1	12,6	15,0	17,5	19,2	15,9
METROPOLITANA	LAGUNA NEGRA	33,67	70,11	2780	12,2	12,5	10,4	6,1	3,6	2,1	1,1	1,4	4,6	4,2	6,4	10,1	7,2
	LOS PANGUILES	33,44	71,03	190	21,0	20,7	19,3	15,9	12,8	10,4	9,8	11,1	13,2	15,3	17,4	19,3	16,5
	MELIPILLA	33,68	71,20	168	19,7	19,2	18,5	15,7	12,3	10,6	9,7	10,7	12,6	13,9	16,0	18,3	15,5
	PRQUE 33	,67	70,59	659	19,9	19,2	17,9	13,7	10,9	9,0	8,2	9,4	11,2	13,8	16,5	18,3	15,0
	QUEBRADA DE MACUL	33,50	70,51	950	20,4	20,0	18,5	14,7	11,3	10,7	9,4	10,0	12,1	13,1	15,9	19,0	15,6
	RIO MAFOCHO EN LOS ALMENDROS	33,37	70,45	966	20,3	20,2	18,4	15,0	11,4	11,0	9,8	10,4	12,4	13,3	15,6	18,9	15,6
	RUNQUE EMBALSE	33,02	70,91	700	22,3	21,6	19,6	15,5	10,9	10,9	9,5	10,8	12,1	14,8	17,8	19,8	16,8
LIBERTADOR	CONVENTO VIEJO	34,77	71,13	239	21,2	20,8	18,5	14,7	10,7	8,7	8,5	9,2	12,0	14,3	17,0	19,7	15,9
BERNARDO O HIGGINS	RENGO 34	,42	70,87	310	21,8	20,8	19,0	14,4	11,0	8,8	8,5	10,0	12,1	14,8	17,8	20,4	16,3
	TERMAS DEL FLACO	34,89	70,33	2650	13,1	13,8	11,2	6,9	5,3	2,7	1,5	2,9	4,6	4,7	7,1	10,6	8,1

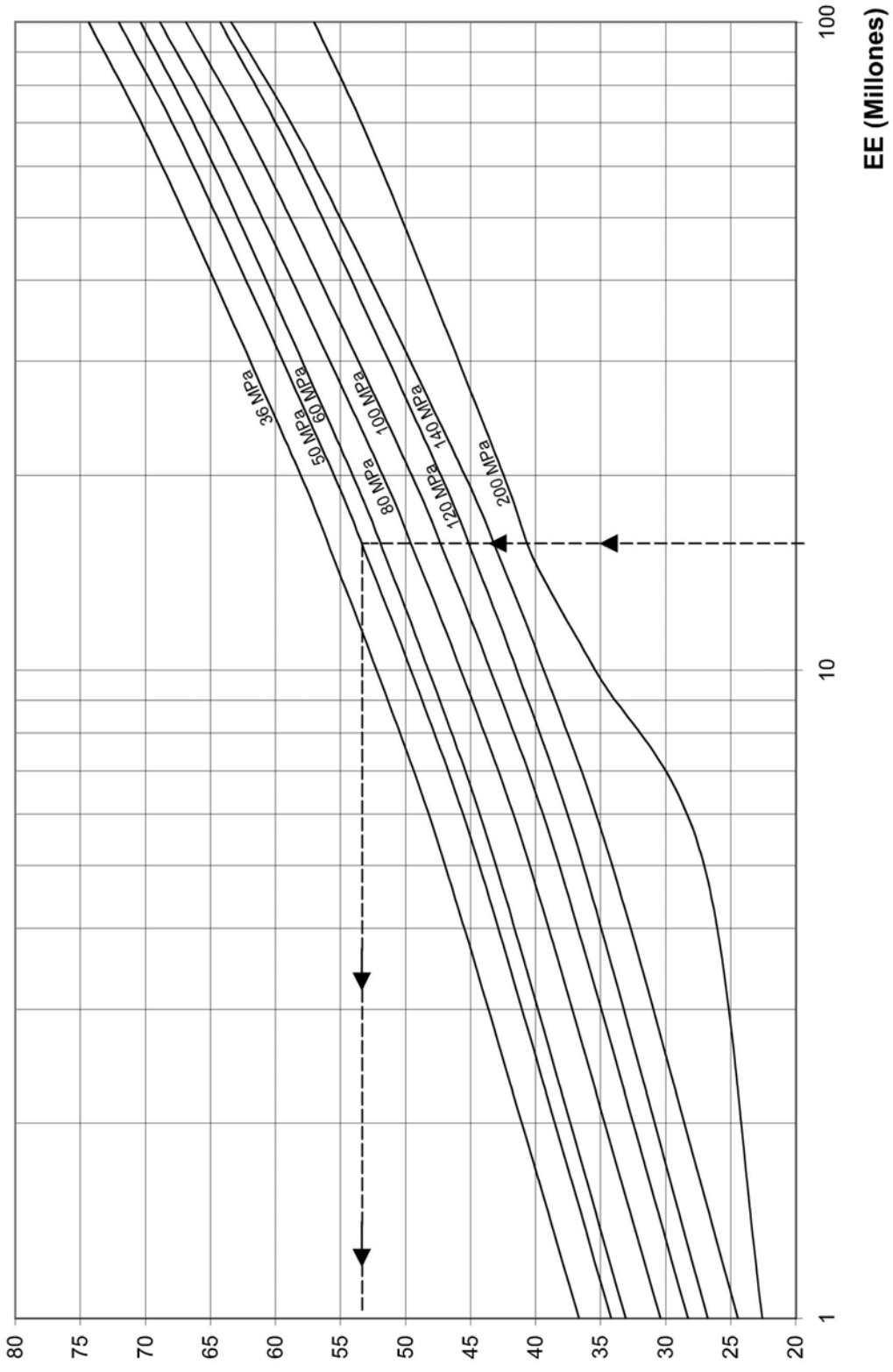
REGIÓN	ESTACIÓN	LAT.		LONGITUD		ALT. msnm	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TMAPA
		Sur	Oeste	Oeste	Sur														
MAULE	AEROPUERTO CURICO	34,97	71,22	225	21,7	20,8	18,4	13,9	10,4	8,5	7,9	9,5	11,8	14,5	17,5	19,8	16,0		
	ANCOA EMBALSE	35,91	71,30	421	19,6	19,4	17,6	14,5	11,2	9,7	9,2	10,2	11,5	13,4	15,8	17,7	15,0		
	COLORADO 3	5,64	71,26	420	19,9	19,3	17,1	13,5	10,2	8,3	7,6	8,7	10,7	12,6	15,5	17,9	14,6		
	DIGUA AMBALSE	36,26	71,55	390	19,7	19,1	16,2	12,1	8,8	6,9	6,0	7,3	9,6	11,6	14,8	17,5	13,9		
	LO AGUIRRE	35,97	70,57	2000	14,8	15,8	13,0	8,3	4,5	3,0	2,1	2,6	5,0	5,9	8,7	12,0	9,4		
	PARRAL 36	,19	71,83	175	21,2	20,6	18,0	14,5	10,7	9,2	8,7	9,7	11,6	13,4	16,5	19,4	15,7		
	PENCAHUE 3	5,37	71,83	55	22,2	21,2	19,1	14,8	11,4	9,4	8,9	10,2	12,1	14,7	17,8	20,3	16,5		
	POTRERO GRANDE	35,18	71,10	445	20,0	19,2	16,8	12,1	8,9	7,1	6,6	8,2	10,2	12,8	15,6	18,0	14,3		
	RO DARO EN RAUQUEN	35,45	71,73	64	22,1	22,3	19,8	16,1	11,7	10,3	9,4	12,3	13,9	15,7	18,3	21,0	17,3		
	RO MAULE EN RIVERILLO	35,71	71,11	470	21,2	21,6	18,4	14,7	10,8	10,2	10,1	10,8	12,9	13,2	16,0	19,2	16,1		
	RO MELADO EN EL SALTO	35,88	71,02	730	20,4	21,2	17,8	12,8	8,2	6,6	7,0	7,9	11,4	12,5	14,9	18,0	14,9		
	TALCA UC	35,44	71,62	130	21,7	20,8	18,5	14,1	10,1	8,2	8,1	9,5	12,0	14,7	17,7	19,9	16,0		
	AEROPUERTO CHILLÁN	36,59	72,40	151	20,6	19,9	17,8	13,8	10,1	8,5	7,8	9,0	10,9	13,1	15,7	18,3	15,0		
	AEROPUERTO CONCEPCIÓN	36,78	73,06	12	16,9	16,5	15,4	13,2	11,9	10,4	9,4	10,1	10,9	12,6	14,2	16,0	13,5		
AEROPUERTO LOS ANGELES	37,40	72,42	120	20,6	20,0	17,8	13,6	10,1	8,4	7,8	8,7	10,8	13,5	15,6	18,2	15,0			
ALTO MALLINES	37,16	71,24	1770	14,8	15,8	12,6	8,0	4,8	3,2	2,0	2,5	5,0	6,1	9,3	11,7	9,4			
CARACOL 3	6,65	71,40	610	19,0	18,7	17,0	13,2	10,4	7,9	6,9	7,7	10,4	11,9	14,5	16,8	14,0			
COIHUECO EMBALSE	36,64	71,80	314	20,5	19,9	17,0	12,9	10,0	8,6	7,5	8,6	10,8	12,7	15,7	18,9	14,9			
CONTULIMO 3	8,02	73,23	41	17,7	18,3	16,9	13,9	11,6	10,0	9,2	9,7	11,6	12,6	14,6	15,9	14,1			
DIGULLIN 36	,87	71,64	670	18,9	18,7	16,4	13,1	9,8	7,6	6,3	6,9	8,8	10,6	13,2	15,8	13,4			
PARQUE NA HUELBUJA	37,82	72,96	1177	14,8	14,9	12,9	9,6	7,6	5,2	4,2	4,9	7,0	8,1	9,7	12,3	10,1			
QUILACO 37	,69	72,01	231	20,2	19,6	16,7	12,8	10,0	8,4	7,7	8,6	10,8	12,7	15,5	18,0	14,6			
RO BO-BIO EN LLANQUEN	38,20	71,30	750	17,2	18,4	13,9	9,9	6,4	4,5	4,8	5,7	7,1	8,7	12,3	15,0	11,8			

REGIÓN	ESTACIÓN	LAT. Sur	LONGITUD Oeste	ALT. msnm	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TMMA
	ANGOL 37,	78	72,64	113	20,9	20,9	18,5	14,4	10,5	8,8	8,2	9,1	11,1	13,2	15,5	18,8	15,5
	CHERQUEÑO 38,	68	72,00	500	16,1	15,3	10,6	9,0	7,9	5,6	5,4	6,1	8,8	10,5	11,0	12,8	10,7
	ERCILLA (VDA NUEVA)	38,04	72,46	262	19,0	18,9	16,6	12,7	9,8	8,4	7,5	8,2	10,1	11,8	14,0	16,3	13,8
	LAGUNA WALLECO	38,22	71,81	894	15,5	15,1	11,8	7,7	6,0	3,8	3,7	4,4	6,8	9,0	11,0	13,4	10,1
	LAUTARO EMBALSE	27,98	70,00	1110	18,7	19,9	15,8	12,2	9,6	8,7	8,6	9,5	10,1	11,8	13,4	15,3	13,8
	LIUCURA 38,	65	71,09	1043	15,7	15,4	13,1	9,5	6,4	2,9	2,0	3,0	6,3	8,6	11,2	13,9	10,4
	LONQUIMAY 38,	45	71,37	931	15,0	15,2	12,7	9,3	6,2	3,5	2,9	4,2	6,8	8,9	11,3	13,6	10,3
	MALANCAHUELLO 38,	47	71,58	950	14,0	14,1	12,3	9,1	6,7	3,8	3,5	4,4	6,5	8,0	9,7	11,8	9,5
	PUCON 39,	28	71,95	230	17,2	17,9	15,7	12,7	10,6	9,1	8,4	8,7	10,4	11,5	13,2	15,5	13,3
	PUEBLO NUEVO (TEMUCO)	38,71	72,556	119	17,0	18,0	15,4	12,3	9,2	7,8	7,2	6,8	9,2	11,3	13,1	14,9	12,8
	PUERTO SAAVEDRA	38,79	73,39	5	15,6	15,4	14,3	12,7	10,7	9,5	8,7	9,2	10,2	11,5	13,0	14,6	12,5
	PUESCO (ADUANA)	39,52	73,55	620	16,3	16,1	13,1	9,9	7,5	5,5	4,6	5,3	7,6	9,3	12,1	14,0	11,2
	TEODORO SCHMIT	39,03	73,08	13	15,8	16,0	14,5	12,1	10,1	8,9	8,3	9,0	10,2	11,6	12,9	14,6	12,5
	TRAIQUEN	38,26	72,65	234	18,3	18,0	15,9	12,4	9,7	8,1	7,4	8,2	10,0	11,6	13,6	16,0	13,4
	TRICALUCO 38,	85	71,55	520	16,6	16,5	14,0	10,7	8,2	5,9	5,5	6,6	8,9	10,3	12,3	14,7	11,8
	AEROPUERTO VALDIVIA	39,65	73,08	18	16,9	16,8	14,7	11,8	9,3	8,1	7,4	8,1	9,6	11,1	13,0	15,3	12,6
	LAGO RANCO	40,32	72,47	100	16,9	16,4	14,8	12,2	10,1	8,4	7,5	7,8	9,5	11,1	12,6	14,1	12,4
DE LOS RIOS	RIO FUENDE SAGUE LAGO PIPIHUICO	39,87	71,89	600	14,4	17,3	12,9	9,1	6,6	5,6	5,0	5,5	6,0	8,2	11,1	12,7	10,6
	VALDIVIA (U. AUSTRAL)	39,81	73,25	10	17,7	17,9	16,0	12,8	10,2	8,7	7,8	8,5	10,2	11,7	13,6	16,0	13,4
	Alto Palena Ad.	43,612	71,8053	281	15,7	15,9	13,2	10,0	6,9	4,9	4,3	5,4	8,1	9,9	12,0	14,3	11,0
	Chaitén, Ad.	42,931	72,8289	70	14,1	14,6	12,9	10,7	8,7	7,4	7,0	7,2	8,7	10,0	11,5	13,3	11,0
DE LOS LAGOS	Futaleufú Ad.	43,189	71,8492	350	15,9	15,9	13,2	10,0	6,3	4,6	3,8	4,9	7,6	9,7	11,9	14,3	11,0
	Cañal Bajo, Osorno Ad.	40,605	73,0608	61	15,0	14,9	13,4	10,9	8,9	7,6	6,9	7,3	8,6	10,0	11,6	13,6	11,2
	El Tepual Puerto Montt Ap.	41,435	73,0975	85	16,3	16,2	13,9	11,1	9,2	7,9	7,1	7,7	9,1	10,8	12,5	14,5	12,0
	ADOLFOMAITHEI	40,588	73,107	55	16,7	16,7	14,7	11,9	9,3	7,9	7,3	7,8	9,5	11,2	13,0	14,9	12,5

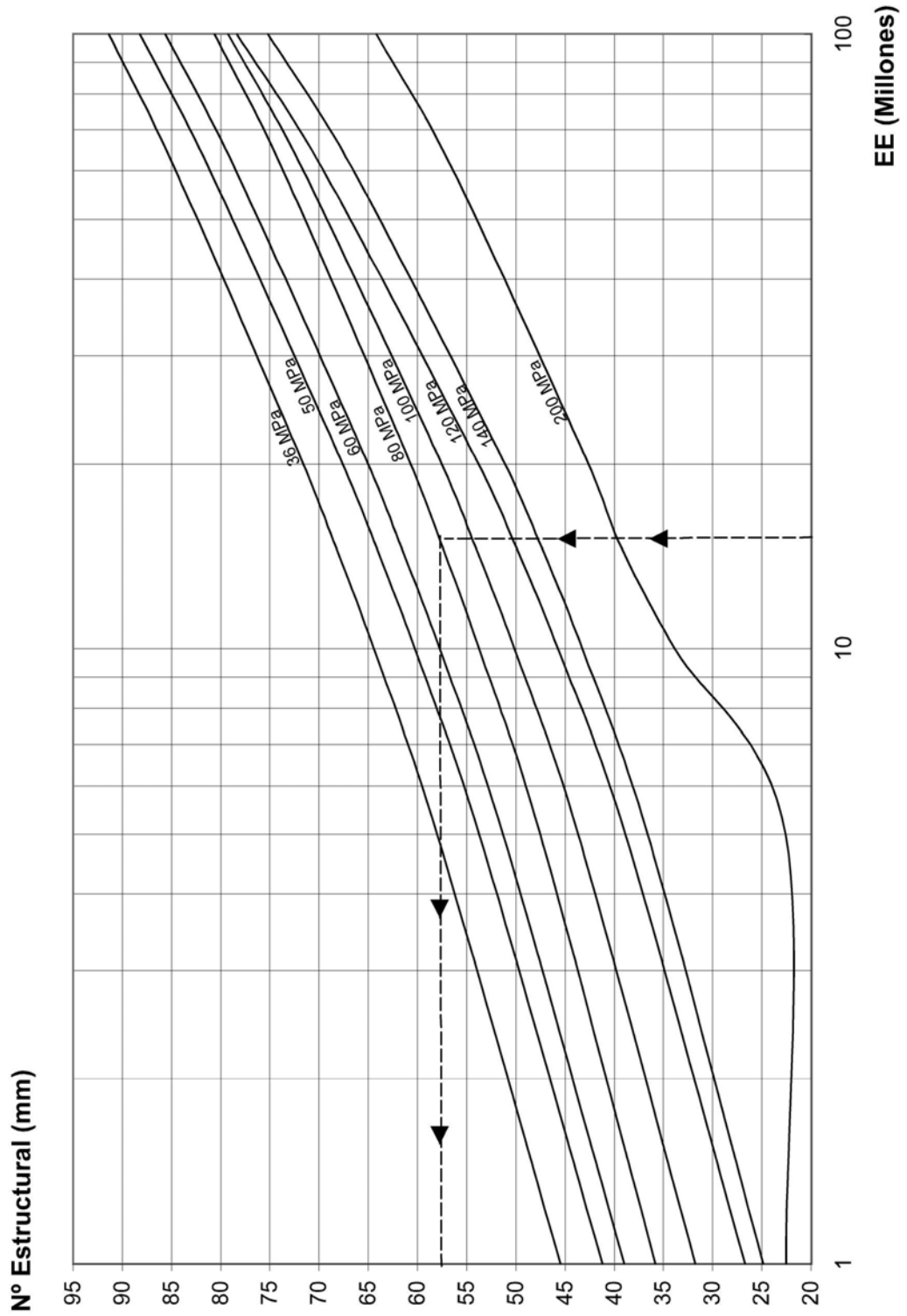
REGIÓN	ESTACIÓN	L.A.T. Sur	LONGITUD Oeste	ALT. msnm	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TMAPA
AYSÉN	Puerto Aysén Ad.	45,396	72,6639	11	14,5	14,1	12,4	9,7	6,7	5,2	4,3	5,6	7,5	9,2	11,1	12,6	10,1
	Lord Cochane Ad.	47,244	72,5861	196	15,0	15,0	11,8	8,4	4,5	2,2	1,4	3,4	7,0	9,0	11,1	13,2	9,9
	BAHIA MURTA	46,462	72,669	240	14,2	14,5	12,3	8,9	5,8	4,1	3,1	4,4	7,2	8,6	10,6	12,5	9,8
	CHILECHICO	46,544	71,709	215	16,0	15,4	13,6	10,4	6,6	5,0	3,9	4,7	7,6	9,9	12,6	14,0	11,1
	COYHAQUE (ESQUELA AGRICOLA)	45,574	72,029	343	12,7	14,2	11,5	7,9	4,8	2,7	1,3	2,8	6,3	8,1	9,5	11,4	8,8
	COYHAQUE ALTO	45,480	71,604	730	11,4	13,6	10,0	6,1	3,0	0,0	-0,4	0,4	4,4	6,3	8,3	11,4	7,5
	COYHAQUE CONAF	45,551	72,059	340	13,1	14,0	11,4	8,2	4,9	2,8	1,7	3,0	6,0	8,2	9,6	11,9	8,9
	ESTANCA BAÑONJEVO	45,267	71,529	700	12,2	12,7	10,0	7,0	4,0	1,7	0,4	1,6	4,8	6,4	8,6	10,5	7,7
	LA JUNTA	43,971	72,406	45	14,6	14,8	12,1	9,9	7,7	5,8	5,1	6,2	8,3	9,3	11,4	13,1	10,6
	LAGO VERDE	44,239	71,846	350	13,7	14,9	11,6	8,6	5,8	3,7	2,5	3,4	6,7	8,2	10,5	13,2	9,6
	ÑIREHUAO	45,271	71,709	535	12,9	13,2	10,2	7,9	5,0	2,4	2,5	2,8	6,3	7,5	8,9	11,7	8,5
	PUERTO CISNES	44,728	72,681	10	14,3	14,1	11,8	9,4	6,6	5,5	4,7	5,1	7,7	9,3	10,8	12,6	10,0
	PUERTO GUADAL	46,843	72,701	210	14,0	14,9	12,6	9,5	6,2	4,2	3,8	4,5	7,6	9,3	10,5	13,2	10,1
	PUERTO IBANEZ	46,289	71,934	215	15,3	15,8	12,4	9,6	5,4	4,2	3,5	4,4	7,6	8,9	11,2	14,0	10,5
	PUERTO PIYUHUAFI	44,323	72,56	10	14,1	14,1	11,9	9,5	7,1	5,5	4,8	5,3	7,5	9,2	10,9	12,5	10,0
	ROBAKERENA NGOSTURA CHACABUO	47,141	72,726	160	13,8	16,7	12,2	8,7	4,6	3,2	2,0	3,9	7,0	9,7	10,5	12,8	10,1
	RO CISNES	44,498	71,306	740	12,9	13,3	10,4	6,0	2,5	1,0	0,1	0,7	5,1	6,7	8,7	11,5	8,0
	RIOPASCUA ANTE JUNTA RIO QUETRU	48,159	73,089	20	11,1	15,5	10,2	8,2	4,9	4,2	3,2	4,3	6,2	8,0	11,4	10,9	9,1
	VILLA MANIHUALES	45,173	72,148	150	14,3	14,5	12,0	9,0	6,0	4,3	3,4	4,3	7,1	9,0	10,8	13,5	10,0
	VILLA OHIGINS	48,469	72,559	270	12,7	14,6	11,1	7,6	4,4	2,8	2,5	2,9	6,3	7,8	9,4	11,4	8,8
VILLA ORTEGA	45,372	71,982	550	14,1	14,1	11,9	8,4	5,4	3,6	2,7	3,8	6,7	8,9	10,2	13,8	9,6	
MAGALLANES	BAHIA SAN FELIPE	52,870	69,932	10	11,6	10,7	9,5	6,1	3,6	1,9	1,5	2,9	5,6	7,0	8,6	10,1	7,2
	CERRO CASTILLO	51,260	72,327	130	12,4	12,3	10,2	7,2	4,8	1,8	2,1	2,8	6,2	8,0	9,6	11,3	8,3
	CERRO GUIDO	50,899	72,331	230	13,7	14,3	11,1	7,7	4,0	2,7	1,7	3,3	6,0	7,9	9,7	12,0	9,0
	ISLA RIESCO	52,882	71,571	10	11,1	10,8	9,8	7,2	5,0	2,8	2,8	3,3	5,6	7,1	8,4	10,1	7,6
	MONTEA YMOND	52,164	69,608	160	11,6	11,2	9,8	6,3	3,2	0,6	0,2	1,6	5,1	6,8	8,6	10,2	7,3
	OMASINIEMARIA CRISTINA	53,306	69,268	30	11,1	10,5	9,3	6,2	3,4	1,5	1,5	2,5	4,9	6,7	8,1	9,8	7,0
	PAMPA HUANAOCO	54,050	68,8	150	9,0	8,6	7,4	4,4	2,2	0,6	-0,1	0,7	3,4	5,2	6,8	8,3	5,4
	PORVENIR	53,291	70,37	35	11,2	11,2	9,4	6,6	4,5	2,7	2,3	2,8	5,1	7,0	8,4	10,3	7,4
	PUERTONATALES	51,734	72,478	45	11,4	11,0	9,8	7,3	4,1	2,1	2,2	3,4	5,8	7,3	8,5	9,9	7,5
	PUNTA ARENAS	53,123	70,877	5	11,1	10,8	9,6	7,3	5,1	3,2	2,8	3,6	5,7	7,1	8,5	10,1	7,6
RIOLAS CHINAS EN CERRO GUIDO	51,051	72,517	75	13,6	14,0	11,3	8,6	4,5	2,1	2,9	3,2	6,3	9,4	10,2	12,3	9,3	
RUSSEIN	53,759	69,189	225	8,7	7,4	7,0	4,4	2,1	0,0	-0,8	0,1	2,5	4,6	5,7	7,3	4,7	
SAN SEBASTIAN	53,322	68,661	20	11,0	9,9	9,0	5,8	3,2	1,4	1,0	2,2	4,5	6,3	7,9	9,5	6,7	
VILLA TEBUELOCHE	52,441	71,402	190	10,6	11,0	9,0	6,3	3,7	1,2	1,1	1,3	3,8	6,6	7,7	9,5	6,7	
TORRES DEL PAINE	51,184	72,967	25	12,9	13,0	11,0	8,2	5,2	3,0	3,1	3,9	6,4	8,4	9,7	11,5	8,8	

TMAPA 6°C

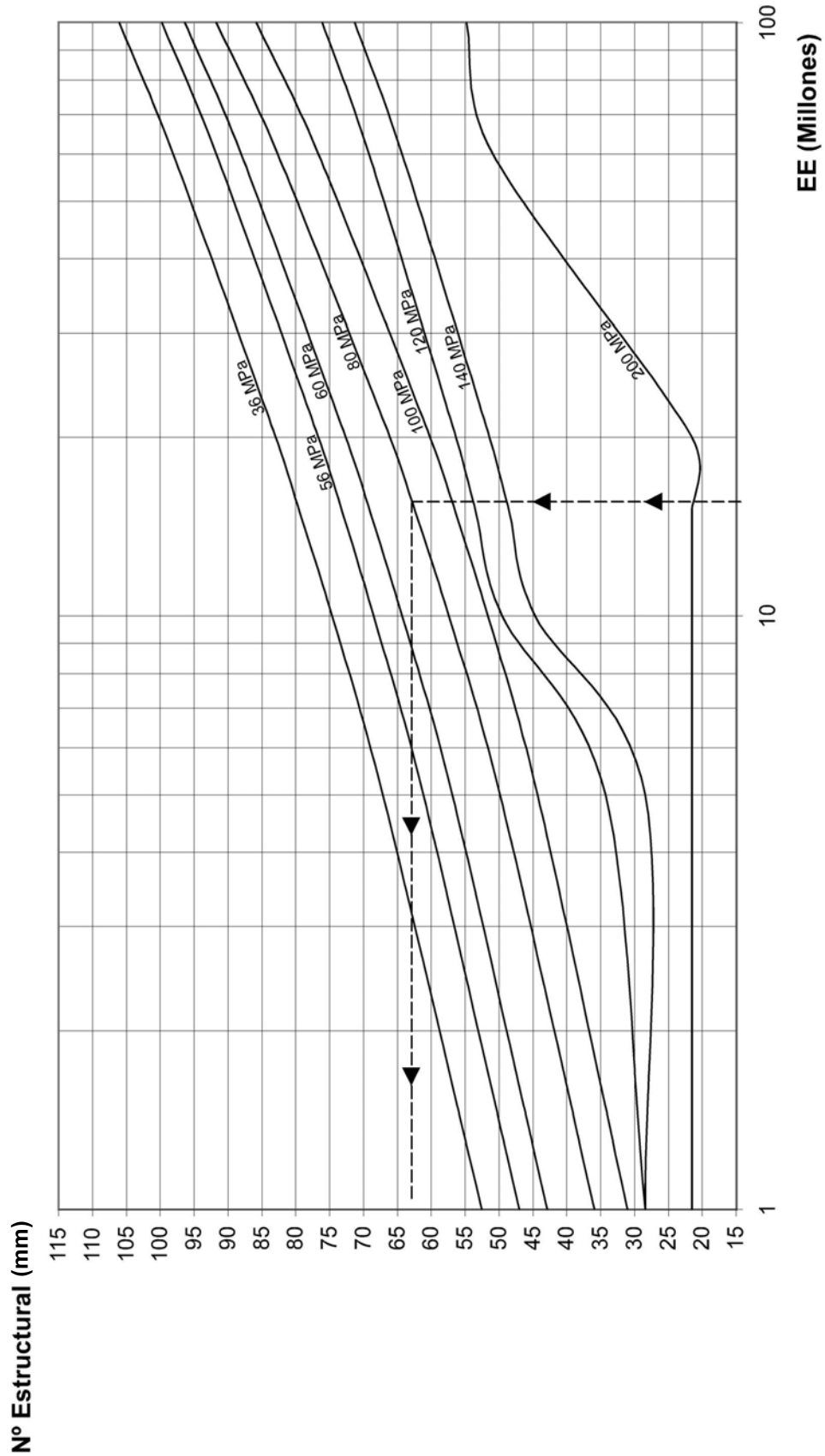
N° Estructural (mm)



TMAPA 14°C



TMAPA 19°C



3.604.2 PAVIMENTOS RIGIDOS

3.604.201 Consideraciones Generales. El método de diseño de pavimentos rígidos nuevos sin armaduras y con o sin barras de traspaso de cargas, que se presenta está basado en el método AASHTO con las modificaciones introducidas en el Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures Part II – Rigid Pavement Design & Rigid Pavement Joint Design, publicado en 1998.

El procedimiento es un método teórico empírico (mecanicista), que si bien mantiene el concepto básico del método AASHTO de 1993, añade nuevos términos que modifican la ecuación de diseño, a fin de incorporar las tensiones críticas que se producen en las losas del pavimento producto de la combinación de las cargas de borde, efectos de temperatura y distintas condiciones de borde. Además, el método incluye verificación para las condiciones del escalonamiento de las juntas transversales, con y sin barras de traspaso de cargas y del agrietamiento de esquina, cuando no se colocan barras de traspaso de cargas.

Para facilitar la comprensión y sistematizar el procedimiento de diseño, se incluye un diagrama de flujo con la secuencia de las distintas etapas del proceso, se presentan las ecuaciones que permiten establecer los espesores de las losas de pavimento y una breve descripción de las variables que intervienen en el método, recomendándose los valores a utilizar. Por último, se describen los procedimientos que se deben seguir para verificar las condiciones del escalonamiento de juntas y del agrietamiento de esquinas.

Las Láminas 3.604.201.A, 3.604.201.B y 3.604.201.C muestran esquemáticamente las secuencias a seguir para ajustarse al procedimiento de diseño descrito en la determinación de espesores de losa, la verificación de escalonamiento y las tensiones de esquina, respectivamente.

3.604.202 Ecuaciones de Diseño. Las ecuaciones básicas de diseño son:

$$\log W_{18} = \log R + \frac{G}{F} + (5,065 - 0,03295 \cdot p_f^{2,4}) \cdot \left(\log \left(\frac{S_c'}{\sigma_t'} \right) - \log \left(\frac{4,754}{\sigma_t} \right) \right) + Z_R \cdot S_0 \quad (\text{ec. 3.604.202.1})$$

$$\log R = 5,85 + 7,35 \cdot \log \left(\left(\frac{D}{25,4} \right) + 1 \right) - 4,62 \cdot \log \left(\left(\frac{L_1}{4,45} \right) + L_2 \right) + 3,28 \cdot \log(L_2) \quad (\text{ec. 3.604.202.2})$$

$$F = 1,00 + \frac{3,63 \cdot \left(\left(\frac{L_1}{4,45} \right) + L_2 \right)^{5,2}}{\left(\left(\frac{D}{25,4} \right) + 1 \right)^{8,46} \cdot L_2^{3,52}} \quad (\text{ec. 3.604.202.3})$$

$$G = \log \left(\frac{p_i - p_f}{p_i - 1,5} \right) \quad (\text{ec. 3.604.202.4})$$

donde:

W_{18} : ejes equivalentes de 80 kN (EE) acumulados durante la vida de diseño.

Z_R : coeficiente estadístico, asociado al Nivel de Confianza. (1-R) en una curva de distribución normal estándar.

S_0 : desviación estándar de la combinación de errores de predicción de tránsito y de predicción del comportamiento general del pavimento para un nivel de tránsito dado.

- D : espesor de losa (mm).
 S_c' : resistencia media a la flexotracción del hormigón a los 28 días, con carga en los tercios, (MPa).
 L_1 : carga de eje simple, 80 kN.
 L_2 : código de eje simple = 1.
 p_i : índice de serviciabilidad inicial.
 p_f : índice de serviciabilidad final.
 σ_t' : tensión de tracción máxima en la losa para una condición de carga de borde, en MPa, considerando efecto de temperatura (ecuación 3.604.212(1))
 σ_t : tensión de tracción máxima en la losa para una condición de carga de borde, en MPa, considerando efecto de temperatura, en las condiciones de la Prueba AASHO (ec. 3.604.212(2)).

La valorización de los parámetros necesarios para establecer el espesor requerido se explican a continuación, en los Numerales siguientes:

- Serviciabilidad Numeral 3.604.203
- Ejes Equivalentes Solicitantes Numeral 3.604.204
- Confiabilidad Numeral 3.604.205
- Módulo de Reacción de la Subrasante Numeral 3.604.206
- Resistencia a la Flexotracción Numeral 3.604.207
- Módulo de Elasticidad y Coeficiente de Fricción de la Base Numeral 3.604.208
- Factor de Ajuste por Tipo de Berma Numeral 3.604.209
- Temperaturas y Precipitaciones Numeral 3.604.210
- Estructuración Numeral 3.604.211
- Determinación de Espesores Numeral 3.604.212
- Verificación del Escalonamiento con Barras de Traspaso de Cargas en las Juntas Numeral 3.604.213
- Diseño de las Juntas Numeral 3.604.214

3.604.203 Serviciabilidad. El Índice de Serviciabilidad Inicial p_i , corresponde a la serviciabilidad al momento de puesta en servicio el camino y por lo tanto depende de la calidad de la construcción que se utilice. Debe tenerse en consideración que la vida útil real del pavimento se encuentra estrechamente ligada al nivel de la serviciabilidad inicial; a mejor p_i mayor vida útil para las mismas condiciones de servicio.

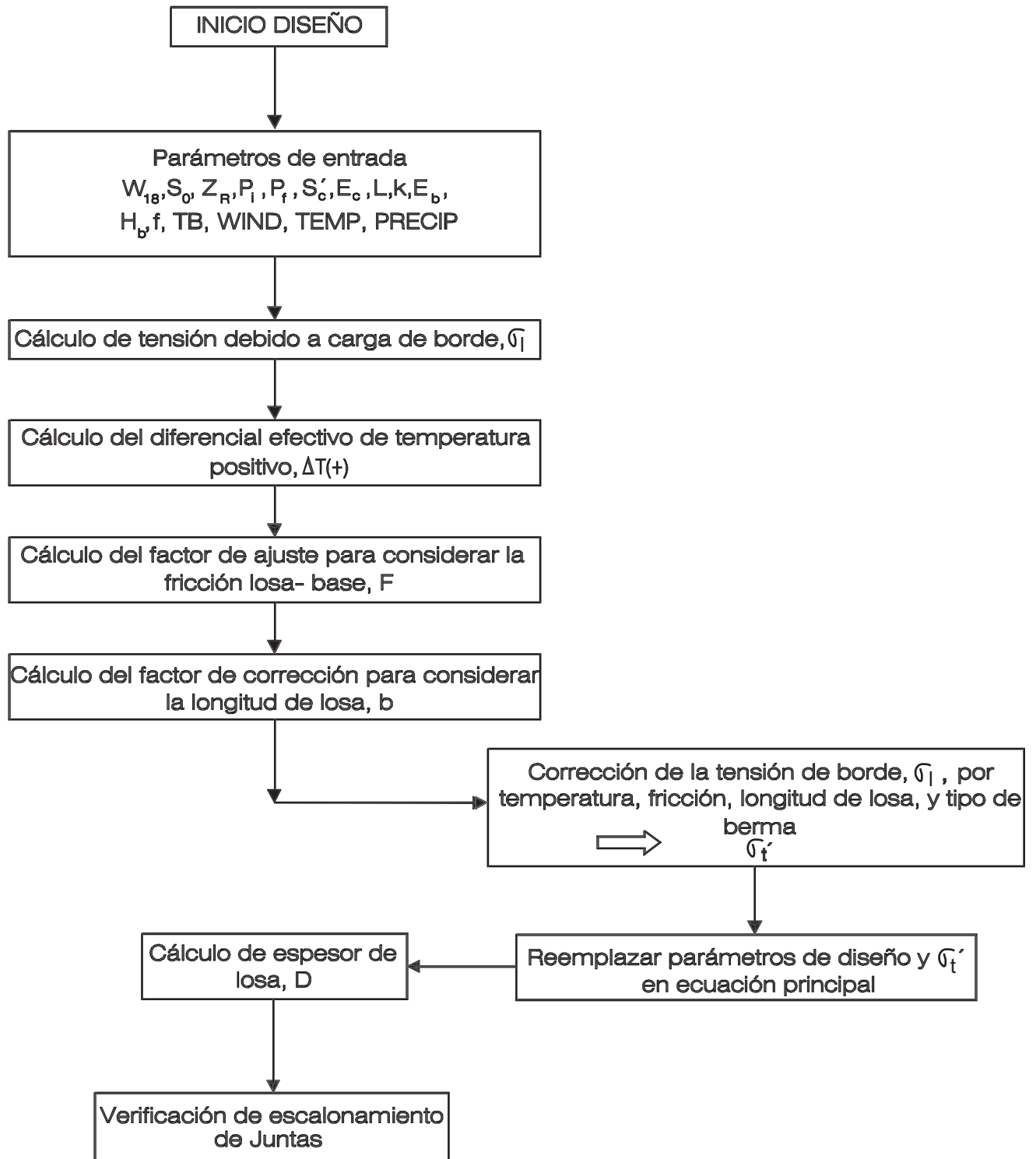
La serviciabilidad final (p_f) es el menor valor que puede alcanzar este indicador antes que resulte inconveniente transitar el pavimento.

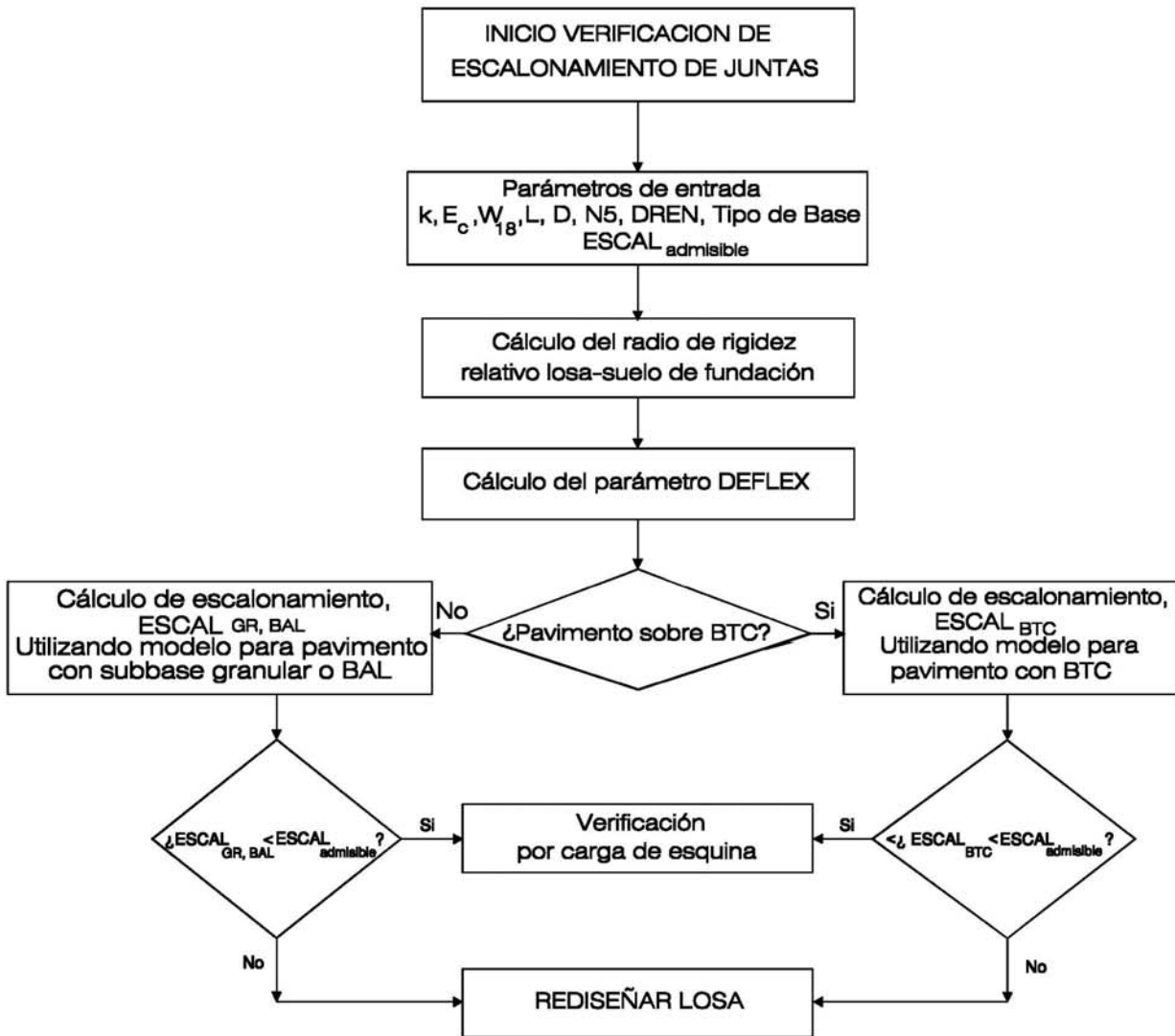
En la Tabla 3.604.203.A se entregan los valores que se recomiendan para estos parámetros. En situaciones especiales se podrán adoptar índices de serviciabilidad final distintos a los que se señalan en la Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

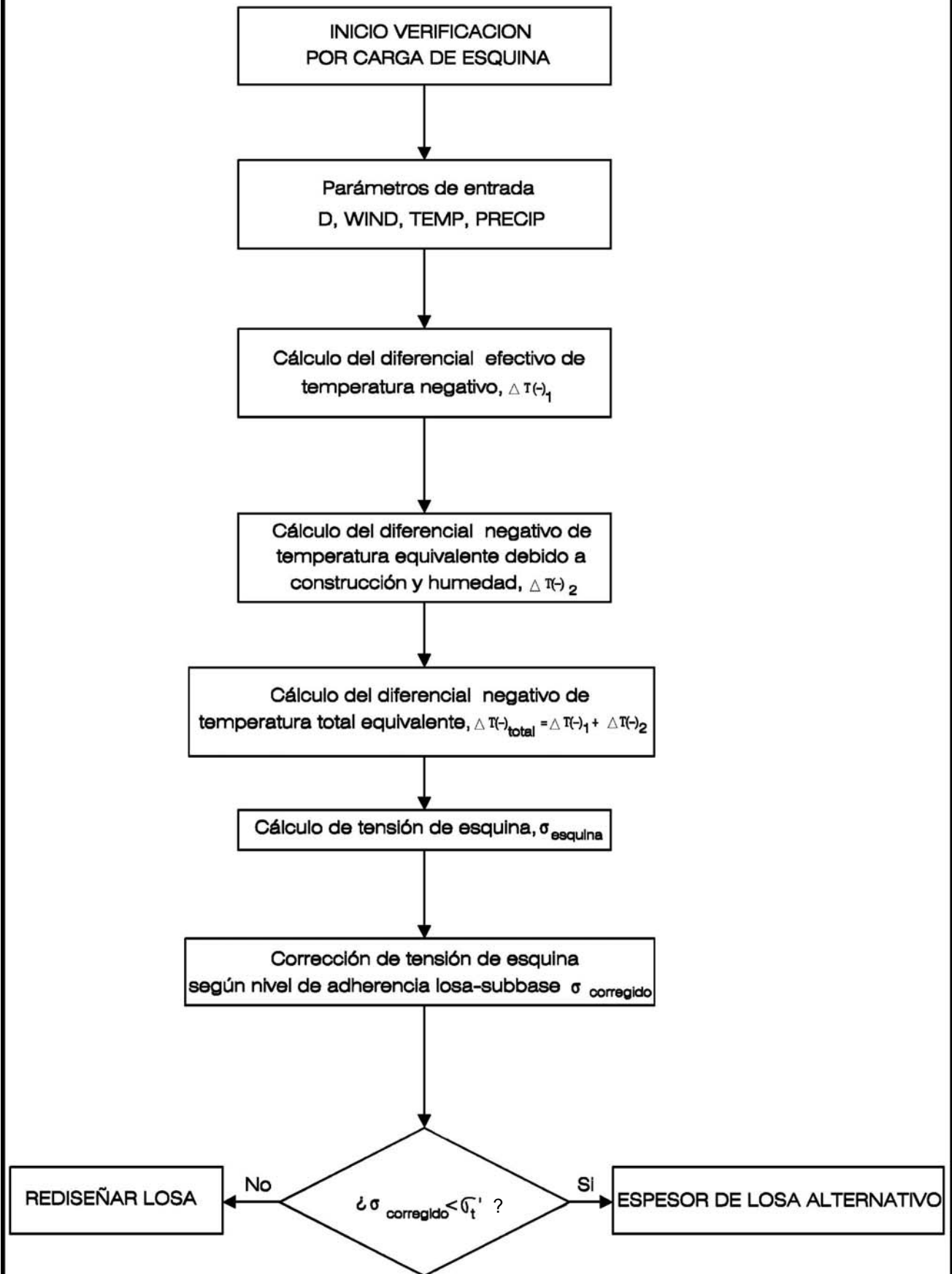
**TABLA 3.604.203.A
INDICES DE SERVICIABILIDAD**

Índice de Serviciabilidad Inicial (p_i)	4,5
Índice de Serviciabilidad Final (p_f)	2,0

3.604.204 Ejes Equivalentes Solicitantes. Las solicitaciones que deberá soportar la estructura se expresan como los EE acumulados durante el período de vida de diseño. Salvo que se indique o autorice especialmente de otra manera, normalmente los pavimentos rígidos deberán diseñarse en una sola etapa y para las vidas diseño que se indican en la Tabla 3.604.204.A.







**TABLA 3.604.204.A
VIDA DE DISEÑO**

CLASIFICACIÓN DEL CAMINO	VIDA DE DISEÑO (AÑOS)
Tránsito alto en zonas urbanas	10 – 30
Tránsito alto en zonas rurales	10 - 25
Tránsito medio y bajo	5 - 20

El cálculo de las solicitudes expresadas como ejes equivalentes (EE) se ajustará a los criterios expuestos en el Numeral 3.603.202 y teniendo en consideración los siguientes aspectos:

- El TMDA para el año de partida, así como las proyecciones futuras, deben responder a un estudio de demanda específico para el camino que se proyecta.
- El camino o proyecto debe dividirse en tramos homogéneos, en los que las solicitudes acumuladas durante la vida de diseño (EE) sean iguales o sensiblemente similares.
- En lo posible, se realizarán algunos pesajes de ejes para establecer, al menos, un orden de magnitud de los EE por tipo de vehículo que corresponda; los valores de EE/Veh incluidos en la Lámina 3.603.202.C deben utilizarse sólo cuando no se disponga de otra información. Por lo demás, debe tenerse en consideración que habitualmente las estratigrafías de pesos por eje resultan mucho más livianas en las proximidades de las plazas de pesaje fijas que en el resto de la red.
- El cálculo de los EE debe presentarse en un cuadro igual o similar al modelo que se incluye en la Lámina 3.603.202.E y en todo caso, debe incluir al menos antecedentes relacionados con el período de diseño, el TMDA para cada año, total y para cada una de las categorías en que se hubiera dividido el tránsito, el factor de pista de diseño, los EE estimados para cada año y los acumulados.

3.604.205 Confiabilidad. El grado de confiabilidad del diseño se controla por el factor de confiabilidad (F_R) que es función de un valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal (Z_R) y de la desviación normal del error combinado (S_0) de todos los parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento.

Para las situaciones normales, la Tabla 3.604.205.A indica los niveles de confianza a utilizar en los diseños y los correspondientes valores del coeficiente estadístico Z_R . En situaciones especiales, tales como vías urbanas o suburbanas de alto tránsito, túneles, accesos a viaductos con mucho tránsito, inmediaciones de las plazas de peaje, etc., se podrán adoptar niveles de confianza distintos a los que se señalan en dicha Tabla, siempre que se justifiquen adecuadamente y cuenten con la conformidad de la Dirección de Vialidad.

La desviación normal del error combinado (S_0), tal como se señala en el Numeral 3.603.204, incluye las dispersiones inherentes a todos los factores que influyen en el comportamiento del pavimento, entre los cuales tienen una participación preponderante los errores que pudieran darse en la predicción del tránsito solicitante y el grado de variabilidad que presentan los suelos de la subrasante. Cuando el nivel de solicitudes es muy elevado, la probabilidad de errar por defecto en la predicción es menor, debido a que la pista de diseño se encuentra a niveles cercanos a la saturación; asimismo, mientras mayor sea la dispersión de los valores representativos de los suelos de la subrasante, existe una probabilidad más alta de fallas. Por último, con el propósito de minimizar los trabajos de mantenimiento durante la vida de servicio de la obra, el nivel de confianza del diseño debe crecer en la medida que aumenta el tránsito.

La Tabla 3.604.205.A indica los valores que se recomienda utilizar en los diseños de pavimentos rígidos, en función de las solicitudes esperadas y del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio) de la serie de valores representativos de las características de los suelos de la subrasante.

TABLA 3.604.205.A
NIVEL DE CONFIANZA Y VALOR DEL S_0

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	Z_R	S_0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 15	60	- 0,253	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40
15 – 30	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40
30 – 50	70 – 75	- 0,524 – 0,674	0,34	0,35	0,36	0,38	0,39
50 – 70	75 – 80	- 0,674 – 0,841	0,32	0,33	0,34	0,37	0,38
70 – 90	80 – 85	- 0,841 – 1,037	0,30	0,31	0,32	0,35	0,36

Debido a la mayor dispersión que resulta al determinar el número estructural para subrasantes débiles, conviene utilizar el mayor valor del rango del nivel de confianza para subrasantes de baja capacidad de soporte y mal drenaje.

El factor de confiabilidad (F_R) se determina con los valores del Z_R y S_0 que se adopten, según la ecuación, 3.603.204(1).1:

$$\text{Log } F_R = - Z_R \cdot S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{-Z_R \cdot S_0} \quad (\text{ec. 3.603.204(1).1})$$

3.604.206 Módulo de Reacción de la Subrasante. El módulo de reacción de la subrasante, k (MPa/m), es el parámetro que se utiliza para caracterizar la capacidad de soporte de la subrasante. Muchas veces a la denominación de agrega la palabra “efectivo” para indicar que se está utilizando un valor medio compensado que toma en consideración las eventuales variaciones estacionales que, en ciertas circunstancias experimenta este parámetro a lo largo del año. En todo caso, se recomienda incluir esa consideración sólo cuando se prevea una penetración de la helada importante en suelos heladizos.

3.604.206(1) Correlaciones para Suelos Finos (A-4 a A-7, según clasificación AASHTO). La capacidad de soporte de los suelos finos está muy influenciada por el nivel de saturación (S_r) a que se encuentran. Esta es función del contenido de humedad (ω), el peso unitario seco o densidad seca (γ_d) y el peso específico (G). La relación es la siguiente:

$$S_r = \frac{\omega (\%) \cdot 16}{\gamma_d \cdot G} \quad (\text{ec. 3.604.206(1).1})$$

Para cada tipo de suelo fino la misma AASHTO, ha determinado una función lineal que relaciona el valor de k (MPa/m) con S_r . Debe tenerse en consideración que las relaciones fueron establecidas para humedades iguales y superiores a 50%, por lo que extrapolaciones para grados de humedad inferiores, pueden conducir a errores. Para los suelos tipo A-6, la función lineal es válida sólo hasta un 85% de humedad; a mayor grado de saturación, el valor de k disminuye menos que la función lineal.

La siguiente función lineal general, expresada en la ecuación 3.604.206(1).2, en que A y B toman los valores de la Tabla 3.604.206.A, permite determinar el valor de k que corresponde en cada caso.

$$k \text{ (MPa/m)} = A \cdot S_r + B \quad (\text{ec. 3.604.206(1).2}).$$

TABLA 3.604.206.A
VALORES DE A Y B PARA SUELOS FINOS

Clasificación Suelo	A	B
A - 4	- 0,44	55,73
A - 5	- 0,59	70,07
A - 6 (para $S_r < 80\%$)	- 1,11	116,00
A - 6 (para $S_r \geq 80\%$)	$K = 1,76 \cdot 10^8 S_r^{-3,578}$	
A - 7 - 5	- 0,77	86,14
A - 7 - 6	- 0,56	76,56

Nota: Para suelos A-4: usar ecuación A-4, si la densidad seca está entre 1.440 y 1.680 kg/m³ y CBR entre 4% y 8%. Usar ecuación A-7-6 para suelos con densidad seca entre 1.600 y 2.000 kg/m³ y CBR entre 5% y 15%.

3.604.206(2) Rangos de Valores de k para Suelos Granulares. Para suelos granulares los valores de k se pueden estimar con la Tabla 3.604.206.B.

TABLA 3.604.206.B
RANGOS DE VALORES DE k PARA SUELOS GRANULARES

CLASIFICACION AASHTO	DESCRIPCION	U.S.C. S	DENSIDAD SECA (kg/m ³)	CBR (%)	k (MPa/m)
suelos gruesos					
A-1-a, bien graduado	Grava	GW, GP	2.000-2.250	60 - 80	80 - 120
A-1-a, mal graduado			1.900-2.100	35 - 60	80 - 110
A-1-b	Arena gruesa	SW	1.750-2.100	20 - 40	55 - 110
A-3	Arena fina	SP	1.680- 1.900	15 - 25	40 - 80
Suelos A-2 (granulares con muchos finos)					
A-2-4, grava	Grava limosa	GM	1.100-2.300	40 - 80	80 - 135
A-2-5, grava	Grava limo arenosa				
A-2-4, arenosa	Arena limosa	SM	1.900-2.150	20 - 40	80 - 110
A-2-5, arenosa	Grava areno limosa				
A-2-6, grava	Grava arcillosa	GC	1.900-2.250	20 - 40	55 - 120
A-2-7, grava	Grava areno arcilla				
A-2-6, arenoso	Arena arcillosa	SC	1.680-2.100	10 - 20	40 - 95
A-2-7, arenoso	Arena gravo arcilloso				

3.604.206(3) Correlaciones con el CBR. La siguiente relación permite estimar el valor de k cuando se conoce el CBR, sin embargo, debe tenerse presente que el rango de variación respecto al promedio es del orden de $\pm 50\%$.

$$k \text{ (MPa/m)} = 69,78 \log_{10} (\text{CBR}) - 10,16 \quad (\text{ec. 3.604.206(3).1})$$

El CBR se debe determinar de acuerdo con el ensaye descrito en el Método 8.102.11 del MC-V8; para la zona norte (ver 3.604.4), los CBR deben determinarse a la humedad óptima (no saturados).

3.604.206(4) Determinación Mediante Ensayes con Placa de Carga. El valor de k correspondiente a la subrasante puede determinarse mediante dos tipos de ensayes de placa de carga; ensayes con cargas estáticas repetitivas (AASHTO T221, ASTM D1195) o ensayes con cargas estáticas no repetitivas (AASHTO T222, ASTM D1196). Estos ensayes no fueron desarrollados para el caso específico del diseño de pavimentos rígidos, por lo que no proporcionan en forma explícita el valor del parámetro k requerido por el método de diseño.

El diseño de los pavimentos rígidos requiere el k estático elástico; puede determinarse con cualquiera de los dos ensayos indicados sobre una subrasante terminada o sobre un terraplén, siempre que su altura sea de a lo menos 3 m; en caso contrario el resultado obtenido debe corregirse utilizando el ábaco Lámina 3.604.206.A.

El ensaye debe realizarse con un plato de 762 mm (30") de diámetro. En el ensaye repetitivo, el k se determina como la razón entre la carga y la deformación elástica (la parte que se recupera de la deformación total); en el ensaye no repetitivo, se usa la razón entre carga y deformación para una deformación de 1,25 mm (0,05").

3.604.206(5) Ajustes para Diseño. El valor del k del suelo natural debe modificarse cuando se presentan cualquiera (o ambas) de las siguientes condiciones:

- a existencia de un estrato rígido, tal como roca o un estrato de suelo firmemente cementado (tosca, canchagua, manto de caliche, etc.) localizado hasta 3 m por debajo del nivel de la rasante
- un terraplén construido sobre el suelo natural.

Para ajustar el valor del k cuando se dan las condiciones señaladas, se puede utilizar el ábaco de la Lámina 3.604.206.A.

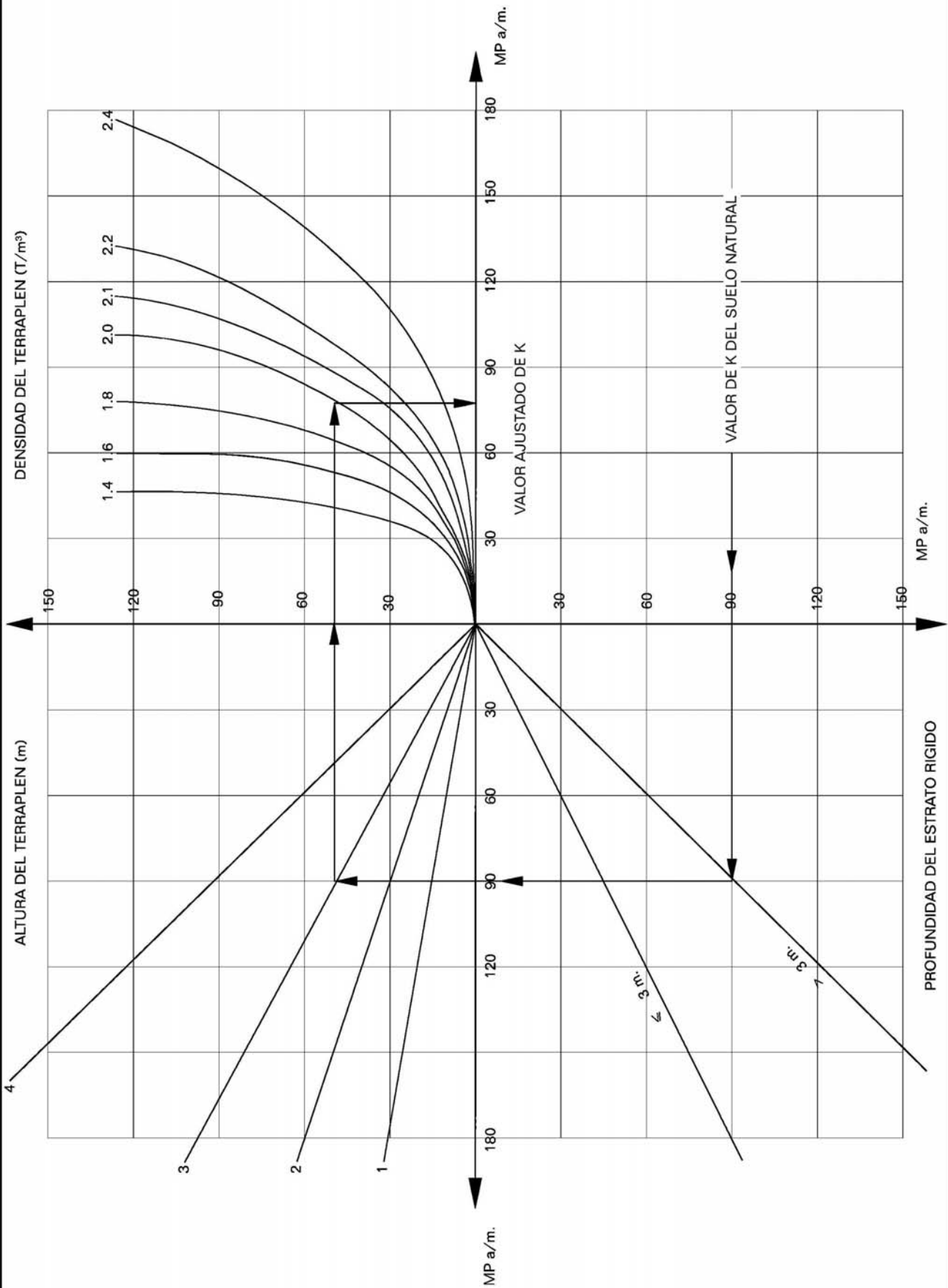
3.604.206(6) Sistematización del Análisis de la Información de la Prospección de Suelos. El valor representativo de las características de una determinada subrasante, para la que se cuenta con una serie de valores provenientes de la prospección de suelos, es fundamental para lograr un diseño adecuado del pavimento. Consecuentemente, la información recogida debe tratarse en forma sistemática y ordenada, de manera de asegurarse que los valores adoptados sean efectivamente los representativos de la situación real.

La siguiente pauta define un procedimiento para analizar en forma sistemática y secuencial la información originada en una prospección de suelos con el propósito de caracterizar una subrasante; se ha supuesto una prospección mediante ensayos tradicionales (el procedimiento cuando se dispone de ensayos no destructivos, tipo deflectometría, se indica en el Numeral 3.605.104 Evaluación del Pavimento Existente):

- Programar la prospección cuando se disponga de un perfil longitudinal del proyecto con la rasante prácticamente definitiva, aún cuando no necesariamente con todos sus parámetros y elementos calculados o totalmente definitivos.
- Preparar un cuadro, que puede ser igual o similar al de la Lámina 3.604.206.B que se incluye como ejemplo, conteniendo al menos la información que allí se indica, cuando se utiliza el CBR para calcular el k e introduciendo las alteraciones necesarias, cuando se utiliza otro procedimiento. Los antecedentes a consignar deben corresponder a los del estrato más débil detectado hasta una profundidad de mínimo 1,5 m por debajo de la rasante del camino y de preferencia hasta 3 m por debajo de ella.

Los antecedentes incluidos en las diferentes columnas de la Lámina 3.604.206.B son los siguientes:

- Columnas 1 y 2 : Número correlativo y localización (kilometraje) de la prospección.
- Columna 3 : Número de la muestra/profundidad respecto de la superficie del suelo natural de donde se extrajo la muestra.
- Columna 4 : Altura de la rasante sobre el suelo natural; (+) terraplén, (-) corte.
- Columnas 5 y 6 : Clasificación de suelos; sistemas U.S.C.S. y AASHTO.
- Columnas 7 y 8 : En el ejemplo se indican los Límites de Atterberg; si el k se determinara por correlación con la clasificación y grado de saturación, debería cambiarse por el contenido de humedad (w) y el peso específico.



- Columna 9 : Peso Unitario Seco (PUS).
- Columna 10 : En el ejemplo se indica el CBR al 95% de D.M.C.S.; en otros casos se podría indicar el grado de saturación.
- Columna 11 : En el ejemplo se incluye el porcentaje de la densidad respecto al Proctor; en otros cálculos podría eliminarse.
- Columna 12 : Se indica el CBR a la densidad natural. (Los valores para CBR no ensayados se deben estimar en base principalmente a la clasificación del suelo según AASHTO, la Densidad Natural y/o el porcentaje del Proctor).
- Columna 13 : Valor de k calculado (k nat) por alguno de los procedimientos indicados en 3.604.206.
- Columna 14 : Valor del k modificado (k cor) por la presencia de un estrato rígido a menos de 3 m de profundidad y/o por existir un terraplén que modifica el k según el ábaco de la Lámina 3.604.206.A.
- Columna 15 : Valor del k adoptado para el diseño.

3.604.206(7) Módulo de Reacción de la Subrasante de Diseño. El método de diseño AASHTO utiliza como k de diseño, el valor promedio de la serie muestral; por otra parte, adoptando el S_0 adecuado, se incorpora la dispersión que presenta la serie por medio del coeficiente de variación (coeficiente de variación = desviación estándar / promedio). Por lo tanto, utilizar procedimientos más conservadores para definir el valor de diseño implica aceptar coeficientes de seguridad mayores que los necesarios, además que se pierde el control sobre el nivel de confianza con que resulta el diseño.

Como criterio general para un buen diseño, se recomienda evitar dejar hasta 1,5 a 2,0 m por debajo de la rasante, suelos de baja capacidad soporte, es decir, suelos con el equivalente a $CBR \leq 3\%$, salvo que un estudio o tratamiento especial asegure que se comportarán en forma adecuada. Cuando se presentan suelos de las características señaladas, normalmente existen tres posibilidades para ajustarse al requerimiento de mejorar su capacidad soporte:

- Realizar un estudio de Mecánica de Suelos que permita establecer procedimientos para densificar el suelo, normalmente junto con drenarlo, con lo que mejora su capacidad soporte.
- Reemplazar un estrato del suelo de baja capacidad por otro mejor. Esta solución presenta el problema de cómo evitar que el tramo donde se realizó el reemplazo se convierta en un especie de "piscina", con lo que se pierde todo el efecto deseado. La "piscina" se crea porque el suelo de reemplazo es normalmente mucho más permeable que el que lo rodea, de manera que el agua que alcanza hasta él no puede drenar.
- Colocar una tela tipo geotextil que aumente la capacidad soporte del suelo. Esta alternativa, normalmente de fácil aplicación, permite considerar que la colocación del geotextil equivale a elevar la capacidad soporte del suelo en el equivalente de 3% a 5% del CBR, tal como se explica en 3.602.407.1. De acuerdo con ello, si sobre un suelo $CBR = 2\%$ se coloca una tela geotextil, equivale para los efectos del comportamiento, como si el suelo tuviera una capacidad soporte de CBR entre 5% y 7%. En todo caso, para utilizar este procedimiento debe verificarse que el recubrimiento sobre la tela sea el adecuado para evitar ahuellamientos, deformaciones y eventuales roturas de la tela.

Por otra parte, en las zonas donde la rasante impone terraplenes, el k representativo debe modificarse tal como se muestra en la Lámina 3.604.206.A, en función de la altura del terraplén y la densidad de los suelos que lo conforman. También modifica el k la presencia de un estrato rígido a menos de 3 m de profundidad.

En el caso de cortes de alturas importantes, el plano de la subrasante normalmente intercepta suelos de mucho mejor calidad que los detectados en la superficie; esta circunstancia también debe ser considerada para el diseño.

Cualquiera fuere la razón o el procedimiento que se utilice para modificar la capacidad soporte del suelo en la zona representada por la muestra, el valor correspondiente del k representativo se coloca en la columna 14 del cuadro de la Lámina 3.604.206.B.

El siguiente paso es establecer el k de diseño para sectores o tramos considerados homogéneos en cuanto a las características de los suelos. Se considera que un tramo es homogéneo cuando el coeficiente de variación no es superior a 50%; con este valor se determina el correspondiente S_0 , para lo que se utiliza la Tabla 3.604.205.A. Sin embargo, como el S_0 depende del coeficiente de variación y por consiguiente modifica los espesores de la estructura, es conveniente analizar más de una sectorización antes de optar por una definitiva.

Una vez definida la sectorización se calcula, para cada tramo, el k promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación. Los valores del k superiores al promedio más 2 desviaciones estándar, se desechan y no entran en el cálculo; las zonas o áreas representadas por valores inferiores al promedio menos 2 desviaciones estándar, deben tratarse para mejorar la calidad del suelos de fundación, para lo cual pueden aplicarse algunos de los procedimientos indicados más arriba.

3.604.206(8) Ejemplo de Cálculo del k . En la Lámina 3.604.206.B se incluye un ejemplo de cómo determinar el Módulo de Reacción de la Subrasante se diseño. El procedimiento es el siguiente:

- En las columnas 1 a la 12 se anotaron los antecedentes básicos descritos en 3.604.206(6). Se señalan los CBR a la densidad natural, tanto determinados en laboratorio como estimados, básicamente por correlación con los anteriores por la clasificación de los suelos y la densidad natural; estos se individualizan con una letra "e" al costado derecho de la columna.
- En la columna 13 se anota el valor de k correspondiente a la densidad natural, calculado con alguno de los procedimientos indicados en 3.604.206.
- En la columna 14 se indica el valor del k corregido, sea por la presencia de un estrato rígido a menos de 3 m de profundidad (Lámina 3.604.206.A), sea por la existencia de un terraplén (Lámina 3.604.206.A) o por un reemplazo de material.
- Debajo de la columna 14 se entrega una serie de antecedentes respecto de la serie analizada, compuesta de 21 valores:

Promedio	= 64,5 MPa/m
Desv. Estándar	= 23,6 MPa/m
C. Variación	= 36,6 %
Promedio más 2 desv. Estándar	= 111,8
Promedio menos 2 desv. Estándar	= 17,3

- El tramo es homogéneo pues el coeficiente de variación es menor que 50%. No se requiere de una división adicional.
- El valor correspondiente al Pozo N° 8, $k = 127$ MPa/m es mayor que el promedio más 2 desviaciones estándar, por lo que corresponde retirarlo.
- La nueva serie (k dis en la columna 15) queda compuesta ahora de sólo 20 valores y tiene las siguientes características:

Promedio	= 61,4 Mpa/m (valor de diseño)
D. Estándar	= 19,3 %
C. Variación	= 31,4 %
- Para los efectos de diseño se debe utilizar $k = 61$ Mpa/m.
- De acuerdo con la Tabla 3.604.205.A para un coeficiente de variación de 31%, corresponde elegir un S_0 , en función de los EE solicitantes de los que se indican en la columna correspondiente a $S_0 = 30\%$.

3.604.207 Resistencia a la Flexotracción y Módulo de Elasticidad del Hormigón. Para el diseño se debe utilizar exclusivamente, la resistencia media de diseño a la flexotracción a 28 días y con las cargas de ensaye en los tercios. El valor a asignar a este parámetro dependerá de las posibilidades que existan en la zona del proyecto para preparar hormigones de calidad. Sin perjuicio de lo anterior, para situaciones donde no se presenten condicionantes restrictivas (disponibilidad de áridos de calidad, equipo de preparación adecuado, etc.), en función del tipo de vía, se recomiendan los valores que se indican en la Tabla 3.604.207.A.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Pozo Nº	Km.	Nº/prof	H rasante	U.S.C.S.	AASHTO	IP	LL	P.U.S.	CBR 95	Dens(%)	CBR nat	k nat	k corr	k dis
1	0,3	1/0,5	0,5	ML	A-4(4)	7	31	1,49	27,9	81	5,9	44	44	44
2	0,5	4/0,5	0,7	ML-CL	A-4(1)	6	27	1,65			7,0 e	49	49	49
3	0,75		-2	GC							15,0 e	72	72	72
4	1	6/0,6	0,2	GM	A-7-6(4)	14	42	1,59			3,0 e	23	23	23
5	1,3	7/0,6	-0,3	GC	A-2-6(0)	13	37	1,81	38,9	91,5	24,1	86	86	86
6	1,5	8/0,6	-0,4	GM	A-2-4(0)	14	42	1,59			10,0 e	60	60	60
7	1,76	9/0,5	-1	GM	A-2-6(0)	11	36	-			10,0 e	60	60	60
8	2	11/0,6	0,8	GW	A-1-a(0)	4	22	2,12	102	94	92,1	127	127	
9	2,3	13/0,7	0	SC	A-6(2)	11	29	1,69	22,9	85,1	6,5	47	47	47
10	2,5	14/0,7	0,5	CL	A-6(4)	14	34	1,79			6,0 e	44	44	44
11	2,74	15/0,6	0,7	GP-GC	A-2-7(0)	22	45	1,98	19	95	19,0	79	79	79
12	3	16/0,1	2	GC	A-7-6(3)	19	45	1,63			3,0 e	23	33	33
13	3,27	18/0,6	3	CL	A-6(7)	15	34	1,55	20,9	83	4,3	34	65	65
14	3,5		2	roca fisurada							15,0 e	72	85	85
15	3,75	20/0,8	-3	GM	A-2-4(0)	8	32	1,77	79,3	83,6	11,4	64	64	64
16	4	21/0,6	0	GC	A-2-7(2)	21	41	1,77			15,0 e	72	72	72
17	4,25	22/0,6	1	GM	A-1-a(0)	3	23	1,91	107,6	86,7	31,3	94	94	94
18	4,5	23/0,6	1,3	GW-GM	A-1-a(0)	4	26				15,0 e	72	72	72
19	4,82			roca							15,0 e	72	72	72
20	5,02	24/0,6	-5	CL	A-6(5)	13	32	1,61	14,1	84,9	4,4	35	35	35
21	5,2	26/0,6	-0,3	GM	A-1-a(0)	NP	NP				15,0 e	72	72	72
(e)	CBR deducido por correlación													
kcorr :	k nat modificado por estrato rígido prof < 3 m y/o por terraplén según columna 4 : se ha supuesto 2.100 kg/m3 de densidad													
	Promedio 64,5 Desv. Standard 23,6 Coef. Variación 36,3 Prom. + 2 D Estándar. 111,8 Prom. - 2 D Estándar. 17,3													

TABLA 3.604.207.A
RESISTENCIA A LA FLEXOTRACCION
(promedio a los 28 días)

Tipo de Vía	Resistencia a la Flexotracción (MPa)
Vías principales y Autopistas	4,8 – 5,4
Vías Colectoras	4,6 – 5,0
Caminos Secundarios	4,2 – 4,8

Para el Módulo de Elasticidad de hormigones de características normales se recomienda, en general, utilizar el valor de 29.000 MPa. También se puede estimar con la siguiente relación, en función de la resistencia a la compresión cilíndrica:

$$E_c = 4.779,4 \times f^{0,5} \quad (\text{ec. 3.604.207.1})$$

en que:

- E_c : Módulo de elasticidad del hormigón (MPa)
 f : Resistencia a la compresión cilíndrica (MPa)

3.604.208 Módulo de Elasticidad y Coeficiente de Fricción de la Base. La Tabla 3.604.208.A incluye valores que permiten estimar el módulo de elasticidad de la base que se utilice y el coeficiente de fricción entre base y pavimento.

TABLA 3.604.208.A
MODULOS DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTES DE FRICCIÓN DE LAS BASES

Tipo de Material de Base	Módulo Elasticidad (MPa)	Coeficiente de Fricción		
		Bajo	Medio	Alto
Suelo Fino	20,6 – 275,6	0,5	1,3	2,0
Arena	68,9 – 172,3	0,5	0,8	1,0
Granular	103,4 - 310,1	0,7	1,4	2,0
Lámina Polietileno	-	0,5	0,6	1,0
Arcilla Estabilizada con Cal	137,8 – 482,3	3,0	-	5,3
Base Tratada con Cemento	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	8,0	34	63
Base Tratada con Asfalto	2067 – 4134	3,7	5,8	10
Hormigón Pobre sin Compuesto Curado	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	> 36		
Hormigón Pobre con Simple o Doble Compuesto Curado.	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	3,5	-	4,5

f_c' : Resistencia a la compresión cúbica (MPa).

3.604.209 Factor de Ajuste por Tipo de Berma. El Factor de ajuste por el tipo y características de la berma a construir, se incluye en la Tabla 3.604.209.A. El concepto de borde libre implica una pista de circulación de 3,5 m de ancho con bermas granulares, sin revestir, revestidas con un tratamiento superficial o con una capa asfáltica; la berma de hormigón amarrada se refiere a una berma pavimentada con un pavimento de hormigón de no menos de 150 mm de espesor, 600 mm de ancho y amarrada a la pista mediante barras de acero y la pista ensanchada se refiere a una pista de no menos de 4,3 m de ancho construida de una sola vez, en la que se demarca para que el tránsito circule como en una pista de 3,5 m de ancho.

TABLA 3.604.209.A
FACTOR DE AJUSTE POR TIPO DE BERMA

Tipo de Berma	Factor TB
Borde libre	1,00
Berma de hormigón amarrada	0,94
Berma de pista ensanchada	0,92

3.604.210 Temperaturas y Precipitaciones. El modelo para diseño requiere de antecedentes relacionados con el clima de la zona donde se emplaza el proyecto; se recomienda adoptar el promedio de al menos un periodo de 10 años. Los parámetros que intervienen son:

- Velocidad media anual del viento (nudos)
- Temperatura del aire media anual (° C)
- Precipitación media anual (mm)
- Número de días con precipitación mayor que 5 mm

En la Tabla 3.604.210.A se entregan antecedentes estadísticos de las condiciones climáticas en una serie de lugares a lo largo del país, como valores promedios para un periodo de 10 años. Cuando se requiera diseñar un pavimento localizado en un lugar diferente a los incluidos en la Tabla, será necesario obtener la información estadística adicional que corresponda.

TABLA 3.604.210.A
ESTADISTICAS CLIMATICAS

UBICACION	ESTACION SINOPTICA	TEMPERATURA MEDIA ANUAL °C	PRECIPITACION MEDIA ANUAL Mm	VEL. VIENTO MEDIA ANUAL NUDOS	DIAS CON PRECIPITACION MAYOR QUE 5 mm
La Serena	La Florida	13,6	83,6	5,9	3
Longotoma	Longotoma	13,5	247,2	1,3	13
Valparaíso	Lago Peñuelas	13,5	649,4	1,3	28
Santiago	Quinta Normal	14,5	320,4	2,8	18
Curicó	General Freire	13,3	658,0	4,4	35
Chillán	Bernardo O'Higgins	12,7	1163,0	5,6	56
Concepción	Carriel Sur	12,4	1087,2	9,1	78
Los Angeles	María Dolores	12,0	1675,0	5,4	78
Temuco	Maquehue	11,2	1278,2	5,2	70
Valdivia	Pichoy	11,0	1874,1	5,0	111
Osorno	Cañal Bajo	10,4	1390,1	6,0	110
Coyhaique	Carlos Ibáñez	8,8	1485,4	6,6	93,5
Punta Arenas	Teniente Vidal	6,3	413,3	14,3	64,2

3.604.211 Estructuración. Los pavimentos rígidos que se diseñen bajo los términos que señala este Manual y salvo, instrucción o aprobación especial de la Dirección de Vialidad, deberán ajustarse a los siguientes términos generales:

- Deben diseñarse con una base granular de 150 mm de espesor compactado.
- Las juntas de contracción se distanciarán entre 3 y 5 m, debiendo adoptarse el valor inferior para zonas donde las variaciones de temperaturas sean extrema y el superior donde ellas sean menos pronunciadas. En cualquier caso, la distancia entre juntas es uno de los parámetros que intervienen en el diseño, por lo que deberá analizarse cuál es la distancia más conveniente para cada proyecto en especial.
- Cualquiera fuere el espesor resultante al aplicar las relaciones que se incluyen en este Manual, los pavimentos de hormigón a diseñar para la Dirección de Vialidad no tendrán más de 300 mm de espesor.
- El espesor mínimo normal será de 180 mm, salvo que se demuestre en base a valorizar los parámetros que intervienen en el diseño, que dicho espesor puede disminuirse en un caso especial.

3.604.212 Determinación de Espesores

3.604.212(1) Tensión de Tracción Máxima en la Losa con Carga de Borde, Considerando el Efecto de la Temperatura. La tensión de tracción máxima considerando carga de borde y los efectos de la temperatura (σ_t') se determina con la ecuación siguiente:

$$\sigma_t' = \sigma_1 \cdot TB \cdot F \cdot \left(1,0 + \left(\frac{5}{9}\right) \cdot b \cdot \Delta T(+)\right) \quad [\text{MPa}] \quad (\text{ec. 3.604.212(1).1})$$

dónde:

σ_1 = Tensión de tracción máxima en la losa de hormigón para una condición de carga de borde, en MPa, dada por la ecuación 3.604.212(1).2.

$$\sigma_1 = \frac{80.012,743}{D^2} \cdot \left[4,227 - 4,547 \cdot \left(\frac{180}{l}\right)^{0,2} - 0,00158 \cdot \left(\frac{E_b \times H_b}{k}\right)^{0,5} - 0,0308 \left(H_b \cdot \left(\frac{E_b}{E_c}\right)^{0,75}\right)^{0,5}\right] \quad (\text{ec. 3.604.212(1).2})$$

$$l = 5,622 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad [\text{mm}] \quad (\text{ec. 3.604.212(1).3})$$

D : Espesor de losa (mm).

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón (salvo condiciones especiales, usar 29.000 MPa).

E_b : Módulo de elasticidad de la base, MPa.

H_b : Espesor de la base, mm.

k : Módulo de reacción de la subrasante, MPa/m.

μ : Razón de Poisson para el hormigón (salvo casos especiales utilizar 0,15).

TB : Factor de ajuste por tipo de berma dado por la Tabla 3.604.209.A.

F : Factor de ajuste por fricción dado por la ecuación 3.604.212(1).4.

$$F = 1,177 - 2,457 \cdot 10^{-7} \cdot D \cdot E_b - 4,549 \cdot 10^{-4} \cdot D + 9,100 \cdot 10^{-5} \cdot E_b - 0,000315 \cdot f \quad (\text{ec. 3.604.212(1).4})$$

f : Coeficiente de fricción entre la losa y la base dado por la Tabla 3.604.208.A.

b : Factor de ajuste por longitud de losa dado por la ecuación 3.604.212(1).5.

$$\log b = -1,944 + 2,279 \cdot \frac{D}{l} + 91,7 \cdot \frac{L}{l} - 75718996,95 \cdot \frac{D^2}{k \cdot l^4} + \left(\frac{0,731}{l} \right) \cdot \left(\frac{E_b \cdot H_b^{1,5}}{k} \right)^{0,5} \quad (\text{ec. 3.604.212(1).5})$$

$$- 118,872 \cdot \frac{D^2}{k \cdot l^2} - 8,711 \cdot 10^{10} \cdot \frac{D^3 \cdot L}{k \cdot l^6}$$

L : Distancia entre juntas de contracción (m)

$\Delta T(+)$ = Diferencial efectivo de temperatura positivo. Se define como la diferencia entre la temperatura de la fibra superior e inferior de la losa, en ° C, dado por la ecuación 3.604.212(1).6.

$$\Delta T(+)= 12,33 - \frac{2385,715}{D} + 0,707 \cdot \text{WIND} + 0,596 \cdot \text{TEMP} - 5,924 \cdot 10^{-4} \cdot \text{PRECIP} \quad (\text{ec. 3.604.212(1).6})$$

WIND : Velocidad media anual del viento, nudos.
TEMP : Temperatura media anual del ambiente, ° C.
PRECIP : Precipitación media anual, mm.

3.604.212(2) Tensión de tracción máxima en la losa para una condición de carga de borde, considerando efecto de temperatura, en las condiciones de la Prueba AASHO. La tensión de tracción máxima considerando carga de borde y efecto de temperatura, en las condiciones de la Prueba AASHO, se determina mediante la ecuación 3.604.212(2).1

$$\sigma_t = \sigma_{l(AASHO)} \cdot F_{AASHO} \cdot \left(1,0 + \left(\frac{5}{9} \right) \cdot b_{AASHO} \cdot \Delta T(+)_AASHO \right) \quad (\text{ec. 3.604.212(2).1})$$

$$\sigma_{l(AASHO)} = \frac{80012,743}{D^2} \cdot \left[4,125 - \left(\frac{7,286}{D^{0,15}} \right) \right] \quad (\text{ec. 3.604.212(2).2})$$

donde:

$$F_{AASHO} = 1,192 - 0,000497 \cdot D \quad (\text{ec. 3.604.212(2).3})$$

$$\log b_{AASHO} = -1,944 + 0,134 \cdot D^{0,25} - 0,0137 \cdot D^{0,5} + \frac{29,0679}{D^{0,75}} - \frac{30,150}{D} - \frac{546,368}{D^{1,5}} \quad (\text{ec. 3.604.212(2).4})$$

$$\Delta T(+)_AASHO = 25,308 - \frac{2527,859}{D} \quad (\text{ec. 3.604.212(2).5})$$

3.604.212(3) Verificación del Escalonamiento sin Barras de Traspaso de Cargas. Para verificar la magnitud de los escalonamientos se utilizan modelos desarrollados por la Dirección de Vialidad, a través del Instituto de Investigaciones y Ensaye de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile en 1997. Los modelos son para pavimentos de hormigón simple con juntas sin barras de traspaso de carga. En general, los modelos se calibraron en pavimentos en servicio que experimentaron bajos escalonamientos de las juntas transversales y por lo tanto, se encuentran en revisión; en cualquier caso es la información disponible más fidedigna para las condiciones nacionales.

- Pavimento sobre Base Tratada con Cemento.

$$ESCAL_{BTC} = W_{18}^{0,434729} \cdot (0,009539 \cdot N5 + DEFLEX^{0,378606} + 0,058668 \cdot DREN - 0,150972) \quad (\text{ec. 3.604.212(3).1})$$

donde:

- ESCAL_{BTC} : Escalonamiento promedio de juntas transversales para pavimentos sobre una Base Tratada con Cemento, mm.
 W₁₈ : Ejes Equivalentes acumulados, millones.
 N5 : Número de días con precipitación mayor a 5 mm.
 DEFLEX : Deflexión de esquina de la losa (ecuación 3.604.212(3).2), cm.
 DREN : 0 si existe dren.
 : 1 en cualquier otro caso.

con:

$$DEFLEX = \left(\frac{P}{k \cdot l^2} \right) \cdot \left(1,1 - \frac{0,88 \cdot a \cdot \sqrt{2}}{l} \right) \quad (\text{ec. 3.604.212(3).2})$$

donde:

- P : Carga de rueda, 4086 kg.
 a : Radio del área de carga, 14,37 cm.
 l : Radio de rigidez relativa sistema losa fundación, cm.

$$l = 0,562 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad (\text{ec. 3.604.212(3).3})$$

- E_c : 29.000 MPa
 D : Espesor de losa, mm.
 μ : Coeficiente de Poisson (μ = 0,15)
 k : Módulo de reacción de la subrasante, MPa/m

- Pavimento sobre Bases Abiertas Ligadas y Granulares.

$$ESCAL_{GR,BAL} = W_{18}^{0,461188} \cdot (0,006742 \cdot N5 - 0,125288 \cdot GR - 0,148135 \cdot BAL + DEFLEX^{0,369655} + 0,457194 \cdot DREN - 0,373423) \quad (\text{ec. 3.604.212(3).4})$$

donde:

- ESCAL_{GR, BA} : Escalonamiento promedio de juntas transversales, mm.
 W₁₈ : Ejes Equivalentes acumulados, millones.
 N5 : Número de días con precipitación mayor a 5 mm.
 DEFLEX : Deflexión de esquina de la losa (ecuación 3.604.212(3).2), cm.
 DREN : 0 si existe dren
 : 1 en cualquier otro caso.
 GR : 1 si es base granular.
 : 0 en cualquier otro caso.
 BAL : 1 si es base abierta ligada.
 : 0 en cualquier otro caso.

Para que el diseño sea aceptable y salvo que expresamente la Dirección de Vialidad acepte para un caso específico otra cosa, el escalonamiento no debe superar los 5 mm. Se debe tener en consideración que en la gran mayoría de los casos, un escalonamiento excesivo no se soluciona simplemente aumentando el espesor del pavimento. Diseñando con losas más cortas se disminuye el escalonamiento; si por ese procedimiento aún no se logra un escalonamiento aceptable, sólo queda incorporar barras de traspaso de cargas en las juntas.

3.604.212(4) Verificación por Carga de Esquina. La verificación por cargas en las esquinas se realiza sólo cuando no se consideran barras de traspaso de cargas en las juntas; el proceso de verificación consiste en lo siguiente:

- Determinar el espesor de losa requerido, asumiendo que la carga crítica es aquella ubicada en el borde (Numeral 3.604.212(1)).
- Calcular la tensión de borde de losa (Numeral 3.604.212(1)).
- Calcular el diferencial de temperatura negativo equivalente consecuencia del efecto de temperatura, alabeo de construcción y humedad, para lo que se utilizan las siguientes expresiones:

Diferencial efectivo de temperatura negativo, °C:

$$\Delta T(-)_1 = -28,62 + \frac{2377,897}{D} + 0,817 \cdot \text{WIND} + 0,227 \cdot \text{TEMP} + 2,884 \cdot 10^{-4} \cdot \text{PRECIP} \quad (\text{ec. 3.604.212(4).1})$$

donde:

- $\Delta T(-)_1$: diferencial efectivo de temperatura negativo. Se define como la diferencia entre la temperatura de la fibra superior e inferior de la losa, en °C.
- D : espesor de losa, mm.
- WIND : velocidad media anual del viento, nudos.
- TEMP : temperatura media anual del ambiente, °C.
- PRECIP : precipitación media anual, mm.

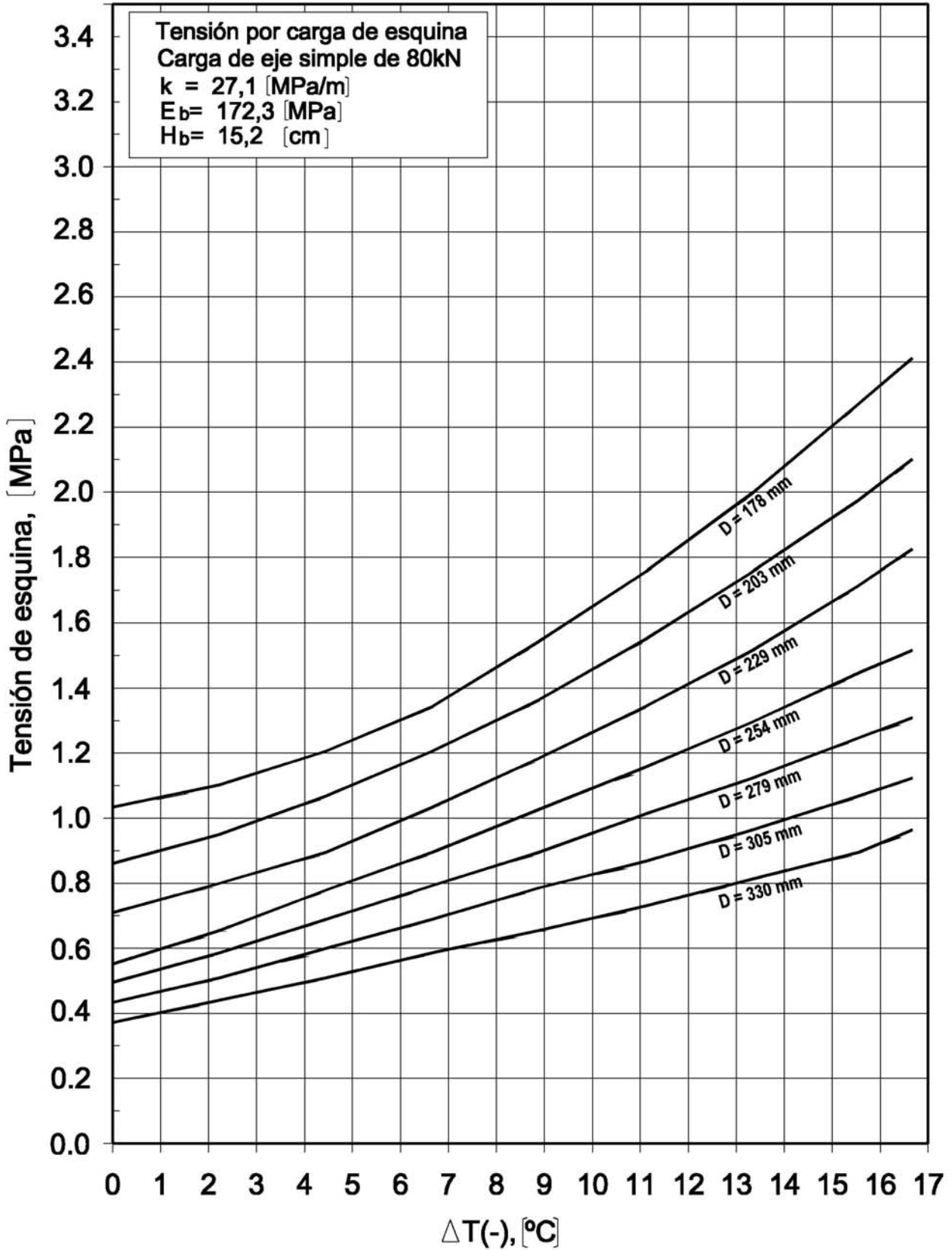
Gradiente negativo de temperatura equivalente debido a curvatura por construcción y humedad ($\Delta T(-)_2$):

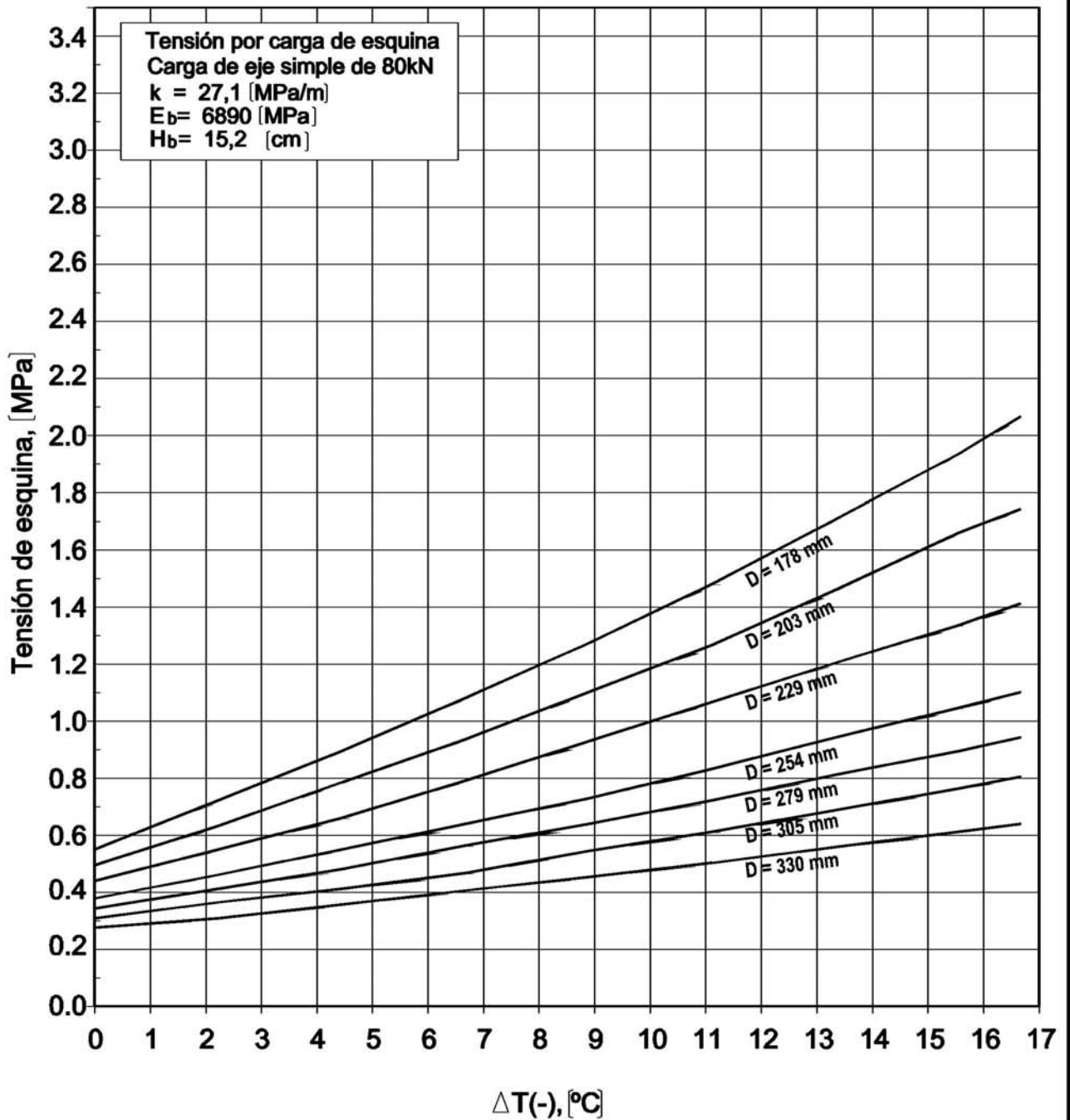
- Para clima húmedo; precipitación media anual ≥ 760 mm \Rightarrow 0 a 0,044 °C/ mm; se sugiere utilizar 0,022 °C/mm
- Para clima seco; precipitación media anual < 760 mm \Rightarrow 0,022 a 0,066 °C/ mm; se sugiere utilizar 0,044 °C/mm
- Calcular la tensión de esquina en la losa por efecto de carga y alabeo por temperatura. Esta tensión se estima de los gráficos que se presentan en las Láminas 3.604.211.A1, A2, A3, A4, A5, A6 y A7, considerando $\Delta T(-) = \Delta T(-)_1 + \Delta T(-)_2$. Esos gráficos están referidos para dos tipos de base y tres tipos de subrasante, considerando la losa totalmente adherida a la base.
- Corregir la tensión de esquina según nivel de adherencia para el caso de bases tratadas.
- Comparar la tensión producto de una carga en el borde de la losa y la tensión producida por una carga en la esquina.

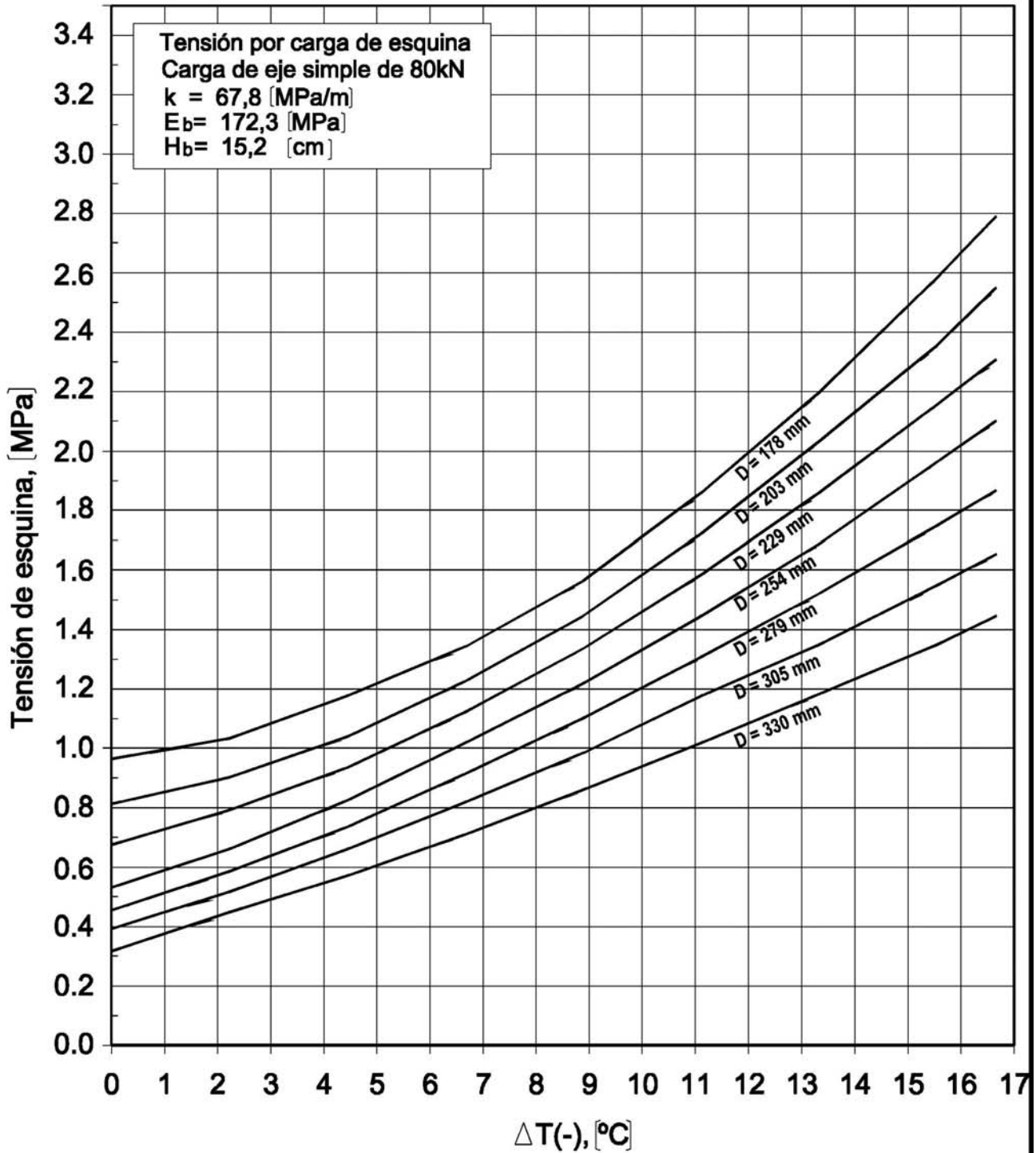
Si la tensión producto de una carga en la junta, combinada con un gradiente negativo de temperatura, es mayor que aquella que produce una carga ubicada en la mitad de la losa combinada con un gradiente positivo de temperatura, entonces se debe rediseñar el pavimento.

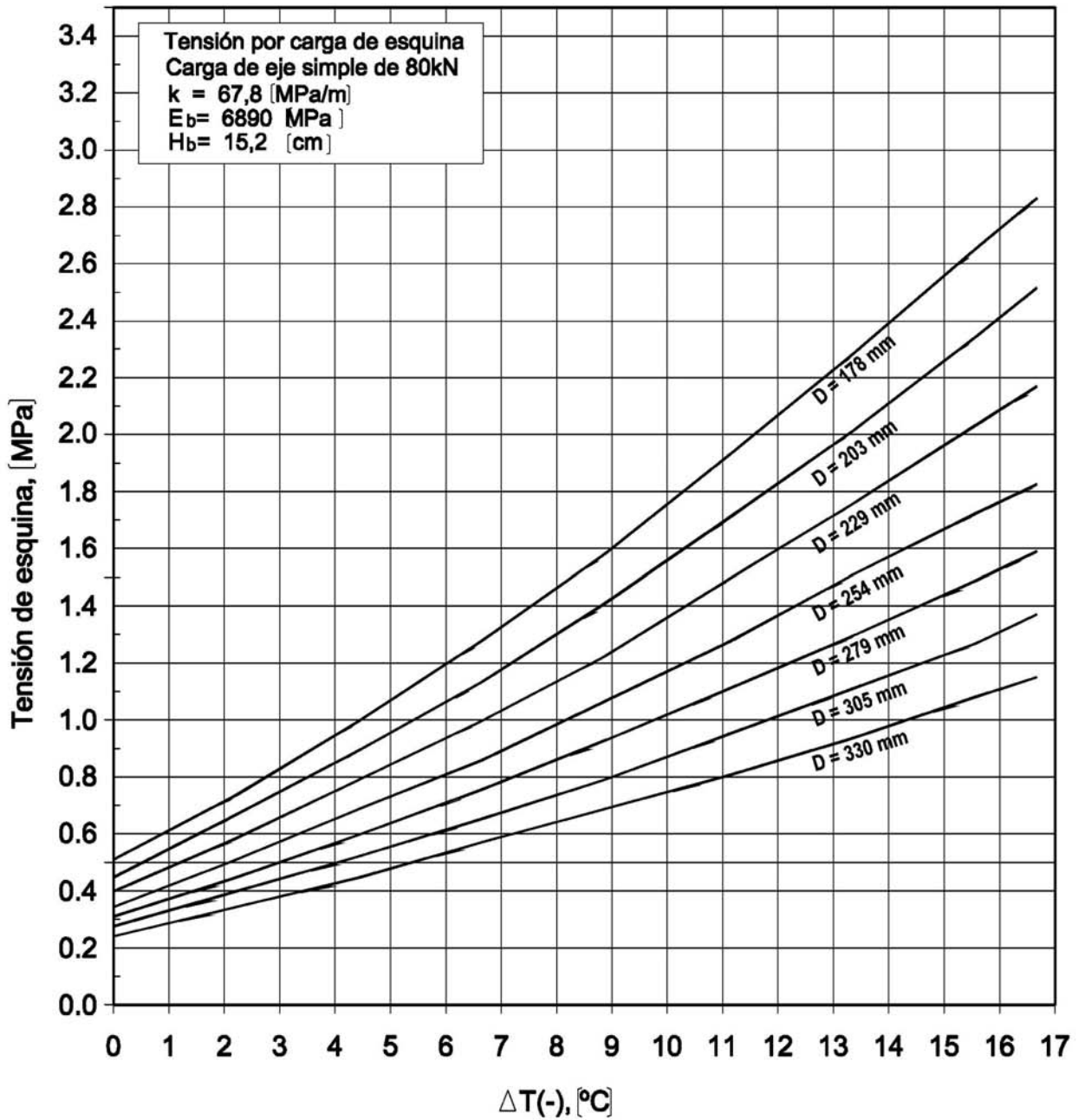
3.604.213 Verificación del Escalonamiento con Barras de Traspaso de Cargas en las Juntas. El modelo para establecer el escalonamiento para juntas con barras de traspaso de carga es el siguiente:

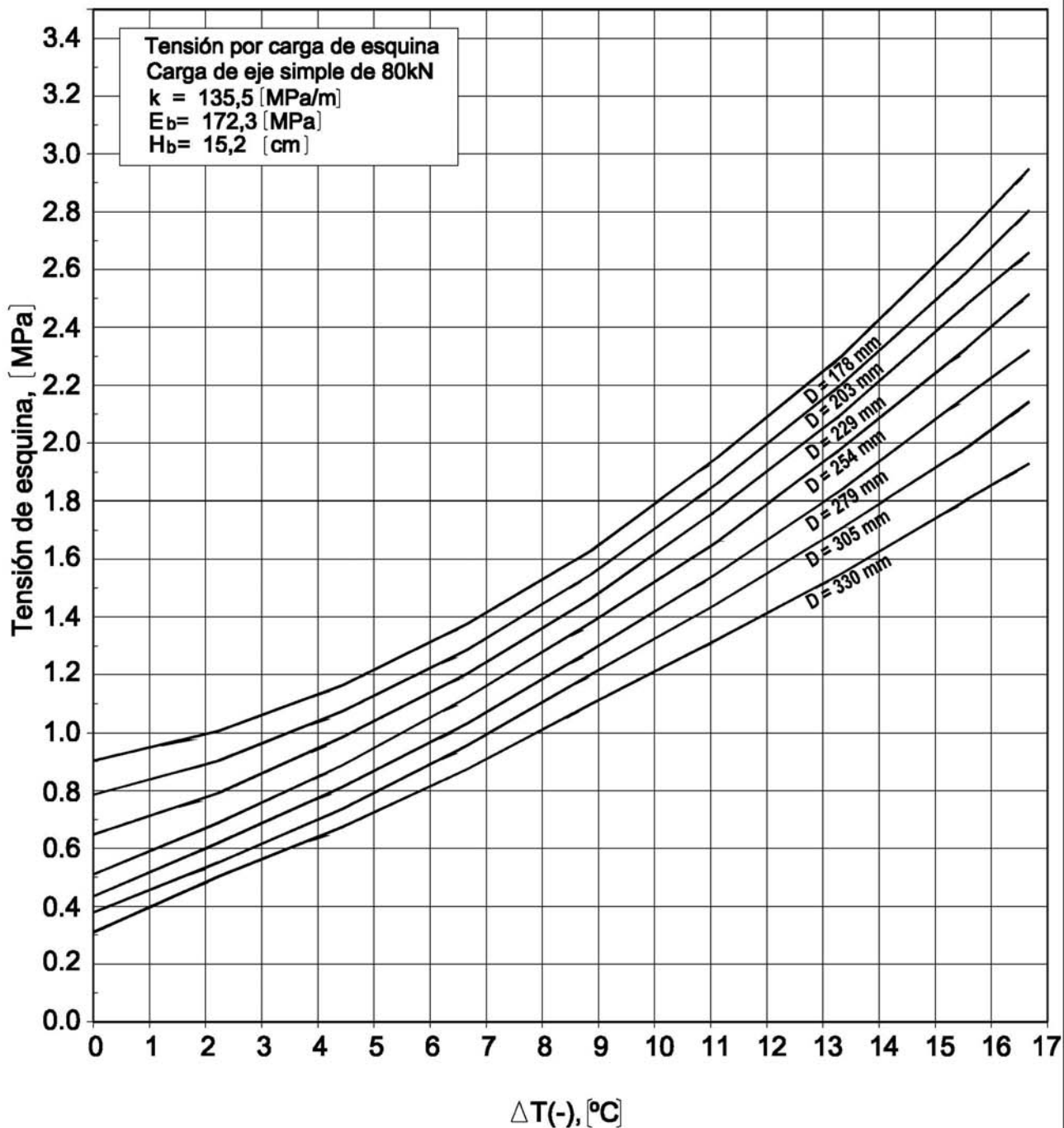
$$\begin{aligned} \text{FAULTD} = & 2.54 \cdot \text{CESAL}^{0.25} \cdot (0.0628 - 0.0628 \cdot C_d + 7.7245023 \cdot 10^{-5} \cdot \text{Bstress}^2 \\ & + 4.424617 \cdot 10^{-11} \cdot \text{Jtspace}^2 + 1.4814 \cdot 10^{-10} \cdot (1.8 \cdot \text{FI} + 32)^2 \cdot \text{PRECIP}^{0.5} \\ & - 0.009503 \cdot \text{Basetype} - 0.01917 \cdot \text{Widenlane} + 0.0009217 \cdot \text{Age} \end{aligned} \quad (\text{ec. 3.604.213.1})$$

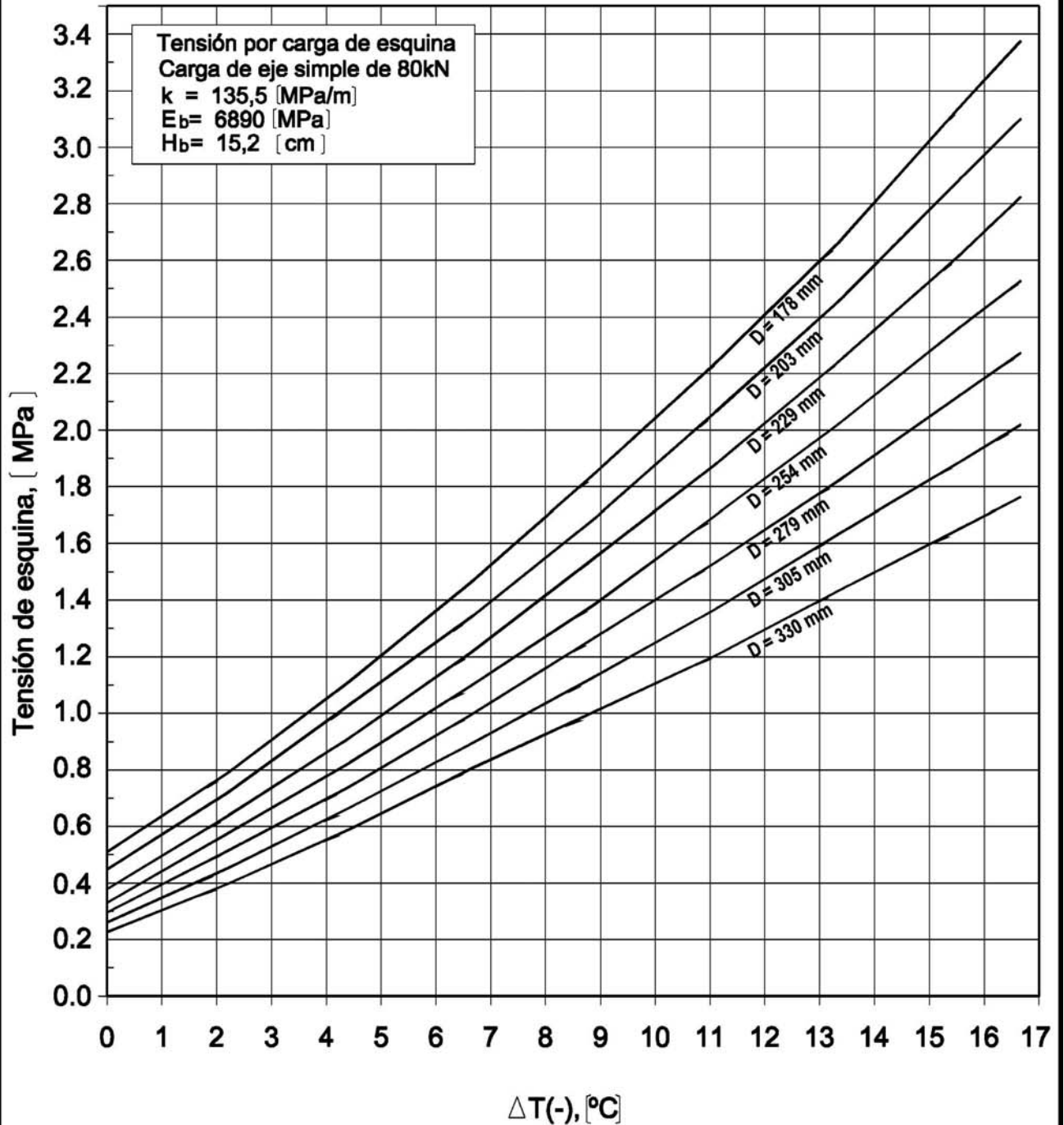


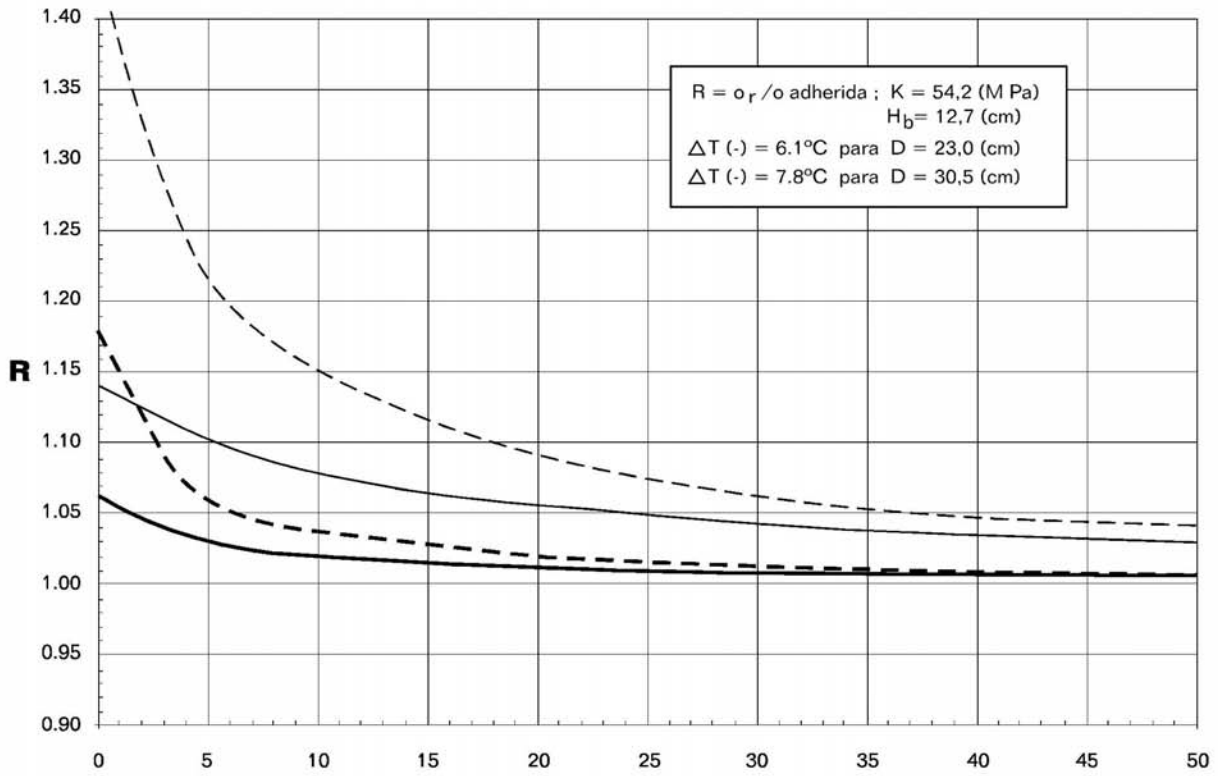




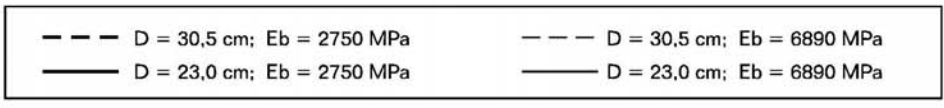








COEFICIENTE DE FRICCION ENTRE LOSA Y BASE



donde:

- FAULTD : Escalonamiento promedio predicho para pavimentos de hormigón simple con juntas con barras de traspaso de carga, mm.
 CESAL : Ejes Equivalentes acumulados para el período de diseño, millones.
 C_d : Coeficiente de drenaje AASHTO modificado, dado por la Tabla 3.604.212(4).A

TABLA 3.604.212(4).A
COEFICIENTE DE DRENAJE AASHTO MODIFICADO

Drenaje Longitudinal	Clima	Subrasante Suelos finos		Subrasante Suelos Granulares	
		Base No-Permeable	Base Permeable	Base No-Permeable	Base Permeable
No	Húmedo	0,70 – 0,90	0,85 – 0,95	0,75 – 0,95	0,90 – 1,00
No	Seco	0,90 – 1,10	0,95 – 1,05	0,90 – 1,15	1,00 – 1,10
Si	Húmedo	0,75 – 0,95	1,00 – 1,10	0,90 – 1,10	1,05 – 1,15
Si	Seco	0,95 – 1,15	1,10 – 1,20	1,10 – 1,20	1,15 – 1,20

Notas:

Suelos Granulares: Clasificación AASHTO A-1 a A-3

Suelos Finos: Clasificación AASHTO A-4 a A-8

Base Permeable: k = 305 m/día. Coeficiente de Uniformidad (C_μ) ≤ 6

Clima Húmedo : Precipitación > 635 mm/año

Clima Seco: Precipitación ≤ 635 mm/año

Seleccionar el valor medio del intervalo y utilizar otras características del drenaje (pendiente transversal, profundidad de los fosos, drenabilidad relativa de la subbase, diseño como tina de baño, etc.) para seleccionar el valor final.

B_{stress} = tensión de compresión máxima en el hormigón debido a la flexión de la barra, en MPa. (Ecuación 3.604.213.2)

$$B_{\text{stress}} = 32.560631 \cdot f_d \cdot P \cdot T \cdot \left(\frac{K_d \cdot \left(2 + \text{BETA} \cdot \frac{\text{OPENING}}{2.54} \right)}{4 \cdot E_s \cdot I \cdot \text{BETA}^3} \right) \quad (\text{ec. 3.604.213.2})$$

$$\text{BETA} = 4.5188379 \cdot \sqrt[4]{\frac{K_d \cdot \text{DOWEL}}{4 \cdot E_s \cdot I}} \quad (\text{ec. 3.604.213.3})$$

f_d = factor de distribución.

$$f_d = \frac{2 \cdot 12}{\frac{I}{2.54} + 12} \quad (\text{ec. 3.604.213.4})$$

I = radio de rigidez relativo losa-suelo de fundación, mm.

I = momento de inercia de la sección transversal de barra de transferencia de carga, mm⁴.

$$I = 0.25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{DOWEL}}{2} \right)^4 \quad (\text{ec. 3.604.213.5})$$

P	: carga aplicada, 4082,56 kg
T	: porcentaje de transferencia de carga (adoptar 45%)
K_d	: módulo de reacción de la barra, 405 MPa/mm
BETA	: rigidez relativa del sistema hormigón - barra
DOWEL	: diámetro de la barra, mm
E_s	: módulo de elasticidad de la barra, MPa
OPENING	: abertura promedio de la junta transversal, mm. (ec. 3.604.213.6)

$$\text{OPENING} = 0,9997 \cdot \text{CON} \cdot \text{Jtspace} \cdot \left(\frac{1,08 \cdot 10^{-5} \cdot \text{TRANGE} + 1,92 \cdot 10^{-4}}{2 + e} \right) \quad (\text{ec. 3.604.213.6})$$

Jtspace	: longitud de losa promedio, cm
CON	: factor de ajuste debido a la fricción base/losa, : 0,65 para base estabilizada : 0,80 para base granular o base de hormigón pobre agrietada
TRANGE	: rango de temperatura anual, ° C.
e	: Retracción por el curado del hormigón, utilizar 0,00015 (mm/mm)
FI	: índice de congelamiento medio anual, ° C - días.
PRECIP	: precipitación anual, mm
Basetype	: 0 para base no estabilizada, : 1 para base estabilizada.
Widenlane	: 0 si se trata de pista ensanchada, : 1 si no se trata de pista ensanchada.
Age	: edad del pavimento, años.

3.604.214 Diseño de las Juntas. Las juntas tienen por objetivo permitir la expansión y contracción del pavimento, con lo que disminuyen las tensiones provocadas por cambios ambientales, tales como de temperatura y humedad y las que origina la fricción pavimento/base; asimismo, facilitan la construcción. Se deben considerar los siguientes tres tipos de juntas:

- Juntas de contracción, destinadas a aliviar las tensiones causadas por los diferenciales de temperatura y humedad y por la fricción; son por lo tanto, para controlar el agrietamiento. El método de diseño que se presenta permite definir la distancia entre juntas que resulta más adecuada para cada circunstancia especial.
- Juntas de expansión destinadas a dejar un espacio para que el pavimento pueda expandirse. Se utilizan solamente en la zona de contacto entre un pavimento con una estructura o con otro pavimento en una intersección.
- Juntas de construcción que facilitan la construcción del pavimento.

Las juntas de contracción se deben diseñar esviadas de manera de mejorar el comportamiento del pavimento, minimizar las irregularidades superficiales y consecuentemente, se prolonga la vida útil. El esviaje, en el sentido de avance de los vehículos, debe ser de 1,2 m por calzada de 7,0 m de ancho.

3.604.3 TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

3.604.301 Consideraciones Generales. El método que se entrega para establecer las dimensiones de las capas estructurales de un pavimento tipo tratamiento bituminoso superficial, se basa en un procedimiento estudiado para suelos tropicales del tipo lateríticos caracterizados por una razón sílice-sesquióxidos menor que 2. El sistema se presenta en el estudio Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of the Tropics, que fue desarrollado para la Agencia Internacional para el Desarrollo de los Estados Unidos por W. J. Morin y Peter C. Todor como parte de un estudio realizados por Lyon Associates Inc. y el Instituto de Investigación de Carreteras de la Dirección de Vialidad de Brasil en 1975.

A pesar que el estudio se realizó en suelos tropicales, su campo de aplicación puede ampliarse de manera de utilizarlo en climas templados, siempre que la estructura no se vea afectada por la penetración de la helada.

El sistema se basa en las relaciones que existen entre el comportamiento de una estructura y las deflexiones que experimenta y la relación entre ellas y la capacidad resistente de las diferentes capas que conforman la estructura del pavimento. El aspecto más importante de este método de diseño radica en que los coeficientes estructurales de las capas no sólo son función de las propiedades del material que las componen, si no que también de la posición relativa en que estas se encuentran dentro de la estructura. Por ejemplo, un material apto para base tiene su mayor aporte cuando se extiende en los 250 mm superiores; más abajo aporta a la estructura mucho menos.

Al igual que cualquier otro procedimiento para diseñar pavimentos, la calidad de los resultados depende en gran medida de la elección adecuada de los parámetros de cálculo, de manera que es fundamental que el diseño lo realice un profesional experimentado en el diseño de pavimentos.

Básicamente el procedimiento se desarrolla en tres etapas:

- Establecer el Índice Estructural (IE), que es función de los ejes equivalentes que solicitarán el pavimento durante su vida útil y del coeficiente de variación adecuado para reflejar la variabilidad de la construcción.
- En función del valor del CBR, determinado como representativo de la subrasante, se determina el espesor mínimo que debe darse a la suma de espesores de la base más la subbase.
- Se determina el espesor de cada una de las capas de la estructura de manera que la suma de los productos de estos por los correspondientes coeficientes estructurales den el Índice Estructural requerido. Se consideran todas las capas que están hasta 900 mm por debajo de la rasante, pero teniendo en consideración que los coeficientes estructurales son válidos sólo dentro de los rangos de profundidades que se señalan en cada caso.

3.604.302 Cálculo del Índice Estructural

3.604.302(1) Ejes equivalentes. Para determinar el Índice Estructural (IE), se deben conocer los ejes equivalentes acumulados en la pista de diseño durante el periodo de vida útil asignado al pavimento. El método utiliza los ejes equivalentes tal como fueron definidos por AASHTO, de manera que el cálculo debe ajustarse a los conceptos señalados en el Numeral 3.603.202 y procedimientos descritos en el Numeral 3.604.103.

En general, se recomienda diseñar tratamientos superficiales sólo cuando las solicitaciones acumuladas no superen unos 750.000 EE en la pista de diseño; para mayores solicitaciones, normalmente es más adecuado considerar pavimentos en base a capas de mezclas asfálticas.

3.604.302(2) Coeficiente de variación. El coeficiente de variación (razón entre la desviación estándar y el promedio) se determina analizando las deflexiones reales que se producen en los caminos; son un reflejo de la calidad del diseño y uniformidad de la construcción.

Las deflexiones medidas en unos pocos caminos actualmente en servicio en el país, sugieren que para condiciones de construcción controladas, como son las que usualmente se dan en este tipo de obras, se podría utilizar un coeficiente de variación cercano a 15%. Sin embargo, en atención a que se

trata de datos parciales, se recomienda, salvo autorización expresa de la Dirección de Vialidad, utilizar para este parámetro 25% ($v = 0,25$).

3.604.302(3) Índice estructural. El índice estructural (IE) se puede calcular con la siguiente expresión:

$$IE(mm) = 1024 v^{0,354} \left[\frac{9,56}{11,49 - \log EE} - 1 \right] \quad (\text{ec. 3.604.302(3).1})$$

- v : coeficiente de variación en tanto por uno.
 EE : ejes equivalentes acumulados en la pista de diseño.

3604.303 Caracterización de la Subrasante.

3604.303(1) CBR de Diseño. El método de diseño caracteriza las propiedades de los suelos de la subrasante mediante el ensaye CBR, determinado de acuerdo con el Método 8.102.11 del MC-V8; para la zona norte (ver 3.604.4), los CBR deben determinarse a la humedad óptima (no saturados).

Normalmente la prospección de suelos se realizará mediante calicatas u otro tipo de mediciones apropiadas en cuya programación y ejecución debe tenerse en consideración lo expresado en el Numeral 3.603.205(2), Prospección de Suelos en Caminos Nuevos. El CBR representativo de cada calicata debe ser el correspondiente al estrato más débil comprendido hasta 900 mm por debajo de la rasante.

El valor representativo de las características de una determinada subrasante, para la que se cuenta con una serie de valores provenientes de la prospección de suelos, es fundamental para lograr un diseño adecuado del pavimento. Consecuentemente, la información recogida debe tratarse en forma sistemática y ordenada, de manera de asegurarse que los valores adoptados sean efectivamente los representativos de la situación real. La siguiente pauta define un procedimiento para analizar en forma sistemática y secuencial la información originada en una prospección de suelos mediante calicatas u otro procedimiento similar, con el propósito de caracterizar una subrasante:

- Disponer del perfil longitudinal del proyecto con la rasante prácticamente definitiva, aún cuando no necesariamente con todos sus parámetros y elementos calculados o totalmente definitivos.
- Preparar un cuadro, que puede ser igual o similar al de la Lámina 3.604.303.A que se incluye como ejemplo, conteniendo al menos la información que allí se señala. Los antecedentes a consignar deben corresponder a los del estrato más débil detectado hasta una profundidad mínima de 900 mm por debajo de la rasante del camino.

Los antecedentes incluidos en las diferentes columnas del cuadro de la Lámina 3.604.303.A son los siguientes:

- Columnas 1 y 2 : Número correlativo de la prospección y localización (kilometraje).
- Columna 3 : Número de la muestra/profundidad respecto de la superficie del suelo natural de donde se extrajo.
- Columna 4 : Altura de la rasante sobre el suelo natural; (+) terraplén, (-) corte.
- Columnas 5 y 6 : Clasificación de suelos; sistemas U.S.C.S. y AASHTO.
- Columnas 7 y 8 : Límites de Atterberg.
- Columna 9 : Peso Unitario Seco (P.U.S)
- Columna 10 : CBR al 95% de la D.M.C.S.
- Columna 11 : Porcentaje de la densidad respecto al Proctor.
- Columna 12 : CBR a la densidad natural. Los valores para muestras no ensayadas deben estimarse en base principalmente a la clasificación del suelo según AASHTO, el P.U.S y/o el porcentaje del Proctor.

Antes de establecer el CBR de diseño, el camino deberá dividirse en tramos homogéneos en cuanto a las características de los suelos. Se entenderá que un tramo es homogéneo cuando el coeficiente de variación (razón entre la desviación estándar y el promedio) de los CBR representativos es igual o inferior a 50%. En las áreas representadas por valores del CBR menores que el promedio menos 2 desviaciones estándar, deben considerarse soluciones especiales para mejorar esa capacidad de soporte.

El CBR de diseño es un valor tal que se cumple que 90% de todos los valores de la serie son iguales o superiores a él (percentil 90%). Por último, como criterio general de buen diseño, se recomienda evitar dejar hasta 900 mm por debajo de la rasante, suelos de baja capacidad soporte, es decir, suelos con CBR < 3%. Asimismo, nunca colocar materiales de base o subbase directamente sobre suelos de baja capacidad soporte; se recomienda mantener entre los CBR de capas sucesivas una relación que no supere 1 a 4, aproximadamente.

3604.303(2) Ejemplo de Cálculo del CBR de Diseño. En la Lámina 3.604.303.A se presenta un ejemplo de cálculo del CBR de diseño. El procedimiento es el siguiente:

- En las columnas 1 a la 11 se colocaron los antecedentes básicos tal como se describe en 3.604.303(1).
- La columna 12 indica los CBR a la densidad natural; algunos determinados mediante el respectivo ensaye de laboratorio y otros estimados, básicamente en la clasificación del suelo y la densidad natural o porcentaje del Proctor. Los valores estimados se individualizan con la letra "e" al costado derecho de la columna.
- En la columna 13 se anota el CBR utilizado para calcular el de diseño; son los de la columna 12, pero algunos han sido modificados ajustándose a alguno de los siguientes criterios:
 - En los tramos con CBR = 3% se prevé colocar una tela geotextil que mejora el equivalente a 3% del CBR; se indican con la letra "g".
 - El CBR = 92,1% queda por sobre el rango que define el promedio más dos desviaciones estándar, por lo que se elimina de la serie; se indica con la letra "r".
- La serie resultante en la columna 13, se caracteriza por lo siguiente::
 - CBR Promedio = 11,9%
 - Desviación Estándar = 5,8
 - C. Variación = 49%; por consiguiente puede considerarse como un tramo homogéneo.
 - CBR de diseño (percentil 90%) = 5,75 ≈ 6%

3.604.304 Diseño de la Estructura

3.604.304(1) Espesor mínimo de recubrimiento. La capacidad de soporte de la subrasante, expresada en función del valor del CBR, es el elemento clave en la determinación de los espesores que requieren las diferentes capas del pavimento. Para garantizar que cada capa pueda aceptar, sin deteriorarse las solicitaciones previstas, debe garantizarse un espesor mínimo de capas no tratadas. Este espesor mínimo, es función del CBR y se puede expresar con la siguiente relación:

$$e \text{ mín (mm)} = 592 - 308 \log (\text{CBR}) \quad (\text{ec. 3.604.304(1).1})$$

3.604.304(2) Estructuración. El proceso consiste en determinar una estructura tal que cumpla con las siguientes condiciones

- que el espesor de la base más la subbase sea igual o mayor que el valor resultante de aplicar la ec. 3.604.303.1
- que la suma de los productos de los espesores por los correspondientes coeficientes estructurales de cada una de las capas que conforman el pavimento y hasta 900 mm por debajo de la rasante, sea al menos igual al Índice Estructural (IE) antes determinado.
- para todos estos efectos, el espesor del tratamiento bituminoso superficial se desprecia.

La estructuración se puede expresar como sigue:

$$IE = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 + \dots + a_n \times h_n \quad (\text{ec. 3.604.304(2).1})$$

$$h_1 + h_2 + \dots + h_n = 900 \text{ mm} \quad (\text{ec. } 3.604.304(2).2)$$

El espesor de la base más la subbase ($h_1 + h_2$) no debe ser inferior que el e mín, determinado mediante la ec. 3.604.304(1).1.

Los coeficientes estructurales de las diferentes capas y materiales son los que se indican en la Tabla 3.604.303.A.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Pozo Nº	Km.	Nº/prof	H rasante	U.S.C.S.	AASHTO	IP	LL	P.U.S.	CBR 95	Dens(%)	CBR nat	CBR dis
1	0,300	1/0,5	0,5	ML	A-4(4)	7	31	1,49	27,9	81	5,9	5,9
2	0,500	4/0,5	0,7	ML-CL	A-4(1)	6	27	1,65			7,0 e	7,0
3	0,750		-2	GC							12,0 e	12,0
4	1,000	6/0,6	0,2	GM	A-7-6(4)	14	42	1,59			3,0 e	7,0 g
5	1,300	7/0,6	-0,3	GM	A-2-6(0)	13	37	1,81	38,9	91,5	24,1	24,1
6	1,500	8/0,6	-0,4	GM	A-2-4(0)	14	42	1,59			12,0 e	12,0
7	1,760	9/0,5	-1	GM	A-2-6(0)	11	36	--			12,0 e	12,0
8	2,000	11/0,6	0,8	GM	A-1-a(0)	4	22	2,12	102	94	92,1	r
9	2,300	13/0,7	0	GM	A-6(2)	11	29	1,69	22,9	85,1	6,5	6,5
10	2,500	14/0,7	0,5	GM	A-6(4)	14	34	1,79			8,0 e	8,0
11	2,740	15/0,6	0,7	GM	A-2-7(0)	22	45	1,98	19	95	19,0	19,0
12	3,000	16/0,1	2	GM	A-7-6(3)	19	45	1,63			3,0 e	7,0 g
13	3,270	18/0,6	3	GM	A-6(7)	15	34	1,55	20,9	83	4,3	4,3
14	3,500		2		roca fisurada						15,0 e	15,0
15	3,750	20/0,8	-3	GM	A-2-4(0)	8	32	1,77	79,3	83,6	11,4	11,4
16	4,000	21/0,6	0	GC	A-2-7(2)	21	41	1,77			15,0 e	15,0
17	4,250	22/0,6	1	GM	A-1-a(0)	3	23	1,91	98	86,7	23,0	23,0
18	4,500	23/0,6	1,3	GW-GM	A-1-a(0)	4	26				15,0 e	15,0
19	4,820				roca						15,0 e	15,0
20	5,020	24/0,6	-5	CL	A-6(5)	13	32	1,61	14,1	84,9	4,4	4,4
21	5,200	26/0,6	-0,3	GM	A-1-a(0)	NP	NP				15,0 e	15,0
c	valor estimado por correlación de datos básicos											
g	modificado por colación de un geotextil											
r	valor no considerado pues supera el promedio más 2 desviaciones estándar											
									Promedio		15,4	11,9
									Desv. Standard		18,6	5,8
									Coef. Variación		1,21	0,49
									CBR diseño (percentil 90%)			5,75

TABLA 3.604.303.A
COEFICIENTES ESTRUCTURALES

BASES (0 a 250 mm de profundidad)	
- Piedras trituradas, graduación abierta	1,037
- Piedras trituradas, bien graduadas	1,394
- Tratadas con cemento	
Resistencia a la compresión cilíndrica a 7 días \geq 4,6 MPa	2,400
Resistencia a la compresión cilíndrica a 7 días \geq 2,8 MPa	2,100
Resistencia a la compresión cilíndrica a 7 días $<$ 2,8 MPa	1,600
- Tratadas con cal	1,400 – 1,600
- Gravas no tratadas	
CBR \geq 100 %	1,394
CBR = 90 %	1,232
CBR = 85 %	1,167
CBR = 80 %	1,102
CBR = 75 %	1,037
CBR = 70 %	0,940
CBR = 60 %	0,552
CBR = 50 % (mín)	0,383
SUBBASES (250 a 500 mm de profundidad)	
CBR \geq 40 %	0,576
CBR = 35 %	0,290
CBR = 30 %	0,205
CBR = 25 % (mín)	0,075
SUBRASANTE (500 a 900 mm de profundidad)	
CBR \geq 20 %	0,481
CBR = 15 %	0,357
CBR = 10 %	0,212
CBR = 9 %	0,183
CBR = 8 %	0,133
CBR = 7 %	0,084
CBR = 6 %	0,053
CBR = 5 %	0,033
CBR = 4 %	0,020
CBR = 3 %	0,015
CBR = 2 % (mín)	0,010

En relación a la Tabla 3.604.303.A, es muy importante tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Los coeficientes estructurales asignados para las bases sólo son válidos cuando los materiales se encuentran hasta 250 mm de profundidad bajo la rasante.
- Los coeficientes estructurales asignados para las subbases sólo son válidos cuando los materiales se encuentran entre 250 y 500 mm de profundidad.
- Los coeficientes estructurales de la subrasante son válidos para estratos comprendidos entre 500 y 900 mm de profundidad bajo la rasante.
- Los materiales con CBR = 40%, pueden también utilizarse entre 100 y 250 mm de profundidad, siempre que se les asigne el coeficiente correspondiente a Bases, CBR = 50% (a = 0,383).

3.604.305 Ejemplo. El siguiente ejemplo muestra cómo se debe proceder en la estructuración del pavimento.

Parámetros de diseño:

- Tránsito: EE acumulados en pista de diseño: 420.000 EE
- Valor representativo de la subrasante, CBR: 7 %
- Coeficiente de variación, v: 25 %

Cálculos:

- Índice Estructural, IE (ec. 3.604.302(3).1)

$$IE(mm) = 1024v^{0,354} \left[\frac{9,56}{11,49 - \log EE} - 1 \right] = 396 \text{ mm}$$

- Espesor mínimo de recubrimiento (ec. 3.604.304(1).1)

$$e \text{ mín (mm)} = 592 - 308 \log (\text{CBR}) = 332 \text{ mm}$$

- Estructuración (coeficientes estructurales según Tabla 3.604.303.A)

Capa	Profundidad	Espesor (mm)	Coefficiente Estructural	Índice Estructural (mm)
Base CBR=100%	0 – 200	200	1,394	278,8
Subbase CBR=40%	200 – 250	50	0,383	19,2
	250 – 380	130	0,576	74,9
Subrasante CBR=7%	380 – 500	120	--	--
	500 – 900	400	0,084	33,6
IE TOTAL				406,5 > 396

$$\text{Espesor de base más subbase} = 200 + 180 = 380 \text{ mm} > 332 \text{ mm}$$

3.604.4 PAVIMENTOS PARA LA ZONA NORTE

3.604.401 Alcances. Todas las investigaciones y consecuentes modelaciones sobre el comportamiento de los pavimentos incluyen como un factor esencial, los efectos del agua, es decir, el nivel de las precipitaciones tienen un efecto muy importante en la forma en que se deteriora un pavimento. La carencia casi absoluta de precipitaciones que caracteriza extensas zonas del norte del país, elimina por consiguiente uno de los factores que más influye en el deterioro. Por lo mismo, como para esas condiciones no resulta razonable aplicar sin modificaciones substanciales los procedimientos habituales de diseño, se recomienda utilizar los criterios y conceptos que se detallan a continuación y que se encuentran avalados por la experiencia de la Dirección de Vialidad.

Para los efectos de lo que se indica en este Tópico, deberá entenderse que es aplicable a caminos localizados al norte del paralelo 29° 30" (aproximadamente La Higuera) y donde, además, la precipitación media anual para un periodo de retorno de 10 años (PP_{10}) no supere los 40 mm. Para las áreas localizadas al norte del paralelo señalado pero donde $PP_{10} > 40$ mm, se aplicarán los procedimientos de diseño descritos en los Tópicos 3.604.1, 3.604.2 ó 3.604.3, según corresponda.

En la zona definida podrán diseñarse tratamientos superficiales dobles para un nivel de solicitaciones mayor que el señalado en 3.604.302, para lo cual su estructuración se ajustará a lo que señala la Lámina 3.604.4.A.

Por otra parte, los espesores de las diferentes capas de pavimentos asfálticos se establecerán con el procedimiento descrito en el Tópico 3.604.1, adoptando un coeficiente de drenaje de las capas no ligadas (bases y sub bases), $m_i = 1,4$.

Los tratamientos superficiales se diseñarán de acuerdo a lo que señala la Lámina 3.604.4.A teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- La Franja Costera es la zona adyacente a la costa, que eventualmente puede alcanzar altitudes de hasta unos 500 m.s.n.m. y en la que el clima se encuentra influenciado claramente por el mar.
- Pampa Intermedia es el área al oriente de la Franja Costera, que puede extenderse hasta cualquier altitud, pero donde la precipitación media anual para un periodo de retorno de 10 años (PP_{10}) no supera los 40 mm.
- La Zona Cordillerana comprende los territorios donde la PP_{10} supera los 40 mm. En esta zona se diseña tal como se indica para el resto del país.
- Cuando el CBR de la subrasante sea inferior a 30%, deberá considerarse una subbase, $CBR \geq 40\%$ de los espesores indicados en el Cuadro 3.604.4A.
- En la Franja Costera para solicitaciones en la vida de diseño, superiores a 5 millones de EE, deberán utilizarse asfaltos modificados con polímeros; el mismo requisito es válido para la Pampa Intermedia, cuando las solicitaciones superen 1 millón de EE en la pista de diseño.
- Cuando la Velocidad $V_{85\%}$ (velocidad del percentil 85%) del camino es mayor que 70 km/h, debe construirse de manera que el IRI medio (promedio de la media móvil de 5 puntos, tal como se señala en el Numeral 5.407.308 del MC-V5) no sea superior a 2,5 m/km. Para estos efectos, debe especificarse que el extendido de la base se realice con una máquina terminadora, adecuadamente guiada o que si se extiende con motoniveladora, la base sea repasada por un equipo fresador guiado, que asegure el IRI solicitado.
- Para una Velocidad de Operación igual o inferior a 70 km/h, se debe especificar un IRI medio de 3,0 m/km.
- Cuando se especifique, se considerará adicionalmente una lechada asfáltica del tipo sello fino (100% pasa el tamiz de 5 mm), colocada con equipos diseñados para ese propósito.

Localización	Franja Costera		Pampa Intermedia		Cordillera
EE (millones)	EE ≤ 1	1 < EE ≤ 5	EE ≤ 5	1 < EE ≤ 5	EE > 5
Espesor base CBR > = 100% (mm)	150	150	150	150	180
Espesor sub base CBR > = 40% (mm)					
- subrasante CBR > = 30%	0	0	0	0	0
- subrasante 20 = < CBR < 30%	150	150	120	120	120
- subrasante 10 = < CBR < 20%	300	300	200	200	200
- subrasante CBR < 10%	mejoramiento de la subrasante en al menos 600 mm de espesor				
Tipo emulsión	normal	normal	normal	modificada	modificada
IRI (m/km) medio					
- veloc. operación = < 70 km/h	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
- veloc. operación > 70 km/h	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
<p>Notas :</p> <p>Zona Norte: área del territorio localizada al norte del paralelo 29° 30' y con PP10 < 40 mm</p> <p>Franja Costera: zona adyacente a la costa, con clima influenciado por el mar; altitud máxima 500 m.s.n.m, aproximadamente</p> <p>Pampa Intermedia: área al oriente de la franja costera y que se extiende hasta cualquier altitud, siempre que PP10 = < 40 mm.</p> <p>Cordillera: zonas no incluídas en las dos clasificaciones anteriores y con PP10 > 40 mm.</p> <p>PP10: precipitación anual para un período de retorno de 10 años.</p> <p>IRI Medio: valor promedio de la media móvil, según se especifica en el Volumen Nº5.</p>					

3.604.5 PENETRACION DE HELADAS EN PAVIMENTOS

3.604.501 Generalidades. En zonas con inviernos fríos, como la alta cordillera y las zonas sur y austral de nuestro país, el proyecto debe considerar los efectos negativos que puede tener sobre el pavimento la penetración de las heladas en un ciclo de hielo – deshielo. En casos severos, las heladas pueden ocasionar fallas como solevantamientos del pavimento debido al crecimiento indiscriminado de lentes de hielo bajo su estructura durante el período de hielo, y descompactación y pérdida de capacidad de soporte del suelo de fundación por el derretimiento de los lentes durante el período de deshielo.

Para que exista riesgo de falla por penetración de heladas, deben concurrir simultáneamente tres factores: que en la zona del proyecto existan temperaturas sostenidas bajo 0 °C, que existan fuentes de agua bajo el pavimento (napas, infiltraciones, mal drenaje, etc.), y que existan los llamados suelos susceptibles a las heladas o heladizos, que son aquellos que favorecen la migración del agua por su alta capilaridad, que finalmente alimenta el crecimiento de los lentes de hielo, favorecido por su baja permeabilidad.

Si en la zona del proyecto se dan las condiciones antes señaladas, el proceso de diseño consiste en estimar la profundidad de penetración de las heladas y verificar que en dicha profundidad no existan suelos heladizos. Si los hubiera, el proyecto debe contemplar su reemplazo por suelos francamente no heladizos. Los criterios para determinar si la susceptibilidad de un suelo amerita su remoción se indican en el Numeral 5.201.305 del MC-V5.

Para cumplir su propósito, los suelos no heladizos deben reunir varios requisitos que apuntan principalmente a controlar el tipo y contenido de los finos presentes en su composición. Los detalles de estas exigencias se pueden ver en el Numeral 5.205.202 del MC-V5. El mismo control de finos debe precaverse para bases y subbases, para cuyo efecto deben utilizarse materiales de graduación abierta, según los requisitos especificados respectivamente en los Tópicos 5.301.2 y 5.302.2 del MC-V5.

3.604.502 Profundidad de penetración de las heladas. La profundidad de penetración de las heladas se puede determinar utilizando la siguiente expresión, que proviene de una simplificación de la fórmula modificada de Berggren, donde se han tenido presente variaciones termales reales registradas en nuestro país, según estadísticas de temperatura de estaciones meteorológicas disponibles, y supone suelos homogéneos, bien drenados, de densidad esperable luego de un proceso de construcción o de remoción y reposición, humedad media típica, y con superficie pavimentada y libre de nieve:

$$z = 4,8 \sqrt{Ic} \quad (\text{ec. 3.604.502.1})$$

donde: z : Profundidad de penetración de las heladas, en cm.
 Ic : Índice de Congelamiento de la zona del proyecto, en °C*días, determinado según se indica en el numeral 3.604.503.

3.604.503 Índice de Congelamiento. Para un lugar geográfico dado, el Índice de Congelamiento, Ic , se define como la integral de la función de temperatura del aire de la zona, en el período de hielo. Es un parámetro que representa la rigurosidad del invierno en ese lugar, tomando en cuenta en su cómputo la magnitud y la duración de las temperaturas bajo cero grados Celsius en el período analizado.

Para su determinación práctica, el proyectista debe recabar información sobre las temperaturas medias diarias del aire que se hayan registrado en estaciones meteorológicas cercanas a la zona del proyecto, en lo posible, durante varios años.

Para computar el Índice de Congelamiento de un ciclo hielo – deshielo, las temperaturas medias diarias (positivas y negativas) se dibujan en un gráfico acumulativo de “°C*días”. El Índice de Congelamiento se calcula como la diferencia entre el punto más alto y el punto más bajo de la curva “Temperatura Diaria Acumulada” vs “Tiempo”, del período considerado.

El concepto de Índice de Congelamiento se ilustra en la Figura A de la Lámina 3.604.503.A, como la integral de la función de temperaturas del lugar. La Figura B muestra, a modo de ejemplo, el cómputo de dicho índice para una estación meteorológica específica, para el año allí indicado.

Normalmente, el valor de I_c que se usa en diseño vial, corresponde a un promedio de los inviernos más crudos que se registran en la zona del proyecto. El criterio generalmente recomendado es calcular el índice de diseño como el promedio de los índices de congelamiento de los tres inviernos más fríos de los últimos 30 años; en ausencia de mayor información, se puede elegir el invierno más frío de los últimos 10 años. Si en el último tiempo se contara con 20 años de estadística, se sugiere utilizar el promedio de los índices de los dos inviernos más fríos.

Por último, el proyectista debe tener presente que generalmente el lugar o la cota donde se emplaza el proyecto vial no coincide necesariamente con la ubicación de la estación meteorológica. Por ello, se deben practicar correcciones al Índice de Congelamiento determinado para la estación, al menos por concepto de altitud, que es la variable más incidente. Al respecto, el proyectista puede hacer un análisis crítico de la información meteorológica proveniente de otras estaciones cercanas al proyecto, o utilizar el diferencial de algún modelo predictor del I_c , como se describe en un trabajo presentado en el 9° Congreso PROVIAL Chile 2008, o recurrir a otro método alternativo.

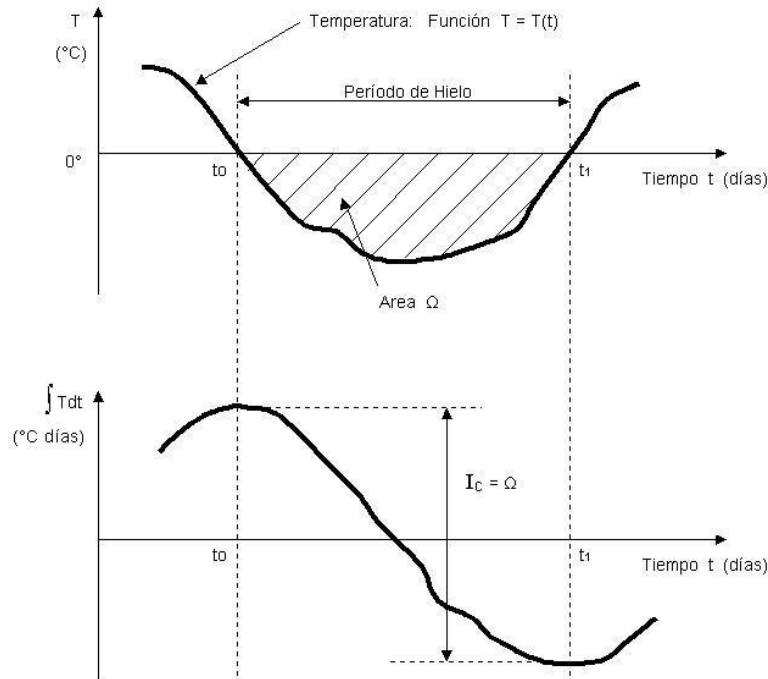


Figura A Concepto de Índice de Congelamiento (I_c)

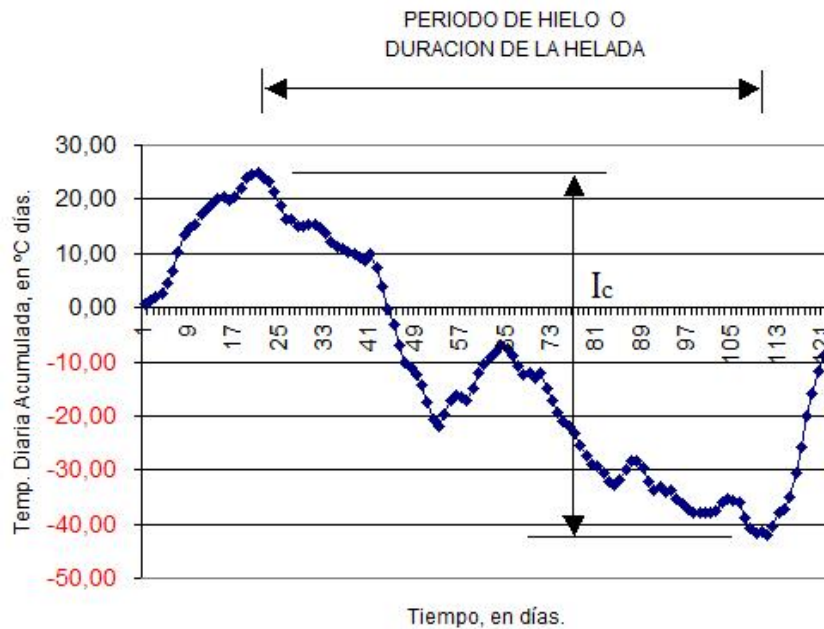


Figura B Caso particular de Estación Coyacagua de la Dirección General de Aguas, Salar del Huasco, Región de Tarapacá, Año 2003.
Índice de Congelamiento calculado para ese año: $I_c = 66,8$ °C días.

3.604.6 ESTABILIZACIÓN QUÍMICA

3.604.601 Generalidades. La estabilización química se refiere a agregar aditivos en pequeñas proporciones a materiales seleccionados para conformar capas estructurales (bases o subbases), o a suelos de subrasante para mejorar las propiedades de ingeniería de los materiales que formarán parte de la estructura de un pavimento. Se entiende que la estabilización modifica el material tratado de su condición original a una condición cementada. En caso que la estabilización química produzca un efecto diferente a lo aquí indicado la presente especificación no es aplicable.

Los escenarios que favorecen la utilización de estabilización química son normalmente: (a) cuando la subrasante existente es débil o cambia significativamente su comportamiento ante cambios de humedad, en este caso, al mejorar la capacidad de soporte de la subrasante, se dispondrá de una plataforma de trabajo más estable, además de disminuir los espesores de las capas superiores de pavimento; (b) cuando no existe material granular adecuado para la fabricación de bases o subbases en las cercanías del proyecto, en este caso, se puede preparar y estabilizar un material disponible de forma tal que cumpla los requerimientos mecánicos de un material para base o subbase; (c) una combinación de los dos casos anteriores.

Esta especificación no es aplicable para Bases Tratadas con Cemento o Bases tratadas con Asfalto.

3.604.602 Estabilización de materiales para conformar Bases y Subbases.

3.604.602(1) Definición y requerimientos de laboratorio. Se entiende por materiales seleccionados para estabilizar aquellos materiales que no cumplen especificaciones para la construcción de bases y subbases granulares, pero que pueden ser mejorados a través de estabilización química mediante el empleo de aditivos en proporciones relativamente pequeñas, normalmente menor a un 5% en peso.

El mejoramiento de materiales seleccionados a través de la estabilización química debe proporcionar propiedades de ingeniería equivalentes o superiores a las que se exigen para una base o subbase granular según sea el caso. Debido a que la estabilización del material cambia su condición, a una condición cementada, las exigencias mínimas para cada caso se establecen a continuación.

a) Para bases estabilizadas:

1. Módulo Resiliente:

- i. Promedio mayor a 500 MPa, medido según ensayo de módulo resiliente triaxial dinámico (AASHTO T-307) a humedad óptima de compactación. El módulo se calcula como el promedio de los módulos obtenidos en las 15 etapas del ensayo.

2. Compresión no Confinada:

- i. Mayor a 2,0 MPa a los 28 días si se utiliza como base de un pavimento de con carpeta de rodado de espesor menor o igual a 5 cm (ASTM D 2166-06).
- ii. Mayor a 1,5 MPa 28 días si se utiliza como base de un pavimento de espesor mayor a 5 cm (ASTM D 2166-06).
- iii. Probetas Saturadas luego de 4 horas de sumergidas.

3. Estabilidad bajo agua: En caso que el material quede expuesto a condiciones de saturación debe cumplirse que la resistencia a la tracción retenida

TSR ≥ 75% siendo

$$TSR = \frac{ITS_{seco}}{ITS_{saturado}} * 100 \quad (\text{ec. 3.604.602(1).1})$$

4. CNC Saturada ≥ 1 MPa (ASTM D 2166-06).

Probetas Saturadas luego de 4 horas de sumergidas.

b) Para subbases mejoradas:

1. Módulo Resiliente:

- i. Promedio mayor a 350 MPa, medido según ensayo de módulo resiliente triaxial dinámico (AASHTO T-307) a humedad óptima de compactación. El módulo se calcula como el promedio de los módulos obtenidos en las 15 etapas del ensayo.

2. Compresión no Confinada:

- i. Mayor a 1,5 MPa a los 28 días (ASTM D 2166-06).
- ii. Probetas Saturadas luego de 4 horas de sumergidas.

3. **Estabilidad bajo agua:** En caso que el material quede expuesto a condiciones de saturación debe cumplirse que la resistencia a la tracción retenida.

TSR $\geq 70\%$ siendo

$$TSR = \frac{ITS_{seco}}{ITS_{saturado}} * 100 \quad (\text{ec. 3.604.602(1).2})$$

4. CNC Saturada ≥ 1 MPa (ASTM D 2166-06)

Probetas Saturadas luego de 4 horas de sumergidas.

Para la caracterización, los aglomerantes que pueden producir materiales mejorados, se deben realizar ensayos de CNC sobre una gama de contenidos de aglomerante que refleje la variabilidad de los procesos de construcción para evaluar las propiedades resultantes en terreno y cumplir con los valores límites mencionados anteriormente.

3.604.602 (2) Diseño de espesor de capa estabilizada químicamente. Las capas de material estabilizado se pueden caracterizar estructuralmente mediante métodos mecanicistas o bien mediante el método AASHTO 1993. Para la caracterización mecánica se debe:

- Asignar un módulo resiliente de diseño de acuerdo a los resultados del ensayo triaxial dinámico (AASHTO T-307), lo cual debe ser acompañado de un estudio.
- Considerando una razón de Poisson de 0,35.

Para la caracterización en el método AASHTO 1993 se puede considerar un coeficiente estructural en función del módulo resiliente promedio obtenido del estudio en el ensayo triaxial dinámico según la siguiente expresión:

$$a_{2,3} = b(M_R)^c \quad (\text{ec. 3.604.602(2).1})$$

Dónde:

$a_{2,3}$ = Coeficiente estructural de la capa estabilizada

M_R = Módulo resiliente en MPa

b y c = Constantes propias de cada aglomerante o estabilizador, las cuales deben ser determinadas mediante un estudio de laboratorio proporcionado por el proveedor del aditivo y validado por la Dirección de Vialidad.

El no cumplimiento de los requisitos de CNC, o ITS mencionados en sección **3.604.602 (1)** anterior, será razón suficiente para rechazar el estabilizador y no considerar la realización o los resultados de los ensayos triaxiales dinámicos.

Los espesores de diseño de cada capa deberán ser justificados por el proyectista y los valores a utilizar para el diseño, según el aditivo y/o formulación utilizada, deberán ser proporcionados como se indicó por el proveedor. Estos valores deberán contar con la aprobación del Laboratorio Nacional de Vialidad o laboratorio certificado.

El aditivo o formulación deberá contar con certificación respecto de su durabilidad y degradación en el tiempo, así como hoja de seguridad.

3.604.603 Estabilización de subrasante

3.604.603 (1) Definición y requerimientos de laboratorio. El mejoramiento de la sub-rasante persigue un objetivo diferente al considerado para mejorar materiales para usar como bases y subbases. Se recomienda realizar estabilización de la subrasante cuando el suelo apoyo presente baja capacidad de soporte (CBR < 3%) o bien cuando la estabilización signifique una reducción importante de los espesores de las capas superiores del pavimento.

Las exigencias mínimas de ingeniería que debe cumplir el mejoramiento de subrasante son las mismas que las indicadas para subbases granulares mejoradas. En este caso podrá utilizarse el método del CBR con carga repetida para medir el módulo de diseño.

El espesor de mejoramiento de subrasante debe ser determinado por el proyectista, pero en ningún caso debe ser menor a 15 cm. No obstante, si se requiere estabilizar espesores mayores a 30 cm se recomienda considerar reemplazo de suelos, o lo que indique la evaluación económica de la solución.

SECCION 3.605 REPOSICION DE PAVIMENTOS

3.605.1 CRITERIOS BASICOS

3.605.101 Alcances. En el concepto más amplio, la reposición de pavimentos involucra numerosas técnicas y procedimientos destinados a mejorar la capacidad estructural y/o funcional de los pavimentos. Varios de estos procedimientos son más propios del mantenimiento pues no involucran diseños propiamente tales, de manera que no corresponde detallarlos en este Manual; aquí se entregan criterios y métodos para diseñar reposiciones que involucran la colocación de una capa adicional de pavimento, que puede ser de hormigón o de asfalto, con el objetivo de extender significativamente la vida útil de la superestructura. Por incluir una capa adicional cuyo diseño considera el aporte estructural del pavimento a reponer, los procedimientos que se describen se denominan "recarpeteos". Se diferencian de las "reconstrucciones" o "repavimentaciones" porque en esas el diseño prescinde del aporte del pavimento a reponer, ya sea porque éste se retira previamente o por que no trabaja conjuntamente con la nueva estructura.

Que algunas técnicas de reposición o mantenimiento no se encuentren descritas en este Manual, no implica que necesariamente los proyectos de reposición deban excluirlas. Por el contrario, se recomienda realizar un análisis completo de las posibilidades de reposición de un pavimento, incluyendo entre ellas, técnicas que no sean recarpeteos, aún cuando pudieran parecer más propiamente de mantenimiento. Varias de esas técnicas de mantenimiento se describen en detalle en el MC-V7 Mantenimiento Vial.

Las investigaciones más recientes para la reposición de pavimentos indican que claramente la mejor solución técnica y económica consiste en diseñar el procedimiento más apropiado para cada tipo de deterioro que se presente. Las diversas técnicas de reposición que se han desarrollado en los últimos tiempos dan los mejores resultados cuando se aplican justo para el nivel de deterioro para el que fueron desarrolladas; es el concepto de "ventanas de oportunidad" que indica que cada técnica de reposición da los mejores resultados cuando se aplica dentro de un rango definido de deterioro. Aún cuando en estos momentos, para las condiciones que imperan en el país, no se esté en condiciones de definir rangos exactos de deterioro que permitan optar por la técnica de reposición más adecuada, el criterio expuesto debe siempre estar presente al momento de optar por un tipo de reposición.

El origen del deterioro de un pavimento normalmente se encuentra asociado a una serie de factores, de manera que a veces resulta bastante complejo establecer cual es la combinación de soluciones que mejor se adapta a cada situación particular. A ello se debe agregar que muchos de los procedimientos de reposición disponibles en la actualidad, se encuentran en etapas de experimentación, por lo que se carece de una gran experiencia sobre sus resultados. La reposición de pavimentos tiene, en estos momentos, mucho de científico pero también una gran dosis de arte, por lo que en cada proyecto se debe emplear una gran cantidad de análisis, conjuntamente con un "buen sentido".

En la Tabla 3.605.101.A se enumeran algunos de los procedimientos de reposición de pavimentos que han dado buenos resultados en otros países y que por lo tanto deben tenerse en cuenta al momento de buscar la mejor solución para un pavimento deteriorado.

TABLA 3.605.101.A
ALGUNOS PROCEDIMIENTOS DE REPOSICION

Reposiciones sin recarpeteos:	N° Operación Volumen N° 7
1 Reparaciones en todo el espesor	7.304.3 ó 7.305.2 ó 7.305.3
2 Reparación parcial del espesor	7.304.2 ó 7.305.4
3 Fresado/cepillado del pavimento	7.305.7
4 Colocación de drenes de pavimento	7.305.6
5 Restauración de elementos de transferencia de cargas	--
6 Tratamientos de la superficie	7.304.4
7 Pavimentos insertados	7.305.5
Reposiciones mediante recarpeteos	Tópico del Volumen N°3
1 Recarpeteo de asfalto sobre asfalto	3.605.2
2 Recarpeteo de asfalto sobre hormigón	3.605.3
3 Pavimento de hormigón sobre asfalto	3.605.4
4 Pavimento de hormigón sobre hormigón	3.605.5
Reciclad	

En consideración a la complejidad del proceso de diseño de la reposición de un pavimento, conviene tener presente una serie de consideraciones que aseguren que se han tenido en cuenta los principales factores que se requieren para lograr el diseño más adecuado. Para tales efectos se reitera que, aún cuando en este Manual sólo se describen procedimientos para diseñar reposiciones que consideran una capa de pavimento adicional, muchas veces, la mejor solución para una determinada situación, puede ser una combinación que incluya tanto técnicas de reposición como de mantenimiento. La mayoría de las técnicas de reposición sin recarpeteos que se mencionan en la Tabla 3.605.101.A, tal como allí se señala, se encuentran descritas en las Operaciones de Mantenimiento del MC-V7.

3.605.102 Diagnóstico

3.605.102(1) Antecedentes. El diagnóstico correcto de las causas que originaron el deterioro del pavimento que se analiza y que se pretende subsanar, es básico para determinar la solución más adecuada. Para evitar errores de diagnóstico se debe recolectar y evaluar suficiente información sobre el estado en que se encuentra el pavimento de manera de comprender integralmente los orígenes de los deterioros.

Como punto de partida, es importante contar con antecedentes relacionados con la historia del pavimento, tales como el año de construcción, geometría de la estructura, eventuales mantenimientos que se hubieren efectuado, las condiciones del drenaje, las características de los suelos de la subrasante, etc. De gran ayuda para este estudio son el Inventario Vial y las mediciones del IRI, tan actualizadas como sea posible, antecedentes que normalmente la Dirección de Vialidad tiene disponibles.

3.605.102(2) Balizado. Previo a la recolección de datos de terreno, será indispensable proceder a balizar el pavimento, señalizando cada 20 m, como máximo y escribiendo el kilometraje cada hectómetro. Para evitar errores de distancia, el balizado se debe ir cerrando, aproximadamente cada 1.000 m, contra mediciones previamente realizadas con instrumental topográfico que asegure una precisión del orden de ± 50 mm cada 1.000 m. En caminos bidireccionales las mediciones deben realizarse por el eje, marcando puntos cada 20 m; cada hectómetro se deberá señalizar además, en el borde exterior del pavimento y al costado derecho avanzado en el sentido del kilometraje. En carreteras con calzadas unidireccionales, en general, conviene medir por el eje de la mediana para tener un kilometraje único, para luego trasladar marcas hacia los bordes externos del pavimento de ambas calzadas (cuando el estudio comprenda las dos calzadas) y escribiendo el kilometraje en los hectómetros en los bordes externos del pavimento de cada una de las calzadas.

3.605.102(3) Monografía. Un antecedente fundamental para conseguir un diagnóstico correcto de la situación en que se encuentra el pavimento a rehabilitar es la preparación de una monografía detallada. Por sus objetivos y alcances, se recomienda preparar la monografía de pavimentos en dos fases o etapas del proyecto de reposición.

Para la etapa de diagnóstico, se requiere una monografía que permita identificar el tipo de deterioros que caracteriza el camino y aproximadamente la severidad y extensión de los mismos, de manera que conjuntamente con los otros antecedentes señalados antes, se puedan definir diferentes opciones de reposición, estimar sus costos y evaluar interferencias u otras condicionantes. Por los alcances y objetivos descritos, esta monografía debe prepararse ajustándose a los criterios y procedimientos de la Dirección de Vialidad.

En una segunda etapa, una vez que se encuentren definidos el o los tipos de reposición a diseñar, la monografía de pavimento deberá complementarse, concentrándose ahora exclusivamente en recopilar la información específica que requieren los procedimientos de reposición adoptados y del tipo de información disponible.

El comportamiento de varios de los procedimientos de reposición depende de lo que se denomina "reparaciones previas", por lo que el primer objetivo de este trabajo adicional será detectar con exactitud las características y extensión de los deterioros que requieren de una reparación antes de aplicar el método de reposición seleccionado (Las características de los deterioros a reparar en forma previa se describen más adelante, junto con los correspondientes procedimientos de reposición).

Cuando se disponga del número estructural efectivo del pavimento existente (NE_{ef}) obtenido mediante retroanálisis de mediciones de deflexión, no será necesario recabar más información del pavimento que la señalada hasta aquí.

Cuando no se disponga del NE_{ef} determinado por retroanálisis, la monografía deberá complementarse además, con una descripción detallada del tipo y nivel de todos los deterioros que presenta el pavimento, de manera de contar con antecedentes suficientes para estimar un valor del NE_{ef} en los términos que se señala más adelante.

La recolección de información adicional deberá considerar los grados de deterioro o niveles de severidad, tal como se clasifica en el MC-V7 Mantenimiento Vial, Anexo Catálogo de Deterioros de Pavimentos.

3.605.102(4) Informe de Diagnóstico. El diagnóstico, cuyo objetivo es definir las causas del deterioro, debe ser preparado por un ingeniero especialista en diseño de pavimentos, con experiencia en el diseño de reposiciones. En el informe debe analizar toda la problemática para la reposición del pavimento, proponiendo la o las soluciones que estime más adecuadas basándose en el análisis y evaluación de los antecedentes disponibles y justificar la o las proposiciones. El informe de diagnóstico deberá incluir como mínimo, los siguientes aspectos:

- descripción de las características generales del pavimento; año de construcción, espesores de las diversas capas, ancho de la calzada, características y estado de las bermas, mantenimientos importantes que se hubieren realizado, valores del IRI y al deslizamiento, si estuvieran disponibles, etc. También debe incluirse una descripción de la situación de la sección transversal especialmente en lo que se refiere a bombeos y peraltes de las curvas horizontales.
- descripción del estado del pavimento (monografía), indicando superficie o longitud aproximada de las fallas más características, niveles de escalonamiento de juntas, cantidad de losas con más de 3 quebraduras y/o inestables y evidencias de surgencia de finos (pumping) en pavimentos de hormigón, niveles del ahuellamiento y áreas severamente agrietadas indicando probable origen de las mismas, en los asfálticos y toda otra información de interés para definir y caracterizar la situación del pavimento, tal como se indica en el Instructivo para la inspección de pavimentos individualizado antes.
- identificación de las eventuales limitaciones o restricciones para materializar las diferentes soluciones, que pudieran existir. Deberá ponderar, al menos, factores tales como: disponibilidad limitada de recursos, problemas para el manejo del tránsito durante la construcción, vida útil remanente y agregada por las soluciones alternativas, restricciones en la geometría de la ruta, disponibilidad de faja fiscal, existencia de servicios públicos, etc.
- estimación de las cantidades de obras para reparaciones previas, asociadas a el o los procedimientos de reposición que se proponen.
- justificación de él o los tipos de reposición que se proponen, indicando una estimación de las inversiones asociadas a cada uno de ellos.

Una vez identificado el problema y definidas todas las posibles soluciones, se debe establecer cual es la más conveniente para la situación particular que se está analizando. Para ello se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- los procedimientos de reposición más efectivos son los que van directamente dirigidos a solucionar las causas que están originando el deterioro y que previenen que este vuelva a repetirse.
- aún cuando pueda resultar fácil programar un arreglo "a la rápida", o peor aún un arreglo tipo cosmética, ello siempre resultará en una solución indeseable. Los fondos que se invierten en soluciones de ese tipo son recursos malgastados; si no se tratan los mecanismos que están originando el deterioro éstos se repetirán con una intensidad creciente. Los beneficios de corto plazo derivados de reparaciones superficiales nunca justifican la inversión requerida; este tipo de tratamiento no es intrínsecamente malo es simplemente antieconómico.
- en general, las reposiciones sólo deben programarse para sectores en que el pavimento se encuentra seriamente deteriorado. Así, por ejemplo, en una calzada unidireccional con pavimento de hormigón, puede que sólo la pista externa se encuentre seriamente deteriorada; en tal caso sólo debe reponerse esa pista. Lo anterior no significa que para los tramos no incluidos en la reposición no se programen obras de reparación que pueden ser de menor envergadura.
- la soluciones detectadas pueden incluir más de una sola técnica de reposición.
- la solución más adecuada, para cada caso particular, se determina sopesando las ventajas de las diferentes alternativas detectadas contra las restricciones que presenta el proyecto. La solución adecuada y factible es aquella que junto con reparar los deterioros existentes, previene que ellos se vuelvan a repetir, mientras satisface las restricciones impuestas.

Una vez definido el o los tipos de reposición a efectuar, se deberá programar y definir los alcances de la recolección de antecedentes de terreno adicionales que se requieren. Normalmente, los antecedentes complementarios serán una monografía detallada del pavimento (en los términos que se señalan más arriba en el Numeral Monografía) y una prospección de los suelos de la subrasante y propiedades de las capas que conforman la estructura existente, obtenidas de preferencia mediante mediciones de deflexiones con un deflectómetro de impacto.

3.605.103 Consideraciones Importantes para el Diseño de Recarpeteos

3.605.103(1) Reparaciones previas. El deterioro de un pavimento incluye fallas visibles y otras que no pueden verse desde la superficie y deben detectarse por otros medios. Cualquiera fuera el tipo y características del recarpeteo a colocar, se requiere una cierta cantidad de reparaciones previas, de manera que el comportamiento de la nueva capa no se vea adversamente afectado. Muchas de las fallas que se presentan en este tipo de rehabilitaciones tienen su origen en una carencia o reparaciones previas deficientes.

La cantidad y características de las reparaciones previas están relacionadas con el tipo de recarpeteo a colocar; consecuentemente, la selección de cual tipo utilizar está influenciada por el nivel del deterioro que presente el pavimento. Cuando un pavimento se encuentra muy deteriorado deben elegirse los sistemas menos sensibles a la condición del pavimento existente.

Como las reparaciones previas dependen del tipo de rehabilitación a utilizar, los alcances que deben darse a estas obras se señalan al analizar los diferentes tipos de recarpeteos.

3.605.103(2) Reflexión de Grietas. La reflexión de grietas es frecuentemente el origen de muchos deterioros de los recarpeteos. Los métodos de diseño no consideran los efectos de la reflexión de grietas, de manera que deben tomarse medidas especiales para minimizar la ocurrencia de este fenómeno. Algunos criterios que se han utilizado con éxito para minimizar la reflexión de grietas son:

- como norma general, entre mayor es el espesor del recarpeteo más se retarda la aparición de grieta reflejadas. Sin embargo, casi nunca resulta recomendable aumentar el espesor más allá de ciertos límites sólo para disminuir este efecto.
- se han obtenido excelentes resultados al incluir en los recarpeteos asfálticos sobre pavimentos de hormigón, una base asfáltica de granulometría abierta. Para caminos rurales, donde existe un número significativo de camiones pesados, recarpeteos de un espesor total igual o superior que unos 120 mm,

incluyendo la capa de granulometría abierta, han retardado significativamente la aparición de grietas reflejadas.

- antes de recarpetear con asfalto un pavimento de hormigón se deben reparar o reemplazar las losas muy quebradas (3 ó más grietas) que presenten signos de estar trabajado (las juntas presentan saltaduras de bordes).
- antes de recarpetear con asfalto un pavimento asfáltico, se deben reemplazar todas las áreas que presenten agrietamiento por fatiga de alta severidad y cualquier otra zona inestable. Los conceptos de nivel de severidad son los que se indican en el MC-V7 Mantenimiento Vial, Anexo Catálogo de Deterioros de Pavimentos.
- el espesor de un recarpeteo asfáltico sobre un pavimento asfáltico, con propósito de reforzar la estructura de un camino rural con un número significativo de camiones, no deberá ser inferior a 90 mm. Capas destinadas a una mejora funcional del pavimento pueden tener espesores mucho menores.
- la mayoría de las membranas plásticas fabricadas especialmente para recarpeteos asfálticos sobre capas asfálticas, permiten disminuir o eliminar los espesores adicionales que se suelen colocar para retardar la reflexión de grietas (no incluye disminuciones de espesores de diseño). Sin embargo, debe tenerse en consideración que la efectividad de estos elementos es muy sensible a los procedimientos utilizados al colocarlos.

3.605.103(3) Ejes Equivalentes Solicitantes. Los ejes equivalentes acumulados durante la vida útil del proyecto deben calcularse utilizando los coeficientes de equivalencia adecuados que se señalan en el Numeral 3.603.202. Los factores de equivalencia que corresponde utilizar para cada tipo de recarpeteo son los que se indican en la Tabla 3.605.103.A.

**TABLA 3.605.103.A
FACTORES DE EQUIVALENCIA A UTILIZAR**

Pavimento Existente	Tipo Recarpeteo	Factores a Utilizar
Flexible	Capa Asfáltica	Flexible
Flexible	Hormigón	Rígido
Hormigón	Capa Asfáltica	Rígido
Hormigón Fracturado	Capa Asfáltica	Flexible
Hormigón	Hormigón	Rígido
Hormigón con Recarpeteo Asfáltico	Hormigón	Rígido
Hormigón con Recarpeteo Asfáltico	Capa Asfáltica	Rígido

3.605.103(4) Drenaje. El agua muy a menudo es el origen del deterioro (o la aceleración del deterioro) que afecta tanto a pavimentos rígidos como flexibles. En el diseño de una reposición se debe investigar si mejorando el drenaje de la plataforma y/o bajo el pavimento, se podría desacelerar el ritmo del deterioro que ha venido experimentando el pavimento. En los pavimentos flexibles la humedad puede ser la causa o el origen de la aceleración de fallas tales como la pérdida de áridos, ahuellamientos, deformaciones, grietas por fatigamiento y baches. En pavimentos rígidos puede causar surgencia de finos, deterioro de juntas, escalonamiento de juntas y grietas de esquinas. En zonas donde hay penetración de la helada, la subrasante pierde parte de la capacidad soporte.

Durante los estudios de terreno (incluso durante la construcción) se debe verificar la eficiencia del sistema de drenaje del pavimento existente y detectar cualquier falla originada en deficiencias de éste.

3.605.103(5) Ensanches. En ciertas ocasiones se aprovechan los trabajos de reposición de un pavimento para ensancharlo, adicionando pistas completas o ensanchando un pista antigua angosta. El diseño de estos elementos requiere de una coordinación entre el diseño del ensanche y el del recarpeteo, considerando no sólo las condiciones finales de la superficie sino que también las condiciones estructurales, tanto del pavimento existente como del ensanche. Las consideraciones más importantes que se deben tener en cuenta son:

- las vidas útiles tanto del ensanche como del pavimento existente deben ser las mismas.

- las características de la sección del ensanche deben ser sensiblemente iguales a las del pavimento existente, incluyendo semejanzas de materiales de refuerzo, espesores y espaciamiento de juntas (se puede utilizar un espaciamiento menor).
- el ensanche de un pavimento de hormigón con hormigón, debe amarrarse mediante barras de acero a las losas existentes. Se pueden utilizar las mismas barras y distribución señalada para los pavimentos nuevos.
- es conveniente colocar una membrana separadora a lo largo de la junta longitudinal del ensanche de manera que impida el traspaso de grietas entre uno y otro lado.
- el recarpeteo debe tener, en general, un espesor único tanto en la pista antigua como en el ensanche.
- deben colocarse drenes de pavimento, salvo que un estudio asegure que no resultan necesarios.

3.605.104 Evaluación del Pavimento Existente

3.605.104(1) Tramos Uniformes. Para abordar el diseño del recarpeteo debe subdividirse el camino en tramos uniformes, para los que se establecen parámetros de diseño en forma independiente de los otros tramos; deben corresponder a valores promedios de factores tales como el espesor, número de grietas por kilómetro, módulo resiliente o capacidad soporte, etc. Definidos los parámetros representativos de un tramo, se determina un espesor de recarpeteo único para ese tramo.

3.605.104(2) Condición funcional. La condición funcional se refiere a cualquier factor que afecte adversamente la serviciabilidad del camino desde el punto de vista del usuario.

El siguiente listado describe algunos de los deterioros funcionales que más comúnmente se presentan y la forma de abordarlos.

- en todo tipo de pavimento, una resistencia al deslizamiento insuficiente originada en agregados pulidos, exudación de asfalto, humedad, etc, puede incrementarse mediante algunos de los métodos indicados en el Numeral 6.203.304
- en cualquier tipo de pavimento, las irregularidades de la superficie causadas por ondulaciones pueden corregirse mediante una capa nivelante, es decir, de espesores variables.
- las irregularidades causadas por un agrietamiento severo y por baches, sólo se corrigen temporalmente si se coloca un recapado; la solución integral debe incluir reparaciones en todo el espesor de las áreas deterioradas y la colocación de una capa de características y espesor adecuados para retardar la reflexión de las grietas hacia la superficie.
- las irregularidades causadas por una pérdida del árido superficial, se pueden solucionar mediante un recapado de poco espesor. En todo caso deben tomarse medidas, incluso removiéndolo la parte superficial, para asegurar una buena adherencia entre la capa antigua y la nueva; también debe asegurarse que el problema no se origina en una mala adherencia árido - asfalto, pues en tal caso debe removerse toda la capa.
- las irregularidades causadas por el escalonamiento de las juntas de un pavimento de hormigón pueden aliviarse mediante la colocación de un recapado de espesor adecuado o mediante el cepillado de la superficie. Sin embargo, el escalonamiento está indicando una mala transferencia de cargas entre las juntas y problemas en el drenaje de la subbase, de manera que una solución integral debe considerar estos problemas.

3.605.104(3) Condición Estructural. La insuficiencia estructural se refiere a cualquier factor que reduzca la capacidad del pavimento para soportar sollicitaciones. Los procedimientos que se describen para diseñar refuerzos de los pavimentos se basan en el concepto que el tiempo y la repetición de las cargas disminuyen la capacidad de soporte del pavimento y que es posible incrementar esa capacidad mediante un recarpeteo.

En los pavimentos flexibles la capacidad estructural queda representada por el número estructural (NE); en los rígidos es el espesor de la losa (H) el que la define, en tanto que en los compuestos (asfalto sobre hormigón) la capacidad estructural se expresa como un espesor equivalente.

Si CE_{ef} es la capacidad estructural efectiva de un pavimento existente; CE_f la capacidad estructural que requiere para soportar las solicitaciones previstas y CE_{rec} la capacidad estructural del recarpeteo a colocar, entonces la deficiencia estructural o capacidad estructural que se debe adicionar es: $CE_{rec} = CE_f - CE_{ef}$. Esta expresión indica obviamente, que la capacidad estructural a adicionar sólo puede ser correctamente calculada en la medida en que se evalúe adecuadamente la capacidad estructural del pavimento existente.

Para evaluar la capacidad estructural efectiva se debe considerar la condición actual del pavimento, así como el comportamiento futuro de los materiales. No existe un procedimiento único y definitivo para determinarla; los tres procedimientos que se detallan a continuación son los normalmente más aceptados:

3.605.104(3) a) Método basado en una inspección visual complementada con ensayos de los materiales. En este sistema la capacidad estructural efectiva se determina analizando toda la información concerniente al diseño, construcción y mantenimiento, seguida de una detallada monografía que identifique la posición, tipo, cantidad y severidad de las fallas (ver Numeral Monografías).

3.605.104(3) b) Método basado en ensayos no destructivos. Este procedimiento, que consiste en medir deflexiones por medio de un deflectómetro de impacto, permite evaluar directamente las características de la subrasante y de las capas del pavimento; es el que entrega mejor información y más fidedigna para determinar la capacidad estructural efectiva y por lo tanto, se recomienda que se utilice siempre, dejando los otros procedimientos para obtener información complementaria o para casos excepcionales debidamente autorizados, en que no se pueda disponer de un deflectómetro de impacto. El módulo resiliente se debe calcular mediante la ecuación de Losberg o mediante programas de retroanálisis; en este último caso, se deberá poner a disposición de la Dirección de Vialidad los software Modulus y Wesdef.

A pesar de las bondades señaladas, debe tenerse en consideración que el sistema de medición de deflexiones presenta algunas limitaciones que deben tenerse muy en cuenta. Las deflexiones permiten determinar mediante retrocálculo, las propiedades de las diferentes capas que integran el pavimento y de la subrasante, pero ello requiere conocer los espesores de las capas que componen la estructura. Los resultados son muy sensibles a pequeñas variaciones de espesor, de manera que es muy importante asegurarse que efectivamente los valores usados son los reales; no deben utilizarse espesores medios o aproximados, conviene verificarlos en terreno con cierta frecuencia a lo largo del camino.

Por otra parte, el módulo elástico de la subrasante calculado mediante retroanálisis, no es el mismo módulo resiliente que se utiliza en el método AASHTO. En tanto no se cuente con estudios más acabados, se recomienda utilizar las siguientes relaciones para transformar el módulo retroanalizado (E_{sr}) al módulo resiliente (MR) que utiliza el método AASHTO.

Pavimentos flexibles. $M_R = C \cdot E_{sr}$ (ec. 3.605.104(3).1)

Los valores del parámetro C son los que se indican en la Tabla 3.605.104.A.

**TABLA 3.605.104.A
VALORES DEL COEFICIENTE C**

Subrasante	Valor "C"
Suelos finos	0,33
Suelos granulares	1,00
Terraplén granular sobre suelo fino	$0,33 + 0,33 \cdot h$ $0 < h \leq 2$ m
Terraplén suelo fino sobre granular	$1 - 0,33 \cdot h$ $0 < h < 2$

h : altura del terraplén (m).

para h > 2 m; usar C = 0,33 ó 1,00, según corresponda

Pavimentos Rígidos. $K = B \cdot K_{sr}$ (ec. 3.605.104(3).2)

El parámetro B toma los valores que se indican en la Tabla 3.605.104.B.

**TABLA 3.605.104.B
VALORES DEL COEFICIENTE B**

Subrasante	Valor "B"
Suelos finos	0,50
Suelos granulares	1,00
Terraplén granular sobre suelo fino	$0,5 + h/6$ $0 < h \leq 3 \text{ m}$
Terraplén suelo fino sobre suelo granular	$1,0 - h/6$ $0 < h < 3$

h : altura del terraplén (m).
para $h > 3 \text{ m}$, usar $B = 1$ ó $0,5$, según corresponda

En resumen, los ensayos con deflectómetro de impacto permiten determinar la eficiencia de la transmisión de cargas en juntas y grietas, estimar la capacidad soporte de la subrasante y establecer el módulo de elasticidad del hormigón, en los pavimentos rígidos y establecer el módulo resiliente de la subrasante y calcular directamente el número estructural efectivo (NEef) de un pavimento flexible.

Un segundo método del tipo no destructivo y que puede utilizarse para diseñar recarpeteos de asfalto sobre asfalto, cuando no se disponga de un deflectómetro de impacto, es el que se basa en mediciones de deflexiones mediante una viga Benkelman, con una carga estática de 40 kN.; de preferencia debe utilizarse el método canadiense de ensaye (rebound). También se puede diseñar de acuerdo con este método, cuando se miden deflexiones con el deflectómetro Lacroix, el Dynaflect, el Road Rater – Modelo 400 u otros, para lo cual esas mediciones deben transformarse a sus equivalentes en viga Benkelman.

3.605.104(3) c) Método basado en la vida útil remanente. Se basa en el concepto que la repetición de cargas provoca un fatigamiento de la estructura, lo que disminuye su capacidad para soportar solicitaciones adicionales. Se calcula estableciendo la cantidad acumulada de solicitaciones que ha soportado el pavimento hasta el momento del análisis (EE_p) y las solicitaciones adicionales ($EE_{1,5}$) necesarias para llevar la estructura a un fallamiento total, es decir hasta que el índice de serviciabilidad alcance a 1,5. La razón entre estos valores, expresada como un porcentaje, es la vida remanente y se expresa como sigue:

$$VR = 100 \frac{1 - EE_p}{EE_{1,5}} \quad (\text{ec. 3.605.104(3).3})$$

en que:

VR : vida útil remanente (%)

EE_p : ejes equivalentes acumulados a la fecha del análisis

$EE_{1,5}$: ejes equivalentes necesarios para llevar la estructura a un $p_f = 1,5$

El número estructural efectivo (NEef) puede obtenerse aplicando la siguiente relación, en que NE_o es el número estructural original de la estructura:

$$NE_{ef} = NE_o \cdot (0,5 + 0,096 \cdot VR^{0,358}) \quad (\text{ec. 3.605.104(3).4})$$

La capacidad estructural de un pavimento determinada por el procedimiento descrito no tiene en consideración ningún trabajo de reposición que se pudiera haber realizado. Por otra parte, presenta una serie de imprecisiones y dificultades, de manera que muchas veces da resultados que se alejan bastante de lo que pudiera parecer razonable. Consecuentemente, se recomienda usar este procedimiento sólo para estudios a nivel de anteproyecto o más generales y eventualmente para estimar el NE_{ef} al final de un período en diseño por etapas.

3.605.2 RECARPETEOS ASFALTICOS SOBRE PAVIMENTOS ASFALTICOS

3.605.201 Factibilidad Técnica. El recarpeteo con una mezcla asfáltica de un pavimento asfáltico es una alternativa factible, excepto cuando las condiciones del pavimento existente sean tales que obliguen a remover o reemplazar áreas muy extensas. Las principales condiciones que hacen que la alternativa no sea factible son:

- la cantidad de grietas por fatigamiento existentes es tan alta que prácticamente obliga a remover parte substancial del pavimento.
- presenta un ahuellamiento significativo que podría repetirse después de recarpeteado.
- existe una base tratada que presenta señales de un serio deterioro que obliga a incluir reparaciones muy extensas para asegurar un soporte uniforme de la subrasante.
- existe una base granular que debe reemplazarse pues evidencia contaminación e infiltración de suelos finos de la subrasante.
- la capa asfáltica presenta pérdidas de áridos por falta de adherencia entre árido y ligante.

3.605.202 Reparaciones Previas. Los siguientes tipos de fallas deben repararse antes de iniciar la colocación del recarpeteo, pues si no se ejecutan la vida útil de la reposición se acortará significativamente:

Tipo de Falla	Reparación Necesaria
Grietas por fatigamiento	Todas las áreas que presenten grietas por fatigamiento de alta severidad, deben repararse; también las áreas localizadas con grietas de severidad media, salvo que se instale una membrana especial para minimizar la reflexión de grietas. La reparación debe profundizarse en caso que se detecten suelos de baja capacidad soporte en la subrasante.
Grietas lineales	Toda grieta lineal abierta en más de 19 mm debe bachearse. Las grietas abiertas más de 6 mm se deben rellenar con una arena asfalto u otro producto adecuado para rellenar juntas. Si existen grietas transversales se deben tomar precauciones para minimizar su reflexión.
Ahuellamiento	Las huellas deben rellenarse con mezcla asfáltica o deben rebajarse mediante fresado, antes de colocar el recarpeteo. Si el ahuellamiento es severo, se debe determinar su origen y actuar en consecuencia.
Irregularidades superficiales	Se debe investigar la causa de toda depresión, levantamiento y corrugación y subsanar el problema; la mayoría de las veces se requiere remover y reemplazar el pavimento.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar la monografía detallada, indicada en 3.605.102(3), localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previos de acuerdo con lo señalado más arriba.

3.605.203 Espesor del Recarpeteo. El espesor requerido para aumentar la capacidad estructural de un camino y permitirle soportar el tránsito futuro, está dado por:

$$NE_{rec} = NE_f - NE_{ef} \quad (\text{ec. 3.605.203.1})$$

en que:

- NE_{rec} : número estructural del recarpeteo
- NE_f : número estructural necesario para soportar el tránsito futuro
- NE_{ef} : número estructural efectivo del pavimento existente

Para determinar el espesor del recarpeteo se deben seguir los siguientes pasos:

3.605.203(1) Establecer las Solicitaciones. Determinar las solicitudes que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE).

En caso de que se vaya a determinar el número estructural efectivo por el método de la vida útil remanente (procedimiento no recomendado para proyectos definitivos), establecer las solicitudes acumuladas a la fecha del análisis (EE_p).

3.605.203(2) Caracterizar la Subrasante. De preferencia determinar el M_R representativo de la subrasante mediante retroanálisis de mediciones con un deflectómetro de impacto, ajustándose a los criterios señalados en los Numerales 3.603.205(3) y 3.605.104.

Si resultara imposible hacer deflectometría, el M_R se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante que se ajuste a lo señalado en el Numeral 3.603.205.

Para el diseño se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados, ajustándose a los criterios señalados en 3.604.105.

3.605.203(3) Determinar el Número Estructural Efectivo. De preferencia, determinar el NE_{ef} mediante el retroanálisis de mediciones con un deflectómetro de impacto, ajustándose a los criterios señalados en los Numerales 3.603.205(3) y 3.605.104

Si resultara imposible hacer deflectometría, el NE_{ef} se puede determinar preparando una monografía detallada de las características del deterioro que presenta la capa y utilizar los coeficientes estructurales que se entregan en la Tabla 3.605.203.A. Al aplicar los valores indicados en la Tabla se debe suponer que mediante trabajos previos al recarpeteo se repararon todas las áreas que presentan las anomalías que se describen en el cuadro del Numeral 3.605.202.

3.605.203(4) Determinar el Número Estructural Total Requerido. El número estructural requerido para las solicitudes previstas se determina como si se tratara de un pavimento nuevo, haciendo abstracción del pavimento existente. En los tres pasos previos se caracterizaron las solicitudes y la subrasante, por lo que sólo falta definir los índices de serviciabilidad inicial y final, que se deben ajustar a lo señalado en 3.604.102 y el nivel de confianza, que se debe adoptar de acuerdo con 3.604.104, para contar con todos los antecedentes que permiten determinar el número estructural (NE_f) necesario para soportar el tránsito previsto.

El NE_f se determina tal como se señala para un pavimento nuevo y por lo tanto ajustándose a lo señalado en el Tópico 3.604.1.

3.605.203(5) Número Estructural del Recarpeteo. De acuerdo con la ec. 3.605.203.1 el número estructural del recarpeteo es: NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}, es decir, la diferencia entre el valor calculado en el Numeral 4 menos el determinado en el Numeral 3.

En cuanto a estructuración, se recomienda, salvo que el pavimento existente se encuentre en muy buen estado (prácticamente sin deterioro), distribuir el NE_{rec} al menos en dos capas; la inferior deber ser una base tratada con asfalto o si existe un agrietamiento significativo, una mezcla de graduación abierta.

TABLA 3.605.203.A
COFICIENTES ESTRUCTURALES RECOMENDADOS PARA PAVIMENTOS EXISTENTES

CAPA	CONDICION SUPERFICIAL	COEFICIENTE
Capa	Poco o casi nada de grietas de fatiga y/o grietas transversales ancho ≤ 6 mm	0,35 a 0,40
	<10% grietas de fatiga de severidad baja y/o < 5% grietas transversales ancho < 6 mm	0,35 a 0,40
	>10% grietas de fatiga de severidad baja y/o <10% grietas de fatiga de severidad media y/o >5-10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,20 a 0,30
	> 10% grietas de fatiga de severidad media y/o < 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,14 a 0,20
	> 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 19 mm	0,08 a 0,15
Base tratada	Poco o casi nada de grietas de fatiga y/o sólo grietas transversales de ancho ≤ 6 mm	0,20 a 0,35
	<10% grietas de fatiga de severidad baja y/o < 5% grietas transversales ancho < 6 mm	0,15 a 0,25
	>10% grietas de fatiga de severidad baja y/o <10% grietas de fatiga de severidad media y/o >5-10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,15 a 0,20
	> 10% grietas de fatiga de severidad media y/o < 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 6 mm	0,10 a 0,20
	> 10% grietas de fatiga de severidad alta y/o > 10% grietas transversales ancho > 19 mm	0,08 a 0,15
Bases y subbases Granulares	Sin evidencias de surgencia de finos, degradación o contaminación con finos.	0,10 a 0,14
	Con alguna evidencia de surgencia de finos, degradación o contaminación con finos	0,00 a 0,10

3.605.204 Espesores de Recarpeteo Usando Medidas de Deflexiones. La segunda mejor opción para lograr un buen diseño del recarpeteo, es medir deflexiones mediante un viga Benkelman u otro equipo similar, siempre que las mediciones se transformen a sus equivalentes de viga Benkelman. Realizadas las mediciones se procede como sigue, de acuerdo con el procedimiento preparado por el Instituto del Asfalto, USA (The Asphalt Institute, TAI):

- normalizar las mediciones por temperatura utilizando los gráficos que entrega el propio método o medidas de corrección propias, derivadas de experiencias previas. También es necesario hacer ajustes estacionales cuando las mediciones no fueron realizadas durante el periodo más crítico del año; estos ajustes se hacen según criterios derivados de experiencias previas basadas en los resultados de programas de medición que se extienden todo el año (secciones de control).
- agrupar las deflexiones medidas según correspondan a zonas de cortes, zonas de terraplenes, tipo de drenaje, condiciones del pavimento, etc.
- la deflexión representativa de un tramo homogéneo es igual al valor promedio de la serie más dos desviaciones estándar (corresponde, aproximadamente al percentil 97,7%).
- el espesor del recarpeteo requerido se determina con la siguiente relación, que es función de la deflexión representativa y del tránsito expresado en ejes equivalentes (en millones)

$$h = \left[\left(1,216 \cdot R^2 \cdot T^{0,4876} - 1 \right) \frac{4430}{R^{2/3}} \right]^{0,5} \quad (\text{ec. 3.605.204.1})$$

en que:

- T : Tránsito (EE millones).
- R : Deflexión Representativa (mm)
- H : Espesor de recarpeteo (mm)

Nota: la expresión 3.605.204.1 corresponde a una simplificación de los ábacos y gráficos desarrollados por el TAI; produce diferencias menores que 5% para tránsitos superiores a 3 millones de EE y deflexiones superiores a 3,0 mm. Para deflexiones menores que 3 mm las diferencias no superan el 0,2%. Debe considerarse que, en general, cuando las deflexiones superan los 2,5 mm es preferible reconstruir completamente el pavimento.

El siguiente ejemplo ilustra el procedimiento a seguir, suponiendo que se dispone de los siguientes datos básicos :

- tránsito solicitante: T = 2,5 EE (millones)
- medidas de la deflexión:

km	Deflexión (mm)	km	Deflexión (mm)
0,00	0,75	0,40	1,08
0,10	0,92	0,60	1,15
0,15	0,80	0,70	0,95
0,20	1,20	0,80	1,20
0,30	1,10	0,90	1,12

- de los antecedentes de la Tabla precedente, se concluye lo siguiente:
deflexión promedio: D = 1,024 mm
desviación estándar: S = 0,162 mm
deflexión representativa (D + 2 S) : R = 1,347 mm
- según la ec. 3.605.204.1 resulta h = 94 mm.
Si fuera necesario para el diseño relacionar deflexiones medidas con una viga Benkelman o deflectómetro Lacroix con las correspondiente a un deflectómetro de impacto (FWD), se sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$D_{vb} = 1,16 D_0 \quad (\text{ec. 3.605.204.2})$$

en que:

- D_{vb} : deflexión viga Benkelman
- D₀ : deflexión con deflectómetro de impacto.

3.605.3 RECARPETEOS ASFALTICOS SOBRE PAVIMENTOS DE HORMIGON

3.605.301 Factibilidad Técnica. El recarpeteo con una mezcla asfáltica sobre un pavimento de hormigón es una alternativa factible, excepto cuando las condiciones del pavimento existente sean tales que obliguen a reparaciones y/o remociones de áreas muy extensas. Las principales condiciones que haría que la alternativa no fuera factible serían:

- la cantidad de losas severamente agrietadas y la cantidad de juntas deterioradas es tan alta que prácticamente se deba remover parte substancial del pavimento.
- existe un deterioro significativo debido a problemas de durabilidad del árido (este problema es de muy rara ocurrencia en el país).
- se presentan problemas para mantener el gálibo mínimo exigido debajo de pasos inferiores.
no se recomienda una reposición que considere una capa separadora granular tipo base, entre el pavimento de hormigón y la nueva capa asfáltica, salvo que el espesor de la base sea mayor que unos 400 mm. En tal caso, se debe aplicar el procedimiento descrito en 3.604.1 para pavimentos nuevos y no considerar aporte alguno al pavimento de hormigón existente.

3.605.302 Reparaciones Previas. Los siguientes tipos de fallas deben repararse antes de iniciar la colocación del recarpeteo, pues si no se ejecutan la vida útil de la reposición se acortará significativamente:

Tipo de Falla	Reparación Necesaria
Grietas que trabajan	Reparación en todo el espesor o cambio de la losa (las grietas de este tipo presentan bordes saltados, escalonamientos y otros signos de inestabilidad).
Juntas saltadas	Reparación en todo el espesor o en parte de él.
Reparaciones dañadas	Cualquier antigua reparación que presente signos de deterioro debe repararse mediante la técnica de reparación en todo el espesor.
Surgencia de finos	Se deben instalar drenes de pavimento
Losas hundidas	Nivelar con mezclas asfálticas o reconstruir la losa.

Nota: las técnicas de reparación en todo el espesor y reparación parcial se describen en el MC-V7 como operaciones de mantenimiento.

Las reparaciones en todo el espesor y el cambio de losas deben contar con barras de traspaso en las juntas y/o barras de amarre, según corresponda, de manera de asegurar una adecuada transferencia de cargas. No se recomienda reemplazar losas deterioradas o los trabajos de reparación en todo el espesor, por una solución en asfalto, pues a menudo provocan fallas en el recarpeteo.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar la monografía adicional indicada en 3.605.102, localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previos de acuerdo con lo señalado más arriba.

3.605.303 Espesor del Recarpeteo. El siguiente procedimiento, que transforma el pavimento de hormigón en un equivalente a capa asfáltica, sólo debe aplicarse en las condiciones que aquí se señalan y necesariamente debe incluir una capa de una mezcla asfáltica de graduación abierta para controlar la reflexión de grietas. El procedimiento se ajusta a criterios probados con éxito en el país y no necesariamente concuerda con lo señalado en el método AASHTO.

En atención a que el pavimento de hormigón existente se asimila a un pavimento asfáltico, el diseño es similar al presentado en el Numeral 3.605.2, Recarpeteo de Asfalto sobre Asfalto; por lo tanto se emplea la ecuación 3.605.203.1.

$$NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}$$

en que:

NE_{rec} : Número estructural del recarpeteo

NE_f : Número estructural necesario para soportar el tránsito futuro

NE_{ef} : Número estructural efectivo equivalente del pavimento de hormigón existente

Para determinar el espesor del recarpeteo se deben seguir los siguientes pasos:

3.605.303(1) Establecer las Solicitaciones. Determinar las sollicitaciones que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE) utilizando factores de equivalencia correspondientes a hormigón.

3.605.303(2) Caracterizar la Subrasante. De preferencia determinar el M_R representativo de la subrasante mediante retroanálisis de mediciones con un deflectómetro de impacto, ajustándose a los criterios señalados en los Numerales 3.603.205(3) y 3.605.104.

Si resultara imposible hacer deflectometría, el M_R se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante que se ajuste a lo señalado en 3.603.205.

Para diseñar se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados, ajustándose a los criterios señalados en 3.604.105.

3.605.303(3) Transformar el Pavimento de Hormigón a un Número Estructural Efectivo Equivalente. Se debe preparar una monografía detallada de las características del deterioro que presenta el pavimento y utilizar los factores de conversión a espesor efectivo que se entregan en la Tabla 3.605.303.A, Estos factores, multiplicados por los espesores correspondientes y por 0,43, coeficiente estructural del concreto asfáltico dan el Número Estructural Efectivo Equivalente. Para aplicar esta Tabla se debe suponer que mediante trabajos previos al recarpeteo se repararon todas las áreas que presentan las anomalías que se describen en el cuadro del Numeral 3.605.302.

TABLA 3.605.303.A
FACTORES DE CONVERSION PARA TRANSFORMAR EL ESPESOR
DEL PAVIMENTO EXISTENTE A ESPESOR EFECTIVO

Tipo	Descripción	Coefficiente
I	a) Subbase o Base Granulares (CBR \geq 20%) Si IP \leq 6 Si IP $>$ 6	0,3 0,2
	b) GTC o Suelo Cemento (IP $<$ 10) usados como bases o subbases	0,2 a 0,3
II	a) Base Granular; material granular no plástico de alta calidad.	0,4 a 0,5
	b) Mezclas Asfálticas; agrietadas, fragmentadas a lo largo de las grietas, apreciable Ahuellamiento, con alguna evidencia de inestabilidad.	0,3 a 0,5
	c) Pavimento de hormigón; quebrado en trozos (máxima dimensión = 600 mm), antes de colocar una capa encima: Si existe subbase Si losa se apoya en subrasante	0,4 a 0,5 0,3 a 0,4
	d) Bases de Suelo-Cemento; muy agrietadas, evidenciado por las reflexiones de grietas, Pumping o inestabilidad.	0,3 a 0,5
III	a) Capas de rodadura y bases asfálticas; muy agrietadas, sin que estén fragmentadas, Exhiben alguna deformación pero son esencialmente estables.	0,5 a 0,7
	b) Pavimento de hormigón; muy agrietado y escalonado, que no pueden inyectarse para estabilizarlos en forma efectiva. Con fragmentos de losa (de 1 a 4 m ²), bien asentados en la subrasante con rodillos neumáticos pesados.	0,5 a 0,7
	c) Bases de Suelo-Cemento; con pequeñas grietas evidenciadas por la reflexión, bajo Superficies estables.	0,5 a 0,7
IV	a) Capa de Rodadura tipo Concreto Asfáltico; con grietas finas, deformaciones leves, pero estable.	0,7 a 0,9
	b) Mezclas asfaltos líquido; estables, sin grietas, sin exudación, deformaciones leves.	
	c) Bases asfálticas.	
	d) Pavimento de hormigón; estable por inyección de algunas grietas, trozos mayores a 1 m ²	
V	a) Concreto asfáltico; incluyendo capa intermedia, sin grietas y con deformaciones leves	0,9 a 1,0
	b) Pavimento de hormigón; estable, y no agrietado.	
	c) Base de pavimento de hormigón; bajo superficie asfáltica estable, sin pumping, poca reflexión de grietas.	

También el número estructural existente se podrá calcular con las siguientes expresiones:

$$D_{vb} = D_0 - 6,264/E_s \quad (\text{ec. 3.605.303(3).1})$$

en que:

D_{bv} : deflexión del pavimento medido con Viga Benkelman (mm)
 D_0 : deflexión absoluta del pavimento o deflexión FWD
 E_s : módulo del suelo de subrasante (MPa)

$$NE_{ef} = 10,789 \times D_{vb} - 0,421 \quad (\text{ec. 3.605.303(3).2})$$

3.605.303(4) Determinar el Número Estructural Total Requerido. El número estructural requerido para las solicitaciones previstas se determina como si se tratara de un pavimento nuevo, haciendo abstracción del pavimento existente. En los tres pasos previos se caracterizaron las solicitaciones y la subrasante, por lo que sólo falta definir los índices de serviciabilidad inicial y final, que se deben ajustar a lo señalado en 3.604.102 y el nivel de confianza, que se debe adoptar de acuerdo con 3.604.104, para contar con todos los antecedentes que permiten determinar el número estructural (NE_f) necesario para soportar el tránsito previsto.

El NE_f se determina tal como se señala para un pavimento nuevo y por lo tanto ajustándose a lo señalado en el Numeral 3.604.1.

3.605.303(5) Número Estructural del Recarpeteo. De acuerdo con la ec. 3.605.203.1 el número estructural del recarpeteo es: $NE_{rec} = NE_f - NE_{ef}$, es decir, la diferencia entre el valor calculado en el Párrafo 4 menos el determinado en el Párrafo 3.

En cuanto a estructuración, siempre se debe colocar directamente sobre el pavimento de hormigón, después de realizadas las reparaciones previas y colocado un riego de liga, una capa conformada por una mezcla asfáltica de graduación abierta. Para caminos en zonas suburbanas donde existe un tránsito significativo de camiones pesados, el espesor total de las capas que conforman el recarpeteo no debe ser inferior a unos 120 mm.

3.605.4 REPOSICION DE PAVIMENTOS ASFALTICOS CON PAVIMENTOS DE HORMIGON

3.605.401 Factibilidad Técnica. La reposición de un pavimento asfáltico mediante un pavimento de hormigón es una alternativa adecuada tanto para mejorar su capacidad estructural como funcional. Se puede aplicar prácticamente cualquiera sean las condiciones en que se encuentra el pavimento asfáltico y es especialmente ventajosa cuando él se encuentra muy deteriorado. Asimismo, si el plazo de construcción fuera crítico, se pueden utilizar hormigones para entrega acelerada al tránsito (ver Operaciones de Mantenimiento, Volumen N° 7 de este Manual). Las principales condiciones que haría que la alternativa no fuera factible serían:

- el nivel del deterioro del pavimento existente no es importante de manera que otras alternativas pudieran resultar económicamente más convenientes
- resulta un gálibo vertical inadecuado y/u obliga a modificar muchas estructuras de drenaje y elementos de seguridad vial.
- el pavimento existente pudiera experimentar grandes deformaciones, hundimientos o asentamientos.

3.605.402 Reparaciones Previas. Las reparaciones que requiere este tipo de solución son las mínimas, debiéndose tener en consideración solamente lo siguiente:

Tipo de Falla	Reparación Necesaria
Grietas por fatigamiento	No requieren reparación, sólo se deben bachear las áreas que presenten deflexiones altas.
Grietas transversales	No requieren reparación.
Surgencia de finos y pérdida superficial de áridos	Colocar drenes de pavimento. Remover la capa que está experimentando la pérdida de áridos, siempre que sea de alta severidad
Asentamientos	Nivelar con concreto asfáltico.

La reflexión de grietas no es, en general, un problema a considerar en esta solución. Sin embargo, si el pavimento asfáltico presenta grietas transversales severas de origen térmico, es conveniente analizar la conveniencia de colocar algún elemento separador, como un geotextil, sobre la zona de la grieta.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar una monografía detallada localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previos de acuerdo con lo señalado más arriba.

3.605.403 Espesor del Recarpeteo. El espesor requerido se calcula tal como si fuera un pavimento nuevo teniendo en consideración la capacidad de soporte de la subrasante incluyendo el aporte de la capa asfáltica.

Los pasos a seguir para determinar el espesor necesario, son los que se señalan a continuación:

3.605.403(1) Establecer las Solicitaciones .Determinar las solicitaciones que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE).

3.605.403(2) Caracterizar la Subrasante. De preferencia determinar el k representativo de la subrasante mediante retroanálisis de mediciones con un deflectómetro de impacto. Este parámetro se determina de acuerdo con los procedimientos y criterios señalados en los Numerales 3.603.205(3) y 3.605.104, según el método basado en ensayos no destructivos.

Otro procedimiento para determinar el k es mediante ensayos con una placa tal como se indica en el Numeral 3.604.206(4) Determinación mediante ensayos con placa de carga.

Por último, si resultara imposible contar con alguno de los métodos de auscultación señalados, el k se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante que se ajuste a lo señalado en 3.603.206.

Para diseño se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados, ajustándose a los criterios señalados en el Numeral 3.604.206(7).

3.605.403(3) Calcular el Espesor de Losa Requerido. El espesor de losa para las solicitaciones previstas se determina como si se tratara de un pavimento nuevo; el pavimento existente sólo sirve para evaluar el coeficiente de roce en la interfase asfalto – hormigón. En los pasos previos se caracterizaron las solicitaciones y la subrasante, por lo que falta por definir los demás parámetros que intervienen en los cálculos, tal como indica en 3.604.201.

3.605.5 REPOSICION DE PAVIMENTOS DE HORMIGON CON HORMIGON NO ADHERIDO

3.605.501 Factibilidad Técnica. El procedimiento se refiere al diseño de un pavimento de hormigón a colocar sobre un pavimento de hormigón existente, del que se aísla mediante una capa de mezcla asfáltica que impide la adherencia entre el hormigón antiguo y el nuevo. La técnica contempla conservar básicamente las losas del pavimento tal como se encuentran, sólo sometiénolas a un mínimo de trabajos previos. Consecuentemente, no se incluye la descripción de otros procedimientos para tratar losas severamente deterioradas, tales como quebrarlas y asentarlas, quebrarlas y estabilizar los trozos o pulverización completa (rubblizing).

Por otra parte el procedimiento que se describe no es aplicable cuando se utilizan capas granulares para separar el pavimento antiguo del nuevo. En ese caso la nueva losa debe calcularse como un pavimento de hormigón nuevo apoyado sobre una base granular y en ningún caso, como una losa no adherida al antiguo pavimento. El valor del k a utilizar en ese caso es difícil de determinar pero, dependiendo de la capacidad soporte de la subrasante, se recomiendan valores comprendidos entre 55 y 110 MPa/m. Salvo situaciones especiales en climas desérticos, la solución debe complementarse con la colocación de drenes de pavimento que aseguren la evacuación rápida de las aguas que llegan a la base.

La reposición de un pavimento de hormigón (u hormigón previamente recubierto con una capa asfáltica) con losas de hormigón no adheridas, es una alternativa factible prácticamente para cualquier condición. Sin embargo, debido a que requiere pocas reparaciones previas, normalmente su mayor aplicación es cuando el pavimento existente se encuentra seriamente deteriorado.

Las condiciones que harían que esta solución no resultara factible son:

- la cantidad de losas que presentan grietas y juntas deterioradas y con saltaduras no es tan significativa, de manera que otras alternativas pudieran resultar más económicas.
- el pavimento existente está expuesto a experimentar asentamientos o deformaciones significativas.
- se presentan problemas para mantener el gálibo mínimo exigido debajo de pasos inferiores.

3.605.502 Reparaciones Previas. Una gran ventaja de la solución de reposición mediante losas no adheridas es que los requerimientos de reparaciones previas del pavimento existente son mínimas. Sin embargo, esta solución no puede utilizarse como un “puente” para saltarse zonas localizadas con capacidad soporte reducida o no uniforme. Los deterioros que deben repararse antes de colocar las losas no adheridas, con el propósito de prevenir la reflexión de grietas, son los siguientes:

Tipo de Falla	Reparación Necesaria
Grietas que trabajan	No requieren reparación.
Juntas saltadas	No requieren reparación.
Surgencia de finos	Se deben instalar drenes de pavimento.
Losas hundidas	Nivelar con mezclas asfálticas o reconstruir la losa.
Mala transferencia de cargas en juntas y grietas.	No requieren reparación. Si existen muchas juntas o grietas en esta condición, considerar una capa asfáltica separadora de mayor espesor.

Salvo cuando existe una muy mala transferencia de cargas en las juntas y grietas, el espesor de la capa asfáltica separadora debe estar comprendido entre 25 y 50 mm, pero en todo caso debe ser algo mayor que la altura del escalonamiento de juntas que presente el pavimento a reponer. Donde la transferencia de cargas en juntas y grietas sea inadecuada, inferior a 50%, se debe colocar una capa separadora de espesor mínimo 50 mm.

Cuando se opte por esta alternativa de reposición se deberá preparar una monografía detallada localizando y cuantificando las áreas que requieren de trabajo previos de acuerdo con lo señalado más arriba.

3.605.503 Espesor del Recarpeteo. El espesor que requiere una losa de hormigón no adherida con el pavimento de hormigón a reponer, es función de la capacidad estructural necesaria para soportar las solicitaciones previstas y de la capacidad estructural del pavimento existente. El espesor del recarpeteo se determina con la siguiente relación:

$$D_{rep} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0,5} \quad (\text{ec. 3.605.503.1})$$

en que:

- D_{rep} : Espesor de la losa de reposición
- D_f : Espesor de la losa, necesario para soportar el tránsito futuro
- D_{ef} : Espesor efectivo del pavimento de hormigón existente

Para determinar el espesor de las losas de recarpeteo se deben seguir la secuencia que se indica a continuación:

3.605.503(1) Establecer las Solicitaciones. Determinar las solicitaciones que se acumularán durante el periodo de vida útil proyectado (EE), utilizando factores de equivalencia correspondientes a hormigón.

3.605.503(2) Caracterizar la Subrasante. De preferencia determinar el k representativo de la subrasante mediante retroanálisis de mediciones con un deflectómetro de impacto. Este parámetro se determina de acuerdo con los procedimientos y criterios señalados en los Numerales 3.603.205(3) y 3.605.104(3), según el método basado en ensayos no destructivos.

Otro procedimiento para determinar el k es mediante ensayos con una placa, tal como se indica en el Numeral 3.604.206(4) Determinación Mediante Ensayos con Placa de Carga. El ensaye debe realizarse de preferencia retirando algunas losas para ensayar directamente sobre la base; en su defecto, también pueden ensayarse a un costado del pavimento, removiendo el espesor equivalente a la berma.

Por último, si resultara imposible contar con alguno de los métodos de auscultación señalados, el k se puede determinar mediante una prospección de los suelos de la subrasante que se ajuste a lo señalado en 3.603.206.

Para diseño se debe utilizar el promedio de la serie de valores detectados, ajustándose a los criterios señalados en el Numeral 3.604.206(7).

3.605.503(3) Calcular el espesor del pavimento de hormigón requerido para el tránsito previsto (D_r). El espesor de losas requerido por el nivel solicitaciones previstas se determina como si fuera un pavimento nuevo, haciendo abstracción de la existencia del pavimento antiguo, salvo por la base, que debe evaluarse en lo que respecta a su módulo elástico, coeficiente de roce y coeficiente de drenaje; su aporte se incorpora al diseño estructural. Los demás parámetros son los mismos que se utilizarían para diseñar un pavimento nuevo.

3.605.503(4) Calcular el espesor efectivo de las losas del pavimento existente (D_{ef}). Se debe preparar una monografía detallada de los siguientes deterioros que presente el pavimento:

- número de juntas de contracción deterioradas por km.
- número de grietas transversales deterioradas por km.
- número de juntas excepcionalmente anchas (más de 25 mm de ancho) por km
- superficie por km cubierta por parches asfálticos de todo el espesor y que abarcan a lo menos una pista completa.
- evidencias de surgencia de finos y/o de agua y de escalonamiento de juntas.

El espesor efectivo (D_{ef}) del pavimento existente, de hormigón o compuesto por hormigón más un recubrimiento asfáltico, se determina con las siguientes expresiones:

$$D_{ef} = F_{jg} \cdot D \quad (\text{ec. 3.605.503(4).1})$$

$$F_{jg} = 1,77 \cdot 10^{-6} (JYG)^2 - 9,6 \cdot 10^{-4} (JYG) + 0,9917 \quad (\text{ec. 3.605.503(4).2})$$

en que:

F_{jg} : Factor de ajuste por juntas y grietas deterioradas, según ec. 3.605.503(4).2

JYG : Número de juntas y grietas transversales deterioradas y no reparadas y otras discontinuidades por km.

D : Espesor (mm) del pavimento existente.(el espesor a utilizar en la fórmula no debe ser mayor que 250 mm, aún cuando sea efectivamente mayor; el espesor de una eventual capa asfáltica, no se considera).

También el espesor efectivo puede estimarse de acuerdo con el método de la vida útil remanente; con la ec. 3.605.104.3; se determina VR (%) y luego D_{ef} con la siguiente ecuación:

$$D_{ef} = D \cdot (0,5 + 0,096 \cdot VR^{0,358}) \quad (\text{ec. 3.605.503(4).3})$$

El procedimiento descrito conlleva una serie de imprecisiones de manera que eventualmente los resultados que se obtienen pudieran alejarse bastante de lo parece razonable; se recomienda usarlo sólo para estudios a nivel de anteproyecto o más generales.

3.605.503(5) Determinar el Espesor Necesario. El espesor requerido (D_{rep}) se calcula con la ec. 3.605.503.1

$$D_{rep} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0,5} \quad (\text{ec. 3.605.503.1})$$

en que:

- D_{rep} : Espesor de la losa de reposición
- D_f : Espesor de la losa, necesario para soportar el tránsito futuro
- D_{ef} : Espesor efectivo del pavimento de hormigón existente

3.605.6 REPOSICION CON LOSAS ADHERIDAS AL PAVIMENTO DE HORMIGON

Este procedimiento se refiere al diseño de losas de hormigón que se construyen de manera que se adhieran al pavimento de hormigón a reponer. Para lograr este objetivo se debe previamente reparar las áreas deterioradas, mejorarse el subdrenaje, si es necesario y preparar la superficie para asegurar la adherencia requerida entre el hormigón antiguo y el nuevo. El éxito de este tipo de solución depende en gran medida del grado de adherencia que se logre, de manera que deben tomarse todas las medidas para tener un alto grado de confianza que la unión se producirá efectivamente. La superficie existente debe limpiarse y hacerse rugosa, mediante medios mecánicos que remuevan la capa más superficial, sin dañar el hormigón y deben aplicarse procedimientos como humedecer la superficie, colocar una lechada de cemento y mortero, usar productos epóxicos u otros.

La reposición con losas adherida requiere que previamente se reparen completamente: todas las grietas que están trabajando, las juntas que presentan saltaduras, cualquier parche asfáltico deteriorado y se coloquen drenes de pavimento, cuando resulten necesarios y se nivelen las losas asentadas, de manera que es una buena solución sólo cuando el pavimento no se encuentre muy deteriorado.

En consideración a que prácticamente, se carece de experiencia en el país para este tipo de solución y a que las reparaciones previas y adherencia entre hormigón antiguo y nuevo, son fundamentales para su buen desempeño, esta solución debe utilizarse únicamente con la autorización previa de la Dirección de Vialidad y el diseño respaldarse con estudios especiales que garanticen las condiciones señaladas.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.700

**DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO
MECÁNICA E HIDRÁULICA FLUVIAL**

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO	3.700 DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO, MECÁNICA E HIDRÁULICA FLUVIAL
SECCIÓN	3.701 ASPECTOS GENERALES
3.701.1	OBJETIVOS
3.701.2	ORGANIZACION Y CONTENIDO
3.701.3	RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO
SECCIÓN	3.702 HIDROLOGÍA
3.702.1	ASPECTOS GENERALES
3.702.2	PERÍODO DE RETORNO PARA DISEÑO
3.702.3	ANÁLISIS DE OBSERVACIONES EN EL PUNTO DE INTERÉS
3.702.301	Ajuste Gráfico
3.702.302	Ajuste a un Modelo Probabilístico
3.702.4	CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA DE LLUVIAS
3.702.401	Definiciones y Conceptos
3.702.402	Obtención de Curvas IDF a partir de Datos Pluviográficos
3.702.403	Coeficientes de Duración y de Frecuencia
3.702.404	Obtención de Curvas IDF a partir de Datos Pluviométricos
3.702.405	Cálculo de llluvias e Intensidades con Duración Menor que 1 hora
3.702.5	MÉTODO RACIONAL
3.702.501	Tiempos de Concentración.
3.702.502	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de Lluvias
3.702.503	Coeficientes de Escurrimiento
3.702.6	MÉTODOS DGA
3.702.7	HIDROGRAMAS UNITARIOS
3.702.8	ANÁLISIS REGIONAL DE CRECIDAS
3.702.801	Criterios de Regionalización
3.702.802	Método del US Geological Survey
3.702.803	Método Regional de Momentos Ponderados por Probabilidad
SECCIÓN	3.703 DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA
3.703.1	ASPECTOS GENERALES
3.703.101	Definición y Alcance

- 3.703.102** **Antecedentes de Terreno Necesarios**
 - (1) Características Topográficas del Lugar*
 - (2) Estudio de la Hoya Hidrográfica*
 - (3) Características del Cauce*
 - (4) Datos de Crecidas*
 - (5) Otras Estructuras Existentes*

- 3.703.2** **UBICACIÓN, ALINEACIÓN Y PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS**
 - 3.703.201** Aspectos Generales
 - 3.703.202** Ubicación en Planta
 - 3.703.203** Perfil Longitudinal
 - 3.703.204** Elección del Tipo de Alcantarilla
 - (1) Forma y Sección*
 - (2) Materiales*

- 3.703.3** **DISEÑO HIDRÁULICO**
 - 3.703.301** Características del Flujo y Variables de Diseño
 - (1) Gasto de Diseño*
 - (2) Carga Hidráulica en la Entrada o Profundidad del Remanso*
 - (3) Altura de Agua a la Salida*
 - (4) Velocidad en la Salida*
 - (5) Forma de la Entrada y la Salida*
 - (6) Características del Tubo*
 - 3.703.302** Diseño de Entradas y Salidas
 - 3.703.303** Alcantarillas Con Control de Entrada
 - (1) Expresiones Analíticas para el Cálculo de He en Obras con Control de Entrada*
 - (2) Eficiencia Hidráulica en Alcantarillas con Control de Entrada*
 - 3.703.304** Alcantarillas con Control de Salida
 - (1) Salida Sumergida*
 - (2) Salidas no Sumergidas*
 - 3.703.305** Procedimiento para la Selección del Tamaño de una Alcantarilla
 - 3.703.306** Problemas Hidráulicos Especiales
 - (1) Sólidos Flotantes*
 - (2) Anclaje*
 - (3) Uniones*
 - (4) Inflexiones del Eje de la Alcantarilla*
 - (5) Socavación Local a la Salida*

- 3.703.4** **CRITERIOS DE INSTALACIÓN**
 - 3.703.401** Consideraciones sobre Rellenos y Apoyos
 - 3.703.402** Requisitos de Resistencia

- 3.703.5** **CONDICIONES DE SERVICIO**
 - 3.703.501** Mantenimiento
 - 3.703.502** Abrasión
 - 3.703.503** Corrosión
 - 3.703.504** Seguridad y Vida Útil
 - (1) Alcantarillas Metálicas*
 - a) En condiciones normales*
 - b) Bajo las condiciones citadas*
 - c) Pavimento de Radier*
 - d) Espesores Adicionales de la Plancha*
 - (2) Alcantarillas de Hormigón*

SECCIÓN	3.704 DRENAJE DE LA PLATAFORMA
3.704.1	ASPECTOS GENERALES
3.704.101	Objetivo y Alcance
3.704.102	Criterios de Diseño
3.704.2	CUNETAS, CANALES LONGITUDINALES Y BAJADAS DE AGUA
3.704.201	Cunetas Prefabricadas
3.704.202	Canales Longitudinales
3.704.203	Bajadas de Agua
3.704.3	COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS
3.704.301	Criterios de Diseño
3.704.302	Sumideros y Rejillas
	<i>(1) Tipos, Características y Usos de los Sumideros</i>
	<i>(2) Ubicación y Espaciamiento de los Sumideros</i>
	<i>(3) Diseño Hidráulico de los Sumideros</i>
	<i>(4) Tipos y Características de las Rejillas</i>
3.704.303	Diseño de los Tubos en los Colectores
3.704.304	Registros y Estructuras de Unión
	<i>(1) Registros</i>
	<i>(2) Estructuras de Unión</i>
3.704.305	Depresiones de Drenaje
3.704.4	MODELOS COMPUTACIONALES
SECCIÓN	3.705 DISEÑO DE CANALES EN RÉGIMEN UNIFORME
3.705.1	CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO UNIFORME
3.705.2	CANALES REVESTIDOS O NO EROSIONABLES
3.705.201	Revestimiento
3.705.202	Velocidad Mínima
3.705.203	Taludes
3.705.204	Velocidades Máximas
3.705.205	Revancha
3.705.206	Sección Hidráulica Óptima
3.705.3	CANALES EROSIONABLES
3.705.301	Velocidad Máxima Permisible
3.705.302	Fuerza Tractriz Permisible
3.705.4	REVESTIMIENTO
3.705.5	MODIFICACIONES EN CANALES EXISTENTES
3.705.501	Justificación
3.705.502	Consideraciones Sobre los Efectos de Modificación
SECCIÓN	3.706 DRENAJE SUBTERRÁNEO
3.706.1	ASPECTOS GENERALES
3.706.101	Antecedentes Necesarios
3.706.102	Tipos de Drenes
	<i>(1) Pozos de Drenaje</i>
	<i>(2) Subdrenes</i>
	<i>(3) Mantas Drenantes</i>
	<i>(4) Zanjas de Drenaje</i>

	(5) Sondajes Horizontales
	(6) Drenes de Pavimento
3.706.2	CÁLCULO HIDRÁULICO
3.706.201	Criterios de Diseño
3.706.202	Estimación de Caudales
3.706.203	Profundidad y Espaciamiento
3.706.204	Cálculo de Diámetros
3.706.3	CONDICIONES DE INSTALACIÓN DE SUBDRENES
3.706.301	Materiales
3.706.302	Vida Útil
3.706.303	Instalación
3.706.304	Registros
SECCIÓN	3.707 PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE HIDRÁULICA Y MÉCANICA FLUVIAL
3.707.1	INFORMACIÓN BÁSICA
3.707.101	Topografía del Cauce y Zonas Adyacentes
3.707.102	Granulometría de los Sedimentos Movilizados por las Aguas
	(1) Muestreo
	a) Muestreo de la Superficie del Lecho
	b) Muestreo en Profundidad
	(2) Curva Granulométrica
	(3) Parámetros Granulométricos
3.707.103	Caudales Medios y Máximos y Períodos de Retorno
3.707.104	Coefficientes de Rugosidad o n de Manning
3.707.105	Coefficiente de Rugosidad Compuesta
	(1) Método de Einstein y Banks
	(2) Fórmula de Lotter
	(3) Fórmula de Colebach
	(4) Fórmula del Distrito de los Ángeles, EE.UU
3.707.106	Catastro de Obras Existentes en el Cauce y otra Información
	(1) Catastros
	(2) Otra Información
3.707.2	MÉTODOS DE CÁLCULO HIDRÁULICO FLUVIAL
3.707.201	Métodos Unidimensionales de Lecho Fijo
	(1) Régimen de Esguerrimiento Uniforme o Normal
	a) Método del Coeficiente de Rugosidad Compuesta
	b) Método de los Factores de Conducción Hidráulica
	(2) Régimen de Esguerrimiento Cuasi-Uniforme
	(3) Régimen de Esguerrimiento Gradualmente Variado
3.707.202	Métodos Unidimensionales de Lecho Móvil
	(1) Factores que condicionan la Resistencia al Esguerrimiento en Cauces Aluviales
	(2) Relaciones hidráulicas en Cauces Aluviales Constituidos por Sedimento Fino
	a) Método de Einstein – Barbarossa
	b) Método de Engelund
	c) Método de van Rijn
	e) Método de la Teoría del Régimen
	f) Recomendaciones Generales para el Uso de los Métodos
	(3) Relaciones Hidráulicas en Cauce de Montaña Constituidos por Sedimento Grueso
	a) Características Principales de los Cauces
	b) Predicción de la Pérdida de Carga
	1) Enfoque Fenomenológico
	2) Enfoque Empírico
3.707.203	Métodos Bidimensionales de Lecho Fijo

- 3.707.3 MÉTODOS DE CÁLCULO MECÁNICO FLUVIAL**
- 3.707.301 Ondas Sedimentarias en un Cauce Aluvial**
- 3.707.302 Procesos de Acorazamiento en Cauces Constituidos por Sedimentos. Gruesos Bien Graduados.**
- (1) Características del Proceso*
 - (2) Cuantificación del Acorazamiento*
- 3.707.303 Transporte Incipiente o Crítico de Sedimentos no Cohesivos**
- (1) Características del Fenómeno*
 - (2) Criterio de la Velocidad Crítica*
 - (3) Criterio del Esfuerzo de Corte Crítico*
 - (4) Diagrama de Shields*
 - (5) Transporte Incipiente o Crítico para Flujos Macro-Rugosos*
- 3.707.304 Transporte de Sedimentos**
- (1) Transporte en Suspensión y de Fondo*
 - a) Proceso de Difusión Turbulenta o Dispersión de Masa*
 - b) Difusión Turbulenta del Sedimento en Suspensión.*
 - b) Difusión Turbulenta del Sedimento en Suspensión*
 - d) Cálculo del Gasto Sólido en Suspensión*
 - (2) Métodos de Cálculo del Transporte de Sedimentos para Lechos Finos*
 - a) Método de Einstein*
 - 1) Transporte de Fondo*
 - 2) Transporte en Suspensión y Transporte Sólido Total*
 - b) Método de van Rijn*
 - 1) Transporte de Fondo.*
 - 2) Transporte en Suspensión y Transporte Total*
 - (3) Métodos de Cálculo del Transporte de Fondo de Sedimentos Granulares Finos y Gruesos Uniformes*
 - a) Método de Meyer - Peter y Müller*
 - b) Método de Ackers y White*
 - (4) Métodos de Cálculo del Transporte de Sedimento de Granulometría Gruesa y Extendida*
 - a) Método de Parker*
 - b) Fórmulas Empíricas para Estimaciones Preliminares*
- 3.707.305 Procesos Naturales de Socavación-Depositación en Cauces**
- (1) Socavación en Contracciones*
 - (2) Socavación en Curvas*
 - (3) Socavación en Confluencias*
- 3.707.306 Procesos de Degradación Inducidos y su Cuantificación**
- (1) Aspectos Generales y Metodologías*
 - (2) Cálculo Simplificado de la Degradación*
- 3.707.4 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN**
- 3.707.401 Fenómeno de Socavación**
- 3.707.402 Fórmulas de Cálculo de la Socavación Local al Pie de Pilas**
- (1) Pilas de Sección Circular en un Lecho de Arena*
 - (2) Factores de Corrección para la Socavación al Pie de Pilas*
 - a) Factor de Forma de la Pila (K_s)*
 - b) Factor de Esviaje de Pilas Rectangulares (K_w)*
 - c) Factor de Dispersión Granulométrica (K_g)*
 - d) Factor de Grupo de Pilas (K_{gr})*
 - e) Factor de Afloramiento de la Base de Fundación (K_r)*
 - f) Factor de Tamaño del Sedimento (K_d)*
- 3.707.403 Socavación en Estribos de Puentes y Espigones**
- (1) Fórmulas de Cálculo de la Socavación Local en el Extremo de Estribos y Espigones*
 - (2) Factores de Corrección de la Socavación Local al Pie de Estribos*
 - a) Factor de Angulo de Esviaje (K_ϕ)*
 - b) Factor de Forma del Estribo o Espigón (K_F)*

- c) *Factor de Profundidad del Flujo (K_h)*
- d) *Factor de Influencia de la Dispersión Granulométrica de Arenas No-Uniformes (K_σ).*
- e) *Factor de Intensidad del Flujo (K_i)*
- 3.707.404 **Socavación Aguas Abajo de Estructuras Hidráulicas**
 - (1) *Socavación al Pie de Barreras Vertedoras*
 - a) *Socavación al Pie de Barreras Vertedoras de Baja Carga*
 - b) *Socavación al Pie de Presas o Barreras Vertedoras de Alta Carga*
 - (2) *Socavación Al Pie de Radieres Producidas por Torrentes (Régimen Supercrítico)*
 - a) *Caso de Torrentes Aguas Abajo de Compuertas*
 - b) *Socavación al Pie de Radieres Producida por Ríos (Régimen Subcrítico)*
 - (3) *Socavación Al Pie de Alcantarillas y Ductos de Descarga de Sección Circular*
 - a) *Profundidad de la Fosa de Socavación*
 - b) *Dimensiones en Planta de la Fosa de Socavación*
 - c) *Enrocado de Protección al Pie de Descargas*
- 3.707.405 **Socavación General de un Cauce Fluvial**
 - (1) *Características del Fenómeno*
 - (2) *Métodos de Estimación de la Socavación General*
 - a) *Método de Neill*
 - b) *Método de Lischtván - Levediev*
 - (3) *Recomendaciones para la Aplicación de los Métodos*

- SECCIÓN 3.708 **DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSAS FLUVIALES**
 - 3.708.1 **DEFINICIONES Y CONCEPTOS BÁSICOS**
 - 3.708.101 **Tipos de Obras Fluviales**
 - (1) *Defensas Longitudinales y Transversales de Riberas*
 - (2) *Protecciones de Cepas y Estribos de Puentes*
 - (3) *Protecciones Locales de Otras Obras*
 - (4) *Obras de Retención de Sedimentos en Cauces*
 - 3.708.102 **Elementos Constructivos Básicos**
 - (1) *Enrocados*
 - (2) *Gaviones*
 - (3) *Elementos prefabricados de Hormigón y Acero*
 - (4) *Otros Materiales*
 - 3.708.103 **Componentes de una Obra de Defensa Fluvial**
 - (1) *Coraza*
 - (2) *Fundación*
 - (3) *Coronamiento*
 - (4) *Talud*
 - (5) *Terraplén de Respaldo*
 - (6) *Zarpas o Dientes*
 - (7) *Radieres*
 - 3.708.2 **PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE DISEÑO HIDRÁULICO**
 - 3.708.201 **Diagnóstico del Problema a Resolver**
 - 3.708.202 **Información Básica**
 - (1) *Información Posible de Recopilar y Fuentes Usuales*
 - a) *Información General y de Apoyo Cartográfico*
 - b) *Información Hidrológica y Meteorológica*
 - c) *Información Fluviométrica*
 - d) *Información Sedimentométrica*
 - (2) *Estudios de Terreno*
 - (3) *Estudios Básicos*
 - a) *Hidrología*
 - b) *Estudio Hidráulico*
 - c) *Estudio Mecánico Fluvial*
 - d) *Caracterización del Comportamiento Hidráulico y Mecánico Fluvial*

- 3.708.203** **Requerimientos Específicos**
 - (1) Constructivos*
 - (2) Ambientales*
 - (3) Operacionales*

- 3.708.3** **CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO PARA OBRAS FLUVIALES**
- 3.708.301** **Espigones**
 - (1) Localización en Planta*
 - (2) Longitud de los Espigones*
 - (3) Separación y Longitud de los Primeros Espigones*
 - (4) Pendiente Longitudinal, Elevación y Ancho del Coronamiento de los Espigones*
 - (5) Orientación de los Espigones*
 - (6) Fundación*
 - (7) Forma de los Espigones en Planta*
 - (8) Separación entre Espigones*
- 3.708.302** **Defensas Longitudinales**
 - (1) Localización en Planta*
 - (2) Talud de Protección*
 - (3) Coronamiento*
 - (4) Fundaciones*
 - (5) Coraza de Protección*
 - a) Dimensionamiento del Enrocado*
 - 1) Corazas de Defensas Longitudinales de Riberas*
 - 2) Corazas de Defensas Costeras o Defensas Fluviales Sujetas a Oleaje*
 - b) Distribución de Tamaños de los Enrocados*
 - c) Espesor de la Coraza con Enrocado*
 - d) Colocación de la Coraza*
 - e) Uso de Gaviones*
 - (6) Protecciones al Pie*
 - (7) Otros Componentes de la Obra*
 - a) Coraza de Protección*
 - b) Socavación al Pie*
- 3.708.303** **Obras de Retención de Sedimentos**
 - (1) Barreras Estabilizadoras del perfil de un Cauce*
 - (2) Pozas de Decantación Excavadas Bajo el Cauce*

- 3.708.4** **ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE MANTENCIÓN DE LAS OBRAS**
- 3.708.401** **Elementos Constructivos**
- 3.708.402** **Alteración del Lecho y Manejo del Cauce**
- 3.708.403** **Mantenimiento Periódico del Cauce**

CAPITULO 3.700 DISEÑO DEL DRENAJE, SANEAMIENTO, MECANICA E HIDRAULICA FLUVIAL SECCION 3.701 ASPECTOS GENERALES

3.701.1 OBJETIVOS

El drenaje en una carretera busca eliminar el exceso de agua superficial sobre la franja del camino, restituir la red de drenaje natural, la cual puede verse afectada por el trazado y evitar que el agua subterránea pueda comprometer la estabilidad de la base, de los terraplenes y cortes del camino. Para cumplir estos fines se requiere:

- Estimar la magnitud y frecuencia del escurrimiento producido por las tormentas.
- Conocer el drenaje superficial natural del terreno y restituir aquellos drenajes interceptados por el camino.
- Determinar las características del flujo de agua subterránea, y
- Estudiar el efecto que la carretera tiene sobre los canales y cursos de agua existentes, cuyo trazado deba ser modificado.

Este capítulo presenta recomendaciones y normas de diseño generales para ayudar al Ingeniero Proyectista y conseguir una razonable uniformidad en el diseño de estas obras. En ningún caso, el contenido del capítulo reemplaza el conocimiento de los principios básicos de la Ingeniería ni a un adecuado criterio profesional. Debe tenerse presente que la solución de problemas de drenaje superficial y subterráneo implica, a veces, problemas complejos que no podrán ser resueltos sólo con las recomendaciones de manual, debiendo ser abordados por especialistas. En estos casos, el contenido del capítulo, permitirá al Ingeniero proyectista, identificar el problema así como contar con la visión general necesaria para interactuar con los diversos ingenieros especialistas y la experiencia real de eventos extraordinarios ocurridos en diversas cuencas que permitan caracterizar en mejor forma caudales y sedimentos transportados por la crecidas..

3.701.2 ORGANIZACION Y CONTENIDO

El Capítulo se encuentra dividido en ocho secciones: Aspectos Generales, Hidrología, Drenaje Transversal de la Carretera, Drenaje de la Plataforma, Canales, Drenaje Subterráneo, Transporte de Sedimentos, y Diseño de Obras Fluviales. En cada una de estas secciones se entregan recomendaciones de diseño hidráulico de las obras, incluyendo los antecedentes técnicos necesarios para su aplicación y se especifican normas y criterios de proyecto. Adicionalmente, se incluye al final del capítulo una bibliografía que puede ser de utilidad en casos no consultados por el manual. En el Capítulo 2.400 Ingeniería Básica: Aspectos de Hidrología e Hidráulica del MC-V2 se desarrollaron los aspectos básicos y conceptuales de los procedimientos, cuya aplicación se incluye en este Capítulo 3.700.

La Sección 3.702 Hidrología incluye los criterios para seleccionar una probabilidad de diseño y los antecedentes para aplicar procedimientos para estimar los caudales superficiales provenientes de las tormentas. Se discute el análisis probabilístico de variables hidrológicas, el método racional, los procedimientos de hidrogramas unitarios y el análisis regional de crecidas. Se dan también informaciones generales sobre modelos hidrológicos de acceso público.

La Sección 3.703 Drenaje Transversal de la Carretera contiene una descripción de los aspectos generales y antecedentes necesarios para la ubicación y dimensionamiento de las alcantarillas, analizando la ubicación, alineación y pendiente de estas obras en los diversos casos que pueden presentarse; los métodos de diseño hidráulico para las alcantarillas con control en la entrada y en la salida; los criterios de instalación y las condiciones de servicio de estas obras.

En la Sección 3.704 Drenaje de la Plataforma se presentan los aspectos de diseño de cunetas, canales longitudinales y bajadas de agua y el dimensionamiento de la red de recolección de aguas lluvias con sus distintos elementos.

La Sección 3.705 Canales, trata el diseño hidráulico de canales en régimen uniforme, en cauces revestidos y en lechos erosionables, incluyendo algunas normas sobre revestimientos.

La Sección 3.706 Drenaje Subterráneo, presenta una descripción de los tipos de drenes y de los antecedentes de terreno necesario para su proyecto, el diseño hidráulico de los subdrenes y sus condiciones de instalación.

La Sección 3.707 Procedimientos y Técnicas de Hidráulica y Mecánica Fluvial, presenta la terminología, las definiciones y conceptos básicos que se usan en los estudios de transporte de sedimentos, hidráulica y mecánica fluvial. Incluye la descripción de los procesos de transporte, así como los fenómenos de erosión y sedimentación de suelos a nivel de las cuencas.

La Sección 3.708 Diseño de Obras de Defensas Fluviales incluye los elementos de diseño de obras de defensa longitudinales y transversales a las riberas, criterios de diseño de protecciones para cepas y estribos de puentes, y obras de retención de sedimentos.

3.701.3 RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO

El proyectista será responsable de los diseños hidráulicos por él ejecutados. No podrá, en consecuencia, desligarse de esta posibilidad por el sólo hecho de haber seguido las recomendaciones incluidas en este capítulo.

La Dirección de Vialidad, se reserva también, la facultad de exigir en casos particulares justificados, normas y criterios de diseño más estrictos que los incluidos en el manual.

El mejoramiento del drenaje consultado se extenderá solamente a la franja de expropiación de la carretera, a menos que el Estado sea beneficiado con algún mejoramiento externo.

Solamente con la aprobación previa de la Dirección de Vialidad se podrán abordar proyectos de obras de defensa contra inundaciones, en conjunto con personas o instituciones ajenas al servicio. Tales proyectos deben estar sustentados por un convenio formal, donde se especifique la magnitud de la participación la cual no podrá exceder a los beneficios que de este proyecto resulten para el Fisco.

SECCION 3.702 HIDROLOGIA

3.702.1 ASPECTOS GENERALES

Esta Sección tiene por objeto presentar las metodologías y criterios para estimar los caudales de diseño de las obras de drenaje transversal de la carretera (alcantarillas y puentes) y de las obras de drenaje superficial y subsuperficial de la faja del camino. Se dan los criterios de diseño, se explicitan las hipótesis, posibilidades de aplicación y limitantes de los métodos presentados, con el fin de ayudar al Ingeniero Proyectista a seleccionar el enfoque más apropiado en cada ocasión.

Las obras de drenaje en una carretera abarcan desde pequeñas alcantarillas y cunetas longitudinales hasta obras de drenaje importantes y puentes de gran costo. Cada una de ellas requiere de algún tipo de análisis hidrológico cuya extensión y alcance dependerá del nivel del estudio y de la importancia de la obra.

Se presentan en este Tópico cinco procedimientos para estimar los caudales de diseño. Cada uno de ellos tiene características inherentes a los métodos hidrológicos y por consiguiente el Ingeniero debe utilizarlos con criterio. Es frecuente que un método permita complementar los resultados obtenidos usando otro enfoque y se recomienda, emplear esta complementación y confrontación cuando sea posible. Los métodos que se presentan en 3.702.3 y 3.702.8 implican el uso de registros fluviométricos y por tanto son adecuados para usar en aquellos cursos de aguas permanentes que tienen registros históricos. Los métodos que figuran en 3.702.4, 3.702.5 y 3.702.6 son métodos empíricos representativos de las situaciones similares a las usadas en su desarrollo y deben por lo tanto ser aplicados utilizando el buen criterio y experiencia del proyectista. Los métodos incluidos en 3.702.5, 3.702.6 y 3.702.7 utilizan información pluviométrica para estimar las crecidas y por lo tanto son métodos indirectos que permiten abordar aquellos casos en los cuales no se poseen registros de los caudales observados.

En general, los procedimientos incluidos en el Manual permiten estimar los caudales causados fundamentalmente por lluvias y no incluyen los escurrimientos provenientes de deshielos o cuencas cubiertas de nieve. Estos casos constituyen problemas menos frecuentes y de mayor dificultad, que deben ser tratados por especialistas.

Un caso particular lo constituyen las experiencias reales de escurrimientos de carácter aluvional registrados en varias cuencas de la zona norte y sur del país con caudales detríticos.

Existen varios programas computacionales de dominio público o de fácil acceso, que ayudan al proyectista a realizar los cálculos hidrológicos e hidráulicos necesarios para diseñar las obras de drenaje. Entre ellos se puede mencionar el HEC-1 Flood Hydrograph Package, el HEC-RAS River Analysis System y el HEC-FFA Flood Frequency Analysis del U.S. Corps of Engineers, (<http://www.hec.usace.army.mil/software>) el HYDRAIN del Federal Highway Administration (<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/hydrsoft.htm>) y el CAP Culvert Analysis Program desarrollado por el US Geological Survey (<http://www.water.usgs.gov/software/cap.html>) de Estados Unidos de América. El primero permite realizar los cálculos relacionados con la hidrología de crecidas basadas en eventos aislados provenientes de tormentas registradas o pseudo históricas, tales como, hidrogramas unitarios o sintéticos, métodos de onda cinemática, propagación de crecidas y otros. El HEC-FFA realiza los cálculos de frecuencia de crecidas siguiendo los procedimientos recomendados por el Water Resources Council en su Bulletin 17B. El HYDRAIN está formado por 4 módulos que ayudan al cálculo hidráulico de alcantarillas, a la generación de los hidrogramas de diseño, a la propagación de crecidas en cauces y a los cálculos de disipación de energía a la salida de las obras.

Existen también programas computacionales bidimensionales que simulan flujos de avenida, hiperconcentrados y/o flujos detríticos. Entre ellos se puede mencionar los siguientes modelos de uso libre y gratuito; HEC-RAS Analysis system versión 5.0 en adelante (<http://www.hec.usace.army.mil/software>), el modelo computacional IBER (<http://iberaula.es/modelo-iber/hidrodinamica>), el simulador de detritos KANAKO (<http://www.stc.or.jp/10soft/003Epage.html>), etc. HEC-RAS 5.0, cuenta con una extensión que permite simular el flujo de agua combinando modelos 1D/2D, así como totalmente 2D. IBER abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios. El modelo KANAKO tiene un sistema basado en un modelo de integración: formulación 1D para la parte alta de la quebrada; formulación 2D para la parte baja (abanico aluvial).

3.702.2 PERIODO DE RETORNO PARA DISEÑO

En la elección del período de retorno, frecuencia o probabilidad a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla aceptable, dependiendo, este último, de factores económicos, sociales, ambientales, técnicos y otros. La discusión detallada de los conceptos involucrados se realizó en el Tópico 2.402.3 del MC-V2.

La confiabilidad del diseño, representada por la probabilidad que no falle la estructura durante el transcurso de su vida útil, considera el hecho que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante la vida útil, es decir, no debe presentarse un evento de magnitud superior a la usada en el diseño durante el primer año de funcionamiento de la estructura, durante el segundo, y así sucesivamente. Dado que la probabilidad de ocurrencia para cada uno de estos eventos es independiente, la probabilidad de falla o riesgo (r) durante el período de vida útil de la estructura se determina mediante la siguiente expresión, en función del período de retorno (T, años) y la vida útil (n, años):

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (\text{ec. 3.702.2.1})$$

Esta expresión se encuentra tabulada para algunos valores en la Tabla 2.402.3.A que se repite a continuación.

TABLA 3.702.2.A
PERIODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA SEGUN VIDA UTIL

Riesgo (r, %)	Vida útil (n, años)			
	10	20	25	50
50	15	29	37	73
25	35	70	87	174
10	95	190	238	475
5	195	390	488	975
1	995	1.990	2.488	4.977

Teniendo presente los conceptos antes analizados, así como la experiencia nacional y de otros países, se deberán emplear para el diseño de las diferentes obras de drenaje de las Carreteras (Autopistas, Autorrutas, Primarias) y de los caminos (Colectores, Locales y de Desarrollo), como mínimo, los Períodos de Retorno de Diseño que se señalan en la Tabla 3.702.2.B. Dichas obras se verificarán también mediante los Períodos de Retorno de Verificación, aceptando en ese caso alturas de agua superiores a las de diseño (Ver notas al pie de la Tabla para Puentes y Tópico 3.703.3 para alcantarillas), pudiendo en algunos casos (terraplenes bajos), ser necesario aumentar la sección útil de la obra para evitar daños en la superestructura de la ruta.

En aquellas obras de grandes dimensiones, cuya eventual falla ante eventos extraordinarios, pueda involucrar el colapso de la infraestructura de la vía, poniendo en peligro la seguridad de los usuarios y/o que puedan causar daños considerables en las zonas aledañas, el Proyectista deberá considerar para el Diseño al menos, los Períodos de Retorno de Verificación.

TABLA 3.702.2.B
PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (T, años)		Vida Util Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño ⁽³⁾	Verificación ⁽⁴⁾		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos ⁽¹⁾	Carreteras	200	300	50	22	15
	Caminos	100	150	50	40	28
Alcantarillas (S>1,75 m ²) o H terrap. ≥10 m y Estructuras Enterradas ⁽²⁾	Carreteras	100	150	50	40	28
	Caminos	50	100	30	45	26
Alcantarillas (S<1,75 m ²)	Carreteras	50	100	50	64	40
	Caminos	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carreteras	10	25	10	65	34
	Caminos	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carreteras	100	-	20	18	-
	Caminos	100	-	20	18	-

S = Sección útil de la alcantarilla

- (1) En el caso de Viaductos el cálculo de caudales en crecida esta destinado a calcular la socavación en las fundaciones de las Pilas. Iguales T se emplearán para el cálculo de socavaciones en puentes.
- (2) Las Alcantarillas de drenaje construidas bajo terraplenes de altura ≥ 10 m deben diseñarse para estos Períodos de Retorno, cualesquiera que sea su Sección.
En esta misma categoría se clasificarán las estructuras proyectadas bajo el nivel del terreno natural circundante, destinadas al cruce desnivelado de dos vías.
- (3) Para la etapa de diseño de puentes y defensas de ribera, la revancha mínima asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de diseño debe ser de 1,0 m.
- (4) Para la verificación hidráulica de Puentes se considerará que la revancha asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de verificación puede reducirse a 0,30 m.
Para la Verificación de Alcantarillas – Ver 3.703.301(2).

La Tabla 3.702.2.B indica también el riesgo de falla de las distintas obras, suponiendo una vida útil como la indicada, supuesto que es bastante representativo de las condiciones usuales. Es importante recalcar que un valor de diseño correspondiente a un período de retorno de 50 años, tiene en promedio una probabilidad de ser igualado o superado igual a 0,02 en un año cualquiera, sin embargo, la probabilidad que sea igualado o sobrepasado en un período de 10 años sube a 0,18; en un período de 25 años sube a 0,38 y en un período de 50 años sube a 0,64. Es decir, se requiere usar en el diseño un período de retorno alto, para contar con una seguridad de funcionamiento razonable de la obra durante su vida útil.

3.702.3 ANALISIS DE OBSERVACIONES EN EL PUNTO DE INTERES

Este Tópico presenta procedimientos generales para el estudio de las probabilidades asociadas a una serie de datos hidrológicos (caudales o lluvias) registrados en un punto. En consecuencia, aún cuando las indicaciones están redactadas para el análisis de crecidas, ellas son aplicables al estudio de lluvias u otros datos hidrológicos. Se debe tener presente que el desarrollo teórico de los modelos ticos y de los métodos de estimación de sus parámetros se incluyeron en el Tópico 2.402.4 del MC-V2. En él se sintetizan las propiedades y características de los principales modelos probabilísticos recomendados para estos fines, se presentan los métodos para estimar los parámetros, se describen los procedimientos para calcular las estimaciones puntuales de las variables asociadas a distintos periodos de retorno y para calcular sus errores estándar e intervalos de confianza. Adicionalmente, en el Tópico 2.405.2 se desarrolla un ejemplo de aplicación de los procedimientos a un caso particular.

Las observaciones y registros de terreno pueden ser: mediciones de caudal en una estación fluviométrica; medidas de marcas de agua de crecidas importantes, geometría, pendiente y estimación de rugosidad de los cursos de agua; y análisis del comportamiento de obras existentes. Estas últimas dos observaciones, de tipo indirecto, permiten mediante principios hidráulicos tener estimaciones de la magnitud de las crecidas.

El análisis de frecuencia de las crecidas registradas utiliza la información histórica para predecir los eventos futuros. Este análisis es esencial en obras de importancia, y en cursos de agua con régimen permanente y registros de caudal. La curva de frecuencia de crecidas, que asocia a cada crecida una probabilidad de ocurrencia, puede abordarse por ajuste gráfico a los puntos observados o por el uso de modelos de distribución de probabilidades.

La información necesaria para realizar este análisis está constituida por la crecida máxima instantánea o máxima diaria observada en cada uno de los años de registro, denominándose a la muestra en este caso, serie anual. Para utilizar este análisis de frecuencia es deseable contar con un mínimo de 20 años de registro. En situaciones de registros más cortos se recurre al uso de las llamadas series parciales, las cuales se forman seleccionando todas las crecidas mayores que un cierto límite fijado arbitrariamente. Tanto el análisis de series parciales como anuales, exige que los eventos seleccionados sean estadísticamente independientes entre sí (no pertenezcan a la misma crecida) y que se compruebe debidamente la calidad y representatividad de la información. Los resultados utilizando series anuales o parciales son prácticamente coincidentes para períodos de retorno superiores a 10 años.

La representatividad, calidad y consistencia de los datos es esencial, a fin de que los valores usados representen observaciones ciertas y precisas. Por tal motivo, antes de iniciar el estudio

probabilístico, la información de crecidas debe someterse a un cuidadoso escrutinio que asegure que las curvas de descarga utilizadas sean válidas, que no existan cambios en los puntos de referencia o desplazamiento del limnógrafo o sección de aforo, y que no hayan existido construcciones de presas o canales que cambien el régimen de la corriente.

3.702.301 Ajuste Gráfico. El método de obtención de la curva de frecuencia de crecidas mediante un ajuste gráfico para obtener las probabilidades empíricas es un procedimiento sencillo y satisfactorio, aunque no se recomienda la extrapolación de los resultados para definir probabilidades de ocurrencia de eventos mayores que los observados históricamente. No obstante lo anterior, se recomienda utilizar este método en los estudios para comparar el comportamiento y ajuste de los modelos probabilísticos a la muestra histórica.

El procedimiento consiste en ordenar los datos de las crecidas seleccionadas para formar la serie anual, en orden decreciente en magnitud y asociar a cada crecida un período de retorno dado por la expresión siguiente:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (3.702.301.1)$$

dónde:

- n = Número de años.
- m = Número de orden de la crecida máxima anual en la ordenación decreciente.
- T = Período de retorno en años.

El paso siguiente es dibujar un gráfico de los valores de crecidas en función del período de retorno calculado, usando un papel de probabilidades. Se debe emplear para estos gráficos, un papel de probabilidades que deforma la escala de las abscisas (período de retorno o probabilidades) de tal manera de conseguir que la curva de frecuencia, normalmente en forma de S, se transforme en una recta, para así facilitar la extrapolación moderada del registro observado. Se entiende por moderada una extrapolación que no supere 50% de la longitud de la muestra registrada. Si se presentan puntos de inflexión, o bien, el conjunto de puntos no permite trazar una curva representativa no se recomienda la extrapolación, ya que los errores pueden ser considerables.

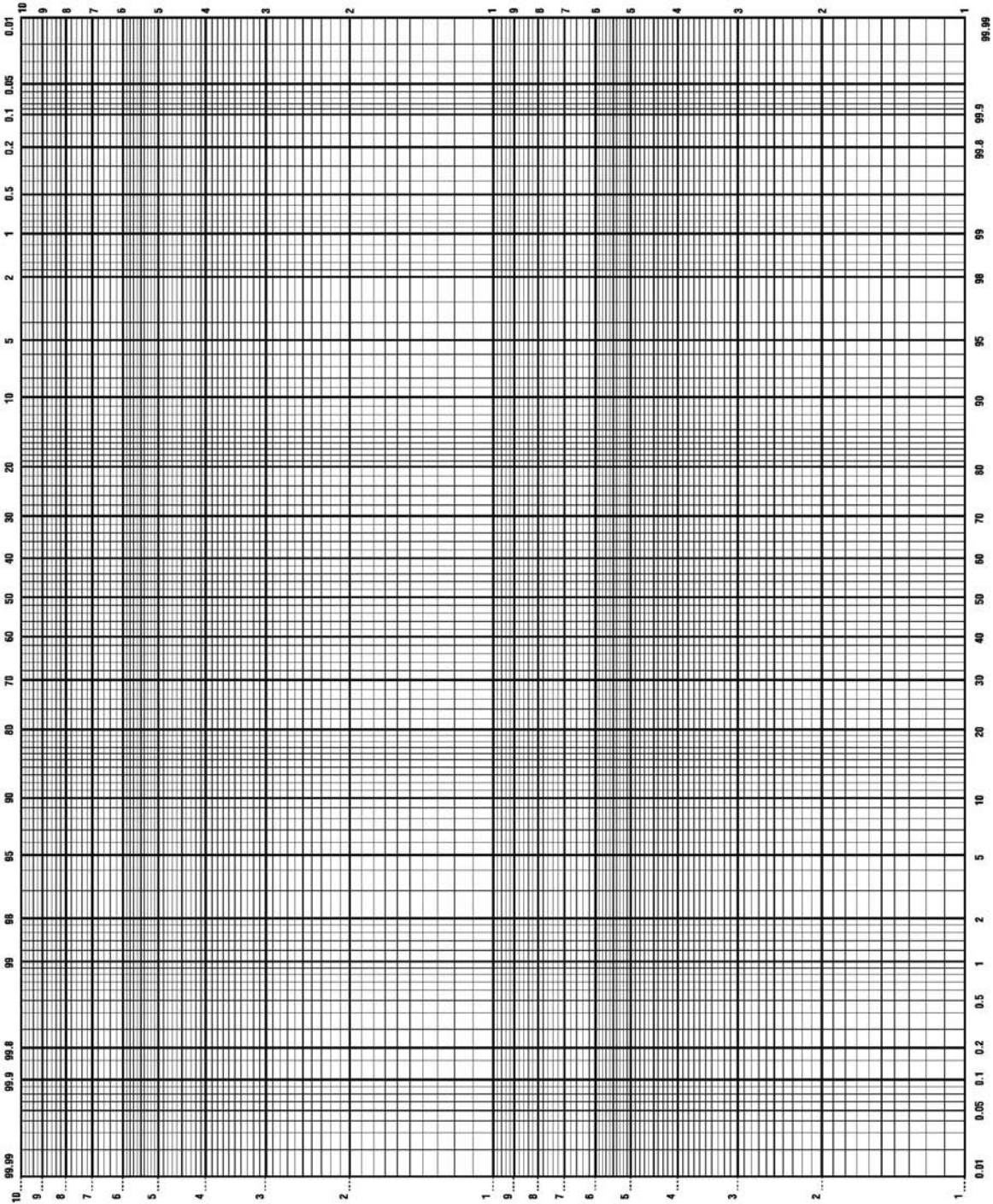
El rayado del papel es función de la distribución de probabilidades elegida. Usualmente, tratándose de lluvias se obtiene un buen ajuste empleando un papel de probabilidades log-normal o normal, y en el caso de crecidas, usando la distribución de Gumbel llamada también de valores Extremos Tipo I. En las Láminas 3.702.3(1).A y 3.702.3(1).B se presentan los papeles de distribución log-normal y valores extremos respectivamente.

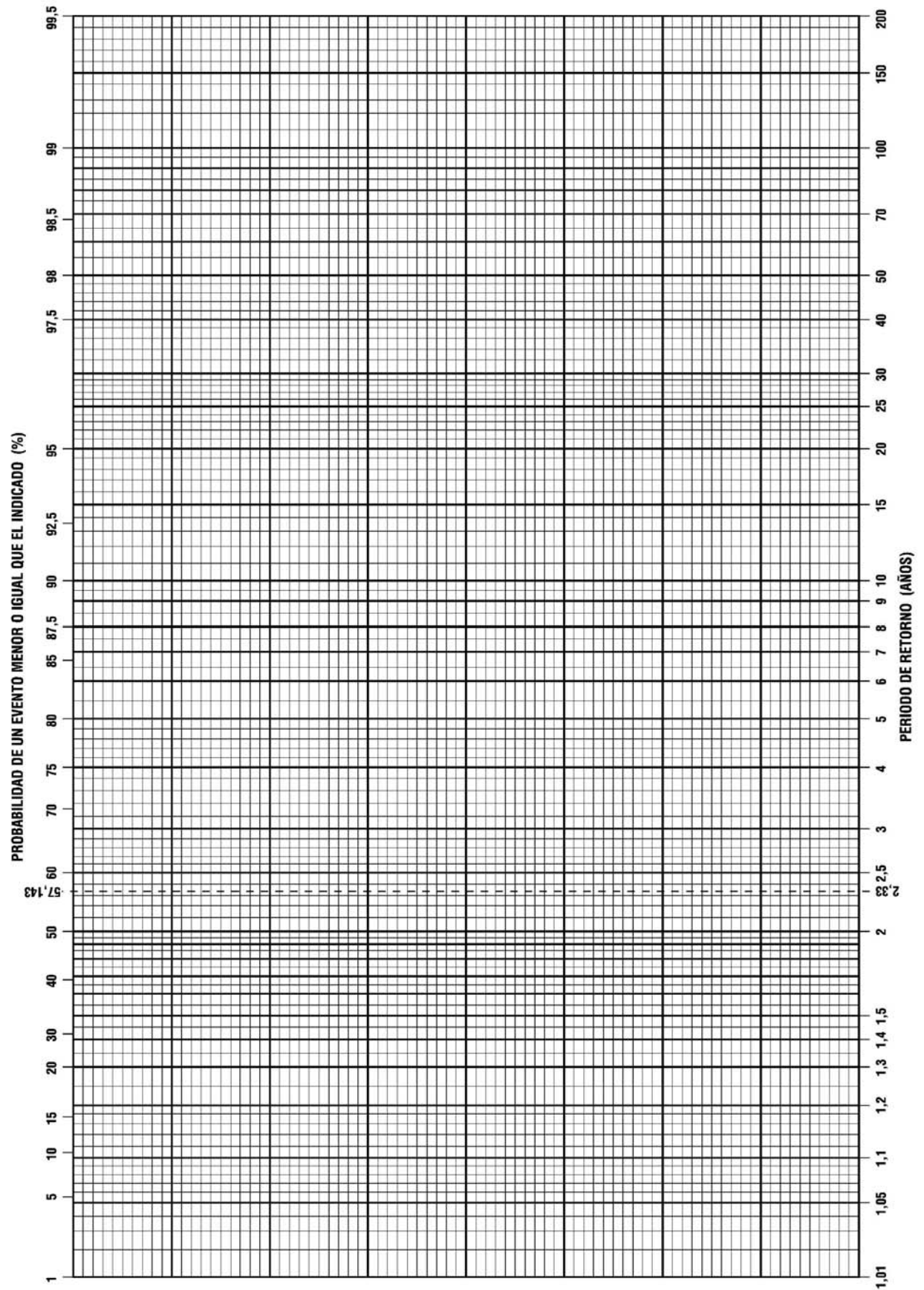
3.702.302 Ajuste a un Modelo Probabilístico. Otro enfoque para asociar a cada crecida un período de retorno, es utilizar un modelo probabilístico que represente adecuadamente la muestra. Los modelos aconsejados para estos efectos son el modelo de valores extremos Tipo I (distribución de Gumbel), la distribución Log-Pearson III o Pearson III y las distribuciones de probabilidad normal y log-normal. Los parámetros de estos modelos de distribución se estiman en base a los estadísticos de la muestra.

No existe ninguna justificación teórica absoluta, que apoye la elección de un determinado modelo probabilístico o de un determinado método de estimación de parámetros. El proyectista deberá, en cada caso, seleccionar la mejor alternativa apoyado en argumentos de diversa índole. En relación con la estimación de parámetros de los modelos, el método de máxima verosimilitud, tiene ventajas teóricas que se alcanzan en forma asintótica al aumentar el tamaño de la muestra. Sin embargo, se ha demostrado en experimentos de simulación con muestras pequeñas, que otros procedimientos tienen mejores propiedades en casos de muestras de pequeña longitud de registro.

No obstante lo anterior, existen algunos elementos que ayudan a seleccionar los modelos más adecuados en un caso particular. Los argumentos se apoyan en la naturaleza de los datos, en los resultados de tests estadísticos, en representaciones gráficas de la distribución de frecuencia acumulada y en la comparación de los histogramas.

Adicionalmente, en ciertos casos existen situaciones especiales que hacen que determinados modelos no sean aplicables, por producirse contradicciones entre la muestra y los algoritmos de cálculo o la esencia de la naturaleza del modelo de distribución. Algunos de estos casos son, por ejemplo, no usar transformaciones o modelos de tipo logarítmico cuando la muestra tiene valores nulos. En consecuencia, en estos casos, se desaconseja el uso de los modelos log-normal, gama, Gumbel, valores extremos generalizados y log-Pearson tipo III. Si el estimador del coeficiente de asimetría es superior a 2 en valor absoluto, no se pueden calcular los parámetros de la distribución log-normal-3 y Pearson tipo III por el método de máxima verosimilitud.





Por otra parte, se aconseja usar:

- la distribución normal cuando las razones entre el coeficiente de asimetría y su error estándar, y cuando la razón entre el coeficiente de kurtosis menos tres y su error estándar, son inferiores a 2 en valor absoluto, ya que en 98% de los casos se cumple esta condición si las variables son normales. Sin embargo, esta situación puede no ser muy decisiva si las muestras son pequeñas
- los modelos log-normal, de dos y tres parámetros cuando se cumple la condición anterior aplicada a los logaritmos de los valores.
- distribuciones de valores extremos tipo I y valores extremos generalizados, cuando se estudian valores máximos anuales o valores superiores a un umbral o un cierto número de máximos en cada año y el estimador del coeficiente de asimetría es positivo.
- distribución gama o Pearson tipo III cuando el coeficiente de asimetría es positivo.

3.702.4 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA DE LLUVIAS

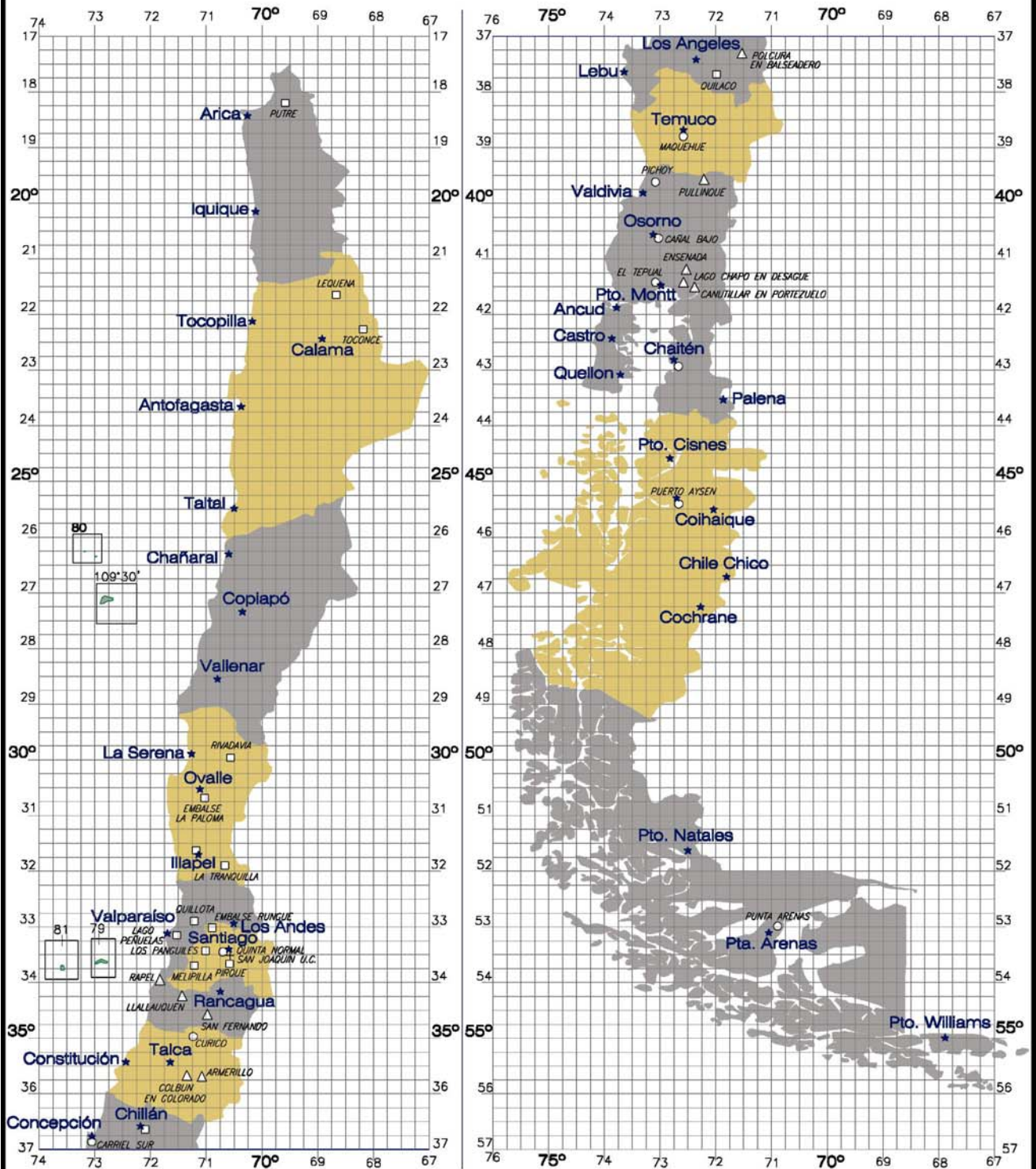
3.702.401 Definiciones y Conceptos. Las curvas intensidad – duración - frecuencia de precipitaciones (IDF) son familias de curvas que en abscisas llevan la duración de la lluvia, en ordenadas la intensidad y en forma paramétrica el período de retorno o la probabilidad. Ellas son el resultado de un análisis probabilístico de las lluvias máximas anuales de diferentes duraciones, realizado conforme a lo expresado en 2.402.6 y 2.402.7. El Manual consulta dos procedimientos para calcularlas: el primero se emplea cuando se cuenta con datos pluviográficos representativos del área de interés y el segundo permite obtener una estimación de estas curvas usando solamente datos pluviométricos. Este segundo procedimiento es útil cuando no se cuenta con información pluviográfica.

3.702.402 Obtención de Curvas IDF a Partir de Datos Pluviográficos. Para determinar estas curvas se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas más lluviosas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados, se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas, eligiendo en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y para cada duración. Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociándole modelos probabilísticos según lo descrito en 2.402.2. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se acostumbra a representar en un gráfico único de intensidad versus duración, teniendo como parámetro la frecuencia o período de retorno.

Debe destacarse que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.

La Tabla 3.702.402.A resume los resultados de las curvas IDF obtenidas analizando la información pluviográfica de 36 estaciones cuya ubicación y longitud de registro se indica en la Tabla 2.402.701.A. En la Lámina 3.702.402.A, se ilustra la localización de estas estaciones. Estos valores son útiles para obtener estimaciones de la familia de curvas IDF en zonas cercanas a cada una de las estaciones.

En consecuencia, para proyectos ubicados en una zona próxima, de similares características climáticas a una o más estaciones de la Tabla, se podrá utilizar la curva IDF de dicha estación representativa, o bien estimar una curva usando los valores registrados en dos o más estaciones representativas. Nótese que en cuanto a representatividad, estaciones cercanas localizadas en el valle central presentan intensidades similares, pero que al internarse hacia la precordillera las intensidades aumentan rápidamente (Colbún, Armerillo, Quilaco) ocurriendo un fenómeno similar en puntos cercanos a la costa (Peñuelas, Concepción).



ESTACIONES METEOROLOGICAS PERTENECIENTES A:

DIRECCION GENERAL DE AGUAS MOP. □

UNIVERSIDAD CATOLICA +

DIRECCION METEOROLOGICA DE CHILE ○

CIUDADES PRINCIPALES *

ENDESA △

TABLA 3.702.402.A
INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO. (mm/h)

Estación Pluviográfica	Periodo de retorno (años)	Duración (horas)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Putre	10	12,19	8,66	5,14	3,62	2,85	2,30	1,94	1,66	1,37	1,17
	25	15,38	10,62	6,16	4,35	3,40	2,72	2,28	1,94	1,62	1,38
	50	17,75	12,08	6,92	4,88	3,81	3,03	2,54	2,15	1,80	1,54
	100	20,09	13,53	7,68	5,41	4,21	3,34	2,79	2,36	1,99	1,69
Lequena	10	8,25	6,38	4,57	3,52	2,82	2,28	1,94	1,66	1,25	1,02
	25	9,96	7,79	5,72	4,45	3,59	2,90	2,46	2,12	1,58	1,29
	50	11,22	8,83	6,57	5,13	4,15	3,36	2,85	2,45	1,83	1,50
	100	12,47	9,87	7,41	5,81	4,72	3,81	3,24	2,79	2,07	1,71
Toconce	10	15,25	11,22	7,80	5,95	4,62	3,72	3,11	2,68	2,13	1,65
	25	18,81	13,80	9,71	7,44	5,77	4,64	3,88	3,34	2,64	2,05
	50	21,45	15,70	11,12	8,54	6,62	5,32	4,46	3,83	3,03	2,34
	100	24,07	17,60	12,53	9,63	7,47	6,00	5,03	4,32	3,41	2,64
Rivadavia	10	9,73	8,35	7,10	6,49	6,03	5,55	5,05	4,53	3,92	3,38
	25	11,97	10,30	8,78	8,08	7,55	6,96	6,35	5,70	4,96	4,29
	50	13,62	11,74	10,03	9,26	8,68	8,01	7,32	6,57	5,73	4,96
	100	15,27	13,18	11,28	10,43	9,80	9,06	8,28	7,44	6,49	5,63
La Paloma	10	11,65	9,87	8,04	7,16	6,31	5,73	5,18	4,69	3,96	3,24
	25	14,34	12,13	9,96	8,95	7,92	7,22	6,55	5,94	5,04	4,16
	50	16,33	13,81	11,39	10,28	9,11	8,33	7,57	6,87	5,85	4,83
	100	18,31	15,47	12,80	11,59	10,30	9,44	8,58	7,79	6,64	5,51
Illapel	10	10,46	9,21	7,68	6,73	6,12	5,46	4,88	4,44	3,79	3,09
	25	12,90	11,34	9,46	8,35	7,65	6,83	6,11	5,57	4,78	3,92
	50	14,71	12,93	10,78	9,56	8,78	7,85	7,02	6,41	5,51	4,53
	100	16,51	14,50	12,09	10,76	9,90	8,86	7,93	7,24	6,23	5,14
La Tranquilla	10	8,95	8,02	6,52	5,67	5,19	4,79	4,53	4,37	4,11	3,53
	25	10,93	9,79	7,98	6,99	6,43	6,02	5,74	5,60	5,35	4,63
	50	12,41	11,10	9,07	7,96	7,36	6,92	6,64	6,51	6,26	5,44
	100	13,87	12,40	10,15	8,93	8,28	7,82	7,53	7,41	7,17	6,25
Quillota	10	9,92	8,52	7,15	6,27	5,45	5,04	4,67	4,27	3,64	3,10
	25	11,86	10,17	8,55	7,53	6,53	6,09	5,70	5,24	4,52	3,88
	50	13,30	11,39	9,59	8,47	7,33	6,87	6,47	5,96	5,16	4,46
	100	14,72	12,60	10,62	9,40	8,12	7,64	7,23	6,67	5,81	5,04
Rungue	10	14,14	13,12	11,57	10,84	9,87	9,31	8,57	7,83	6,98	6,21
	25	16,88	15,79	14,17	13,43	12,26	11,64	10,74	9,82	8,81	7,92
	50	18,92	17,76	16,10	15,35	14,04	13,36	12,35	11,30	10,17	9,18
	100	20,94	19,73	18,01	17,26	15,80	15,08	13,95	12,76	11,51	10,44
Lago Peñuelas	10	25,10	22,17	19,30	17,34	15,74	14,42	13,35	12,32	10,76	8,79
	25	30,33	27,06	23,85	21,55	19,59	17,95	16,69	15,44	13,50	10,95
	50	34,21	30,69	27,22	24,68	22,44	20,57	19,16	17,75	15,53	12,55
	100	38,06	34,30	30,56	27,78	25,27	23,17	21,62	20,05	17,55	14,14
Los Panguiles	10	14,45	12,39	9,59	8,50	7,60	7,24	6,43	5,67	4,63	3,86
	25	18,26	15,66	12,18	10,88	9,77	9,39	8,32	7,33	5,95	4,98
	50	21,09	18,09	14,11	12,65	11,39	10,99	9,73	8,56	6,94	5,81
	100	23,90	20,50	16,02	14,41	12,99	12,57	11,13	9,78	7,92	6,64
Santiago-Q. Normal	10	11,2	9,1	7,4	6,6	5,8	5,2	4,7	4,4	3,8	3,1
	25	12,8	10,3	8,5	7,7	6,9	6,1	5,7	5,1	4,4	3,7
	50	14,1	11,3	9,5	8,5	7,7	6,9	6,2	5,8	5,0	4,1
	100	15,2	12,2	10,3	9,3	8,5	7,7	6,9	6,5	5,5	4,7

TABLA 3.702.402.A (CONTIN.)

Estación Pluviográfica	Período de retorno (años)	Duración (horas)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Santiago- San Joaquín	10	11,38	8,91	6,96	6,25	5,53	5,04	4,31	4,19	3,71	3,04
	25	13,46	10,40	8,15	7,37	6,58	6,06	5,18	5,09	4,56	3,77
	50	15,00	11,51	9,03	8,21	7,36	6,81	5,83	5,76	5,20	4,31
	100	16,52	12,60	9,90	9,04	8,14	7,57	6,47	6,43	5,83	4,85
Pirque	10	10,50	8,58	7,43	6,56	6,02	5,58	5,14	4,80	4,43	4,04
	25	12,18	9,84	8,57	7,55	7,01	6,55	6,08	5,68	5,34	4,96
	50	13,43	10,78	9,42	8,28	7,75	7,28	6,77	6,34	6,02	5,65
	100	14,67	11,71	10,25	9,01	8,48	8,00	7,46	6,99	6,69	6,33
Melipilla	10	11,65	10,36	8,63	7,76	6,86	6,22	5,64	5,31	4,81	4,11
	25	14,34	12,66	10,51	9,48	8,39	7,64	6,95	6,57	6,01	5,16
	50	16,34	14,37	11,90	10,76	9,52	8,69	7,91	7,50	6,90	5,94
	100	18,33	16,07	13,28	12,02	10,65	9,73	8,87	8,43	7,78	6,71
Rapel	10	15,09	11,90	8,69	8,04	7,19	6,57	6,16	5,70	5,22	4,26
	25	17,56	13,84	9,98	9,42	8,42	7,75	7,33	6,84	6,38	5,20
	50	19,40	15,28	10,94	10,43	9,34	8,62	8,20	7,68	7,23	5,90
	100	21,22	16,71	11,89	11,44	10,25	9,49	9,06	8,52	8,08	6,60
Llallauquén	10	14,24	11,09	8,87	7,38	6,38	5,72	5,20	4,82	4,25	3,68
	25	17,34	13,14	10,48	8,69	7,56	6,84	6,26	5,84	5,17	4,55
	50	19,64	14,66	11,67	9,67	8,42	7,67	7,05	6,59	5,85	5,19
	100	21,93	16,17	12,85	10,63	9,29	8,50	7,83	7,34	6,53	5,82
San Fernando	10	18,43	15,98	13,11	11,34	10,23	9,53	8,87	8,24	7,37	6,51
	25	22,13	19,03	15,60	13,47	12,15	11,37	10,63	9,90	8,93	7,98
	50	24,88	21,30	17,45	15,04	13,58	12,74	11,94	11,14	10,08	9,07
	100	27,61	23,55	19,28	16,60	14,99	14,10	13,24	12,36	11,23	10,16
Curicó	10	14,91	11,24	8,86	7,65	6,91	6,44	6,02	5,67	5,02	4,20
	25	17,83	13,09	10,19	8,79	7,96	7,47	7,00	6,63	5,89	4,95
	50	20,00	14,47	11,19	9,64	8,74	8,23	7,72	7,34	6,54	5,50
	100	22,16	15,83	12,17	10,48	9,52	8,98	8,44	8,05	7,19	6,04
Co bun en Colorado	10	26,3	20,7	15,7	14,5	13,9	12,6	12,1	11,1	9,8	8,9
	25	31,7	24,6	18,7	17,4	16,9	15,2	14,6	13,3	11,9	10,9
	50	35,8	27,6	20,9	19,6	19,1	17,1	16,5	14,9	13,4	12,5
	100	39,8	30,5	23,1	21,7	21,3	19,0	18,3	16,6	14,8	13,9
Armerillo	10	26,20	23,32	20,65	19,43	18,41	17,56	16,60	15,54	14,36	12,96
	25	29,89	26,49	23,58	22,38	21,38	20,48	19,44	18,20	16,92	15,45
	50	32,63	28,85	25,75	24,58	23,57	22,65	21,54	20,18	18,83	17,30
	100	35,35	31,18	27,91	26,75	25,75	24,80	23,63	22,14	20,71	19,13
Chillán	10	17,46	14,36	11,26	9,38	8,26	7,41	6,81	6,58	6,24	5,53
	25	19,99	16,42	12,99	10,76	9,43	8,50	7,82	7,66	7,42	6,66
	50	21,87	17,94	14,28	11,78	10,30	9,31	8,56	8,45	8,29	7,49
	100	23,73	19,45	15,55	12,80	11,16	10,11	9,31	9,25	9,16	8,33
Concepción	10	19,90	15,58	10,25	8,41	7,44	6,71	6,12	5,64	5,17	4,33
	25	23,56	18,32	11,57	9,51	8,43	7,64	7,04	6,53	6,09	5,10
	50	26,28	20,34	12,54	10,31	9,16	8,33	7,72	7,19	6,78	5,68
	100	28,97	22,35	13,51	11,12	9,89	9,01	8,40	7,85	7,45	6,25
Polcura en Balseadero	10	17,78	14,65	12,44	11,04	10,10	9,31	8,72	8,26	7,42	6,56
	25	20,19	16,49	14,06	12,42	11,38	10,53	9,89	9,39	8,46	7,54
	50	21,98	17,86	15,26	13,44	12,33	11,43	10,76	10,23	9,22	8,27
	100	23,75	19,21	16,45	14,45	13,27	12,33	11,62	11,06	9,99	8,99

TABLA 3.702.402.A (CONTIN.)

Estación Pluviográfica	Período de Retorno (años)	Duración (horas)									
		1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Quilaco	10	20,40	15,72	11,32	9,21	8,19	7,46	6,83	6,42	5,93	5,04
	25	23,95	18,26	12,99	10,56	9,45	8,65	7,96	7,50	7,01	6,01
	50	26,58	20,15	14,23	11,57	10,38	9,54	8,79	8,30	7,81	6,73
	100	29,19	22,02	15,47	12,56	11,31	10,41	9,62	9,10	8,60	7,44
Temuco	10	16,74	13,13	10,27	8,11	6,84	5,94	5,38	4,91	4,14	3,40
	25	19,66	15,29	11,97	9,36	7,90	6,86	6,24	5,71	4,81	3,96
	50	21,82	16,88	13,24	10,29	8,68	7,54	6,87	6,29	5,31	4,38
	100	23,97	18,47	14,50	11,21	9,46	8,22	7,51	6,88	5,80	4,80
Pullinque	10	16,34	13,38	10,81	9,34	8,21	7,56	7,08	6,72	6,11	5,41
	25	18,30	15,20	12,36	10,77	9,42	8,68	8,18	7,80	7,15	6,38
	50	19,75	16,55	13,51	11,83	10,31	9,52	8,99	8,61	7,91	7,10
	100	21,19	17,90	14,66	12,88	11,20	10,35	9,80	9,41	8,67	7,82
Valdivia	10	15,51	10,96	9,34	8,65	7,93	7,18	6,72	6,34	5,90	4,95
	25	18,14	12,12	10,42	9,78	9,10	8,29	7,81	7,42	7,00	5,92
	50	20,09	12,98	11,22	10,63	9,97	9,11	8,63	8,23	7,81	6,65
	100	22,03	13,84	12,02	11,47	10,83	9,93	9,43	9,02	8,61	7,37
Osorno	10	15,90	13,24	9,89	7,92	6,45	5,51	5,00	4,67	4,04	3,29
	25	18,79	15,78	11,82	9,37	7,54	6,40	5,84	5,50	4,79	3,94
	50	20,94	17,66	13,24	10,44	8,35	7,07	6,46	6,11	5,35	4,42
	100	23,06	19,53	14,66	11,51	9,15	7,73	7,08	6,72	5,91	4,89
Ensenada	10	21,30	15,04	11,25	9,95	8,66	7,80	7,30	6,84	6,16	5,35
	25	25,05	17,32	12,87	11,58	10,08	9,06	8,51	7,99	7,27	6,39
	50	27,83	19,00	14,07	12,79	11,14	10,00	9,40	8,84	8,10	7,16
	100	30,60	20,67	15,27	13,99	12,19	10,92	10,29	9,69	8,91	7,93
Puerto Montt	10	15,36	12,54	8,46	7,29	6,40	5,79	5,40	5,11	4,54	3,85
	25	17,85	14,61	9,61	8,37	7,42	6,77	6,35	6,04	5,41	4,63
	50	19,70	16,15	10,47	9,18	8,18	7,49	7,05	6,73	6,06	5,21
	100	21,54	17,67	11,32	9,98	8,93	8,21	7,74	7,42	6,70	5,79
Lago Chapo	10	15,24	12,81	11,13	10,01	9,27	8,84	8,51	8,12	7,51	6,59
	25	17,32	14,43	12,69	11,45	10,69	10,33	10,05	9,65	9,08	8,01
	50	18,87	15,63	13,85	12,51	11,75	11,43	11,20	10,78	10,23	9,07
	100	20,41	16,82	15,00	13,57	12,80	12,53	12,33	11,91	11,38	10,12
Canutillar en Portezuelo	10	20,87	19,47	16,19	14,27	13,06	12,09	11,05	10,32	8,91	8,04
	25	23,67	22,38	18,40	16,23	14,86	13,81	12,58	11,75	10,07	9,23
	50	25,75	24,54	20,04	17,68	16,20	15,09	13,72	12,82	10,92	10,11
	100	27,82	26,68	21,67	19,12	17,53	16,36	14,85	13,88	11,78	10,98
Chaitén	10	20,96	17,02	12,17	9,82	8,84	7,99	7,30	6,73	5,87	4,84
	25	25,00	20,25	14,25	11,43	10,38	9,32	8,48	7,80	6,83	5,68
	50	28,00	22,64	15,80	12,62	11,51	10,31	9,37	8,60	7,55	6,30
	100	30,97	25,02	17,34	13,80	12,64	11,30	10,24	9,39	8,27	6,92
Puerto Aysén	10	10,87	8,72	7,41	6,54	5,79	5,47	5,14	4,78	4,16	3,18
	25	12,59	9,89	8,41	7,43	6,55	6,25	5,95	5,57	4,88	3,71
	50	13,88	10,75	9,15	8,10	7,11	6,83	6,54	6,16	5,42	4,10
	100	15,15	11,61	9,89	8,76	7,67	7,40	7,14	6,74	5,95	4,49
Punta Arenas	10	8,58	6,97	5,19	4,34	3,94	3,47	3,07	2,79	2,32	1,79
	20	10,05	8,08	5,98	5,00	4,56	4,02	3,55	3,23	2,68	2,06
	25	10,52	8,43	6,23	5,21	4,76	4,19	3,70	3,37	2,79	2,14
	50	11,95	9,52	7,00	5,87	5,36	4,72	4,17	3,79	3,15	2,40
	100	13,38	10,60	7,76	6,51	5,97	5,25	4,63	4,22	3,50	2,66

3.702.403 Coeficientes de Duración y de Frecuencia Las curvas anteriores, se pueden resumir, expresándolas en términos sin dimensión. Para ello, se acostumbra a emplear los llamados Coeficientes de Duración y de Frecuencia. El coeficiente de duración se define como la razón entre la lluvia caída en una determinada duración y la lluvia caída en 24 horas, ambas para la misma frecuencia. El coeficiente de frecuencia se define como la razón entre la lluvia asociada a un cierto período de retorno y la lluvia asociada a 10 años de período de retorno. Estos coeficientes permiten expresar la familia de curvas en un lugar en términos sin dimensión y son útiles para generalizar o extender los valores a puntos sin registros.

La Tabla 3.702.403.A resume los Coeficientes de Duración para 10 años de período de retorno. Estos coeficientes no varían en forma significativa para otras frecuencias y por consiguiente se pueden usar para cualquier período de retorno.

**TABLA 3.702.403.A
COEFICIENTES DE DURACION PARA 10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO**

Estación pluviográfica	Duración (horas)									
	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Putre	0,44	0,62	0,73	0,78	0,81	0,82	0,83	0,83	0,87	1,00
Lequena	0,34	0,52	0,75	0,87	0,93	0,94	0,95	0,96	0,92	1,00
Toconce	0,39	0,57	0,79	0,90	0,94	0,94	0,95	0,95	0,97	1,00
Rivadavia	0,12	0,21	0,35	0,48	0,59	0,68	0,75	0,78	0,87	1,00
La Paloma	0,15	0,25	0,41	0,55	0,65	0,74	0,80	0,84	0,92	1,00
Illapel	0,14	0,25	0,41	0,54	0,66	0,73	0,79	0,84	0,92	1,00
La Tranquilla	0,11	0,19	0,31	0,40	0,49	0,57	0,64	0,72	0,87	1,00
Quillota	0,13	0,23	0,38	0,50	0,58	0,67	0,75	0,80	0,88	1,00
Rungue	0,09	0,18	0,31	0,44	0,53	0,62	0,69	0,73	0,84	1,00
Lago Peñuelas	0,12	0,21	0,37	0,49	0,60	0,68	0,76	0,82	0,92	1,00
Los Panguiles	0,16	0,27	0,41	0,55	0,66	0,78	0,83	0,86	0,90	1,00
Santiago-Q.Normal	0,14	0,23	0,38	0,51	0,63	0,70	0,77	0,82	0,90	1,00
Santiago- San Joaquín	0,15	0,24	0,38	0,51	0,60	0,69	0,70	0,80	0,91	1,00
Pirque	0,11	0,17	0,30	0,40	0,49	0,57	0,63	0,69	0,82	1,00
Melipilla	0,12	0,21	0,35	0,47	0,55	0,63	0,68	0,75	0,88	1,00
Rapel	0,15	0,23	0,33	0,47	0,56	0,64	0,72	0,78	0,92	1,00
Llallauquén	0,16	0,25	0,40	0,50	0,57	0,64	0,70	0,76	0,86	1,00
San Fernando	0,12	0,20	0,33	0,43	0,52	0,61	0,68	0,73	0,85	1,00
Curicó	0,15	0,22	0,35	0,45	0,54	0,63	0,71	0,79	0,89	1,00
Armerillo	0,08	0,15	0,26	0,37	0,47	0,56	0,64	0,70	0,83	1,00
Colbún en Los Colorados	0,12	0,19	0,29	0,41	0,52	0,59	0,68	0,73	0,83	1,00
Chillán	0,13	0,21	0,34	0,42	0,49	0,55	0,61	0,69	0,84	1,00
Concepción	0,19	0,30	0,39	0,48	0,56	0,64	0,70	0,76	0,90	1,00
Polcura en Balseadero	0,11	0,18	0,31	0,42	0,51	0,59	0,66	0,73	0,84	1,00
Quilaco	0,17	0,26	0,37	0,45	0,54	0,61	0,67	0,74	0,88	1,00
Temuco	0,21	0,32	0,50	0,59	0,67	0,73	0,79	0,84	0,91	1,00
Pullinque	0,12	0,20	0,33	0,43	0,50	0,58	0,65	0,72	0,84	1,00
Valdivia	0,13	0,18	0,31	0,43	0,53	0,60	0,67	0,74	0,89	1,00
Osorno	0,20	0,33	0,50	0,60	0,65	0,69	0,75	0,82	0,92	1,00
Ensenada	0,17	0,23	0,35	0,46	0,53	0,60	0,68	0,74	0,86	1,00
Puerto Montt	0,16	0,27	0,36	0,47	0,55	0,62	0,70	0,77	0,88	1,00
Lago Chapo	0,09	0,16	0,28	0,37	0,46	0,55	0,64	0,71	0,85	1,00
Canutillar en Portezuelo	0,11	0,20	0,33	0,44	0,54	0,63	0,68	0,75	0,82	1,00
Chaitén	0,18	0,29	0,42	0,51	0,61	0,69	0,75	0,81	0,91	1,00
Puerto Aysén	0,14	0,23	0,38	0,51	0,60	0,71	0,81	0,88	0,98	1,00
Punta Arenas	0,20	0,33	0,48	0,61	0,73	0,81	0,86	0,91	0,97	1,00

La Tabla 3.702.403.B presenta los Coeficientes de Frecuencia. Los coeficientes de duración y de frecuencia se recomiendan para la estimación de curvas IDF cuando solo se cuenta con información de lluvias diarias, siguiendo el procedimiento indicado en 2.402.602(3) del MC-V2 y en el Numeral 3.702.404 de este Capítulo.

TABLA 3.702.403.B
COEFICIENTES DE FRECUENCIA

Estación pluviográfica	Período de retorno (años)							
	2	5	10	20	25	50	100	200
Putre	0,61	0,85	1,00	1,15	1,20	1,34	1,48	1,63
Lequena	0,49	0,80	1,00	1,20	1,26	1,45	1,64	1,83
Toconce	0,52	0,81	1,00	1,18	1,24	1,42	1,60	1,78
Rivadavia	0,49	0,80	1,00	1,19	1,26	1,44	1,63	1,82
La Paloma	0,48	0,79	1,00	1,20	1,26	1,46	1,65	1,84
Illapel	0,50	0,80	1,00	1,19	1,25	1,44	1,62	1,81
La Tranquilla	0,47	0,79	1,00	1,20	1,27	1,47	1,66	1,86
Quillota	0,55	0,82	1,00	1,17	1,22	1,39	1,56	1,72
Rungue	0,51	0,80	1,00	1,19	1,25	1,43	1,61	1,80
Lago Peñuelas	0,52	0,81	1,00	1,18	1,24	1,42	1,60	1,77
Los Panguiles	0,43	0,77	1,00	1,22	1,29	1,50	1,71	1,92
Santiago- Quinta Normal	0,60	0,84	1,00	1,15	1,20	1,35	1,50	1,64
Santiago- San Joaquín	0,58	0,83	1,00	1,16	1,21	1,37	1,52	1,67
Pirque	0,62	0,85	1,00	1,15	1,19	1,33	1,47	1,61
Melipilla	0,53	0,81	1,00	1,18	1,24	1,41	1,59	1,76
Rapel	0,62	0,85	1,00	1,15	1,19	1,33	1,48	1,62
Llallauquén	0,58	0,83	1,00	1,16	1,21	1,37	1,52	1,68
San Fernando	0,59	0,84	1,00	1,16	1,21	1,36	1,51	1,66
Curicó	0,66	0,86	1,00	1,13	1,17	1,30	1,42	1,55
Armerillo	0,66	0,87	1,00	1,13	1,17	1,29	1,42	1,54
Colbún en Los Colorados	0,68	0,88	1,00	1,15	1,20	1,36	1,51	1,60
Chillán	0,66	0,86	1,00	1,13	1,17	1,30	1,42	1,55
Concepción	0,68	0,87	1,00	1,12	1,16	1,28	1,40	1,52
Polcura en Balseadero	0,73	0,89	1,00	1,11	1,14	1,24	1,34	1,44
Quilaco	0,66	0,86	1,00	1,13	1,17	1,30	1,43	1,56
Temuco	0,68	0,87	1,00	1,12	1,16	1,28	1,41	1,53
Pullinque	0,68	0,87	1,00	1,12	1,16	1,28	1,40	1,51
Valdivia	0,68	0,87	1,00	1,12	1,16	1,28	1,40	1,52
Osorno	0,63	0,85	1,00	1,14	1,19	1,32	1,46	1,59
Ensenada	0,66	0,86	1,00	1,13	1,17	1,30	1,43	1,55
Puerto Montt	0,65	0,86	1,00	1,13	1,18	1,31	1,44	1,57
Lago Chapo	0,65	0,86	1,00	1,13	1,17	1,30	1,43	1,56
Canutillar en Portezuelo	0,72	0,89	1,00	1,11	1,14	1,25	1,35	1,46
Chaitén	0,65	0,86	1,00	1,13	1,17	1,30	1,43	1,56
Puerto Aysén	0,70	0,88	1,00	1,12	1,15	1,26	1,38	1,49
Punta Arenas	0,59	0,84	1,00	1,16	1,21	1,36	1,51	1,66

Analizando los Coeficientes de Duración se puede observar una homogeneidad bastante grande, con excepción de los valores calculados para Putre, Lequena y Toconce. Estos lugares se caracterizan por tener lluvias intensas de corta duración, características del Invierno Altiplánico y son representativas de puntos ubicados en la zona cordillerana en esas latitudes. En este caso, las razones entre la lluvia de una hora y la lluvia de 24 horas es bastante alta, alcanzando en promedio un valor del orden de 0,39 y para una duración de 4 horas se registra del orden de 75% de la lluvia de 24 horas.

En el resto de las estaciones analizadas se observa una situación diferente. El coeficiente de duración para 1 hora es en promedio 0,14, teniendo un coeficiente de variación de 23%, lo que indica una moderada variabilidad. Los coeficientes de duración asociados a lluvias más largas presentan incluso menor variación. La variabilidad moderada que se observa en general para este coeficiente, justifica y proporciona una adecuada confianza en el método que se ilustra a continuación para estimar las curvas IDF en base a datos pluviométricos.

Si se excluye Putre, los Coeficientes de Frecuencia muestran una tendencia creciente con la latitud para Periodos de Retorno inferiores a 10 años, en tanto que para $T > 10$ años, la tendencia es en general decreciente. Se observa mayor normalidad en las zonas más lluviosas y mayor asimetría en las zonas más áridas. Así, en las estaciones de la zona norte se observan coeficientes de frecuencia para las lluvias asociadas a 25 años de período de retorno del orden de 1,26. Más al sur este mismo valor tiende a bajar, encontrándose valores promedios del orden de 1,22 para estaciones en la zona central y 1,17 en la zona de Curicó al sur salvo excepciones. Los coeficientes de frecuencia para lluvias de 100 años de período de retorno varían entre 1,64 en las estaciones del norte, 1,55 en el centro y 1,42 en la zona sur. La variabilidad de los coeficientes en cada uno de estas agrupaciones es pequeña, ya que se mantienen en un rango de 1% y 5%, lo cual muestra la pequeña desviación estándar de los coeficientes.

3.702.404 Obtención de Curvas IDF a Partir de Datos Pluviométricos. Cuando no existen datos pluviográficos en la zona de interés, puede estimarse la familia de curvas IDF, siguiendo un procedimiento que considera la lluvia máxima diaria con 10 años de período de retorno, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_t^T = K \cdot CD_t \cdot CF_T \cdot P_D^{10} \quad (\text{ec. 3.702.404.1})$$

En que :

- P_t^T = Lluvia con período de retorno de T años y duración t horas.
- P_D^{10} = Lluvia diaria (8AM a 8AM) con 10 años de período de retorno obtenida de una estación pluviométrica
- CD_t = Coeficiente de duración para t horas
- CF_T = Coeficiente de frecuencia para T años de período de retorno.
- K = Coeficiente de corrección para la lluvia máxima P_D^{10} medida entre 8 AM y 8 AM respecto de las 24 Hrs más lluviosas de la tormenta, para el que se ha adoptado un valor $K = 1,1$.

En consecuencia, la lluvia con período de retorno T años y duración t horas puede ser estimada como el producto de 1,1 veces la lluvia diaria con 10 años de período de retorno multiplicada por los coeficientes de duración y de frecuencia representativos de la zona de interés, correspondientes a la duración y frecuencia seleccionada. Esta expresión es válida para lluvias de 1 a 24 horas de duración en la zona estudiada. La aplicación del método sólo requiere realizar un análisis de frecuencia de las lluvias diarias, para calcular la lluvia máxima con 10 años de período de retorno y seleccionar los coeficientes de duración y de frecuencia que sean aplicables al lugar de interés. El procedimiento es utilizable en la zona central y sur de Chile y entrega estimaciones de lluvia razonables para diseños hidráulicos en áreas con información escasa. Igualmente, se puede hacer uso de los mapas preparados por la Dirección General de Aguas, para estimar las lluvias máximas diarias con 10 años de período de retorno en el lugar. En todo caso para los estudios definitivos se deberá realizar un estudio de frecuencia de lluvias específicas, incluyendo la información estadística actualizada. La Selección de CD_t y CF_T deberá hacerse respetando los criterios establecidos en 3.702.402.

Para justificar la inclusión del coeficiente 1,1 en la expresión anterior, se establecieron relaciones lineales entre las lluvias máximas en las 24 horas más lluviosas de las tormentas (registro pluviográfico) y las lluvias máximas diarias determinadas entre 8 AM y 8 AM (registro pluviométrico). En la Tabla 3.702.404.A se resumen los resultados de la pendiente y de la bondad de la relación para aquellas estaciones con un registro superior a 10 años, que contaban con registros pluviográficos y pluviométricos que cubrían el mismo período y las mismas tormentas. Estas relaciones se calcularon fijando un intercepto nulo para la ecuación lineal.

TABLA 3.702.404.A
RELACIONES ENTRE LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS Y LLUVIA MAXIMA DIARIA

Estación	Región	Pendiente	Número datos	Coef. Correlación
Rivadavia	IV	1,07	21	0,91
La Paloma	IV	1,01	35	0,95
Lago Peñuelas	V	1,10	21	0,84
Rungue	RM	1,14	16	0,87
Melipilla	RM	1,06	23	0,78
Rapel	VI	1,12	21	0,82
San Fernando	VI	1,16	36	0,89
Armerillo	VII	1,08	38	0,82
Chillán	VIII	1,04	20	0,85
Concepción	VIII	1,03	18	0,82
Polcura en Balseadero	VIII	1,08	38	0,79
Pullinque	X	1,14	19	0,90
Ensenada	X	1,18	20	0,92
Lago Chapo	X	1,06	16	0,97
Promedio Ponderado		1,10		

3.702.405 Cálculo de Lluvias e Intensidades con Duración Menor que 1 hora. Si la aplicación del Método Racional requiere de intensidades de lluvias de duraciones menores que una hora, se empleará la expresión propuesta por Bell (Bell, F.C. 1969. Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships. Journal of Hydraulics Division of ASCE, 95 N° HY1, 311-327), que ha sido corroborada para Chile, (Espíldora B. "Estimaciones de Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia mediante Coeficientes Generalizados", Coloquio Nacional, Soc. Chilena de Ing. Hidráulica, Stgo. 1971), según se muestra en la Tabla 3.702.405.A. La expresión de Bell permite estimar la precipitación para duraciones entre 5 minutos y 2 horas, asociadas a períodos de retorno comprendidos entre 2 y 100 años.

La expresión de cálculo es:

$$P_t^T = (0,54 t^{0,25} - 0,50) (0,21 \ln T + 0,52) P_1^{10} \quad (\text{ec.3.702.405.1})$$

Siendo:

P_t^T = Precipitación (mm) con Período de Retorno T años y Duración t minutos

$\ln T$ = Logaritmo en Base e del Período de Retorno

P_1^{10} = Precipitación (mm) con T = 10 años y Duración de 1 hora

Finalmente, la Intensidad correspondiente a dicha Precipitación queda dada por:

$$I_t^T \text{ (mm/h)} = P_t^T / (t/60) \quad (\text{ec.3.702.405.2})$$

En la Tabla 3.702.405.A se ilustran algunos valores particulares de los factores de Duración y Frecuencia, contrastados con los resultados obtenidos en Chile, que en la Tabla se identifican como "Ciudades Chilenas".

TABLA 3.702.405.A
FACTORES DE DURACIÓN Y FRECUENCIA

Duración	Factores de Duración		Período de Retorno "T" (años)	Factores de Frecuencia	
	Bell	Ciudades Chilenas		Bell	Ciudades Chilenas
5	0,29	0,26	1	0,54	--
10	0,45	0,40	2	0,63	0,64
15	0,57	0,53	5	0,85	0,86
20	0,64	-	10	1,00	1,00
30	0,79	0,70	25	1,17	1,19
40	0,85	-	50	1,31	1,30
50	0,94	-	100	1,46	1,40
60	1,00	1,00			

3.702.5 MÉTODO RACIONAL

Este método es utilizable en cuencas pequeñas, menores que 25 km². Supone que el escurrimiento máximo proveniente de una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida que la magnitud de la lluvia crece y el área aportante se satura. El caudal máximo para un determinado período de retorno, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad (\text{ec. 3.702.5.1})$$

en que:

- Q = caudal en [m³/s]
- C = coeficiente de escurrimiento de la cuenca (Tablas 3.702.503.A y 3.702.503.B)
- A = área aportante en [km²]
- i = intensidad de la lluvia de diseño en [mm/h].

El coeficiente de escorrentía depende de las condiciones del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración y otros factores. Se recurre al uso de tablas que entregan rangos de valores y criterios para su estimación, y a la experiencia del proyectista.

El área aportante se puede determinar a partir de las cartas IGM o similares del sector bajo estudio o mediante el uso de *software* de manejo de archivos digitales 3D del terreno.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración del área y de la frecuencia o período de retorno seleccionado para el diseño de la obra en cuestión. El tiempo de concentración del área se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua hidráulicamente más alejada alcance la salida y puede estimarse por fórmulas empíricas aproximadas.

3.702.501 Tiempos de Concentración. Las Tablas 3.702.501.A y 3.702.501.B resumen las expresiones que se han propuesto para estimar el tiempo de concentración en distintos casos. Por ser este tipo de expresiones producto de resultados empíricos, obtenidos bajo ciertas condiciones particulares, es necesario tener presente que debe juzgarse cualitativamente la factibilidad física del resultado entregado, antes de su aceptación. Como norma general, el tiempo de concentración no debe ser inferior a 10 minutos, salvo que se tengan mediciones en terreno que justifiquen adoptar valores menores. La Tabla 3.702.501.A entrega expresiones válidas en cuencas donde el flujo escurre en una red de cauces o secciones bien definidas; la Tabla 3.702.501.B presenta expresiones desarrolladas para tiempos de concentración de superficies aportantes relativamente planas, tales como aeropuertos, áreas adyacentes a la plataforma de la vía, áreas de servicio, estacionamientos y similares, donde el escurrimiento se produce en forma difusa como una Lámina extendida y de pequeña altura.

TABLA 3.702.501.A
TIEMPOS DE CONCENTRACION PARA CUENCAS (Tc)

Autor	Expresión	Observaciones
Normas Españolas	$T_c = 18 L^{0,76} / S^{0,19}$	
California Culverts Practice (1942)	$T_c = 57 (L^3 / H)^{0,385}$	Cuencas de montaña
Giandotti	$T_c = 60 ((4 A^{0,5} + 1,5 L) / (0,8 Hm^{0,5}))$	Cuencas pequeñas con pendiente
SCS(1975)	$T_c = 3,42 L^{0,8} ((1000 / CN) - 9)^{0,7} / S^{0,5}$	Cuencas rurales

Notación:

Tc = tiempo de concentración (min)

L = longitud cauce (km)

S = pendiente (%)

A = área de la cuenca en km²

Hm = diferencia de nivel en m entre la cota media de la cuenca y la salida

H = diferencia de nivel total entre cotas extremas de la cuenca (m)

CN = curva número

TABLA 3.702.501.B
TIEMPOS DE CONCENTRACION AREAS PLANAS (Tc)

Autor	Expresión	Observaciones
Federal Aviation Agency (1970)	$T_c = 3,26 (1,1 - C) L^{0,5} / (100S)^{0,33}$	Aeropuertos
Izzard (1946)	$T_c = 525,28 (0,0000276i + C) L_s^{0,33} / (i^{0,667} S^{0,333})^{(1)}$	Experimentos de laboratorio
Morgali y Linsley (1965)	$T_c = 7 L_s^{0,6} n^{0,6} / (i^{0,4} S^{0,3})^{(1)}$	Flujo superficial

Notación:

Tc = tiempo de concentración (mín)

Ls = longitud de escurrimiento superficial (m)

L = longitud cauce (km)

S = pendiente (%)

i = intensidad de lluvia (mm/h)

C = coeficiente de escurrimiento

n = rugosidad superficial de Manning

3.702.502 Curvas Intensidad-Duración- Frecuencia de Lluvias. Adoptada una frecuencia o período de retorno de diseño de la obra y determinado el tiempo de concentración, debe obtenerse la intensidad de la lluvia de diseño, utilizando la familia de curvas intensidad – duración - frecuencia aplicable en la zona en estudio. Estas curvas se deben calcular empleando la información histórica, o bien estimarse en forma aproximada empleando datos de lluvias máximas diarias, cuando no existan registros pluviográficos en la zona de interés, siguiendo los procedimientos explicados en el Tópico 3.702.4.

3.702.503 Coeficientes de Escurrimiento. Los coeficientes de escurrimiento dependen de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc. y se necesita un criterio técnico adecuado y experiencia para seleccionar un valor representativo. En la Tabla 3.702.503.A se entregan antecedentes con rangos usuales de este coeficiente para diversos tipos de situaciones.

(1) En estos casos se debe resolver el sistema de ecuaciones para "Tc" e "i" con "i" a partir de las Curvas IDF del lugar, en que la frecuencia "T" es un dato del problema.

TABLA 3.702.503.A
COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO (C)

Tipo de Terreno	Coefficiente de Esgurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50 – 0,70
Pavimentos asfálticos	0,70 – 0,95
Pavimentos en concreto	0,80 – 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2% - 7%	0,15 – 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 – 0,65
Zonas de cultivo	0,20 – 0,40

En otras situaciones, la elección del coeficiente de escurrimiento puede abordarse, con la ayuda de los factores de relieve, infiltración, cobertura vegetal y almacenamiento de agua en el suelo. En la Tabla 3.702.503.B se entregan los valores recomendados por el Estado de California en su última versión de 1995, los cuales son similares a los incluidos en las instrucciones de diseño de España. Ellos se basan en examinar 4 factores que inciden en este coeficiente, como son el relieve, la infiltración, la vegetación y la capacidad de almacenar agua. El uso de la Tabla requiere seleccionar el valor correspondiente a la situación de cada factor e ir sumando las contribuciones de cada uno de ellos. Si la cuenca presenta mucha heterogeneidad en estas características se pueden estimar coeficientes para cuencas parciales y posteriormente calcular la suma ponderada por el tamaño de las sub-cuencas para encontrar el valor total.

Las recomendaciones anteriores son representativas de tormentas con períodos de retorno de 10 años. Si se necesitan coeficientes de escurrimiento de tormentas de períodos de retorno mayor, se recomienda amplificar los resultados por 1,1, 1,2 y 1,25 para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años respectivamente.

TABLA 3.702.503.B
COEFICIENTES DE ESCORRENTIA (C) PARA T = 10 AÑOS

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35 Escarpado con pendientes mayores que 30%	0,20-0,28 Montañoso con pendientes entre 10 y 30%	0,14-0,20 Con cerros y pendientes entre 5 y 10%	0,08-0,14 Relativamente plano con pendientes menores al 5%
Infiltración	0,12-0,16 Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	0,08-0,12 Suelos arcillosos o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados	0,06-0,08 Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	0,04-0,06 Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura vegetal	0,12-0,16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0,08-0,12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0,06-0,08 Regular a buena; 50% del área con praderas o bosques, no más del 50% cultivado	0,04-0,06 Buena a excelente; 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente
Almacenamiento Superficial	0,10-0,12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0,08-0,10 Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas	0,06-0,08 Normal; posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0,04-0,06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.
Si T > 10 años Amplificar Resultado por: T = 25 ; C x 1,10 T = 50 ; C x 1,20 T = 100 ; C x 1,25				

El método racional se ha utilizado ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras, debido a su simplicidad y lógica. Sin embargo se deben tener presentes sus limitaciones y las hipótesis involucradas. El método supone que el coeficiente de escorrentía se mantiene constante para distintas tormentas, lo cual es estrictamente válido sólo para áreas impermeables, de allí la necesidad de amplificar los valores de C para períodos de retorno altos. Se asume que el período de retorno de la lluvia de diseño es igual al del caudal máximo. Las diversas fórmulas desarrolladas para la determinación del tiempo de concentración, a veces, dan estimaciones bastante diferentes, lo que refleja la precisión de estas fórmulas empíricas. Supone también que la tormenta tiene distribución e intensidad constante en toda la cuenca.

3.702.6 METODOS DGA

La Dirección General de Aguas presenta en el Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica (DGA, Agosto 1995) tres procedimientos para estimar crecidas en cuencas pluviales. Ellos corresponden a una modificación del método racional, y a los métodos denominados fórmula de Verni-King y método DGA-AC. Estos procedimientos fueron reseñados en el Tópico 2.402.11 del MC-V2.

Debido a la gran variedad de situaciones que se presentan al estimar las crecidas de diseño en las obras viales, pudiendo ser los casos particulares diferentes a las condiciones usadas para desarrollar las expresiones propuestas, el empleo de estos procedimientos deberá reservarse para hacer estimaciones preliminares, las que deberán ser verificadas en las etapas avanzadas del estudio, mediante los procedimientos recomendados en los Capítulos 2.400 y 3.700 de este Manual.

3.702.7 HIDROGRAMAS UNITARIOS

Para estimar la escorrentía a partir de la lluvia, en cuencas superiores a 25 km² sin control fluviométrico, se utilizan métodos indirectos, constituidos por tres etapas secuenciales de transformación,

cada una de las cuales representa un fenómeno físico del proceso. La primera representa el proceso de infiltración para estimar la lluvia efectiva a partir de la precipitación total, la segunda corresponde a la transformación de la lluvia efectiva en escorrentía directa o superficial, y la tercera requiere estimar la escorrentía subterránea o base para agregar al escurrimiento directo y obtener el hidrograma total. El hidrograma unitario es un procedimiento para abordar la segunda etapa de esta transformación.

Los Tópicos 2.402.8 y 2.402.9 del MC-V2 presentan las técnicas hidrológicas recomendadas para la obtención de los hidrogramas unitarios a partir de registros de caudales o bien, usando propiedades geométricas y topográficas de las cuencas. Estos métodos son aplicables a cuencas entre 25 y 4.500 km² de superficie. En cuencas de mayor superficie se puede recurrir a subdividir las cuencas parciales.

El hidrograma unitario es el escurrimiento superficial resultante de una lluvia efectiva de magnitud unitaria (1 mm), de intensidad constante, uniformemente distribuida sobre toda la cuenca y de una duración dada. El concepto supone una respuesta lineal de la cuenca frente a distintos estímulos de lluvia y constituye una metodología indirecta y determinística para estimar la escorrentía superficial que produce una lluvia efectiva conocida. El hidrograma unitario representa un operador que transforma la lluvia efectiva que cae sobre la cuenca para producir el hidrograma de escurrimiento superficial.

En la determinación del hidrograma unitario uno de los mayores problemas es estimar la lluvia efectiva, o sea, la cantidad de agua que realmente escurre, y por consiguiente calcular la proporción de la lluvia que se infiltra. Para ello, es necesario definir la capacidad de infiltración o cantidad máxima de agua por unidad de tiempo, que el suelo es capaz de absorber bajo ciertas condiciones, la cual, en general disminuye con el tiempo para una lluvia dada. Un suelo inicialmente seco, tiene una alta capacidad de infiltración, y al humedecerse la capacidad de infiltración disminuye, tendiendo a un valor constante.

Los dos procedimientos usuales para calcular el hidrograma unitario son el método convencional y el matricial. El primero supone una tormenta de intensidad constante en el tiempo y el segundo es apropiado para tormentas con intensidad variable en el tiempo.

El procedimiento convencional, supone que el hidrograma de escurrimiento proviene de una tormenta uniforme de intensidad constante. Por consiguiente, basta con restar del hidrograma de escurrimiento total, el flujo base y posteriormente calcular el volumen escurrido, representado por el área bajo la curva del hidrograma. Una vez calculado el volumen, se expresa como milímetros escurridos, dividiendo el volumen total escurrido superficialmente por el área de la cuenca aportante. El hidrograma unitario, se obtiene dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma total por el número de mm escurridos.

Cuando la intensidad de la tormenta es variable en el tiempo, una buena estimación de las ordenadas del hidrograma unitario puede derivarse del sistema de ecuaciones que minimiza la suma de los cuadrados de las desviaciones entre las ordenadas del escurrimiento superficial y las calculadas mediante la aplicación del hidrograma unitario a la lluvia efectiva en los distintos intervalos. El procedimiento se puede plantear en forma matricial y las ordenadas del hidrograma unitario se obtienen como solución de un sistema de ecuaciones análogo al denominado ecuaciones normales del problema de regresión por mínimos cuadrados. Adicionalmente, en este caso, a la matriz de coeficientes se suma a una matriz identidad amplificada por un factor, con el objeto de amortiguar las oscilaciones que tienden a producirse.

Ante la ausencia de registros fluviométricos, pueden determinarse las características del hidrograma unitario, estableciendo una analogía con otras zonas con registros. Así, se han derivado expresiones empíricas para estimar hidrogramas unitarios sintéticos en función de la geometría y topografía de la cuenca. Las expresiones presentadas en el Tópico 2.402.9 permiten calcular el caudal máximo, el instante en que éste se produce y el tamaño de la base del hidrograma. Para estimar la forma completa de la curva pueden utilizarse los coeficientes de distribución de la Tabla 2.402.902.A que expresan la razón entre el caudal en cualquier instante y el máximo en función de la razón entre el tiempo considerando y el tiempo de retraso. Las relaciones son aplicables a cuencas chilenas ubicadas en la zona central y sur, con áreas comprendidas entre 80 km² y 4.500 km².

3.702.8 ANALISIS REGIONAL DE CRECIDAS

El análisis regional de crecidas es un procedimiento hidrológico que hace uso de la información fluviométrica observada en varios puntos dentro de una región homogénea, para obtener una curva de frecuencia de crecidas aplicable a toda la región. Básicamente, el método tiene dos etapas que son, la verificación de la homogeneidad de la región y la determinación de la curva de frecuencia regional.

Los procedimientos regionales de frecuencia de crecidas surgen como una forma de mejorar la confiabilidad de los resultados al considerar el conjunto de la información recogida en una región homogénea con el punto de interés, y a la vez permiten realizar estimaciones de crecidas en puntos con poca o sin información fluviométrica. El procedimiento regional consiste en ajustar un modelo probabilístico a los máximos valores de la crecida adimensionalizados al dividirlos por una crecida índice, normalmente la crecida media anual. Las series adimensionales se agrupan y se combinan para formar una sola muestra a la cual se ajusta un modelo probabilístico.

3.702.801 Criterios de Regionalización. Se entiende por regionalización, la identificación mediante técnicas estadísticas, de una zona o región con un comportamiento histórico similar con respecto a un estadígrafo o variable hidrológica. Una región que cumple la condición señalada, se dice homogénea desde el punto de vista de la hidrología. En esencia, la regionalización consiste en escoger un conjunto de estaciones fluviométricas y proponer, a priori, la hipótesis nula de que el grupo escogido es homogéneo. Los registros de las estaciones son la variable de entrada para una prueba de homogeneidad regional, la que permite concluir si existe evidencia estadística para aceptar la hipótesis alternativa, es decir, que las estaciones no conforman un grupo homogéneo.

Las regiones usualmente se definen con base a criterios de delimitación geográfica, aunque también ha habido intentos por identificar regiones usando métodos distintos, clasificándolas usando la función distribución de probabilidades de las crecidas, o bien, mediante una clasificación basada en las características de la cuenca o de las crecidas. En estos casos, una zona homogénea puede ocasionalmente estar conformada por conjuntos de estaciones separadas geográficamente. Ambas aproximaciones representan diferentes filosofías de clasificación, pero emplean los mismos algoritmos, manteniéndose la necesidad de una dócima estadística de homogeneidad regional y destacando también que la aplicación de una dócima de este tipo es un requisito previo a cualquier análisis regional de lluvias o crecidas.

El procedimiento desarrollado por el US Geological Survey (Dalrymple, 1960) plantea un test para verificar la homogeneidad hidrológica de una región. Se define como tal, un área en la cual las diferencias encontradas en la estimación de la crecida máxima diaria con 10 años de período de retorno, pueden atribuirse a la naturaleza aleatoria de la información. Langbein define en la referencia ya citada, límites para la región de rechazo, los cuales son función del período de retorno calculado para la crecida decenal media de la región y la longitud equivalente del registro observado en cada estación. Si el punto que representa a cada registro observado, cae dentro de la franja de aceptación, la estación se considera dentro de una región hidrológicamente homogénea.

Los límites se calculan en función del tamaño efectivo de la muestra, siendo éste la suma de la longitud de registro observado más la mitad del registro que se haya rellenado por correlación con otra estación fluviométrica. Los límites se incluyen en la Tabla 3.702.801.A. El período de retorno de la crecida igual al producto de la crecida media anual de cada estación por la razón promedio (Q_{10}/Q_{medio}) para el grupo de estaciones, debe caer en el rango indicado para que la estación pueda ser considerada como homogénea con el grupo.

TABLA 3.702.801.A
LIMITES PARA EL TEST DE HOMOGENEIDAD

Longitud Registro	Límite Inferior	Límite Superior
10	1,8	70
20	2,8	40
30	3,5	30
40	4,0	25
50	4,4	24
60	4,8	22

Esta dócima se incluyó a los procedimientos recomendados por el Geological Survey y ha sido utilizada ampliamente en estudios regionales realizados por la comunidad profesional de los Estados Unidos de América, teniendo la ventaja de ser de fácil aplicación y uso. La aplicación del test de homogeneidad requiere los siguientes pasos:

- 1) Desarrollar en cada una de las estaciones un estudio de frecuencia de crecidas de la serie anual, usando el modelo de valores extremos tipo I y determinar para cada lugar la crecida media y la crecida con 10 años de período de retorno.
- 2) Calcular en cada lugar la razón entre la crecida decenal (10 años de período de retorno) y la crecida media anual.
- 3) Calcular el promedio de las razones determinadas previamente
- 4) Tabular para cada lugar la longitud efectiva del registro y el período de retorno de una crecida igual al producto de la razón promedio calculada en (3) y la crecida media anual del lugar.
- 5) Verificar si el período de retorno obtenido en (4) se encuentra dentro del rango indicado en la Tabla 3.702.801.A para la correspondiente longitud efectiva de registro.
- 6) Si el punto que representa a la estación queda al interior del rango indicado en la Tabla 3.702.801.A el lugar se considera homogéneo con el resto de las estaciones.
- 7) Si alguna estación no cumple el criterio de homogeneidad, se debe eliminar ese lugar y volver a verificar el cumplimiento del criterio para el resto de las estaciones, ya que al eliminar un punto, cambia la razón promedio.

3.702.802 Método del US Geological Survey. El procedimiento propuesto por el US Geological Survey consiste en desarrollar un estudio de frecuencia de crecidas para cada uno de los puntos con registro pertenecientes a la región de interés, verificando que las estaciones cumplan el criterio de homogeneidad indicado en el Numeral 3.702.801. En cada lugar se desarrolla gráficamente usando el papel de probabilidades de valores extremos una curva de frecuencia de crecidas. Se determina para cada lugar, la crecida media anual, que corresponde a la crecida con 2,33 años de período de retorno. En seguida las crecidas de cada lugar, para diferentes períodos de retorno se dividen por su correspondiente crecida media anual, formándose así una curva adimensional. Las medianas de las razones calculadas para los distintas estaciones para cada período de retorno, definen la curva regional de frecuencia de crecidas.

El método requiere además, una relación entre la crecida media anual y el tamaño de la cuenca aportante, para poder estimar las crecidas medias anuales en los lugares sin registros.

3.702.803 Método Regional de Momentos Ponderados por Probabilidad. Este método usa la distribución Wakeby propuesta por Houghton (1977,1978a,1978b) como un modelo probabilístico adecuado para representar los caudales de crecidas máximas diarias o instantáneas en una región. Varias razones avalan esta recomendación. En primer lugar, se ha demostrado que los valores generados por este modelo no adolecen de la llamada condición de separación (Matalas et al., 1975) que se observa en valores provenientes de otros modelos probabilísticos y en consecuencia, su comportamiento en este sentido es análogo al que tienen las series históricas. En segundo término, es un modelo que cuenta con cinco parámetros, lo que le confiere gran flexibilidad para representar muestras que exhiben distinto comportamiento. En tercer lugar, se ha determinado experimentalmente que algunos parámetros pueden ser estimados regionalmente con buena aproximación. Este método de regionalización, según Cunanne (1988) es tan superior a otros que merece ser un punto de partida para la estimación de la crecida de diseño de todo proyecto.

Las características y propiedades del modelo Wakeby fueron presentadas en el Numeral 2.402.401 de MC-V2 y en el Numeral 2.402.402(3) se describe la estimación de los parámetros de este modelo, usando el método de momentos ponderados por probabilidad.

Una de las ventajas de esta distribución es la posibilidad de utilizarla regionalmente con buenos resultados, ya que tiene mucha flexibilidad, debido al número de parámetros. Para ello, se requiere verificar en primer lugar, la homogeneidad de la región. Posteriormente se divide cada uno de los valores observados en cada estación, por la crecida media anual correspondiente a ese lugar, para tener registros adimensionales y poder combinarlos para formar una sola muestra. Se calculan los momentos ponderados de cada una de las muestras adimensionales y se calculan momentos adimensionales regionales, ponderando los momentos adimensionales por la longitud de cada registro. Usando los momentos regionales adimensionales se ajusta un modelo Wakeby, calculándose los parámetros regionales. El resultado constituye el modelo regional válido para dicha zona homogénea. En forma detallada el método requiere las siguientes etapas:

- 1) Calcular para la serie anual de crecidas en cada estación los estimadores de los 5 primeros momentos ponderados por probabilidad
- 2) Para cada registro calcular los momentos adimensionales dividiendo cada uno de los momentos ponderados por el primer momento, que corresponde al promedio de la serie.
- 3) Calcular los momentos regionales adimensionales como un promedio ponderado de los momentos adimensionales de cada estación, donde el factor de ponderación es la razón entre la longitud del registro de cada estación dividido por la suma de las longitudes de registro en todas las estaciones. Si los registros son de igual longitud los momentos regionales son iguales al promedio aritmético de los momentos de cada lugar.
- 4) Con los momentos ponderados por probabilidad adimensionales regionales se estiman los parámetros del modelo Wakeby regional.
- 5) Obtenidos los parámetros se tiene el modelo regional aplicable a todos los caudales adimensionales de la región y se pueden calcular los valores adimensionales asociados a diferentes períodos de retorno (cuantiles).
- 6) La crecida dimensional correspondiente a un punto cualquiera, se calcula como el producto del cuantil adimensional por la crecida media anual representativa del punto.

Este método regional para ser aplicado en puntos sin información requiere contar, además, con una relación para predecir la crecida media anual en función del tamaño de las cuencas, de las precipitaciones o de otras variables geomorfológicas o topográficas.

SECCION 3.703 DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA

3.703.1 ASPECTOS GENERALES

3.703.101 Definición y Alcance. El drenaje transversal de la carretera se consigue mediante alcantarillas, cuya función es proporcionar un medio para que el agua superficial, que escurre por cauces naturales o artificiales de moderada importancia, en forma permanente o eventual, pueda atravesar bajo la plataforma de la carretera, sin causar daños a ésta, riesgos al tránsito, o a la propiedad adyacente. Se entiende por alcantarilla una estructura de drenaje, cuya luz mayor, medida paralela al eje de la carretera, sea de hasta 6 m. Losas de luces mayores, aunque estén tipificadas en el MC-V4, se tratarán como puentes en lo relativo a su cálculo hidráulico. La alcantarilla debe ser capaz de soportar las cargas del tránsito en la carretera, el peso de la tierra sobre ella, las cargas durante la construcción, etc., es decir, también debe cumplir requisitos de tipo estructural.

Generalmente, se considera a las alcantarillas como estructuras menores; sin embargo, aunque su costo individual es relativamente pequeño, el costo total de ellas es importante y por lo tanto debe darse especial atención a su diseño. Debe considerarse también que algunas de estas obras, debido a su tamaño o altura de terraplén, pueden constituir un serio peligro para la seguridad de los usuarios y para el funcionamiento de la carretera, especialmente cuando deban drenar caudales con arrastres de sólidos (detríticos) producto de aluviones extraordinarios que pueden ocurrir.

Existen programas de computación de fácil acceso o de dominio público, que facilitan el cálculo hidráulico y el diseño de las alcantarillas. Entre ellos se pueden mencionar el programa HY-8 de la Federal Highway Administration de USA (<http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/>), que incluye un módulo para el análisis hidráulico de las alcantarillas y otro para el estudio de la disipación de energía a la salida de estas obras. Estos módulos están basados en la publicación "HDS N° 5, Hydraulic Design of Highway Culverts" y en la publicación "HEC N° 14, Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels", de la Federal Highway Administration, respectivamente. La versión 7.2 de este programa (julio 2009) incorpora diferentes tipos de tuberías plásticas, en materiales tales como PAD (polietileno de alta densidad) y PVC. Asimismo, el US Geological Survey ha desarrollado el programa CAP, Culvert Analysis Program (<http://water.usgs.gov/software/>) para los mismos fines.

La presente Sección se refiere principalmente al diseño hidráulico de estas obras, siendo su objetivo determinar el tamaño más económico, que permita evacuar un gasto dado sin sobrepasar la altura de agua permisible en la entrada de la alcantarilla (ver 3.703.3). No obstante, se incluyen normas generales sobre elección del tipo de alcantarilla, formas de ubicación, criterios de instalación y condiciones de servicio.

3.703.102 Antecedentes de Terreno Necesarios.

3.703.102(1) Características Topográficas del Lugar. Además del levantamiento taquimétrico necesario para definir la obra misma, debe consultarse un perfil longitudinal del cauce en al menos 30 m aguas arriba y aguas abajo de la obra, con perfiles transversales cada 50 o 10 m, según sea la irregularidad del cauce. En el caso de un cauce de pendiente baja, los efectos pueden reflejarse hasta una distancia mayor hacia aguas arriba.

3.703.102(2) Estudio de la Hoya Hidrográfica. Debe describirse en forma exacta la hoya hidrográfica que se drenará, para así poder establecer los efectos de las crecidas. Deben indicarse la superficie, pendiente, forma, relieve, tipo de vegetación y de terreno, el uso que se le está dando y los cambios que han sido introducidos por el hombre, tales como embalses, los que puedan alterar significativamente las características del flujo.

3.703.102(3) Características del Cauce. Debe incluir todas sus características físicas; para los efectos de diseño, se requieren secciones transversales, perfiles longitudinales y alineación del cauce o canal. El perfil debe extenderse lo suficiente de modo de poder definir en forma exacta su pendiente y las irregularidades que pudieran existir en él. Además, será necesario incluir características del lecho del cauce, tales como tipo de terreno, vegetación, sedimentos, sólidos flotantes y otros factores que pudieran afectar el tamaño y la durabilidad de la alcantarilla

3.703.102(4) Datos de Crecidas. Se procederá según lo expuesto en 3.702, Hidrología, y sólo en el caso de no existir los datos mínimos indispensables, se analizarán las marcas de crecidas que pudieran existir, contrastándolas con la información que la gente del lugar pudiera dar.

3.703.102(5) Otras Estructuras Existentes. El comportamiento de otras estructuras aguas arriba o aguas abajo del canal puede también ser útil en el diseño, no sólo para verificar el dimensionamiento dado a la

obra, sino que además para analizar su funcionamiento durante las crecidas y observar si se ha producido erosión, abrasión, corrosión, acumulación de sedimentos u otros efectos que deban ser tomados en cuenta en el nuevo proyecto.

3.703.2 UBICACION, ALINEACION Y PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS.

3.703.201 Aspectos Generales. La adecuada elección de la ubicación, alineación y pendiente de una alcantarilla es importante, ya que de ella depende su comportamiento hidráulico, los costos de construcción y mantenimiento, la estabilidad hidráulica de la corriente natural y la seguridad de la carretera.

En general, se obtendrá la mejor ubicación de una alcantarilla cuando ésta se proyecta siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural, ya que existe un balance de factores, tales como, la pendiente del cauce, la velocidad del agua y su capacidad de transportar materiales en suspensión y arrastre de fondo. Cuando se cambia cualquiera de estos factores es necesario compensar con cambios en otro de ellos. Por ejemplo, si se acorta un canal largo, se aumenta la pendiente y como consecuencia, aumenta la velocidad. Un aumento en la velocidad tiene como efecto secundario problemas de erosión, que agrandan la sección hasta que las pérdidas por fricción compensan el aumento de pendiente y reducen la velocidad hasta límites bajo aquellos que producen erosión. En un caso como el expuesto o en general para prevenir la erosión se puede revestir el cauce, o darle al canal una forma tal que reduzca la velocidad, debido al aumento de la rugosidad.

Al alargar un canal corto ocurre la situación contraria. Se produce una disminución de la pendiente y como consecuencia disminuye la velocidad. Con esto, la capacidad para transportar materiales en suspensión se reduce y éstos se depositan. Para estos casos es necesario tratar de mantener la velocidad original cambiando la forma del canal o disminuyendo la rugosidad.

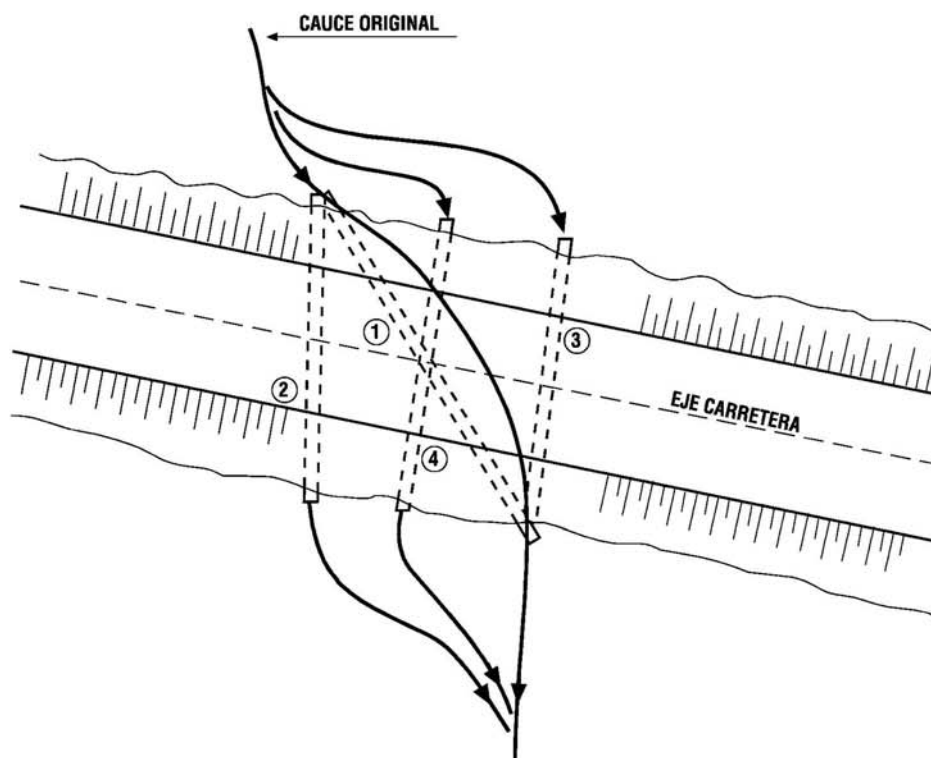
En la instalación de una alcantarilla deberán anticiparse todos estos cambios para precaverse contra ellos. No pueden sacrificarse ciertas características hidráulicas sólo con el fin de reducir los costos. Sin embargo, a menudo las alcantarillas colocadas siguiendo el cauce natural resultan de gran longitud debido al fuerte esviate del cauce respecto del eje del camino, condición que da por resultado un alto costo que eventualmente puede ser rebajado. En estos casos será necesario estudiar el cambio de dirección y pendientes naturales dentro de lo posible. Al introducir cambios, la comparación de costos debe incluir posibles estructuras especiales de entrada y salida para disipación de energía, cambios en el cauce natural, revestimientos, gastos adicionales de mantenimiento y posibles daños por el hecho de alterar las condiciones naturales. En los Numerales 3.703.202 y 3.703.203 se dan algunas reglas generales para instalación de alcantarillas en ciertas situaciones de orden general. Sin embargo, la ubicación, alineación y pendiente que se elija para cada caso dependerá del buen juicio del Ingeniero, quien deberá estudiar los aspectos hidrológicos, hidráulicos y estructurales para obtener finalmente la solución que compatibilice los aspectos de costo, servicio y seguridad de la obra.

3.703.202 Ubicación en Planta. Desde el punto de vista económico el reemplazo de la ubicación natural del cauce por otra normal o casi normal al eje del camino, implica la disminución del largo del conducto, el acondicionamiento del cauce y la construcción adicional de un canal de entrada y/o de salida. Estos cambios deben ser diseñados en forma cuidadosa para evitar una mala alineación del canal natural y los problemas de erosión o de depósito de sedimentos, tanto en la alcantarilla como en el terraplén y propiedades vecinas.

Como consideraciones generales conviene destacar los siguientes aspectos:

- La corriente debe cruzar la carretera en la primera oportunidad, ya que se evita de esta manera posibles derrumbes y deslizamientos por llevar la corriente paralela al pie del terraplén y aguas arriba de él.
- Si la oblicuidad del canal con respecto a la normal al eje de la carretera es pequeña, conviene hacer la alcantarilla normal al eje y si es grande, conviene reducirla. No hay disminuciones importantes de costos cuando se reduce una oblicuidad moderada. Los límites entre estos casos deberán determinarse por comparación de costos.

Las distintas soluciones que podrían darse en el caso general, de un cauce con fuerte esviate aparecen en la Lámina 3.703.202.A.



Caso 1: Se conserva la entrada y salida del canal natural (en general, si este es muy sinuoso aguas abajo de la carretera, conviene hacer la alcantarilla recta). Esta solución da la longitud máxima de alcantarilla. Colocando la alcantarilla ligeramente a un lado del canal natural se puede obtener por lo general una mejor función, siendo necesario desviar la corriente.

Caso 2: La entrada se coloca en el canal natural y la salida se desplaza para tener una alcantarilla casi normal al eje de la carretera. Como en este caso se ha alargado la línea de flujo, esto será a costa de reducir la pendiente. Las estructuras de entrada y de salida y la alimentación del canal deben hacerse de tal modo de minimizar los efectos de cambios bruscos de dirección. Ello podría aumentar la sección de la alcantarilla comparada con la de la solución anterior. En los costos será necesario considerar estructuras especiales de entrada y salida, la construcción del canal a la salida y su mantención.

Caso 3: Se ha desplazado la entrada de modo que la salida descargue directamente en el canal natural. El canal de acercamiento a la alcantarilla debe tener una buena alineación con ella para no necesitar una entrada o salida especial. El tamaño de la alcantarilla puede ser influenciado por el hecho que al aumentar la longitud de flujo debe reducirse la pendiente. Habrá costos adicionales por construcción y mantención del canal, un posible mayor diámetro y protección del terraplén a la entrada.

Caso 4: En este caso se ha desplazado, tanto la entrada como la salida. No se obtiene un mejoramiento hidráulico con esta solución y sólo conviene usarla cuando hay restricciones de espacios para otras soluciones. En este caso se requieren estructuras especiales de entrada y de salida de canales de acercamiento en los dos extremos, los que deben considerarse en el costo, además de una posible mayor sección de la alcantarilla debido a la disminución de la pendiente.

3.703.203 Perfil Longitudinal. La mayoría de las alcantarillas se coloca siguiendo la pendiente natural del cauce; sin embargo, en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión en el o en los tubos de la alcantarilla, inducir el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar las alcantarillas o reducir los requerimientos estructurales. No obstante, las alteraciones de la pendiente deben ser estudiadas en forma cuidadosa, de modo de no producir efectos indeseables.

En la Lámina 3.703.203.A se indican los perfiles longitudinales más usuales de alcantarillas, con sus respectivas estructuras especiales de salida o de entrada.

En general, al cambiar la pendiente en cada uno de estos casos, debe tenerse especial cuidado que el terreno de fundación de la alcantarilla no permita asentamientos, debiendo ser terreno natural firme o relleno estructural debidamente compactado; en caso contrario, las fuerzas de corte causadas por el asentamiento de terraplenes importantes pueden causar el colapso de la estructura.

3.703.204 Elección del Tipo de Alcantarilla.

3.703.204(1) Forma y Sección. Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, de cajón y múltiples. En casos muy especiales, puede resultar económico el uso de arcos de grandes dimensiones, los que requerirán de un tratamiento especial, que no se ha considerado en este Manual. La alcantarilla circular es una de las más usadas y resiste en forma satisfactoria, en la mayoría de los casos, las cargas a que son sometidas. Existen distintos tipos de tubos circulares que se utilizan con este propósito (véase el Capítulo 4.100 del MC-V4).

El diámetro para alcantarillas de caminos locales o de desarrollo deberá ser al menos 0,8 m, o bien 1 m, si la longitud de la obra es mayor que 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras, el diámetro mínimo será de 1 m.

Las alcantarillas de cajón, cuadradas o rectangulares, pueden ser construidas en sitio o ser prefabricadas. Son especialmente aptas para evacuar grandes caudales y pueden acomodarse, con cambios de altura, a distintas limitaciones que puedan existir, tales como alturas de terraplén o alturas permisibles de agua en la entrada.

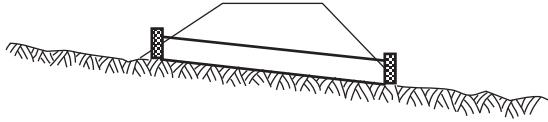
En los cauces naturales que presenten caudales de diseño importante, si la rasante es baja respecto del fondo del cauce, se suelen ocupar alcantarillas múltiples. Sin embargo, cuando se ensancha un canal para acomodar una batería de alcantarillas múltiples, se tiende a producir depósito de sedimentos, tanto en el canal como en la alcantarilla, situación que deberá tenerse presente.

En los valles transversales de las Regiones III y IV, cuyos cordones montañosos tienen escasa vegetación, las tormentas intensas producen un importante arrastre de sólidos mezclados con vegetación seca, los que tienden a obstruir las alcantarillas, en especial si éstas disminuyen la velocidad del flujo en el cauce natural. Esta situación es más grave cuando la sección de escurrimiento se divide, usando alcantarillas múltiples. En estos casos, se recomienda seleccionar obras con la mayor sección transversal libre, sin subdivisiones, aun cuando la obra sea de costo mayor. Por igual motivo, conviene instalarlas con una pendiente tal que acelere el flujo, aun cuando ello obligue a revestir el cauce a la entrada y a la salida de la obra.

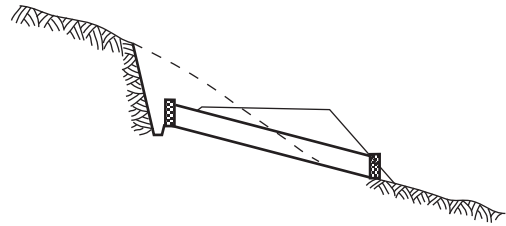
La separación de los tubos en instalaciones múltiples, medidas entre las superficies externas, deberá ser igual a la mitad del diámetro del tubo, con un máximo de 1 m y un mínimo de 0,4 m, a fin de facilitar la compactación del material de relleno.

3.703.204(2) Materiales. Los materiales más usados para las alcantarillas son el hormigón (simple o armado), el acero corrugado y el polietileno de alta densidad. En la elección del material de la alcantarilla se deben tomar en cuenta la durabilidad, resistencia, rugosidad, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión e impermeabilidad. No es posible dar reglas generales para la elección del material, ya que depende del tipo de suelo, del agua y de la disponibilidad de los materiales en el lugar. Sin embargo, deberá tenerse presente al menos lo siguiente:

a) SIGUIENDO LA PENDIENTE NATURAL DEL CAUCE

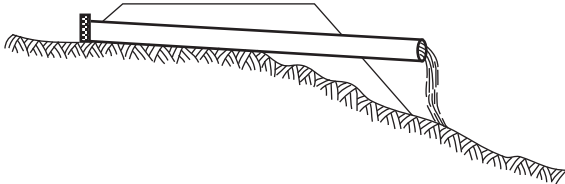


b) ENTRADA BAJO LA PENDIENTE

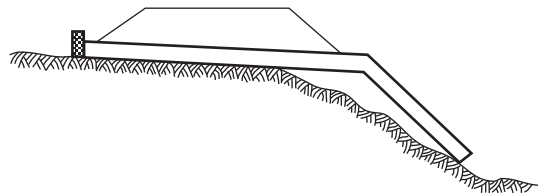


c) SALIDA SOBRE LA PENDIENTE

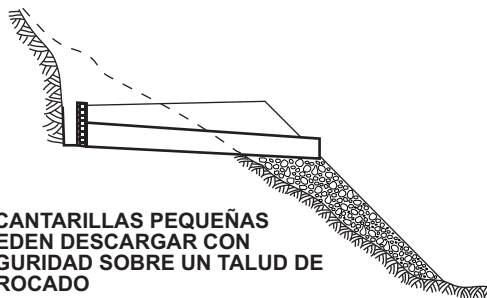
c1- LA POSIBILIDAD DE DEJAR EL TUBO EN VOLADIZO DEBE SER ANALIZADA ESTRUCTURALMENTE. EL TERRENO A LA SALIDA DEBE SER ROCA.



c2- SI EL TALUD ES DE TIERRA SE PUEDE UTILIZAR UN CODO Y PROLONGAR EL TUBO SIGUIENDO EL TALUD, PARA EVITAR EROSION.

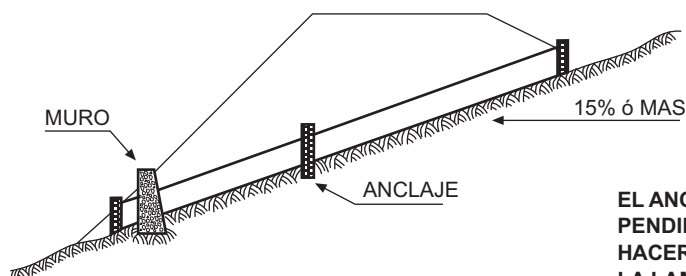


d) ENTRADA BAJO Y SALIDA SOBRE LA PENDIENTE NATURAL



ALCANTARILLAS PEQUEÑAS PUEDEN DESCARGAR CON SEGURIDAD SOBRE UN TALUD DE ENROCADO

e) PENDIENTES PRONUNCIADAS



EL ANCLAJE DE LAS ALCANTARILLAS EN PENDIENTES PRONUNCIADAS DEBERA HACERSE CONFORME A LO INDICADO EN LA LAMINA 4.105.101 DEL MC-V4.

- a) Según sea la categoría de la carretera se deben considerar las siguientes vidas de diseño:
- | | |
|------------------------------------|-----------|
| Autopistas, Autorrutas y Primarios | > 50 años |
| Colectores y Locales | > 30 años |
| Desarrollo | > 10 años |
- b) Si se trata de caminos pavimentados, la alcantarilla debe asegurar una impermeabilidad que evite la saturación del terraplén adyacente, lo que puede acarrear asentamientos del terraplén, con el consecuente daño al pavimento.
- c) Alcantarillas bajo terraplenes con altura superior a 5 m deberán construirse preferentemente de hormigón armado o tubos de polietileno de alta densidad, por la dificultad que conlleva el reemplazo.

En definitiva, el costo de las alcantarillas está altamente influido por la selección del material, forma y sección de ellas.

En la elección del tipo de alcantarillas se considerarán los siguientes factores:

- a) Factores Físicos y Estructurales:
- durabilidad
 - altura disponible para la alcantarilla
 - carga de tierra sobre ella
 - condiciones de apoyo
 - rigidez de la alcantarilla
 - resistencia al impacto
 - tipo de terreno existente
- b) Factores Hidráulicos, como:
- caudal de diseño
 - forma, pendiente y área del cauce
 - velocidad de aproximación
 - carga hidráulica total admisible
 - arrastre de sedimentos
 - condiciones de entrada y salida
 - pendiente de la alcantarilla
 - rugosidad del conducto
 - longitud y tamaño de la alcantarilla
 - sección transversal
- c) Factores de Construcción y Mantenimiento:
- accesibilidad del lugar
 - disponibilidad de materiales
- d) Costos de la Obra:
- Costo directo
 - Costos asociados al tiempo de construcción

3.703.3 DISEÑO HIDRAULICO

3.703.301 Características del Flujo y Variables de Diseño. El régimen hidráulico del escurrimiento en las alcantarillas es difícil de predecir; sin embargo, existen dos formas básicas, según la ubicación de la sección que controla hidráulicamente el flujo. Se trata del escurrimiento con control de entrada y aquél con control en la salida, teniendo cada uno de ellos un método de cálculo particular.

Por medio de cálculos hidráulicos, se puede determinar el tipo probable de control de escurrimiento, bajo el cual funcionará una alcantarilla para un conjunto de condiciones dadas. Sin embargo, pueden evitarse esos cálculos, determinando la profundidad del agua en la entrada, para cada tipo de control; luego, adoptar el valor más alto de dicha profundidad, el que indicará el tipo de control determinante. Este método para determinar el tipo de control es correcto, excepto para algunos casos, en los que la profundidad del agua en la entrada es aproximadamente la misma para muchos tipos de control. En este caso, no es importante la distinción.

En los Numerales 3.703.303, .304 y .305 se incluyen los métodos de cálculo y el análisis del comportamiento hidráulico de alcantarillas de uso corriente. Este procedimiento de diseño hidráulico ha sido extraído de la Hydraulic Design Series N° 5 de la Federal Highway Administration y del Manual de Uso del Programa HYDRAIN.

Considerando su escasa incidencia hidráulica, para los cajones de hormigón prefabricado que contemplen cartelas de refuerzo en sus esquinas interiores, se podrán utilizar los mismos procedimientos de cálculo y verificación hidráulica que se describen en esta Sección para los cajones construidos en sitio de las mismas dimensiones interiores, sin cartelas.

Un diseño adecuado requiere considerar las siguientes variables de diseño:

3.703.301(1) Gasto de Diseño. Éste se determina de acuerdo con los procedimientos indicados en la sección 3.702, Hidrología, o bien, a partir de los derechos de agua que le corresponden a los canales de riego, teniendo presente en este último caso que si el canal se emplaza en ladera, actuará como contrafoso durante las tormentas y el caudal puede aumentar, situación que se deberá considerar en el diseño.

3.703.301(2) Carga Hidráulica en la Entrada o Profundidad del Remanso. Corresponde a la profundidad del agua en la entrada, medida desde el punto más bajo (umbral o radier de la alcantarilla). Esta obra, al limitar el paso libre del agua, causará un aumento de nivel hacia aguas arriba y en consecuencia puede ocasionar daños a la carretera o a las propiedades vecinas. Se limitará la carga hidráulica máxima con el fin de proteger la vida de los usuarios o vecinos, proteger la estabilidad del terraplén, no producir inundaciones a los terrenos adyacentes, proteger el curso de agua y las planicies adyacentes, no producir daños a la alcantarilla y a la vía, no causar interrupciones al tránsito y no sobrepasar los límites de velocidad de agua recomendados en las alcantarillas y en el cauce a la salida. Dado que la velocidad en la zona del remanso es pequeña, en los cálculos hidráulicos se acostumbra a suponer que la altura de agua corresponde al nivel de energía total disponible.

Consideraciones importantes de tener en cuenta en el diseño son el posible daño a la carretera y a las propiedades vecinas. Si las alturas de terraplén son bajas, la carga a la entrada puede inundar la carretera y causar problemas y demoras al tránsito, lo que puede ser especialmente grave dependiendo del nivel de circulación.

Aun cuando las grandes alturas de terraplén dan la posibilidad de crear un efecto de embalse temporal del agua, disminuyendo los caudales de crecida, estos diseños deben evitarse, considerando los efectos de una posible falla catastrófica del dique y el eventual bloqueo de la obra por arrastre de sedimentos o vegetación, razón por la que la carga máxima de diseño a la entrada se limita según se indica en la Tabla 3.703.301.A.

Tanto para alcantarillas con control de entrada como de salida, los tubos, cajones y losas se diseñarán hidráulicamente, respetando una carga máxima H_e , según se trate de canales o cauces naturales permanentes o impermanentes. En los canales, la carga máxima de diseño será igual a la dimensión de la alcantarilla. En los cauces naturales se podrá aceptar una carga a la entrada igual a la dimensión de la alcantarilla más 0,3 m para el gasto de diseño.

Para el caudal de verificación, la carga máxima admisible será 0,3 m menor que el borde exterior del SAP, situación que se consulta en especial para terraplenes bajos en que se desea evitar que el agua pueda llegar a sobrepasar la calzada o incluso saturar la estructura del pavimento. En todo caso, H_e máxima de verificación se limitará según se indica en la Tabla 3.703.301.A, y siempre alcanzando como máximo la cota del borde exterior del SAP menos 0,30 m.

TABLA 3.703.301.A
CARGA HIDRAULICA DE DISEÑO (H_e , m)

Tipo de Cauces	Tubos	Cajones	Losas ($L \leq 6,0$ m)*
Canales	D (diámetro)	H (altura total)	H - 0,10 m
Diseño Cauces Naturales	D + 0,3 m	H + 0,3 m	H - 0,10 m
Verificación Cauces Naturales	D + 0,6 m	H + 0,6 m	H
Pero H_e máximo no puede sobrepasar la cota exterior del SAP - 0,3 m			

*Si $L > 6,0$ m revancha como en Puentes (véanse Notas 3 y 4 de Tabla 3.702.2.B)

3.703.301(3) Altura de Agua a la Salida. Corresponde a la profundidad del agua medida desde el punto más bajo de la alcantarilla en la sección de salida. Queda determinada por el cauce hacia aguas abajo cuando existen obstrucciones que remansan el agua.

3.703.301(4) Velocidad en la Salida. Esta velocidad es en general mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse para evitar la socavación y erosión del cauce hacia aguas abajo. Los valores máximos recomendados se indican en la Tabla 3.703.301.B.

TABLA 3.703.301.B
VELOCIDADES MAXIMAS ADMISIBLES (m/s) EN CANALES NO REVESTIDOS

Tipo de Terreno	Flujo Intermitente (m/s)	Flujo Permanente (m/s)
Arena Fina (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla limosa (no coloidal)	0,90	0,90
Arcilla fina	1,00	1,00
Ceniza volcánica	1,20	1,00
Grava fina	1,50	1,20
Arcilla dura (coloidal)	1,80	1,40
Material graduado (no coloidal):		
desde arcilla a grava	2,00	1,50
desde limo a grava	2,10	1,70
Grava	2,30	1,80
grava gruesa	2,40	2,00
desde grava a piedras (bajo 15 cm)	2,70	2,10
desde grava a piedras (sobre 20 cm.)	3,00	2,40

Fuente: Manual de Carreteras de California

Los principales factores que afectan a esta velocidad son la pendiente y rugosidad de la alcantarilla, no influyendo la forma y tamaño significativamente, salvo en los casos en que se produce flujo a boca llena. La velocidad a la salida de alcantarillas escurriendo con control de entrada, puede obtenerse en forma aproximada, calculando la velocidad media de la sección transversal de escurrimiento en el conducto empleando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (\text{ec. 3.703.301(4).1})$$

siendo,

- Ω = sección de escurrimiento que iguala ambos términos de la ecuación (m²)
- n = coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 3.705.1.A).
- R = radio hidráulico (m) (Ω /perímetro mojado)
- i = pendiente en por uno (m/m)

Las velocidades de salida obtenidas por este método suelen ser algo mayores que las reales debido a que la profundidad normal, supuesta al aplicar la fórmula de Manning, rara vez se alcanza en la corta longitud de la mayoría de las alcantarillas.

En el caso con control de salida, la velocidad media en la salida de la alcantarilla será igual al caudal de descarga, dividido por el área de la sección transversal de la corriente en dicho lugar. Esta área de escurrimiento puede ser la correspondiente a la profundidad crítica, o la correspondiente al nivel de la superficie libre en la salida (siempre que este nivel caiga por debajo de la cota del dintel del conducto) o de la sección transversal llena del conducto (ver Numeral 3.703.304).

3.703.301(5) Forma de la Entrada y la Salida. Influyen en las pérdidas de energía que se producen en estas secciones. Las recomendaciones de diseño se presentan en el Numeral 3.703.302.

3.703.301(6) Características del Tubo. Incluyen la rugosidad, el largo, la pendiente, la forma y el tamaño del conducto. Las tres primeras a menudo determinan si la alcantarilla tendrá escurrimiento con control en la entrada o en la salida. Estas características se analizan en los Numerales 3.703.303 y 3.703.304.

3.703.302 Diseño de Entradas y Salidas. Generalmente se dan formas especiales a los extremos de las alcantarillas con el fin de reducir la erosión y el socavamiento, retener el relleno del terraplén, mejorar el aspecto y el comportamiento hidráulico y lograr la estabilidad de los extremos. La entrada debe guiar el flujo hacia la alcantarilla con el mínimo de contracción posible y la salida debe restablecer las condiciones naturales del flujo hacia aguas abajo.

La forma y oblicuidad de las entradas, además de la geometría de las aristas, afectan la capacidad de descarga de las alcantarillas. La geometría de las aristas, tiene particular importancia cuando el escurrimiento es con control en la entrada. Aunque la forma de las salidas no influye considerablemente en el comportamiento hidráulico, generalmente se diseñan idénticas a la entrada.

En el caso especial de velocidades de salida que sobrepasen los límites admisibles, indicados en la Tabla 3.703.301.B, será necesario dar tratamiento especial a la salida con el fin de proteger el cauce aguas abajo y disipar la energía.

Las formas más usadas de las aristas de las alcantarillas son:

- a) Aristas Vivas.
- b) Aristas Redondeadas. En que se redondean los bordes de modo que el flujo entre en forma gradual. Esta modificación es económica, disminuye la contracción del flujo a la entrada, y aumenta la capacidad de la alcantarilla, reduciendo el nivel del remanso a la entrada.
- c) Aristas Biseladas o Abocinadas. Los bordes se cortan en un ángulo determinado, para producir un efecto similar al de las aristas redondeadas, lo cual tiene ventajas constructivas.
- d) Aristas Ranuradas. Corresponden a la primera onda del anillo corrugado de una cañería de metal corrugado o al enchufe que tienen los conductos de hormigón en uno de los extremos. Cuando se colocan a la entrada en las alcantarillas pequeñas, producen un efecto similar al de las aristas redondeadas.

Otros elementos que se usan en combinación con las aristas mencionadas anteriormente, en los extremos de las alcantarillas, son los siguientes:

- e) Conducto con Extremos Alabeados. Esta forma de terminar las alcantarillas se produce formando en cada lado una pared que parte desde la sección del tubo y va alabeándose hasta tomar la forma del cauce natural. Aun cuando este tipo de transición mejora las condiciones de escurrimiento, este tipo de entrada es más costoso y difícil de construir.
- f) Muros de Cabecera y Muros de Ala. Los primeros parten desde el dintel de la alcantarilla ya sea inclinados con el ángulo de la pendiente del terraplén o verticales. Los verticales son más eficientes desde el punto de vista de su funcionamiento hidráulico y así se han considerado en el MC-V4 Planos de Obras Tipo.

Los muros de ala parten de los lados de la boca de la alcantarilla formando un ángulo determinado con el eje del conducto, y ayudan a guiar el flujo hacia la alcantarilla. Tanto los muros de ala como los de cabecera son generalmente de hormigón y se agregan no sólo porque mejoran la eficiencia hidráulica sino además, porque retienen el material e impiden la erosión del terraplén, dan estabilidad estructural a los extremos de la alcantarilla al actuar como contrapeso para una posible fuerza de empuje hacia arriba cuando la alcantarilla está sumergida, colaborando a evitar la cavitación. Este fenómeno ocurre como resultado de aumentos de velocidades locales, que reducen la presión hasta la presión de vapor del agua. Se forman así burbujas que son arrastradas a zonas de presión más alta donde colapsan bruscamente. Así, se somete al material del conducto a golpes de presión que pueden ocasionar su falla.

Cuando el acarreo de sólidos flotantes y detritos por parte de la corriente es considerable y puede obstruir la entrada, es indispensable mantener o acelerar la velocidad de aproximación para transportar dichas materias a través de la alcantarilla. Bajo estas condiciones adquiere gran importancia el ajuste de la entrada o la forma del canal de llegada y las transiciones alabeadas.

En las Láminas 3.703.303(2).A y B se grafica la carga H_e requerida para distintos gastos en alcantarillas que operan con control de entrada, según sea la disposición y características de los elementos de entrada de la obra, identificadas por los Códigos asignados al cálculo analítico de H_e en la Lámina

3.703.303.A. De acuerdo con las conclusiones que de allí se obtienen, se establece a continuación la siguiente normativa:

- a) Toda obra de arte diseñada para prestar servicio durante un período prolongado (proyecto en trazado nuevo, recuperación o cambio estándar), deberá diseñarse con muro frontal, vertical en elevación y dispuesto perpendicularmente al eje del cauce ($\alpha = 100^\circ$). La oportunidad de uso de alas se establece más adelante.
- b) La disposición de "Tubo Prolongado", sin muro frontal, (Códigos 3 y 6) sólo podrá emplearse en obras provisionales requeridas durante la construcción (desvío de cauces, variantes temporales, etc.) o durante la reparación o reemplazo de obras existentes, ello por cuanto el terraplén queda permanentemente en contacto con el agua, saturándolo y produciendo daños por arrastre del material constituyente. Además, la eficiencia hidráulica de este tipo de entrada es menor que aquellas provistas de muro frontal, ya que requieren de una mayor carga a la entrada (se requiere mayor H_e) para conducir un mismo gasto, en especial, cuando se trata de un Tubo Corrugado Prolongado.
- c) La disposición de "Tubo Cortado Bisel Según el Talud del Terraplén", presenta las mismas limitaciones que el prolongado si no cuenta con un revestimiento del talud. También su eficiencia hidráulica es menor que aquella con muro frontal vertical. Se podrán aceptar tubos cortados a bisel en caminos Locales y de Desarrollo para diámetros menores o iguales que 1,0 m, si se diseña un revestimiento del talud que sobrepase la clave del tubo en 0,5 m y se extienda al menos 1,5 veces el diámetro del tubo hacia ambos lados, medidos a partir del borde exterior del tubo, según un diámetro horizontal.
- d) Según los gráficos de la Láminas 3.703.303(2).A y B la eficiencia hidráulica de los tubos corrugados (4, 5 y 6) es algo menor que la de los tubos de hormigón con entrada ranurada (Instalados con el lado del "enchufe" enfrentando el sentido del escurrimiento, códigos 2 y 3), situación que cobra más importancia para cargas a la entrada $H_e > 2 D$, que corresponde a altos caudales que se presentan en eventos extraordinarios, o bien, cuando la rasante del camino sobrepasa la clave del tubo sólo en el orden de los valores mínimos señalados en la Lámina 4.101.002 del MC-V4 Planos de Obras Tipo.
- e) En Caminos Colectores y en las Carreteras Primarias, Autorrutas y Autopistas, todos los tubos y cajones se diseñarán con muro frontal, vertical en elevación y dispuesto perpendicularmente al eje del cauce ($\alpha = 100^\circ$).
- f) En la Boca de Entrada el muro frontal deberá diseñarse normalmente con alas que formen un ángulo $\beta = 50^\circ$, respecto del sentido del escurrimiento, siendo esta disposición (Códigos 7 y 10) la más eficiente desde el punto de vista hidráulico, para las obras tipo cajón.
- g) En casos especiales, forzados por las características del emplazamiento de la obra, la Dirección de Vialidad podrá autorizar diseños con ángulos α del muro o ángulo β de las alas, distintos de los indicados precedentemente. En ese caso, el cálculo de la carga hidráulica a la entrada para cajones se hará según el caso de que se trate, empleando el código que corresponde, considerando que para $\alpha \neq 100$ se toma $\alpha = 100$ ya que la influencia es muy moderada, pero considerando el valor de β real (Código 7, 8 ó 9).
- h) En la Boca de Salida y para obras cuyo diámetro útil "D" o cuya altura útil "H" sea menor o igual que 1,5 m, se podrán emplear Muros Frontales Rectos, sin Alas. Para dimensiones mayores el Muro Frontal con Alas resulta más económico que el muro recto sin alas.
- i) Las aristas ranuradas del conducto en la Boca de Entrada de los tubos de hormigón mejorarán la eficiencia hidráulica del ducto.
(Ver caso 1-Arista Viva en tubos circulares de hormigón versus casos 2 y 3 con Arista Ranurada).
- j) En los cajones con alas a 50° no se aprecia un aumento de eficiencia hidráulica importante al tener aristas viva, caso 7, o arista biseladas, caso 10; en tanto la carga "He" no supere $3H$, a partir de la cual el efecto del bisel se hace notar rápidamente.
- k) No obstante lo anterior, en los cajones se recomienda agregar un bisel en el dintel de entrada, con el objeto de facilitar la entrada de ramas y otros elementos arrastrados por la corriente, evitando así que se vayan acumulando y puedan llegar a disminuir la sección o disminuyan la eficiencia hidráulica de la entrada.

Nota: Ver Códigos a que se hace referencia en la Lámina 3.703.303.A, columna "Solución Analítica-Código".

3.703.303 Alcantarillas con Control de Entrada. El control de entrada significa que la capacidad de una alcantarilla está determinada en su entrada, por la profundidad de remanso (H_e) y por la geometría de la embocadura, que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto, y el tipo de aristas de aquella. En la Lámina 3.703.303.A se muestran varios esquemas de escurrimiento con control de entrada.

Con control de entrada, la rugosidad, el largo del conducto y las condiciones de la salida (incluyendo la profundidad del agua inmediatamente aguas abajo) no son factores determinantes de la capacidad de la alcantarilla. Un aumento de la pendiente del conducto reduce la profundidad del remanso de entrada en una cantidad ínfima, de manera que cualquier corrección por pendiente puede despreciarse en las alcantarillas usuales que evacuan el agua bajo control de entrada.

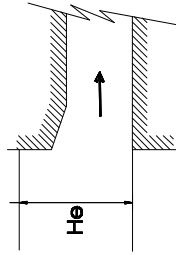
La profundidad del remanso es la distancia vertical desde el umbral de la alcantarilla, en la entrada, hasta la línea de energía total de esa sección (profundidad + altura de velocidad). Debido a las pequeñas velocidades de la corriente en los remansos y a la dificultad en determinar la altura de velocidad para todos los escurrimientos, se admite que el nivel de agua y la línea de energía total coinciden, lo que significa que las profundidades del remanso obtenidas de los gráficos de este Volumen puedan ser mayores que las que se presentan en los casos prácticos, lo que da una mayor seguridad a la obra.

La Lámina 3.703.303.A presenta un resumen de los diferentes casos que pueden presentarse en alcantarillas de sección circular y de cajón. En esta Lámina se identifican los ábacos y las ecuaciones que se deben usar en cada caso, dependiendo de la forma de la sección y de la disposición de los elementos a la entrada de la obra, es decir, muros frontales, alas, tipo de aristas y forma como empieza el conducto. En la misma Lámina se definen las situaciones que pueden darse a la entrada y se definen los ángulos de los muros frontales y de los muros de ala.

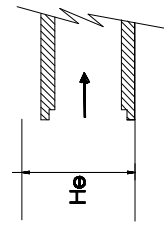
Las relaciones entre la carga hidráulica de entrada, tamaño y forma de la alcantarilla y caudal de diseño para varios tipos de alcantarillas usuales, escurriendo con control de entrada, se presentan en los ábacos 3.703.303.B a 3.703.303.G. Estos gráficos están basados en ensayos de laboratorio y verificaciones en terreno, incluyéndose las instrucciones de uso en cada uno de ellos. La Lámina 3.703.303.B permite calcular la carga hidráulica a la entrada, para tubos circulares de hormigón, conocidas las condiciones de entrada, tamaño y caudal de diseño. La Lámina 3.703.303.C se refiere a las cargas hidráulicas a la entrada para tubos de acero corrugado. La Lámina 3.703.303.D permite diseñar las alcantarillas de cajón, conocidas las condiciones de entrada, tamaño y caudal. La Lámina 3.703.303.E ayuda a calcular las alcantarillas de sección recta ovoidal. Finalmente, las Láminas 3.703.303.F y 3.703.303.G permiten diseñar las alcantarillas de tubos de polietileno de alta densidad estructurados.

TIPO DE OBRA	SOL. GRÁFICA (ÁBACOS) LÁMINA ESCALA He/D	SOL. ANALÍTICA CÓDIGO	TIPO DE ARISTA	DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS A LA ENTRADA			
				DUCTO PROLONGADO SIN MURO FRONTAL	DUCTO CORTADO A BISEL CON O SIN REV. TALUD	MURO FRONTAL α°	CON O SIN ALAS β°
Tubo Circular de Hormigón Prefabricado	3.703.303.B (1)	1	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303.B (2)	2	Ranurada *	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303.B (3)	3	Ranurada *	Si	-	No	Sin muro ni alas
Tubo Circular de Acero Corrugado	3.703.303.C (1)	4	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303.C (2)	5	Viva	-	Si	No	No
	3.703.303.C (3)	6	Viva	Si	-	No	No
Cajón Cuadrado o Rectangular de Hormigón	3.703.303.D (1)	7	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303.D (2)	8	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$\beta = 17 \text{ ó } 100$
	3.703.303.D (3)	9	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$\beta = 0$
	3.703.303.D (4)	10	Biselada	-	-	$\alpha = 100$	$\beta = 50$
Tubo Circular de Polietileno de Alta Densidad Estructurado Interior Liso	3.703.303.F (1)	1	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303.G (2)	5	Viva	-	Si	No	No
	3.703.303.G (3)	6	Viva	Si	-	No	No

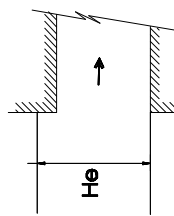
CAJONES DINTEL BISELADO



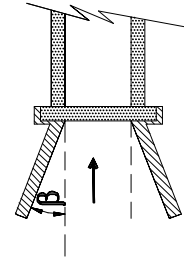
TUBOS DE HORMIGÓN CONTORNO RANURADO



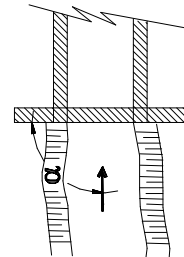
CAJONES Y TUBOS DE METAL Y POLIETILENO ALTA DENSIDAD ARISTA VIVA



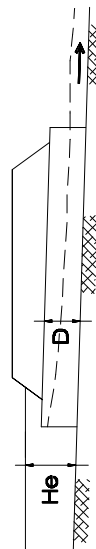
PLANTA MURO FRONTAL ALAS VERTICALES



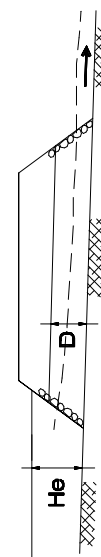
PLANTA MURO FRONTAL SIN ALAS



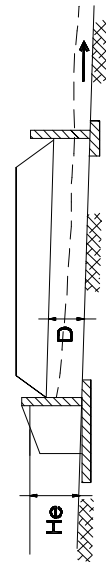
DUCTO PROLONGADO SIN MURO DE BOCA



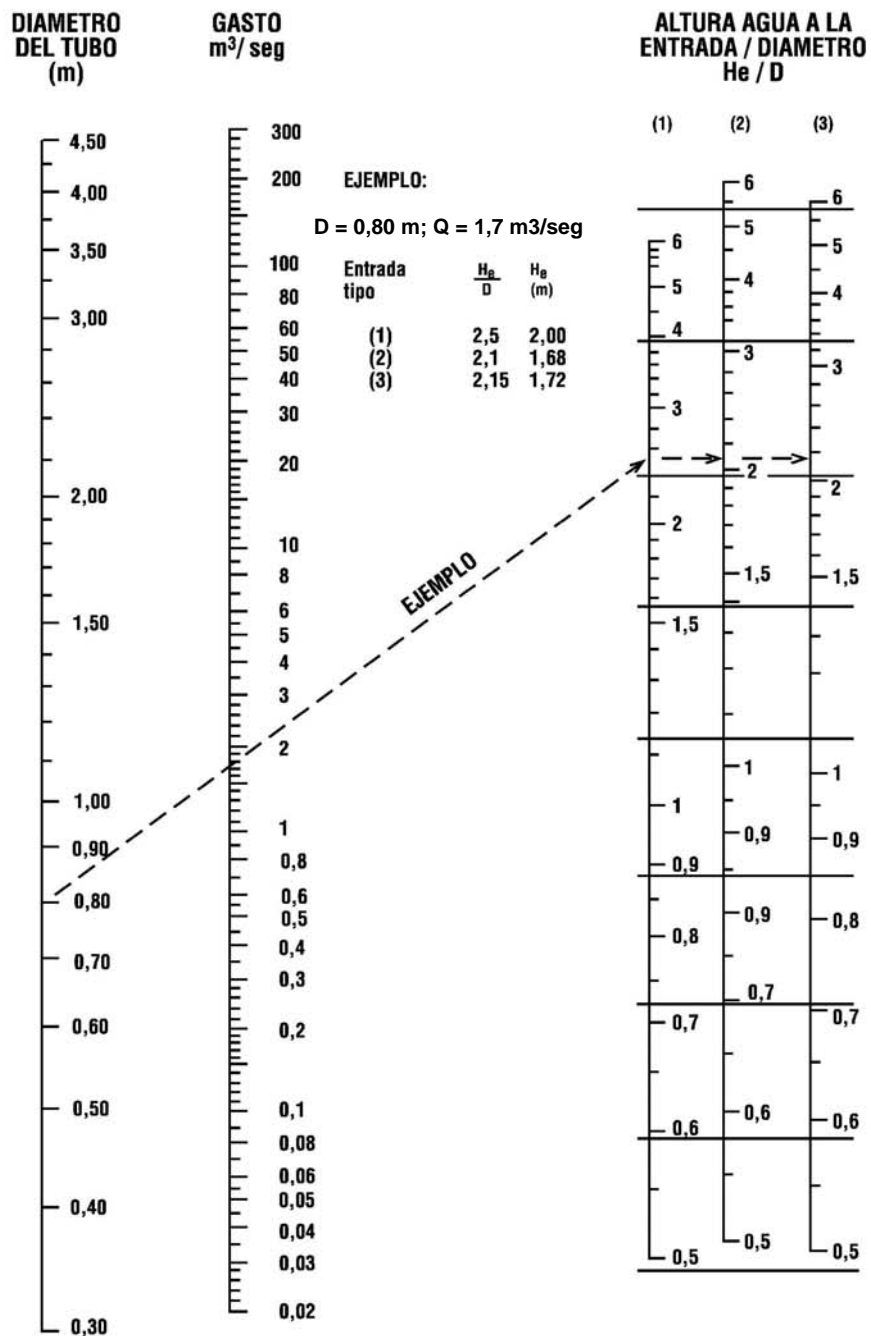
DUCTO CORTADO A BISEL SEGÚN INCLINACIÓN DE TALUD



DUCTO CON MURO FRONTAL - CON Y SIN ALAS



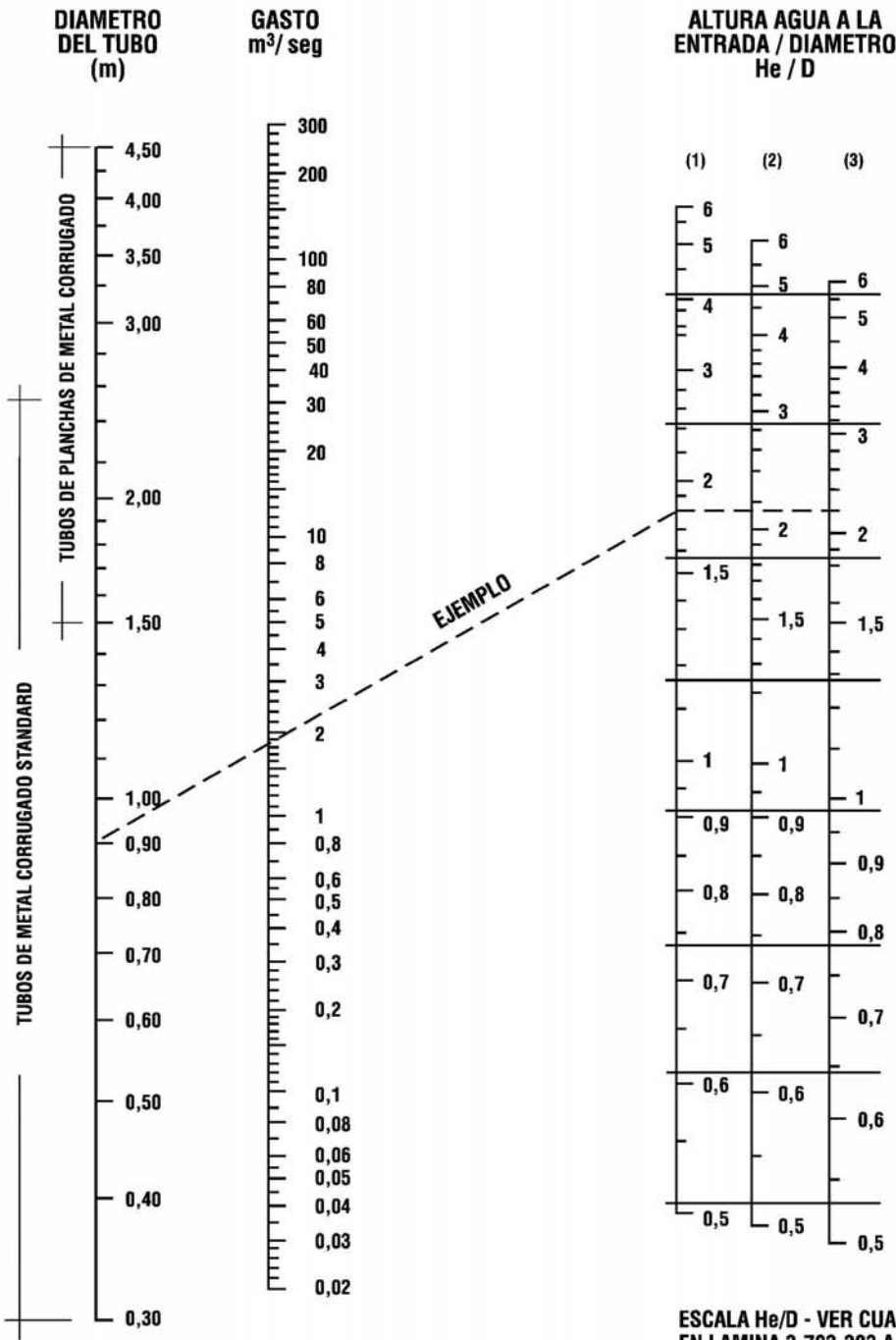
* ARISTA RANURADA= LADO DEL TUBO DE HORMIGÓN CORRESPONDIENTE AL LADO DEL "ENCHUFE"



INSTRUCCIONES:

- Dados Q y el tipo de alcantarilla obtenemos H_e/D uniendo D con Q y prolongando hasta la escala (1), para (2) y (3) ver Nota).
- Dados H_e , tipo y tamaño de la alcantarilla, obtenemos Q uniendo H_e/D de la escala (1) con D (para (2) y (3) ver Nota).
- Si se quiere obtener las dimensiones del conducto dados Q, H_e y el tipo de alcantarilla se procede por tanteo dándose un valor de D.

NOTA: Para usar las esc. (2) y (3) prolongar horizontalmente desde o hacia la escala (1) y proceder como en el ejemplo.



ESCALA He/D - VER CUADRO EN LAMINA 3.703.303 A

EJEMPLO:

D = 0,90 m; Q = 1,8 m³/seg

Embocadura	$\frac{H_e}{D}$	m metros
------------	-----------------	----------

(1)	1,8	1,62
(2)	2,1	1,89
(3)	2,2	1,98

INSTRUCCIONES:

Seguir indicaciones dadas en Lámina 3.703.303 B

ALTURA DEL
CAJON
D (m)

GASTO POR
METRO DE ANCHO
Q/B m³/m · seg

ALTURA AGUA A LA
ENTRADA / ALTURA ALCANTARILLA
H_e / D



EJEMPLO:

D x B = 0,60 x 0,80 m
Q = 1,08 m³ / seg
Q/B = 1,35 m³ / m seg

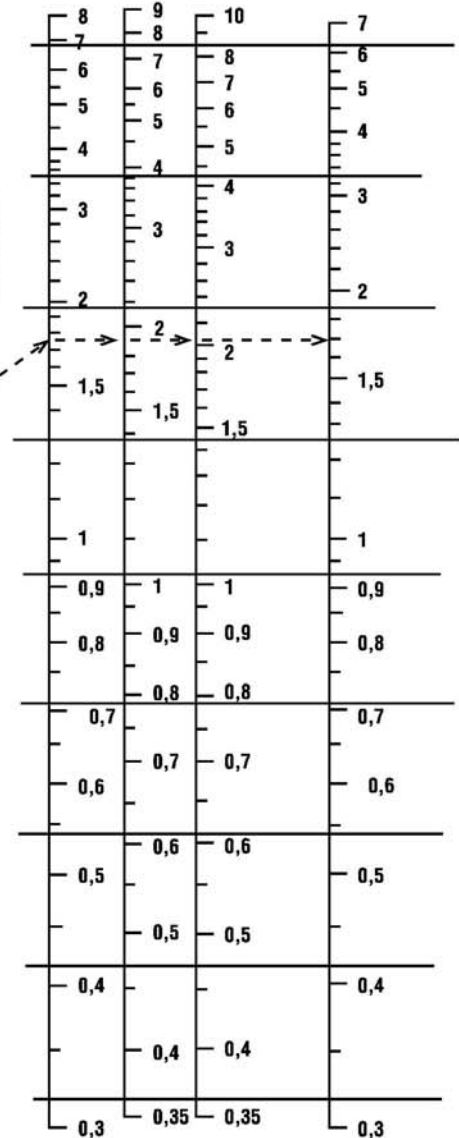
Tipo de
entrada

H_a
D

H_e
(m)

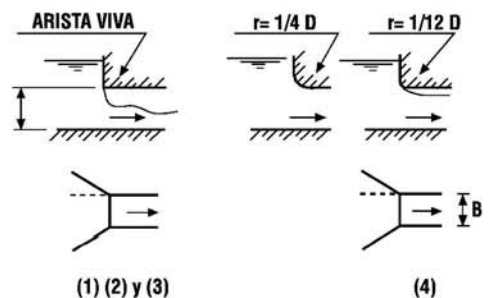
(1)	1,75	1,05
(2)	1,90	1,14
(3)	2,05	1,23
(4)	1,49	0,89
(B)	1,70	1,02

(1) (2) (3) (4)



INSTRUCCIONES:

- Dado Q y el tipo de alcantarilla obtenemos H_e/D uniendo D con Q/B y prolongando hasta la escala (1), (para escalas (2),(3) y (4) ver Nota).
- Dados H_e, tipo y tamaño de la alcantarilla, obtenemos Q/B uniendo H_e/D de la escala (1) con D (para escalas (2),(3) y (4) ver Nota).
- Si se quiere obtener las dimensiones del conducto dados Q, H_e y el tipo de alcantarilla se procede por tanteo dándose un valor de "D."



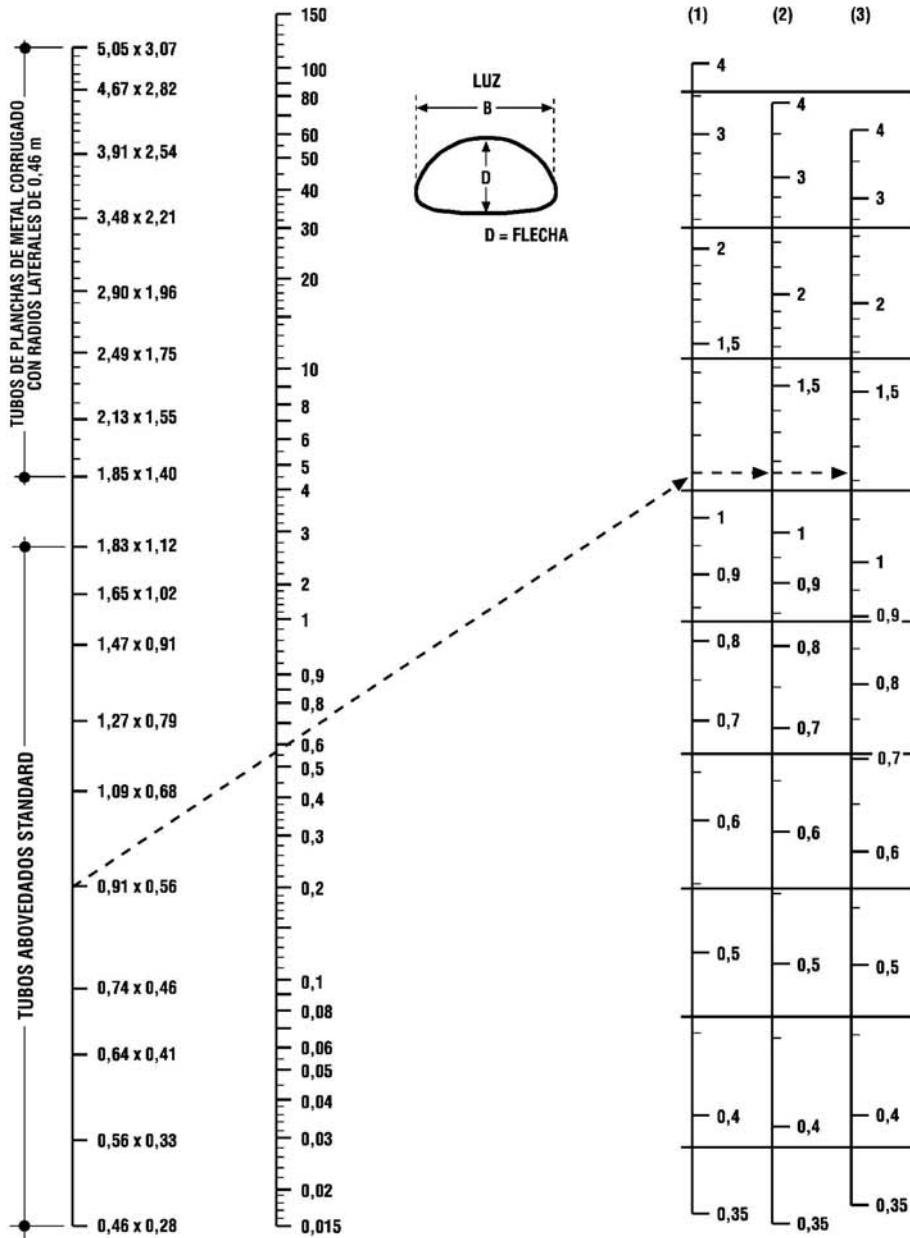
NOTA: Para usar las escalas (2),(3) y (4) prolongar horizontalmente desde o hacia la escala (1) y proceder como en el ejemplo.

ESCALA H_e/D - VER CUADRO
EN LAMINA 3.703.303 A

**LUZ x FLECHA
TUBO ABOVEDADO
(m)**

**GASTO
m³/seg**

**ALTURA AGUA A LA
ENTRADA / FLECHA
He / D**



INSTRUCCIONES:

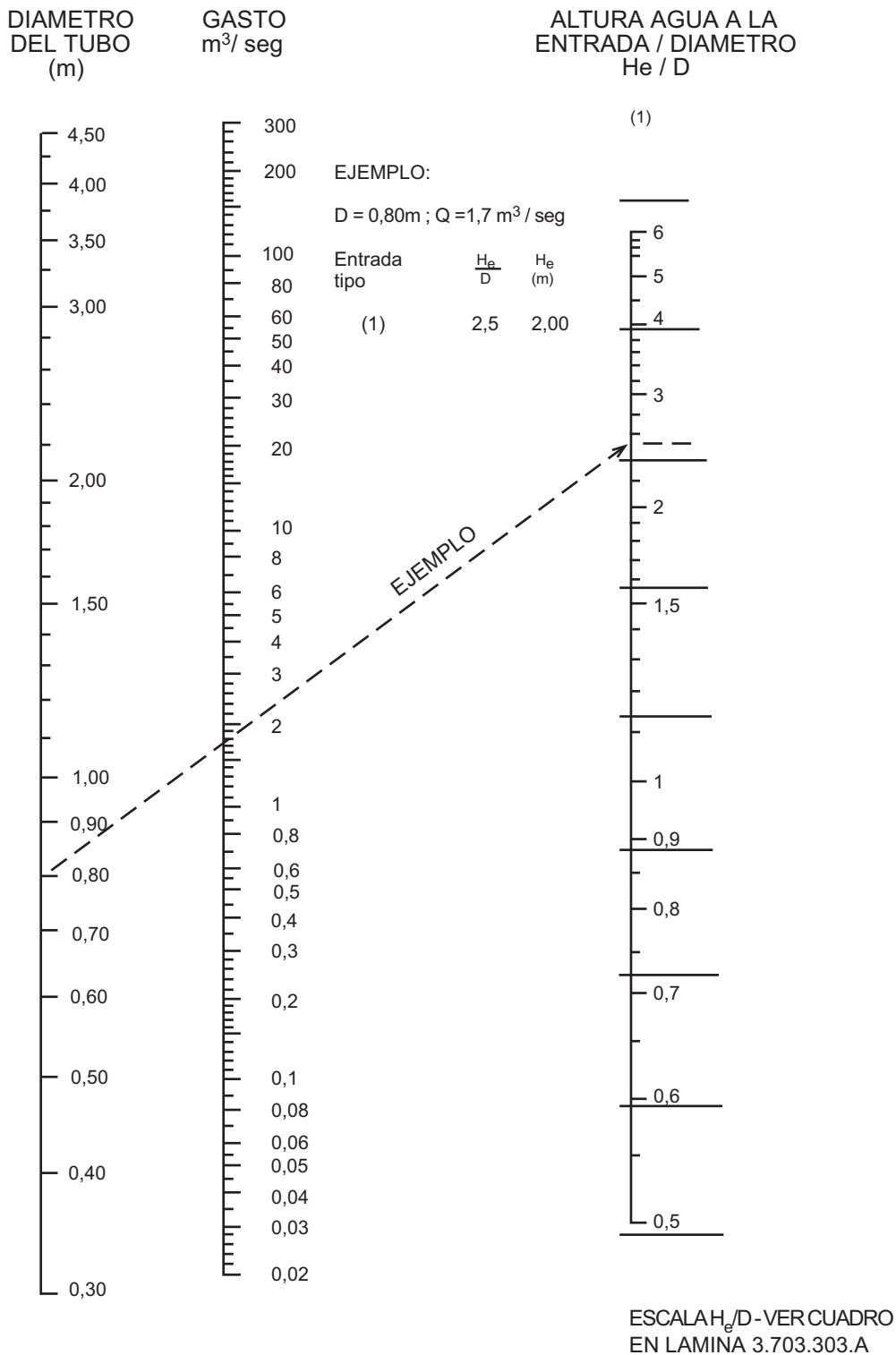
Seguir indicaciones dadas en Lámina 3.703.303 B.

ESCALAS He/D – VER CUADRO
EN LAMINA 3.703.303 A.

EJEMPLO:

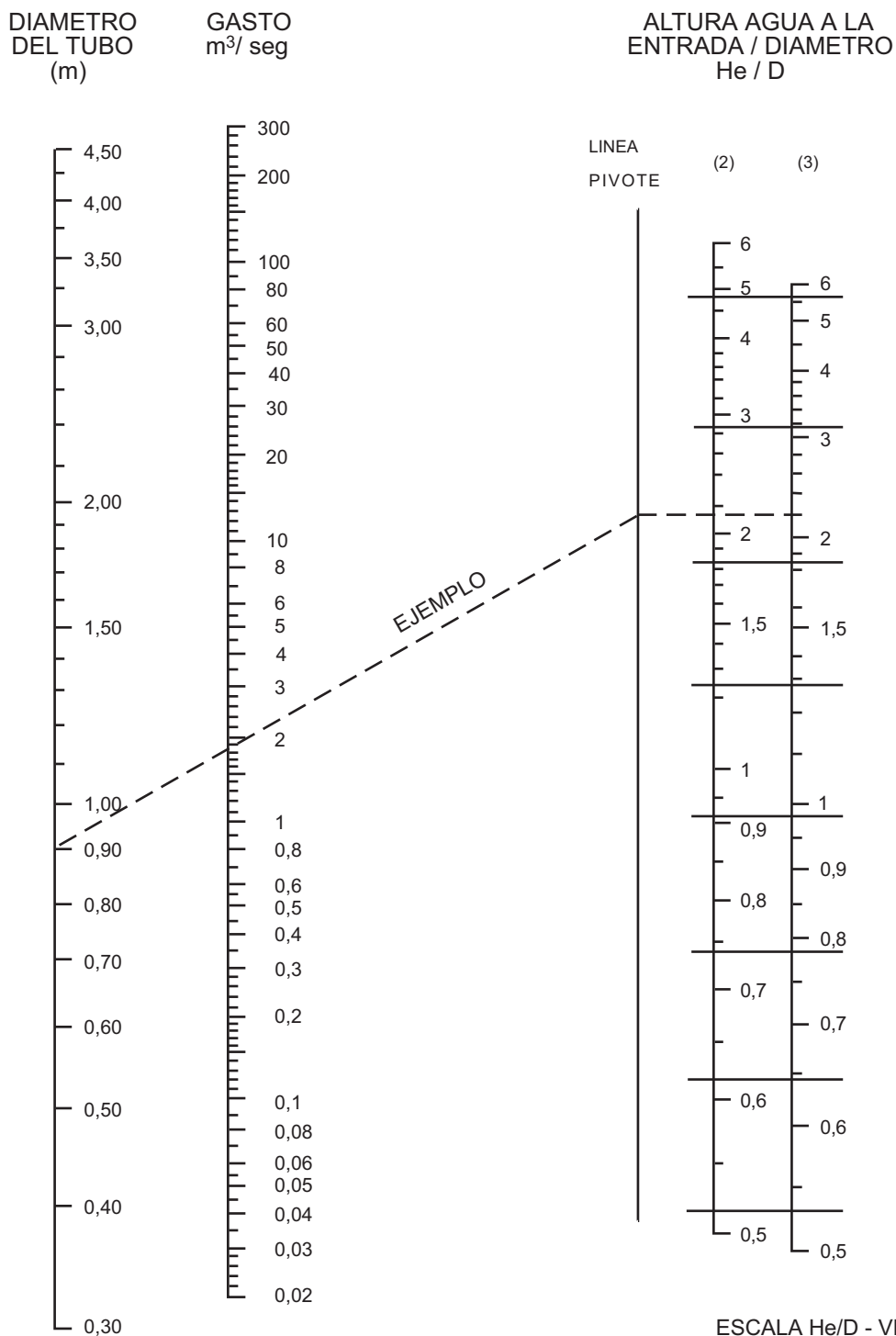
Dimensiones (m) 0,91 x 0,56
Q = 0,57 m³/seg

Tipo Entrada	He D	He (m)
(1)	1,10	0,62
(2)	1,15	0,64
(3)	1,22	0,68



INSTRUCCIONES:

- a) Dados Q y el tipo de alcantarilla obtenemos H_e/D uniendo D con Q y prolongando hasta la escala (1).
- b) Dados H_e , tipo y tamaño de la alcantarilla, se obtiene Q uniendo H_e/D de la escala (1) con D.
- c) Si se quiere obtener las dimensiones del conducto dados Q, H_e y el tipo de alcantarilla se procede por tanteo dándose un valor de D.



ESCALA He/D - VER CUADRO EN LAMINA 3.703.303.A

EJEMPLO:

D = 0,90m ; Q = 1,8 m³ / seg

INSTRUCCIONES:

- Dados Q y el tipo de alcantarilla obtenemos He/D uniendo D con Q y prolongando hasta la línea pivote, para luego seguir hasta la escala (2) ó (3) según corresponda horizontalmente.
- Dados He, tipo y tamaño de la alcantarilla, se obtiene Q uniendo He/D en forma horizontal con la línea pivote y desde esa intersección con D.
- Si se quiere obtener las dimensiones del conducto dados D, He y el tipo de alcantarilla se procede por tanteo dándose un valor D.

Entrada tipo	$\frac{He}{D}$	He (m)
(2)	2,1	1,89
(3)	2,2	1,98

3.703.303(1) Expresiones Analíticas para el Cálculo de He en Obras con Control de Entrada. La Federal Highway Administration (FHWA) ha generado, mediante modelos de regresión, expresiones polinómicas de quinto grado, que entregan directamente la carga hidráulica a la entrada. Estas ecuaciones entregan resultados equivalentes a los obtenidos mediante los gráficos y son válidas para cargas comprendidas entre la mitad y tres veces la altura de la alcantarilla. Las expresiones son del tipo siguiente:

$$H_e = \left[a + bzF + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f(zF)^5 - 0,5i \right] \cdot D \quad (\text{ec. 3.703.303(1).1})$$

Siendo,

- He = carga a la entrada (m)
- a...f = coeficientes de regresión
- F = $Q/D^{5/2}$ en alcantarillas circulares, o bien $Q/(BD^{3/2})$ en alcantarillas de cajón
- Q = caudal (m^3/s)
- D = altura de la alcantarilla (m); diámetro en el caso de los tubos
- B = ancho de la alcantarilla (m)
- I = pendiente longitudinal (m/m)
- z = 1,81130889 (factor de conversión para unidades métricas)

La Tabla 3.703.303.A entrega los coeficientes de regresión para cada uno de los Tipos de Obra. El Código asociado a la "Descripción Según Tipo de Obra" es el mismo que se ilustra en la Lámina 3.703.303.A.

TABLA 3.703.303.A
COEFICIENTES DE REGRESION PARA ALCANTARILLAS CON CONTROL DE ENTRADA

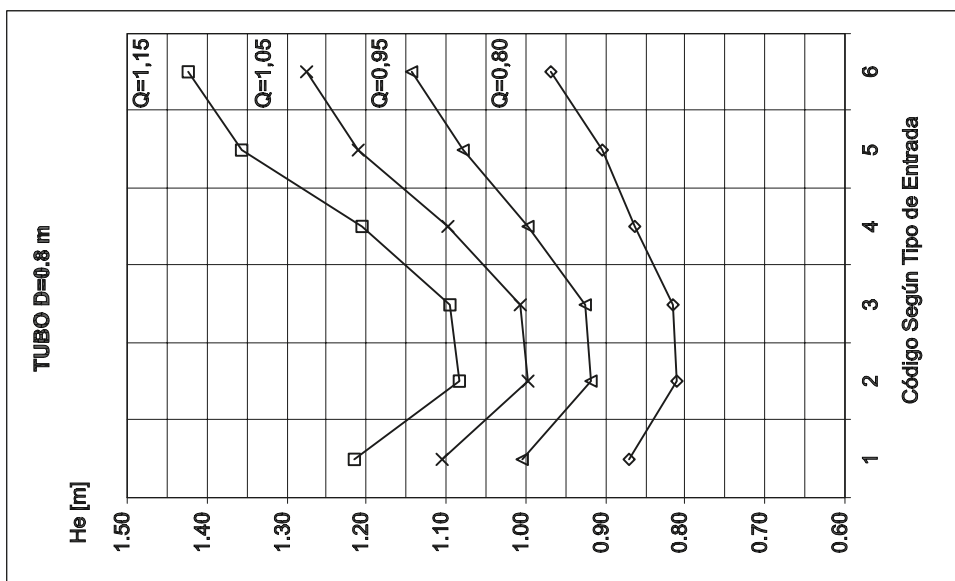
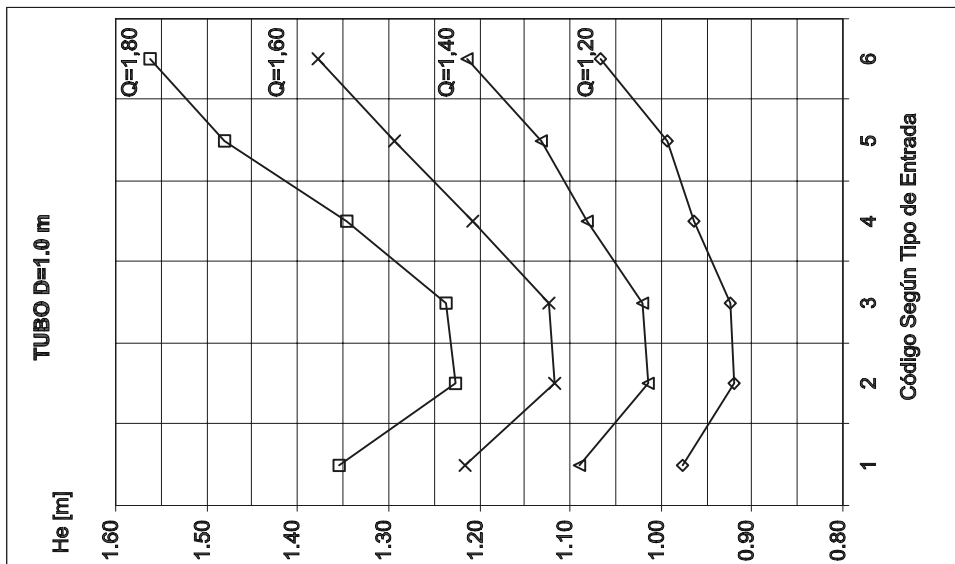
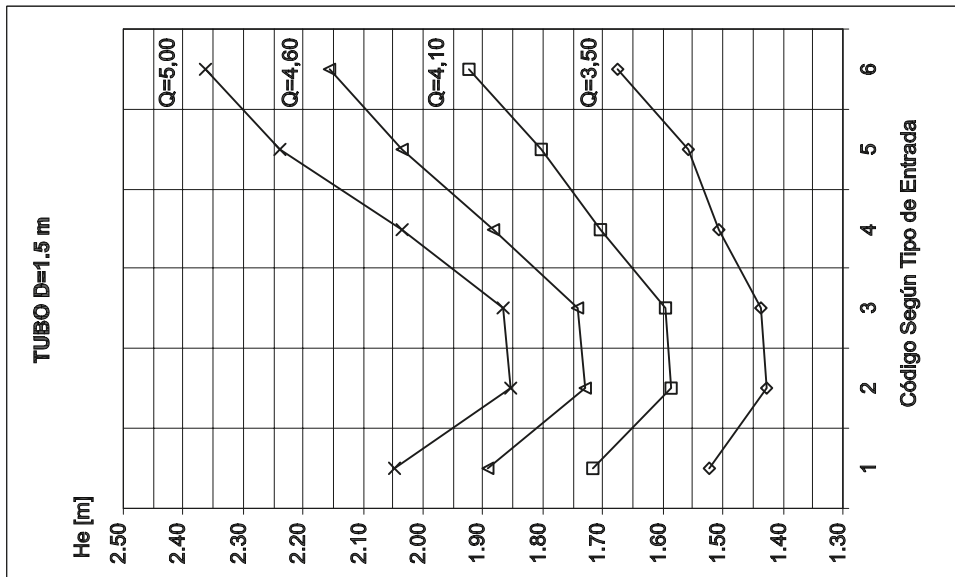
Descripción Según Tipo de Obra	Código	a	b	c	d	e	f
Alcantarilla circular de concreto, aristas vivas, muro frontal, alas $33^\circ \leq \beta \leq 83^\circ$	1	0,087483	0,706578	-0,2533	0,0667	-0,00662	0,000251
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, muro frontal, alas $33^\circ \leq \beta \leq 83^\circ$	2	0,114099	0,653562	-0,2336	0,059772	-0,00616	0,000243
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, tubo prolongado (sin muros ni alas)	3	0,108786	0,662381	-0,2338	0,057959	-0,00558	0,000205
Alcantarilla circular de acero corrugado, muro frontal, alas $33^\circ \leq \beta \leq 83^\circ$	4	0,167433	0,538595	-0,14937	0,039154	-0,00344	0,000116
Alcantarilla circular de acero corrugado, tubo cortado a bisel (sin alas)	5	0,107137	0,757789	-0,3615	0,123393	-0,01606	0,000767
Alcantarilla circular de acero corrugado, tubo prolongado (sin muros ni alas)	6	0,187321	0,567719	-0,15654	0,044705	-0,00344	0,00009
Alcantarilla circular de polietileno alta densidad estructurado, interior liso, aristas vivas, muro frontal, alas $33^\circ \leq \beta \leq 83^\circ$	1	0,087483	0,706578	-0,2533	0,0667	-0,00662	0,000251
Alcantarilla circular de polietileno alta densidad estructurado, interior liso, tubo cortado a bisel (sin alas)	5	0,107137	0,757789	-0,3615	0,123393	-0,01606	0,000767
Alcantarilla circular de polietileno alta densidad estructurado, interior liso, tubo prolongado (sin muros ni alas)	6	0,187321	0,567719	-0,15654	0,044705	-0,00344	0,00009
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas $33^\circ \leq \beta \leq 83^\circ$	7	0,072493	0,507087	-0,11747	0,02217	-0,00149	0,000038
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas $\beta = 17^\circ$ ó 100°	8	0,122117	0,505435	-0,10856	0,020781	-0,00137	0,000035
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas con $\beta = 0^\circ$	9	0,144133	0,461363	-0,09215	0,020003	-0,00136	0,000036
Alcantarilla de cajón, aristas biseladas, muro frontal, alas 50°	10	0,156609	0,398935	-0,06404	0,011201	-0,00064	0,000015

3.703.303(2) Eficiencia Hidráulica en Alcantarillas con Control de Entrada. La curva de descarga de la alcantarilla, o relación entre la carga hidráulica y el caudal que circula, presenta dos tramos bien definidos. Cuando la carga es pequeña, la obra funciona como un vertedero y a medida que la carga aumenta, la obra funciona como un orificio. Entre ambas situaciones se produce una transición suave. Cuando la obra funciona como vertedero, la capacidad aumenta con pequeños aumentos de carga; sin embargo, al actuar como orificio, se requieren aumentos importantes de carga para incrementar la capacidad de porteo.

En las Láminas 3.703.303(2).A y B se muestran ejemplos ilustrativos de variaciones de carga, en función del caudal y del tipo de situación de entrada para tubos circulares y de cajón de varias dimensiones. Estas Láminas permiten tener una idea de la capacidad de porteo de las obras, en función de la carga, indican la influencia del tipo de entrada y comparan el efecto de la forma de la sección (circular de hormigón, circular tubo corrugado y cajón). Los caudales graficados corresponden a situaciones representativas de valores de diseño con 10, 25, 50 y 100 años de período de retorno. Estas Láminas ayudan al proyectista en el diseño de la obra, aportando antecedentes para seleccionar el tipo de obra, tamaño de la sección y disposición de las obras a la entrada de la alcantarilla.

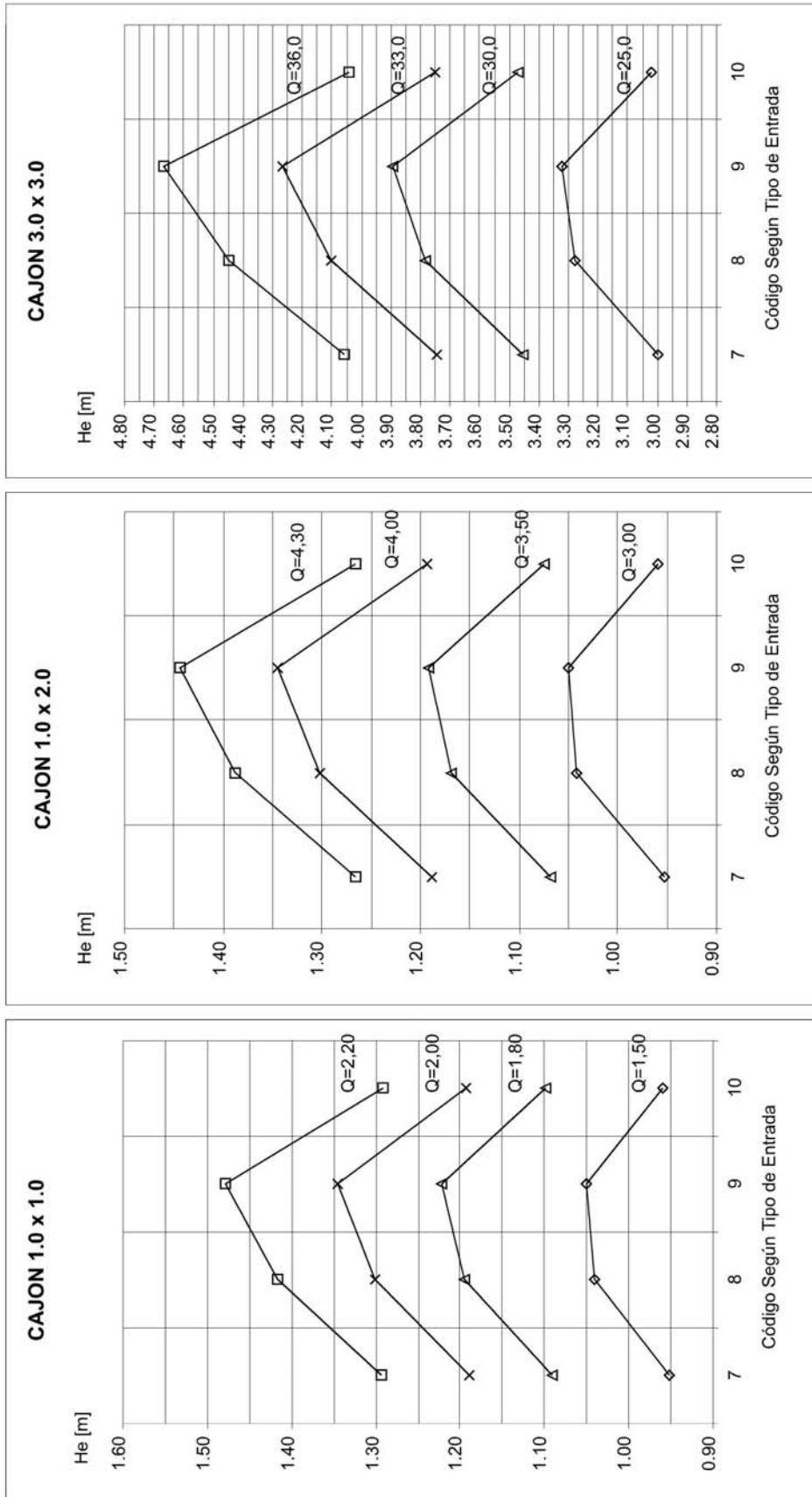
En la Lámina 3.703.303(2).A se muestran los gráficos correspondientes a tubos circulares (hormigón, acero corrugado y polietileno de alta densidad) de 0,8 m, 1m y 1,5m de diámetro para varias situaciones de entrada a la obra. Comparando las curvas, se aprecia el efecto del tipo de material del tubo, del tipo de arista y de la transición entre la canalización y la alcantarilla.

En la Lámina 3.703.303(2).B se comparan las condiciones de escurrimiento que se producen en alcantarillas de cajón de varias dimensiones y tipos de entrada. Se aprecia en los gráficos el efecto que tienen los muros frontales, los muros de ala y las aristas sobre la carga hidráulica necesaria para conducir el mismo caudal.



- 1-2-3: TUBOS PREFABRICADOS DE HORMIGON
- 4-5-6: TUBOS DE ACERO CORRUGADOS
- 1-5-6: TUBOS PAD ESTRUCTURADOS INTERIOR LISO

Gasto Q en m³/seg: Si al menor valor se le asocia un Período de Retorno de 10 años, los valores crecientes corresponden a un T de 25, 50 y 100 años, empleando para ello coeficientes de Frecuencia de 1,18, 1,31 y 1,44 respectivamente.



Gasto Q en m³/seg: Si al menor valor se le asocia un Período de Retorno de 10 años, los valores crecientes corresponden a un T de 25, 50 y 100 años, empleando para ello coeficientes de Frecuencia de 1,18, 1,31 y 1,44 respectivamente.

3.703.304 Alcantarillas con Control de Salida. El escurrimiento en alcantarillas con control de salida puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una zona o en toda la longitud de la alcantarilla. Si cualquier sección transversal escurre llena, se dice que el escurrimiento es a sección llena. La Lámina 3.703.304.A muestra varias condiciones de escurrimiento con control de salida para varias alturas. Los procedimientos de cálculo son diferentes si la salida es sumergida o no y por lo tanto se analizarán los distintos casos que se ilustran en la Lámina 3.703.304.A separadamente.

3.703.304(1) Salida Sumergida. En este caso la carga H, o energía necesaria para hacer circular un gasto dado por la alcantarilla, se emplea en vencer las pérdidas de entrada, pérdidas por frotamiento, evaluadas con la ecuación de Manning, y altura de velocidad en la salida.

Por consiguiente, se calcula con la siguiente relación:

$$H = \left[1 + K_e + \frac{19,6 n^2 L}{R^{1,33}} \right] \frac{V^2}{19,6} \quad (\text{ec. 3.703.304(1).1})$$

Siendo:

- Ke = Coeficiente de pérdida de carga en la entrada (Tabla 3.703.304.A)
- n = Coeficiente de Rugosidad de Manning (Tabla 3.703.304.B)
- L = Longitud de la alcantarilla en metros.
- R = Radio Hidráulico en metros (Razón entre área y perímetro mojado)
- V = Velocidad Media en la Alcantarilla en m/s.

La carga H es la diferencia entre la línea de energía en la sección de entrada y la cota piezométrica en la sección de salida. Sin embargo, en general, debido a que la velocidad en el remanso es pequeña se supone que la línea de energía es coincidente con el nivel de aguas a la entrada, lo que implica que los niveles calculados pueden ser algo mayores que los reales.

La Tabla 3.703.304.A entrega coeficientes de pérdida de carga en la entrada para los distintos tipos de entrada en alcantarillas que escurren llenas o parcialmente llenas con control de salida. Este coeficiente al ser multiplicado por la altura de velocidad, entrega la pérdida de energía debida a la singularidad que produce la entrada a la obra.

La Tabla 3.703.304.B entrega coeficientes de rugosidad de Manning para los materiales usados comúnmente en alcantarillas.

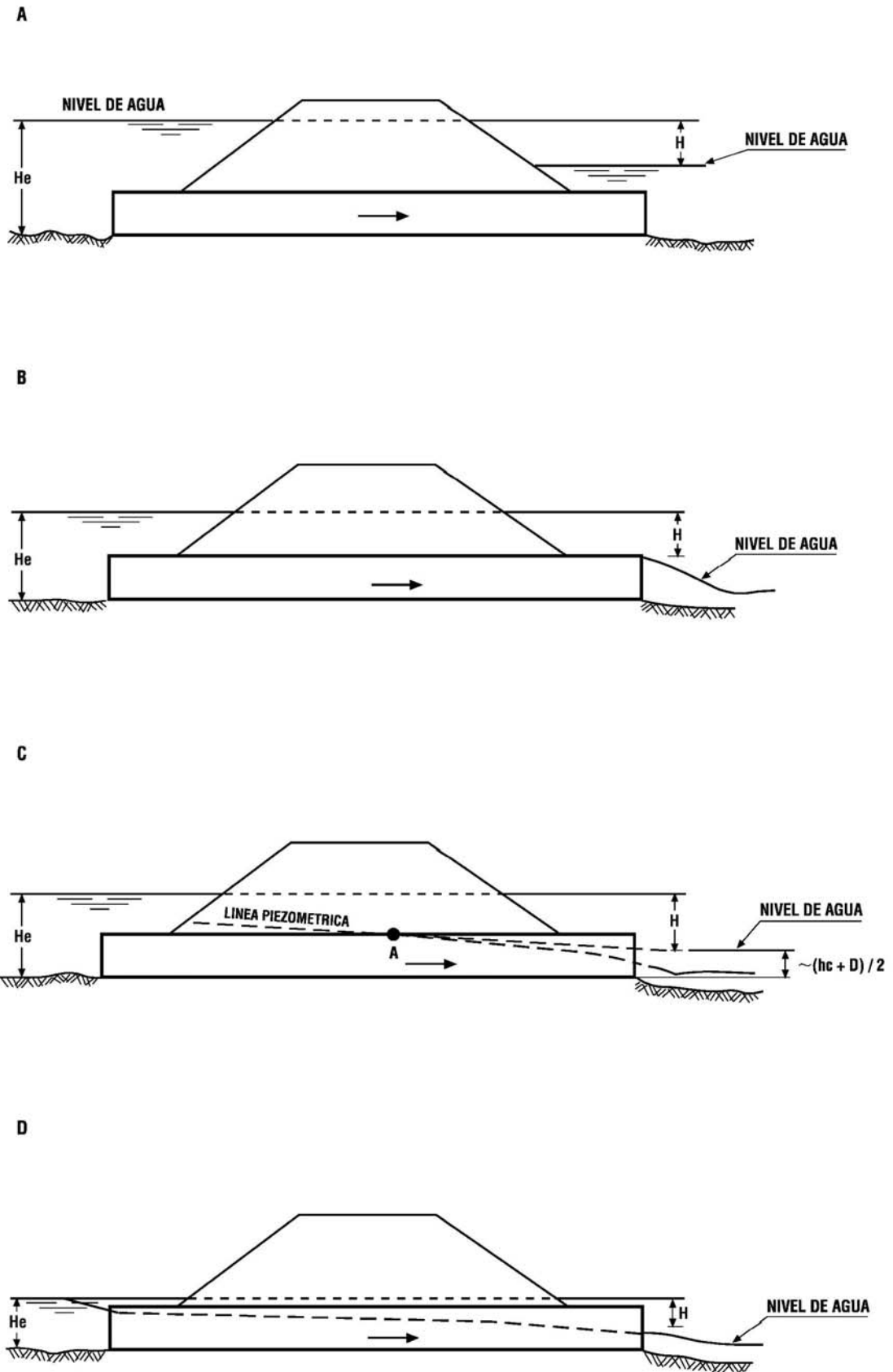
Las Láminas 3.703.304.B a 3.703.304.F presentan nomogramas para el cálculo de la carga H, en reemplazo de la ecuación precedente, para distintos tipos de alcantarillas.

TABLA 3.703.304.A
COEFICIENTES DE PERDIDA DE CARGA A LA ENTRADA
EN ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA

Tipo de Estructura y Características de la Entrada	Coefficiente Ke
1. Tubos de Hormigón 1.1. Conducto prolongado fuera del terraplén: - arista ranurada. - arista viva. 1.2. Con muro de cabecera con o sin muros de ala: - arista ranurada. - arista viva. - arista redondeada ($r = 1/12 D$). - arista biselada.	 0,2 0,5 0,2 0,5 0,2 0,2
2. Tubos de Metal Corrugado 2.1. Conducto prolongado fuera del terraplén sin muro de cabecera. 2.2. Con muro de cabecera, con o sin muros de ala, aristas vivas. 2.3. Con muro de cabecera, con o sin muros de ala, aristas biseladas.	 0,9 0,5 0,2
3. Tubos de Polietileno Alta Densidad Estructurados, Interior Liso 3.1. Conducto prolongado fuera del terraplén sin muro de cabecera 3.2. Con muro de cabecera, con o sin muros de ala, aristas vivas 3.3. Con muro de cabecera, con o sin muros de ala, aristas biseladas	 0,9 0,5 0,2
4. Alcantarillas de Cajón en Hormigón Armado 4.1. Con muro de cabecera, sin muros de ala: - bordes de aristas vivas. - bordes aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas. 4.2. Con muros de ala formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto: - borde del dintel con arista viva. - borde del dintel con arista redondeada ($r = 1/12 D$) o biseladas. 4.3. Con muros de ala formando ángulos entre 10° y 25° con el eje del conducto y arista viva en el dintel. 4.4. Con muros de ala paralelos al conducto y arista viva en el dintel.	 0,5 0,2 0,4 0,2 0,5 0,7

TABLA 3.703.304.B
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD PARA MATERIALES USADOS EN ALCANTARILLAS

Materiales	n
a) Hormigón	0,012
b) Metal Corrugado	
- Ondulaciones estándar (68 mm x 13 mm)	0,024
- Revestido en 25%	0,021
- Totalmente revestido	0,012
- Ondulaciones medianas (76 mm x 25 mm)	0,027
- 25% revestido	0,023
- totalmente revestido	0,012
- Ondulaciones grandes (152 mm x 51 mm)	Variable
- 25% revestido	0,026
- totalmente revestido	0,012
c) Polietileno Alta Densidad Estructurado	
- Interior liso	0,012



Calculada la carga H, el nivel de aguas a la entrada (H_e) se calcula sumando la carga al nivel de aguas a la salida de la alcantarilla. En la determinación de este último, pueden presentarse dos situaciones. Si a la salida, el cauce tiene una sección transversal, pendiente y rugosidad razonablemente uniformes, se puede suponer la existencia de altura normal a la salida y calcularla empleando la fórmula de Manning. Si por el contrario, existen en el cauce hacia aguas abajo disminuciones de ancho o pendiente, que impliquen un control del régimen hidráulico del escurrimiento, debe calcularse el nivel de aguas a la salida de la alcantarilla, empleando los métodos de cálculo de ejes hidráulicos o curvas de remanso.

3.703.304(2) Salidas no Sumergidas. Si el nivel de la corriente inmediatamente aguas abajo de la salida se encuentra por debajo del dintel de la alcantarilla, la condición de salida sumergida no existe y la determinación del nivel de aguas a la entrada se realiza en forma diferente. La mayoría de los cauces naturales suelen ser relativamente anchos, comparados con la alcantarilla, y la profundidad de agua en el cauce puede ser menor que la profundidad crítica de la alcantarilla, por lo cual el nivel de la corriente aguas abajo no influye en la capacidad o en el nivel de remanso en la entrada. Los casos en que se produce esta situación corresponden a los presentados en la Lámina 3.703.304.A letras B, C y D.

La situación presentada para el caso B ocurre para caudales altos, capaces de producir un escurrimiento con altura crítica igual al diámetro o altura de la alcantarilla en la salida. En este caso, la línea piezométrica en la salida coincide con el dintel de la alcantarilla para todo caudal igual o superior al que produce una altura crítica igual a la altura del conducto. Para calcular el nivel de aguas a la entrada, se sumará la carga hidráulica a la altura del dintel en la salida. Las alturas críticas en secciones rectangulares, circulares y otras formas se calculan siguiendo el procedimiento y las expresiones indicadas en el Tópico 2.406.2 del MC-V2.

El cálculo de la altura crítica también puede realizarse con la ayuda de los gráficos de la Lámina 3.703.304.G para tubos circulares y de la Lámina 3.703.304.H para tubos abovedados.

Cuando la profundidad crítica cae bajo el dintel de salida, la superficie libre tiene la forma indicada en el caso C de la Lámina 3.703.304.A, dependiendo de la magnitud del caudal. En estas condiciones, la determinación exacta de la profundidad de agua en la entrada requeriría del cálculo del eje hidráulico. Este cálculo requiere bastante tiempo y puede conseguirse un diseño aproximado siguiendo el procedimiento que se detalla a continuación.

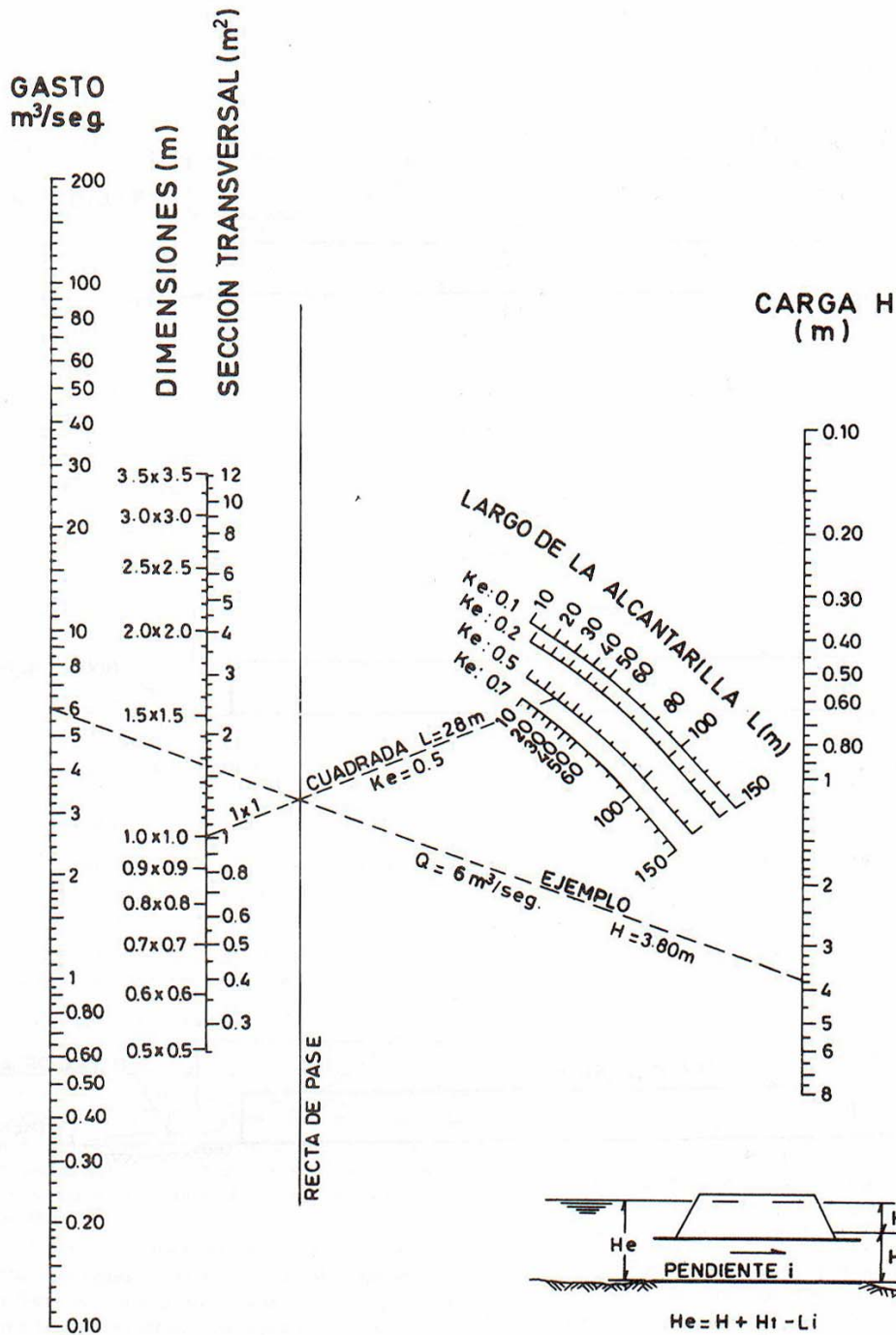
Para encontrarse en las condiciones de escurrimiento mostradas en el caso C, la alcantarilla debe escurrir llena en parte de su longitud. La línea piezométrica para la porción llena pasará por el punto en que la corriente se separa de la parte superior del conducto, representado por el punto A de la figura. Se demuestra, por cálculos de la curva de remanso, que si se prolonga en recta, la línea piezométrica cortará el plano de la sección transversal de salida, en un punto situado por encima de la superficie libre de la corriente, que en dicho sitio tiene la profundidad crítica. Este punto se encuentra aproximadamente en la mitad de la distancia entre el dintel de la alcantarilla y a profundidad crítica. La prolongación de la recta mencionada anteriormente puede considerarse como una línea piezométrica equivalente, y la carga H determinada por la ecuación o los nomogramas puede sumarse al nivel de aquel punto, para obtener la cota de la superficie del remanso de entrada.

La condición de escurrimiento lleno en parte de la longitud del conducto (Lámina 3.703.304.A caso C) se producirá cuando la profundidad del agua a la entrada, medida desde el nivel de la superficie del remanso calculado anteriormente, es igual, o mayor que la cantidad:

$$D + (1 + K_e) \frac{V^2}{2g}$$

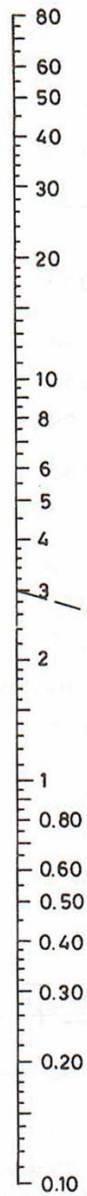
donde V es la velocidad media para la sección transversal llena del conducto; K_e la pérdida de carga en la entrada; y D la altura interior de la alcantarilla. Si la profundidad de agua en la entrada es menor que el valor precedentemente consignado, la corriente presentará una superficie libre en toda la longitud del conducto, caso D.

Para obtener con precisión la profundidad en la entrada, en las condiciones de escurrimiento del caso D, deberá recurrirse al cálculo de la curva de remanso. La solución aproximada recomendada, es la misma que la dada para las condiciones de escurrimiento del caso C, con la reserva de que la precisión en el cálculo de la profundidad en la entrada H_e disminuye a medida que decrece el caudal de descarga.

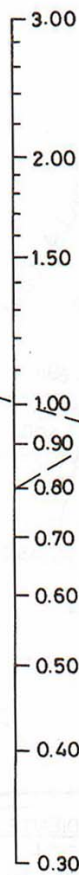


En caso que el dintel de salida no esté sumergido, calcular H_e según lo descrito en el texto.

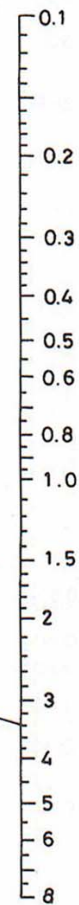
GASTO
 $m^3/seg.$



DIAMETRO (m)



CARGA H
(m)



RECTA DE PASE

$Q = 3 m^3/seg.$

LARGO DE LA ALCANTARILLA L (m)

$Ke = 0.2$
 $Ke = 0.5$
 $Ke = 0.5$

$L = 17m$
 $Ke = 0.5$

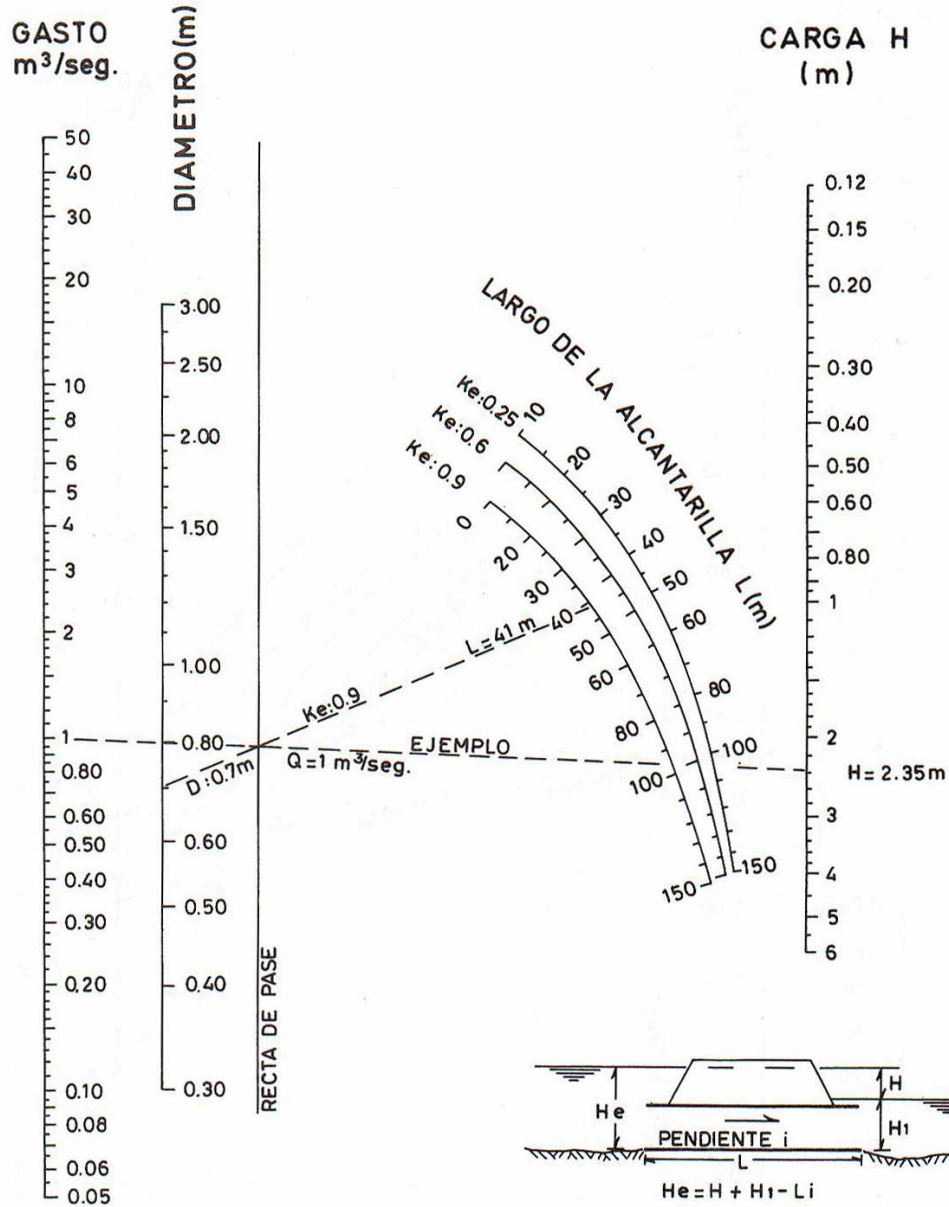
EJEMPLO

$H = 3.40 m$

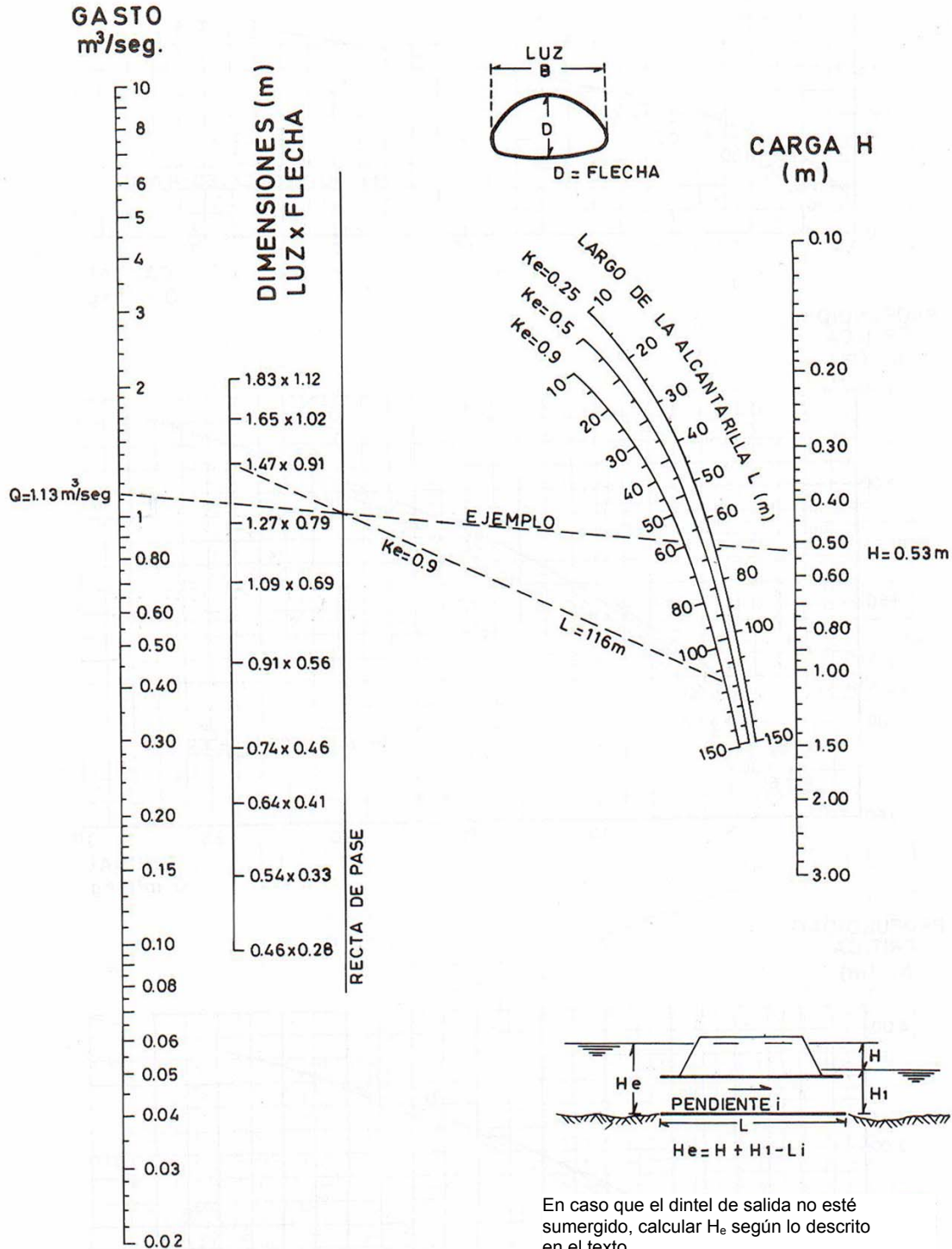


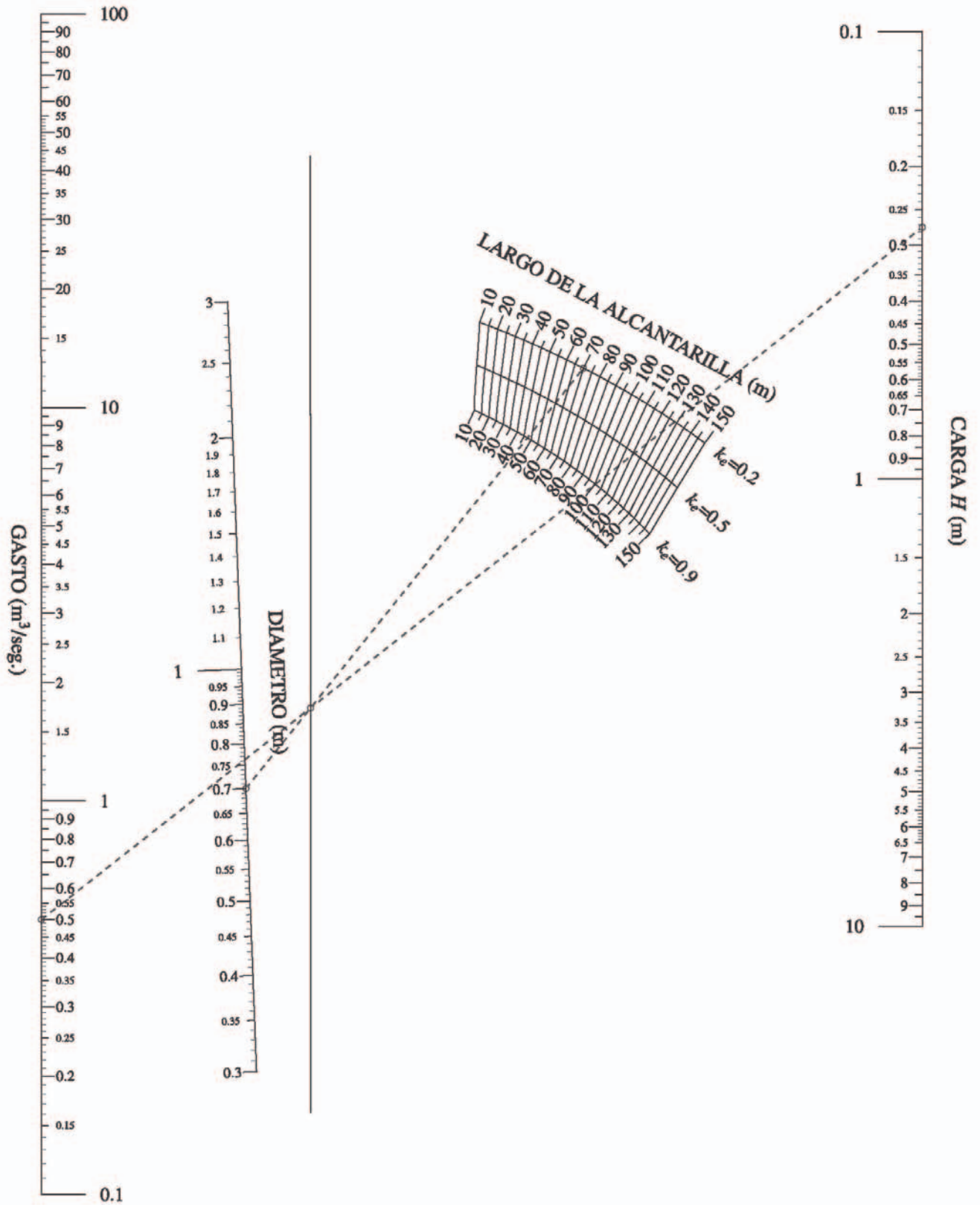
$$H_e = H + H_1 - L_i$$

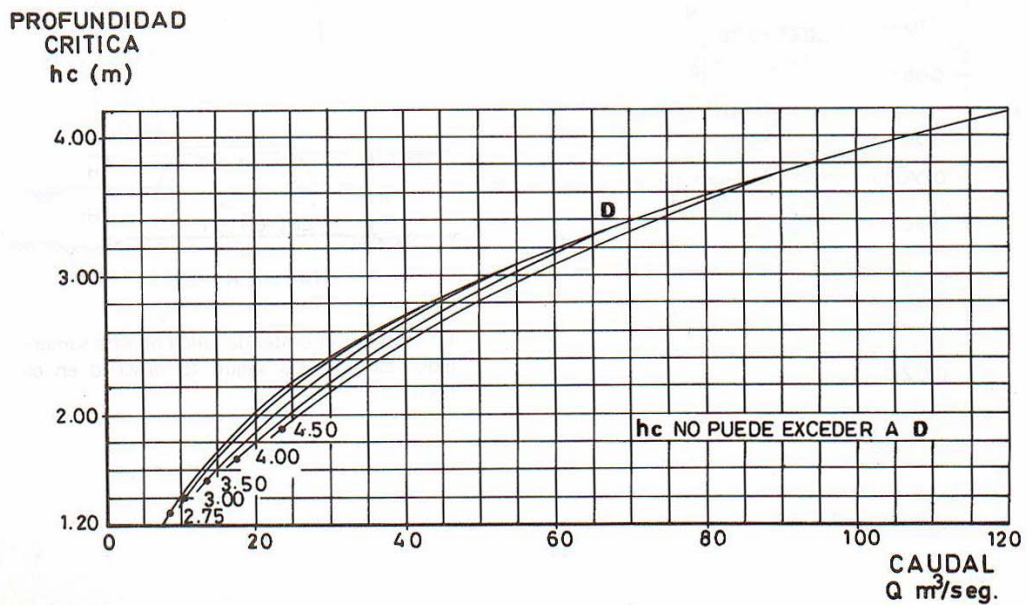
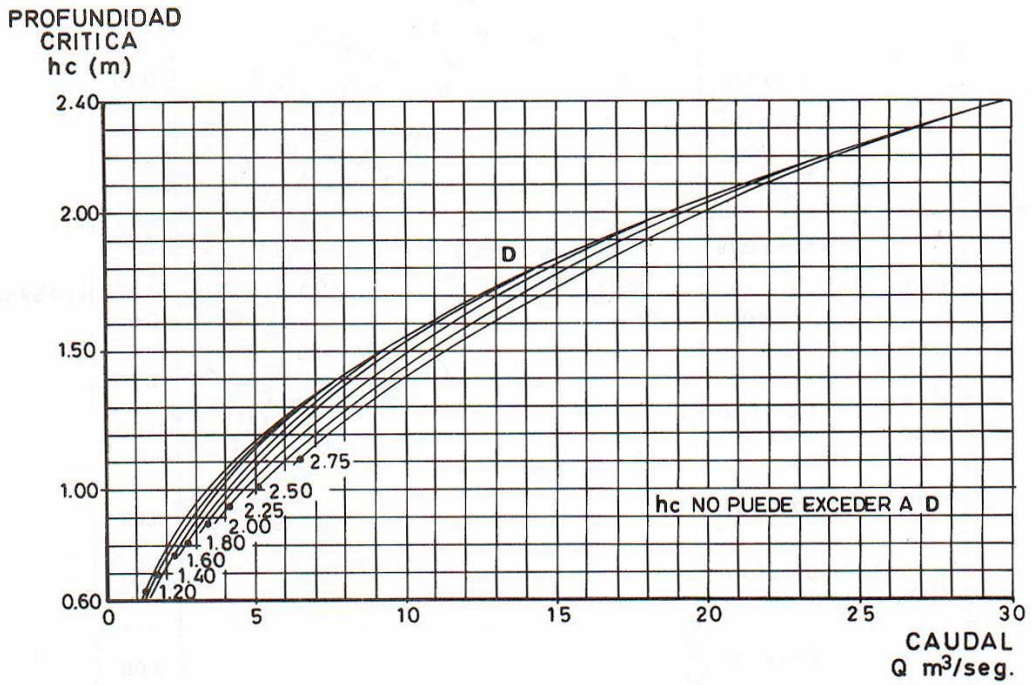
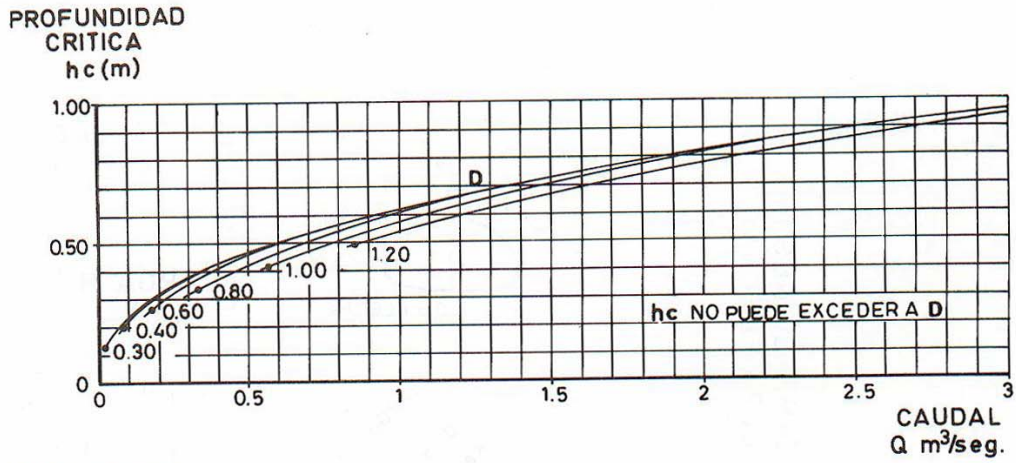
En caso que el dintel de salida no esté sumergido, calcular H_e según lo descrito en el texto.

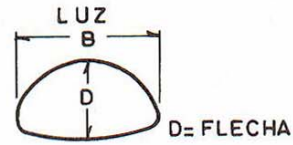


En caso que el dintel de salida no esté sumergido, calcular H_e según lo descrito en el texto.

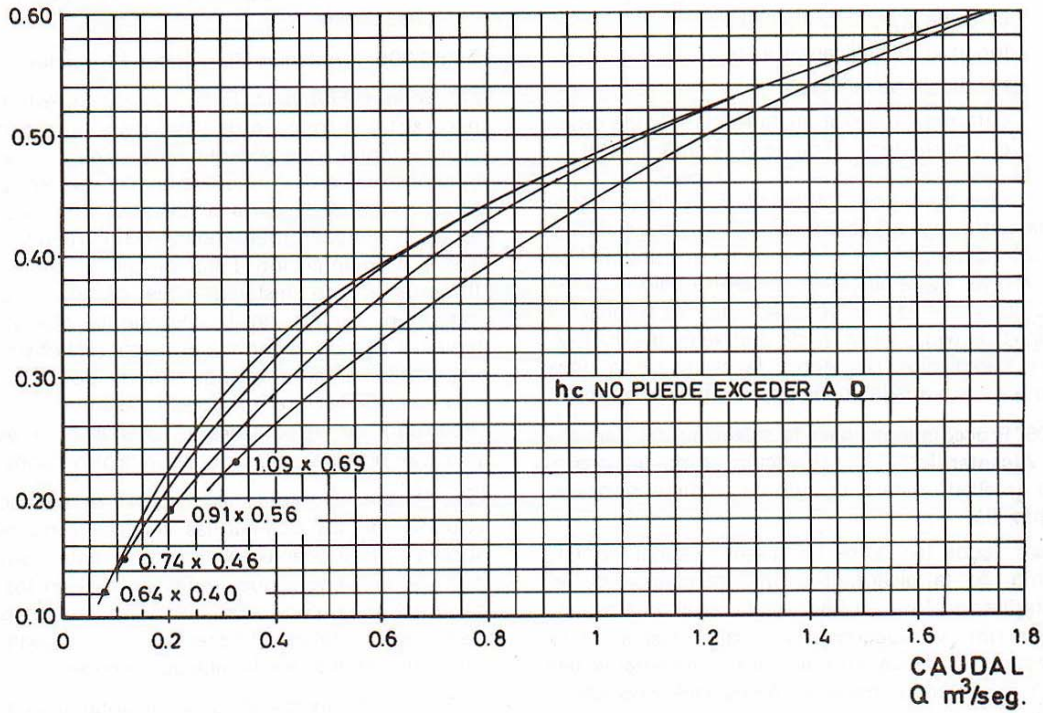




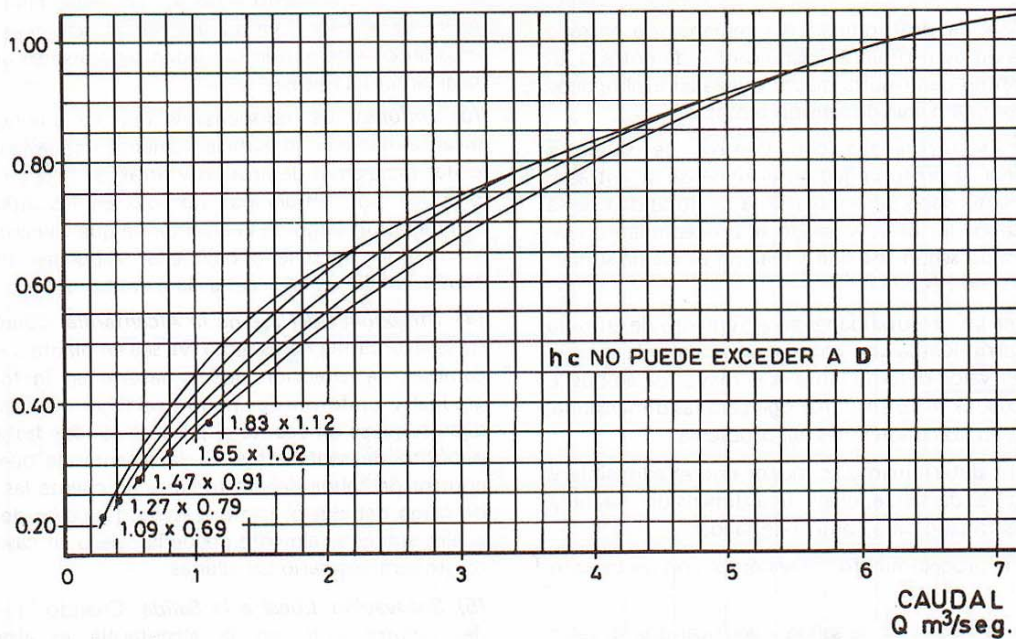




**PROFUNDIDAD
 CRITICA**
 h_c (m)



**PROFUNDIDAD
 CRITICA**
 h_c (m)



Para los fines del diseño, este método es generalmente satisfactorio para profundidades del remanso de entrada mayores que 0,75 veces la altura del conducto.

Calculada la carga (H), la profundidad del agua en la entrada, medida desde el umbral (H_e) puede expresarse por una sola relación para todas las condiciones de escurrimiento con control en la salida. Esta ecuación es la siguiente:

$$H_e = H_1 + H - Li ; \text{ en que} \quad (\text{ec. 3.703.304(2).1})$$

- H_e = profundidad de agua en la entrada (m)
 H = carga de la alcantarilla (m)
 L = longitud de la alcantarilla (m)
 i = pendiente de la alcantarilla
 H_1 = cota piezométrica en la salida, medida desde el umbral de la salida de la alcantarilla (m)

Cuando el nivel superficial de la corriente, inmediatamente aguas abajo de la salida, iguala o sobrepasa el dintel, H_1 es igual a dicha profundidad de agua. Si el nivel aguas abajo se encuentra bajo el dintel (Casos B, C y D), H_1 es el mayor de dos valores: la profundidad de aguas en la salida o el valor $(h_c + D)/2$. Esta última expresión representa la altura de la línea piezométrica aproximada, mencionada anteriormente.

La altura crítica para un gasto $Q(\text{m}^3/\text{seg})$, en una sección rectangular o cuadrada, está dada por:

$$h_c = 0,467 (Q/B)^{2/3} ; \text{ siendo } B \text{ el ancho de la obra en (m)} \quad (\text{ec. 3.703.304(2).2})$$

En el caso de otras secciones, " h_c " se calculará mediante los procedimientos iterativos que se ilustran en Tópico 2.406.2 del MC-V2. En el caso de secciones circulares o abovedadas, como se señaló anteriormente, también se pueden utilizar los gráficos de las Láminas 3.703.304.G y 3.703.304.H.

3.703.305 Procedimiento para la Se lección del Tamaño de un a Alcantarilla. A continuación se resume el procedimiento detallado para el cálculo de las dimensiones de una alcantarilla.

- a) Ordenar todos los datos de diseño: caudal (m^3/s), longitud de la alcantarilla (m), pendiente de la alcantarilla, profundidad admisible en el remanso de entrada (m), velocidades máximas y medias de la corriente en el cauce natural y elección tentativa del tipo de alcantarilla, material, forma del conducto y tipo de entrada.
- b) Determinar, en primera aproximación, las dimensiones del conducto, suponiendo, por ejemplo, una velocidad en el conducto. Si resulta un ancho excesivo, debido a la limitación de altura que impone el terraplén, puede pensarse en una alcantarilla múltiple.
- c) Determinar la profundidad del remanso de entrada, suponiendo escurrimiento con control de entrada. Si esta profundidad resulta mayor que la admisible, debe ensayarse una nueva dimensión tentativa.
- d) Suponer escurrimiento con control de salida y determinar la profundidad en el remanso de entrada. Inicialmente, debe determinarse la profundidad de la corriente en la salida y seguir el procedimiento que corresponda, según sea una situación de salida sumergida o no sumergida.
- e) Comparar las profundidades en el remanso de entrada con escurrimientos con control en la entrada y en la salida. El valor determinante es el mayor de ambos, e indica cuál es el tipo de control que rige para las dimensiones elegidas, en las condiciones del problema.
- f) Si el valor determinante es mayor que el admisible y hay control de salida, elegir una dimensión mayor y repetir el cálculo para control de salida.
- g) Repetir el procedimiento hasta contar con un tamaño adecuado.
- h) Calcular la velocidad de salida y verificar que su valor sea menor que los máximos admisibles (véase Tabla 3.703.301.B).

i) Anotar las características de la alcantarilla finalmente elegida, incluyendo tipo, tamaño, profundidad del remanso en la entrada y velocidad de salida.

3.703.306 Problemas Hidráulicos Especiales.

3.703.306(1) Sólidos Flotantes. Los sólidos, basuras y ramas arrastradas por el agua son muy perjudiciales si se acumulan a la entrada de la alcantarilla y afectan significativamente el funcionamiento hidráulico de la obra. Esta situación produce efectos adversos importantes en la obra, en el camino y en las zonas adyacentes. Es indispensable, en consecuencia, contar con un buen mantenimiento para identificar los puntos con potencial de obstrucción y contar con las medidas adecuadas para evitar estos problemas. Existen dos alternativas para tratarlos: diseñar una obra para que pasen los sólidos, basuras y ramas, o diseñar obras para interceptar los sólidos flotantes. Debe hacerse un estudio económico entre la solución de pasar los sólidos flotantes por la alcantarilla (lo que generalmente tiene un mayor costo de construcción) y la solución de retener los sólidos aguas arriba de la entrada por medio de un dispositivo especial, solución que generalmente requiere altos gastos de mantenimiento. Para retener las ramas y objetos flotantes puede instalarse una cámara, que es una extensión vertical de la alcantarilla que permite la limpieza, cuando la entrada principal esté obstruida. Esto implica aumentar la carga de entrada, por lo que deberán considerarse las precauciones tendientes a impedir el desarrollo de velocidades y presiones excesivas, que pudieran ocasionar filtraciones en la alcantarilla.

3.703.306(2) Anclaje. Durante las crecidas se producen en las entradas de las alcantarillas vórtices y remolinos que socavan y erosionan el relleno del terraplén. Se producen fuerzas de empuje, que especialmente en los casos de tubos de metal corrugado, con conducto cortado a bisel de acuerdo con el talud del terraplén, o prolongados fuera de ésta, pueden producir la falla de la entrada.

El anclaje se logra aumentando el peso de los extremos de la alcantarilla, mediante muros de cabecera y pavimentos colocados en el talud del terraplén. Estas soluciones protegen además contra la erosión del material de relleno y contra posibles deformaciones de las entradas. En cuanto a las salidas, éstas también necesitan ser ancladas, ya que en ciertas ocasiones debido a erosión en este extremo pueden separarse las uniones de la alcantarilla misma.

3.703.306(3) Uniones. Es indispensable que las uniones en una alcantarilla sean lo suficientemente impermeables para evitar problemas de erosión y arrastre. Este problema se produce por filtraciones no sólo en las uniones, sino también a lo largo de la alcantarilla, que van erosionando el material de relleno bajo ella, y pueden finalmente causar la falla de la alcantarilla o del terraplén.

3.703.306(4) Inflexiones del Eje de la Alcantarilla. Cuando el eje de la alcantarilla no es recto, ya sea en planta o perfil, los cambios de dirección deben hacerse en la forma más gradual y uniforme que permita el lugar. Para estos casos, debe tomarse en cuenta el paso de sólidos flotantes y el depósito de sedimentos. Si la alcantarilla opera con control de salida, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de carga debidas al cambio en la dirección del eje, las cuales son generalmente pequeñas, pero en casos importantes, será necesario calcularlas.

3.703.306(5) Socavación Local a la Salida. Cuando la velocidad del escurrimiento en la alcantarilla es alta, puede producirse una socavación local a la salida de la obra, que comprometa su estabilidad. En estos casos, deben tomarse precauciones especiales, ya sea protegiendo el cauce natural con un pedraplén adecuado, o bien incluyendo obras de disipación de energía (véase el MC-V4 Planos de Obras Tipo).

3.703.4 CRITERIOS DE INSTALACION.

3.703.401 Consideraciones sobre Rellenos y Apoyos. La altura de relleno que puede soportar una alcantarilla depende de las condiciones de su fundación, del material de relleno, del método de instalación, de su rigidez y de su resistencia estructural.

Las tensiones en la alcantarilla están altamente influenciadas por las condiciones de la fundación, pudiendo presentarse varios casos:

- La condición usual es aquella en que, tanto el terreno bajo la alcantarilla como el relleno adyacente, se asientan ligeramente. Si se produce un asentamiento uniforme, tanto bajo la alcantarilla como en el relleno adyacente, no se producirán grandes tensiones en una alcantarilla flexible o en una segmentada rígida. Sin embargo, un asentamiento desigual puede significar distorsión y esfuerzos de corte, lo que puede ocasionar fallas en alcantarillas rígidas. Una alcantarilla flexible se acomoda a asentamientos desiguales moderados, pero también estaría sujeta a esfuerzos de corte. Las alcantarillas monolíticas pueden tolerar sólo pequeños asentamientos y requieren condiciones favorables de fundación.
- Una fundación en la que no se producen asentamientos, unida a un relleno adyacente que se asienta, puede producir grandes tensiones en la alcantarilla, cualquiera sea su tipo.
- Una fundación sin asentamiento, tanto bajo la alcantarilla como en el terreno adyacente, produce también altas tensiones en la alcantarilla, cuando la altura de terraplén supera los 10 m sobre la clave de la obra.

El MC-V4 especifica las condiciones de instalación de las distintas alcantarillas (véanse Láminas relacionadas de los Capítulos 4.000 y 4.100), según sean las condiciones del terreno, tipo de alcantarilla y altura de terraplén. Véanse también las especificaciones relacionadas del MC-V5.

3.703.402 Requisitos de Resistencia. Las principales fuerzas que actúan sobre la alcantarilla son las cargas vivas, el peso del material de relleno, las condiciones de instalación, las fuerzas debidas al movimiento del suelo y los posibles esfuerzos de flexión debidos a la erosión o socavación del terreno. Debe tenerse presente también, que durante la construcción, el ducto puede verse sometido a esfuerzos mayores que aquellos que tendrá durante su vida de servicio una vez construidas las obras básicas del camino o su pavimento. Los casos no cubiertos por las obras tipo del Manual de Carreteras deberán ser justificados mediante memoria de cálculo.

3.703.5 CONDICIONES DE SERVICIO

3.703.501 Mantenimiento. Las alcantarillas deben mantenerse razonablemente limpias y reparadas en todo momento, si se pretende que ellas funcionen como se ha previsto en el diseño. Un buen programa de mantenimiento implica inversiones periódicas, pero se reducirá la probabilidad de falla de la alcantarilla, cuya reparación suele ser aun más costosa.

El programa de mantenimiento debe incluir inspecciones periódicas, con inspecciones adicionales después de las crecidas. Estas últimas tienen por objeto, además comprobar el estado de la obra, anotar alturas de aguas que pueden ser un dato importante para nuevos diseños o reposiciones requeridas en la zona. Deberán indicarse las reparaciones necesarias, tales como acumulación de material de arrastre, depósitos de sedimentos, erosión, socavación y daños en la estructura.

A veces, estas inspecciones revelan la necesidad de reparaciones mayores, tales como protección contra la erosión o la construcción de disipadores de energía. En ciertos casos, las condiciones cambian respecto de las que había en el momento en que se diseñó la alcantarilla. Por ejemplo, la urbanización de la zona, los cambios en la hoya hidrográfica, la canalización del cauce, etc., alteran las condiciones de diseño y deberán tomarse las medidas correctivas del caso.

Cuando existan estructuras especiales para la retención de material de arrastre, es necesario que ellas tengan un fácil acceso, ya que la mayoría requiere limpieza después de cada tormenta. Al elegir el tipo de estructura para retener el material de arrastre, deberá tomarse en cuenta la frecuencia con que será posible hacer esas limpiezas. Si se anticipa que la frecuencia será muy baja, conviene más bien diseñar la alcantarilla de modo que los sólidos flotantes pasen por ella.

3.703.502 Abrasión. La abrasión consiste en la erosión del material de la alcantarilla por sólidos flotantes acarreados por el cauce natural. El deterioro mecánico depende de la frecuencia, duración y velocidad del flujo, así como del carácter y cantidad de material de arrastre. Se pueden proteger las obras contra la abrasión, usando espesores adicionales de material estructural en el fondo de la alcantarilla (véase Lámina 4.101.302 del MC-V4).

En alcantarillas de metal se puede consultar un radier pavimentado, cuando estén expuestas a un excesivo deterioro a causa de la acción de los elementos abrasivos del flujo o cuando las alcantarillas sean utilizadas como paso de ganado. El pavimento del radier deberá extenderse sobre el tercio inferior de la circunferencia del tubo y deberá proporcionar un recubrimiento adecuado por encima de las crestas de las corrugaciones. En el caso de alcantarillas de metal, también se pueden utilizar espesores adicionales de plancha. Sin embargo, cuando se presenta corrosión combinada con abrasión, otros tipos de alcantarilla resultan, generalmente, más económicos que los tubos metálicos de gran espesor.

Para el caso de alcantarillas de hormigón, la consideración de espesores adicionales del radier constituye una buena solución. Para ello se utilizará mezcla de concreto más durable. Los espesores extra de pared de los tubos proporcionarán un recubrimiento adicional a las armaduras de refuerzo, las que resultarán menos expuestas a los elementos corrosivos y a las velocidades excesivas de flujo. Donde exista abrasión muy severa, se puede considerar la instalación de rieles u otros perfiles de acero puestos longitudinalmente en el fondo de la alcantarilla.

3.703.503 Corrosión. La corrosión puede manifestarse como consecuencia de la acción de elementos activos presentes en el suelo, agua o atmósfera.

Las condiciones ambientales que contribuyen a la corrosión de alcantarillas metálicas son las alcalinas y ácidas en el suelo y en el agua, y la conductividad eléctrica del suelo. Otro factor que contribuye a la corrosión es la frecuencia y duración de flujos que transportan sólidos que producen abrasión y dañan las capas protectoras.

El agua salada causa a corto plazo intensa corrosión en el acero. En general, cualquier material de alcantarilla expuesto al agua de mar requiere algún tipo de protección para asegurar una adecuada vida útil. Lo mismo sucede con los ácidos producidos por minas de carbón y otras operaciones mineras.

La experiencia ha demostrado, por otra parte, que los metales se corroen en suelos con gran contenido de productos orgánicos.

Para alcantarillas de metal corrugado, generalmente se utilizan capas protectoras, tales como revestimientos bituminosos, con o sin pavimento de radier, o bien, recubrimiento asfáltico en combinación con galvanizado u otros sistemas aceptables de protección (véase Lámina 4.101.301 del MC-V4).

La duración de los tubos de cemento puede ser afectada por concentración de ácidos, cloruros y sulfatos en el suelo y en el agua. En relación con la acidez de suelos y aguas, si el pH es menor de 5,5, no se recomienda el empleo de tubos de concreto armado sin un revestimiento protector. El uso de tubos de concreto poroso, de espesor igual o menor que 2,5 cm, no se aconseja si el pH es inferior a 6,5. La Tabla 3.703.503.A es una guía para establecer el tipo y cantidad de cemento para uso en varios rangos de concentración de sulfatos en el suelo y en el agua. En ciertos casos, para proteger contra la corrosión, se pueden agregar espesores mayores de recubrimiento del acero de refuerzo. Cuando la alcantarilla esté expuesta al aire salino, agua de mar u otras condiciones altamente corrosivas, puede considerarse el empleo de tubos de concreto de alta densidad, como los que se obtienen por centrifugación y otros procesos. Además, debe considerarse que el empleo de un hormigón controlado de alta resistencia, con materiales seleccionados de granulometría adecuada, unida a una cuidadosa confección, colocación y curado, puede aumentar notablemente su resistencia a los agentes corrosivos.

El polietileno es un material químicamente inerte y apropiado para fabricar tuberías de drenaje. Tiene un buen registro de desempeño en condiciones ácidas y alcalinas, resistiendo productos químicos dentro del rango de pH entre 1,5 y 14. Esto lo hace apto para ser empleado en terrenos con elevada

utilización de fertilizantes, en sectores mineros, ambientes marinos y lugares con altas concentraciones de nitratos y fosfatos.

TABLA 3.703.503.A
VALORES GUIA SOBRE RESISTENCIA AL SULFATO DE TUBOS DE CONCRETO
Recomendaciones sobre Tipo y Cantidad de Cemento,
Basadas en Análisis de Contenido de Sulfatos en Suelos y Aguas

Sulfato soluble en agua en muestras de suelo (%) (1)	Sulfato en muestras de agua en mg/l	Tipo de Cemento	Factor Cemento
0 - 0,20	0 - 2.000	Portland (3)	Mínimo requerido por Especificaciones
		Especial (4)	Mínimo requerido por Especificaciones
0,20 - 0,50	2.000 - 5.000	Portland (3)	7 sacos
		Especial (4)	Mínimo exigido por Especificaciones
0,50 - 1,50	5.000 - 15.000	Portland (3)	7 sacos + Al (2)
		Especial (4)	7 sacos
Sobre 1,50	Sobre 15.000	Especial (4)	6 sacos + Al (2)

(1) Sulfatos como SO₄

(2) Aire incorporado 4½% ± ½%

(3) Cemento Portland sin exigencias de composición química especial

(4) Cemento Portland Especial, con un máximo admisible de 5% de aluminato cálcico

3.703.504 Seguridad y Vida Útil . El diseño de alcantarillas debe proporcionar seguridad, mediante estructuras que cumplan cabalmente la función hidráulica asignada. Además, deben estar ubicadas de tal modo, que presenten el mínimo de peligro para el tránsito.

Los extremos de las alcantarillas deben estar ubicados al exterior del SAP. En el caso de cámaras que deban situarse próximas a la calzada de tránsito, tales como sumideros, se deberán emplear rejillas de protección. Sin embargo, antes de considerar esta solución, deberá estudiarse su capacidad hidráulica y la posibilidad de que sean obstruidas por sólidos arrastrados. Para aquellos casos en que sea imposible sacar los extremos de la alcantarilla totalmente fuera del SAP, deberán consultarse barreras protectoras.

Debido a los fenómenos de abrasión, corrosión y ciclos de hielo-deshielo antes mencionados, la vida útil de los materiales constituyentes de las alcantarillas debe ser mayor que la vida económica de la carretera, considerando el tipo de pavimento que ésta posea. La determinación de la vida de servicio de alcantarillas metálicas se hará sobre la base de los análisis de pH y resistividad del medio circundante y teniendo presente las recomendaciones que luego se citan.

La Tabla 3.703.504.A constituye una guía para predecir la vida de servicio de tubos metálicos revestidos. Estas cifras recomendadas, al igual que las indicadas en la Tabla 3.703.503.A para tubos de concreto, podrán modificarse si las observaciones en terreno de instalaciones similares existentes demuestran que pueden adoptarse otros valores más apropiados.

Las medidas que con mayor frecuencia se utilizan para prolongar la vida útil de las alcantarillas son:

3.703.504(1) Alcantarillas Metálicas.

3.703.504(1) a) En condiciones normales, el galvanizado exigido para la plancha metálica en la Sección 5.602 del MC-V5 es suficiente; sin embargo, la presencia de elementos corrosivos o abrasivos pueden exigir una protección adicional.

TABLA 3.703.504.A
GUIA PARA ANTICIPAR LA PROLONGACIÓN DE LA VIDA DE SERVICIO DE
TUBOS DE ACERO DETERMINADA POR EL REVESTIMIENTO BITUMINOSO

Velocidad del flujo V (m/s)	Materiales del Lecho del Canal	Revestimiento Bituminoso (años)	Revestimiento Bituminoso y Radier Pavimentado (años)
Menor que 1,5	Abrasivo	6	15
	No Abrasivo	8	15
1,5 a 2	Abrasivo	6	12
	No Abrasivo	8	15
Mayor que 2	Abrasivo	0	5
	No Abrasivo	2	10

Notas:

- *Materiales de la Canalización:* a falta de alcantarillas en servicio en el lugar, puede suponerse que el canal es potencialmente abrasivo si existen en él arena y/o rocas. La presencia de limo, arcilla o vegetación espesa puede indicar un flujo no abrasivo. Para flujo continuo, la vida de la protección del radier puede suponerse igual a la mitad de los valores dados.
- *Revestimiento Asfáltico.* La necesidad de proveer un recubrimiento asfáltico se determinará considerando las condiciones hidráulicas, la experiencia local y el aspecto económico. El recubrimiento, en combinación con el galvanizado, puede consultarse en las siguientes situaciones:
 - Tratándose de agua estancada o de pantanos, o en zonas de vegetación densa, donde la descomposición de la materia orgánica puede producir ácidos orgánicos.
 - Cuando la falta de pendiente, o una obstrucción pudieran ocasionar depósitos, humedad permanente, o ambas cosas simultáneamente.
 - En condiciones de flujo continuo o permanente. En suelos alcalinos muy drenados y normalmente secos.

3.703.504(1) b) Bajo las condiciones citadas a continuación, el revestimiento asfáltico combinado con galvanización no ofrecen una protección suficiente:

- Cuando las velocidades excesivas se suman a la presencia de elementos abrasivos en el flujo.
- Cuando la alcantarilla esté expuesta a atmósferas o aguas salinas o ácidas, provenientes de establecimientos mineros o industriales.
- En suelos altamente mineralizados, en suelos de turba y en suelos alcalinos mal drenados y frecuentemente húmedos.
- Cuando se integren al flujo aguas lluvias provenientes de granjas y corrales.

Estas condiciones exigen la consideración de otros tipos de tubo para alcantarillas, considerando espesores adicionales u otros medios de protección.

3.703.504(1) c) Pavimento de Radier. Se emplea frecuentemente en alcantarillas expuestas a un excesivo deterioro a causa de elementos abrasivos en el flujo.

3.703.504(1) d) Espesores Adicionales de la Plancha. Estos aumentan el período de servicio en buenas condiciones, pero en casos de corrosión, combinada con abrasión, otros tipos de alcantarilla generalmente resultan más económicos que los metálicos de gran espesor.

3.703.504(2) Alcantarillas de Hormigón. Se utilizan espesores adicionales u hormigones de alta densidad, de acuerdo con lo expresado en los Numerales 3.703.502 y 3.703.503. En el caso de cajones prefabricados, es usual exigir requisitos especiales de durabilidad.

SECCION 3.704 DRENAJE DE LA PLATAFORMA

3.704.1 ASPECTOS GENERALES.

3.704.101 Objetivo y Alcance. El objetivo último del diseño de las obras de drenaje de la plataforma es mantener las pistas de tránsito libres de inundación para la probabilidad de la precipitación de diseño.

Esta sección incluye el análisis de los distintos tipos de obras necesarias para recoger y eliminar las aguas que se acumulan en la plataforma de la carretera, las que pueden provenir de aguas lluvias que caen directamente sobre la franja de expropiación de la carretera, aguas superficiales que provienen de áreas vecinas fuera de la franja de expropiación, que no son interceptadas y llegan al camino, como también aguas superficiales que llegan a la carretera en los cruces de caminos.

3.704.102 Criterios de Diseño. La frecuencia de diseño y tolerancia a las inundaciones o desbordes dependerán de la importancia del camino y de los riesgos y costos que ellos implican. La frecuencia de la precipitación de diseño y la extensión admisible de inundación se determinarán con las normas indicadas en la Tabla 3.704.102. A.

Los caudales de diseño para el drenaje de la plataforma, se estimarán mediante el método racional (Tópicos 2.402.8 y 3.702.4), adoptándose un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos.

Se evitará la concentración de flujos extendidos a través de la plataforma, no permitiéndose, como regla general, flujos concentrados en la plataforma de más de 3 litros por segundo.

En el caso específico del drenaje de medianas, se deberán tomar en consideración los siguientes aspectos de diseño. En primer lugar, se deberá minimizar el escurrimiento de flujos, sean éstos concentrados o extendidos, por las medianas que separan las calzadas de tránsito unidireccional. Cuando se trata de medianas a ras de las calzadas y de anchos no superiores a 3 m los escurrimientos provenientes de las precipitaciones podrán evacuarse hacia las calzadas adyacentes. En las medianas hundidas deberán disponerse sumideros de aguas lluvias que desagüen a un colector del sistema general.

**TABLA 3.704.102.A
NORMAS PARA DRENAJE DE LA PLATAFORMA**

Características de la carretera	Límites de inundación de aguas superficiales (Basados en un tiempo de concentración de 10 minutos)	Frecuencia de la lluvia de diseño según el tipo de carretera
Vías de circulación normales a) Bermas dispuestas a Nivel de Calzada. b) Bermas transitables con solera.	Hasta el Borde más bajo de la Calzada. Hasta 1,50 m de la calzada; pero el agua no sobrepasará la berma del lado más bajo de los peraltes.	Autopistas o previstas como tales 25 años
Mediana hundida.	Borde de la calzada.	
Mediana elevada con soleras.	Hasta un ancho de 3 m de la plataforma sin que el agua llegue a desbordar la solera de la mediana.	Autorrutas y Primarios 10 años
Rampas.	Hasta un ancho de 3 m de la plataforma sin que el agua llegue a desbordar la solera o borde de la cuneta del lado más bajo de un peralte.	
Ramales y otros empalmes de importancia similar.	Igual que a) y b) consignados más arriba.	Caminos 5 años
Puntos bajos de calzada y secciones bajo nivel de terreno.	Hasta un ancho de 1,50 m de la calzada independientemente del tipo de berma.	Autopistas: 50 años Autorrutas y Primarios: 25 años Caminos: 10 años

Las pendientes longitudinales mínimas recomendables son de 0,25% para medianas de tierra y de 0,12% para medianas con cauces pavimentados. Cuando las velocidades son excesivas para las condiciones del terreno (ver Tablas 3.703.301.A), deberán tomarse las precauciones correspondientes para evitar la erosión.

Por último, y considerando los factores económicos, se tendrán en cuenta aquellas posibilidades de diseño que permitan introducir economías en los costos de obras de drenaje en la mediana. Para ello, se recomienda dotar a la mediana de capacidad de retención provisional de las aguas, conjuntamente con sumideros sencillos de fácil construcción. Se sugiere ubicar los sumideros de tal manera que sea posible desaguar en alcantarillas cercanas, o en colectores próximos del sistema general de drenaje de aguas lluvias. Se buscará optimizar la capacidad de admisión de los sumideros, ubicando las bocas de entrada en los puntos bajos del camino.

Las obras permanentes de drenaje, previstas para la etapa de construcción, se proyectarán como parte integrante del sistema definitivo de drenaje. Esta condición será aplicable solamente a sistemas de drenaje de aguas lluvias.

3.704.2 CUNETAS, CANALES LONGITUDINALES Y BAJADAS DE AGUA.

3.704.201 Cunetas Prefabricadas. Las cunetas y demás obras de drenaje de la plataforma se proyectarán para satisfacer las finalidades señaladas en el Numeral 3.704.101 y se diseñarán para confinar las inundaciones dentro de los límites descritos en la Tabla 3.704.102.A.

En términos de las formas y dimensiones de estas obras, algunas formas de las secciones transversales de soleras y cunetas pueden consultarse en las Láminas 4.106.402 y 4.106.403 incluidas en el MC-V4 Planos de Obras Tipo.

La pendiente longitudinal mínima sugerida para las cunetas revestidas será de 0,12% y de 0,25% en aquellas sin revestir. En términos de la pendiente transversal, las cunetas de solera de 0,50 m de ancho (4.106.402) tendrán una pendiente transversal máxima de 30% hacia la solera, para aprovechar en mejor forma la capacidad de la cuneta y la eficiencia de los sumideros. Para cunetas de ancho superior a 0,50 m, la pendiente transversal no será menor que 8%.

En relación a las intersecciones con solera, si el tránsito de peatones es un factor importante, se analizarán en cuanto a efectividad y economía las siguientes alternativas para el drenaje de la intersección: primero, la intercepción total del flujo en o cerca de la esquina; en segundo lugar, la intercepción parcial del flujo, permitiendo el escurrimiento de hasta 3 l/s a través de la intersección. En este caso, la extensión superficial de la corriente deberá controlarse de modo que el tránsito de los peatones sea posible.

La capacidad hidráulica de las cunetas triangulares se puede calcular empleando la ecuación de Manning, expresada de la siguiente manera:

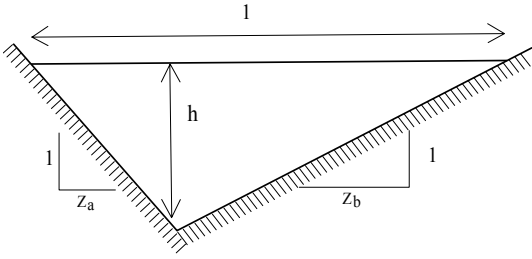
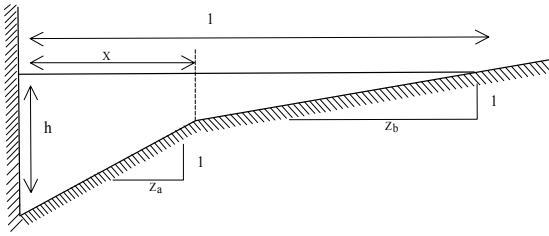
$$Q = \frac{1}{n} \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{ec. 3.703.301(4).1})$$

donde:

- Q = Gasto (m³/s)
- n = Coeficiente de Manning (adimensional)
- Ω = Área de la sección (m²)
- R = Radio hidráulico (m)
- i = Pendiente longitudinal (m/m)

Las propiedades geométricas e hidráulicas de la cuneta se pueden determinar empleando las fórmulas presentadas en la Tabla 3.704.201.A.

TABLA 3.704.201.A
CAPACIDAD HIDRAULICA DE CUNETAS Y CANALES TRIANGULARES

		Tipo de Cuneta o Canal	
			
Ancho Superficial (l)	$(z_a + z_b) \cdot h$	$x + z_b \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$	
Area (π)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h^2}{2}$	$x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)$	
Perímetro Mojado (P)	$(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \cdot h$	$h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$	
Radio Hidráulico (R)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h}{2 \cdot (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2})}$	$\frac{x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)}{h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)}$	

3.704.202 Canales Longitudinales. Dependiendo de su ubicación, los canales longitudinales podrán denominarse canales interceptores (también llamados contrafosos de coronación) o cunetas laterales tratadas en el Numeral anterior. Algunas formas de canales interceptores se presentan en la Lámina 4.106.501 del MC-V4 Planos de Obras Tipo. Estos canales interceptores pueden estar contruidos en cortes o en terraplenes.

En el caso de los canales interceptores en cortes, si las aguas recogidas por los taludes de cortes que viertan hacia el camino dan lugar a la erosión o a deslizamiento de los mismos se proyectará un contrafoso o zanja protectora sobre la coronación del corte para recoger las aguas que bajan por las pendientes naturales y conducir las hacia la quebrada o descarga más próxima del sistema general de drenaje. Se recomienda no colocar estas zanjas paralelamente al camino, porque los tramos finales del canal quedan con una pendiente excesiva, sino que, por el contrario, se conducirá el trazado del canal hacia el interior de la hoya, siguiendo las pendientes admisibles para el tipo de terreno o revestimiento.

Los canales interceptores cuyas pendientes induzcan velocidades superiores a lo señalado en la Tabla 3.703.301.B deberán revestirse con el objeto de prevenir la erosión. Si la pendiente longitudinal del canal excede de 25% se recomienda disponer de bajadas de agua (ver Numeral 3.704.203), tanto en taludes naturales como en terraplenes. Se puede prescindir de los canales interceptores en taludes de

suelos resistentes a la erosión con declives de 2:1 (H:V) o menores, o cuando durante la construcción se hayan adoptado medidas efectivas de control de la erosión.

En el caso de los canales interceptores en terraplenes, si es de temer la erosión de los terraplenes al caer por sus taludes las aguas superficiales procedentes de calzadas y bermas, debe proyectarse una cuneta formada por la berma revestida y una solera para conducir las aguas superficiales hasta los puntos de desagüe.

La pendiente mínima recomendable para canales longitudinales es de 0,25% en canales de tierra y de 0,12% en canales revestidos.

La velocidad de las aguas deberá limitarse para evitar la erosión, sin reducirla tanto que puede dar lugar a depósito o sedimentación. La velocidad mínima aconsejable es de 0,25 m/s, siendo las velocidades máximas admisibles las que se indican en las Tablas 3.703.301.B para obras sin revestir y 3.704.202.A para las revestidas.

TABLA 3.704.202.A
VELOCIDADES MAXIMAS ADMISIBLES EN CONTRAFOSOS Y CUNETAS REVESTIDAS

Tipo de Revestimiento	Velocidad Admisible (m/s)
Mezclas asfálticas en sitio y tratamientos superficiales	3,00
Mampostería de piedra	4,50
Hormigón Asfáltico o de Cemento Portland	4,50

La capacidad hidráulica de la obra se puede determinar utilizando las relaciones indicadas en la Tabla 3.704.201.A.

3.704.203 Bajadas de Agua. La finalidad de este tipo de obra es proteger contra la erosión los taludes de terraplenes y cortes, transfiriendo a cauces ubicados al pie de estos taludes las aguas recogidas por los canales laterales e interceptores.

El espaciamiento y ubicación de las bajadas de agua dependen de la conformación del terreno, del perfil de la carretera y de las limitaciones que sobre tolerancia de inundaciones fueron establecidas en el Numeral 3.704.102. Cuando por su ubicación aparecieran muy destacadas se disimularán enterrándoles en zanjas o por otros medios.

Los tipos de bajadas de agua más comúnmente empleadas son las bajadas de tubo, las bajadas en canaleta y los vertederos. Sus principales requisitos de empleo se describen a continuación.

En el caso de las bajadas de tubo, las tuberías metálicas pueden adaptarse a cualquier pendiente. Se emplearán las bajadas de tubos en taludes con declives de razón (H/V) $\geq 4/1$. El diámetro del tubo se determinará en base a la magnitud del caudal y a la longitud total de la bajada, debiendo adoptarse en todo caso un diámetro mínimo de 200 mm. Las uniones deberán ser impermeables de modo de impedir filtraciones que causen erosión. Es posible lograr economías apreciables en el costo de bajadas mediante el empleo de un embudo de entrada, el cual deberá tener una longitud suficiente para acelerar la velocidad del flujo de tal manera de hacer posible la reducción del diámetro del resto de la tubería situada aguas abajo de él. En la Lámina 4.106.001 del MC-V4 Planos de Obras Tipo se ilustra un embudo de bajada de agua.

Para las bajadas de agua en canaleta se emplean conductos de metal corrugado de sección transversal semi circular provistas de un embudo de entrada (véanse Láminas 4.106.001 y 4.106.101 del MC-V4 Planos de Obras Tipo. Estos se adaptan mejor en taludes con declives de razón 2:1 (H:V) o menores; en pendientes de valor equivalente a la razón 1½:1 se recomienda limitar su longitud a un máximo de 20 m. Igualmente deberá evitarse los cambios bruscos de alineación y pendiente. Deberán colocarse enterrados de modo que la parte superior de ellas coincida con la superficie del talud.

En el caso de los vertederos, éstos podrán ser proyectados con carácter permanente o provisorio. Los vertederos permanentes pavimentados sólo deben usarse en faldeos con declive de razón 4:1 (H:V) o menores. En caso de pendientes más pronunciadas es recomendable usar bajadas de tubo.

Los vertederos provisorios se utilizan en terraplenes o cortes de construcción reciente practicados en suelos frágiles con declives de 6:1 (H:V) o menores, están destinados a preservar dichos taludes de la erosión durante el período de consolidación de la protección (desarrollo de vegetación u otro medio previsto). Consiste en un revestimiento superficial del talud por el que escurren las aguas; revestimiento que puede estar constituido por una capa de concreto asfáltico de un espesor no mayor de 4 cm.

Además, se deberá tener presente que los vertederos estarán provistos de un aliviadero constituido por una solera que contribuirá a confinar las aguas dentro del vertedero mismo.

En relación a los embudos de entrada, se recomienda consultar la Lámina 4.106.001 contenida en el MC-V4 Planos de Obras Tipo. Los embudos se emplearán en la entrada de todas las bajadas de agua. Cualquiera sea la forma de entrada que se considere ella deberá diseñarse con una depresión local de 0,15 m por lo menos, con respecto a la cota inferior, en ese punto, de la berma o canal aportador.

Dentro del diseño, deberán contemplarse disipadores de energía de diseño y construcción sencillos, cuando sea de temer una erosión excesiva en la salida de las bajadas de agua. De preferencia se recurrirá a procedimientos que permitan el empleo de materiales baratos tales como fragmentos de roca o de mortero de cemento. En este sentido resultará de gran efectividad la instalación de un tubo de cemento comprimido dispuesto en posición vertical y cuyo extremo inferior hasta una altura de 20 cm aproximadamente, se rellenará con grava gruesa o roca fragmentada.

Las bajadas de agua deberán anclarse como se indica en la Lámina 4.106.101 del MC-V4 Planos de Obras Tipo, a fin de impedir solicitaciones indebidas en las secciones terminales de entrada, cualquiera que ella sea. Si la longitud de la bajada es superior a 50 m, se emplearán tirantes de cables de alambre retorcido que irán sujetos a un estacado de tubos de acero galvanizado. En los tramos en que el cable deba ir enterrado y en contacto con el suelo se reemplazará por una varilla de fierro redondo galvanizado y se atarán a ella los extremos del cable. En los tramos libres no enterrados y siempre que la longitud de la instalación sea superior a los 18 m se proveerán juntas de expansión.

Los tubos y canaletas que se emplean en bajadas de agua serán de acero corrugado. Para los efectos del diseño (determinación de espesores mínimos y la adopción de medidas de protección como espesores adicionales y recubrimientos) los tubos y canaletas deberán satisfacer los requisitos de durabilidad que se indican a continuación. La vida de servicio de diseño será de 30 años para las bajadas de agua enterradas bajo recubrimiento superior a 0,90 m que forman parte de proyectos en los que se consulta una durabilidad de 30 años para las alcantarillas. En otras condiciones, como en el caso de bajadas descubiertas o superficiales, éstas se diseñarán para una vida de servicio de 10 años. Serán aplicables a las bajadas de agua en tubos y canaletas de acero corrugado las cifras prescritas en la Tabla 3.703.504.A que sirven de orientación para la predicción de la vida de servicio adicional que es posible lograr mediante un recubrimiento bituminoso.

3.704.3 COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS.

Para los efectos de este manual se definen así los sistemas de conductos subterráneos y sistemas colectores destinados a drenar la calzada, que fluyen hacia un solo punto de descarga.

3.704.301 Criterios de Diseño. El método más usado en este caso para calcular los caudales a desaguar es el método racional (Tópicos 2.402.8 y 3.702.4), pero podrán utilizarse otros métodos descritos en la Sección 3.702, si se cuenta con los antecedentes hidrológicos requeridos por ellos. Se adoptará un

tiempo de concentración de 10 minutos para determinar los caudales de escorrentía procedentes de precipitaciones recogidas en la plataforma.

Los conductos se diseñarán para funcionar a sección llena sin presión. Sin embargo, en ciertos casos podrá aceptarse un funcionamiento a presión, siempre que la línea de energía, esté al menos 0,25 m bajo el nivel de cualquier sumidero comprometido, a fin de evitar surgencia de agua por alguno de los elementos del sistema. Deberá proveerse la carga necesaria para la pérdida de energía en codos, empalmes y transiciones.

Al determinar la elevación mínima de salida en sistemas de drenaje que desaguan en diques o cauces de aguas afectadas por mareas o crecidas, deberá considerarse la posibilidad de ocurrencia de reflujos. Al fijar el nivel mínimo de descarga, será necesario a menudo realizar estudios especiales relacionados con la frecuencia y amplitud de las variaciones de nivel del cauce receptor. Deberán agregarse los efectos de vientos y crecidas sobre los niveles de mareas previstos. Cuando sea necesario, se proveerán compuertas de charnela como protección contra reflujos. Estas compuertas oponen una resistencia mínima al escape de las aguas procedentes del sistema de drenaje, de manera que pueden desprejiciarse sus efectos sobre el régimen hidráulico de éste.

En la concepción de la instalación más económica el proyectista deberá considerar las economías que puedan introducirse por la influencia reguladora de un almacenamiento temporal admisible de las aguas en cunetas, medianas y áreas de intercambio. El espaciamiento y la capacidad de la entrada de los sumideros (Numeral 3.704.303) son factores de regulación por los que es posible controlar la retención o almacenamiento de las aguas; el espaciamiento proporciona control sobre la retención superficial en cunetas y medianas, en tanto que la capacidad de entrada es determinante en el almacenamiento en áreas deprimidas.

Excepto en el caso de instalaciones que incluyen bombeo de las aguas, deberá asegurarse el acarreo a través del sistema de colectores de toda materia flotante recogida en la superficie por las aguas lluvias. Los sumideros de admisión en soleras y paredes, que limitan el tamaño de los sólidos flotantes, sirven bien a este propósito. En casos especiales donde se requiere excluir materias flotantes, como en el caso de instalaciones de bombeo, se dispondrá una rejilla en todas las aberturas en soleras y paredes de sumideros tributarios.

Por último, en la estimación de la capacidad de conducción de las medianas deberá tenerse en cuenta el efecto que en este sentido significan las basuras, malezas y plantas a lo largo de su superficie, considerando para ello, coeficientes de rugosidad mayores que los correspondientes a la obra recién construida.

3.704.302 Sumideros y Rejillas.

3.704.302(1) Tipos, Características y Usos de los Sumideros. De acuerdo con sus características de operación, los sumideros pueden clasificarse en sumideros laterales en solera, sumideros horizontales de rejilla y sumideros mixtos.

Los sumideros laterales en solera poseen una abertura de admisión dispuesta en la solera, paralelamente a la dirección del escurrimiento. Este tipo se adapta para instalaciones con solera y cuneta. Las aberturas de entrada en solera son efectivas en la admisión de flujos que conducen basuras flotantes. Su capacidad interceptora decrece a medida que la pendiente de la cuneta de aproximación aumenta, siendo conveniente emplearlos en la intercepción de escurrimientos por cauces de pendientes longitudinales menores que 3%.

En el caso de los sumideros horizontales de rejilla, la admisión se verifica por una abertura horizontal practicada en el fondo de la cuneta o curso de agua, provista de una o más rejillas dispuestas en serie o en paralelo. Una de sus características es su efectivo funcionamiento dentro de un amplio rango de variación de la pendiente longitudinal de la cuneta de aproximación. Su mayor desventaja radica en el hecho de que las rejillas se obstruyen fácilmente con las hojas o basuras arrastradas por la corriente. En todo caso, se preferirán a los laterales de solera cuando la pendiente del conducto de aproximación exceda 3%.

La ubicación más característica de los sumideros horizontales de rejilla es en la cuneta de una calzada y en cunetas en depresión. Debe evitarse su colocación en aceras destinadas al tránsito de peatones o en áreas del camino frecuentadas por ciclistas. Se dará preferencia al empleo de los sumideros horizontales de rejilla en ubicaciones inmediatamente adyacentes a la berma y en las medianas. Se utiliza también este tipo de sumidero en aquellas ubicaciones en que no puede permitirse una depresión en cuneta.

Los sumideros mixtos están provistos a la vez de entrada lateral en solera y horizontal en rejilla, y son de gran capacidad, reuniendo las ventajas de ambos tipos.

La elección del tipo de sumidero dependerá en general de condiciones hidráulicas, económicas y del sitio de ubicación. La capacidad hidráulica de los sumideros depende del tamaño y tipo de la abertura de entrada, puede mejorarse considerablemente disponiendo la admisión bajo la línea normal de flujo del curso afluente.

Las características y detalles constructivos de los principales tipos de sumidero aparecen en las Láminas 4.106.201 a 4.106.305 del MC-V4 Planos de Obras Tipo.

3.704.302(2) Ubicación y Espaciamiento de los Sumideros. La ubicación y espaciamiento de los sumideros dependen principalmente de los siguientes factores: magnitud de escurrimiento, la inclinación, la ubicación y geometría de enlaces e intersecciones de inclinaciones, ancho de flujo permisibles, capacidad del sumidero, acceso para la mantención, volumen y desplazamiento de vehículos y peatones, cantidad de materias flotantes.

No existen reglas fijas respecto a la ubicación de los sumideros. Su ubicación se determinará en consideración a la eficiencia y al aspecto económico. En áreas urbanas el volumen y movimiento de vehículos y peatones constituyen un factor importante de control. En calles y caminos con cruces, la ubicación usual del sumidero es en la intersección en el extremo aguas arriba del cruce, fuera del espacio destinado al tránsito de peatones. Cuando el flujo de la cuneta es pequeño y el tránsito de vehículos y peatones es de poca consideración, la corriente puede conducirse a través de la intersección, mediante una cuneta hundida, hasta un sumidero ubicado aguas abajo del cruce.

El espaciamiento entre los sumideros, en ningún caso se fijará en forma arbitraria, por el contrario se determinará mediante un análisis racional de los factores indicados anteriormente en este mismo Numeral. En el espaciamiento de sumideros ubicados en medianas hundidas, el proyectista deberá considerar la permeabilidad del suelo y su erosionabilidad. Por razones de economía, los sumideros a menudo se ubican en las cercanías de alcantarillas y conductos de desagüe del sistema de drenaje de aguas lluvias.

Cuando las condiciones determinen la necesidad de una instalación múltiple o serie de sumideros, el espaciamiento mínimo que se recomienda es de 6 m para permitir que el flujo que pasa vuelva a la solera.

3.704.302(3) Diseño Hidráulico de los Sumideros. El perfil de la pendiente afecta la ubicación y capacidad del sumidero. La inclinación de la rasante de la cuneta influye de tal modo que muchas veces determina el tipo de sumidero a emplear, así como el tratamiento que debe darse a la cuneta en el entorno de la admisión. Las curvas verticales reducen la pendiente lo que aumenta la extensión superficial del flujo. Para reducir la inundación a límites aceptables se recomienda reducir la longitud de la curva vertical dentro de límites aceptables y disponer una instalación múltiple constituida por un sumidero ubicado en el punto bajo y uno o más sumideros a ambos costados aguas arriba del primero.

En relación a la pendiente transversal de cunetas con solera, deberá adoptarse el mayor declive transversal posible de acuerdo con las restricciones establecidas en el Numeral 3.704.201 (cunetas longitudinales). Con esto se consigue concentrar el flujo contra la solera mejorándose considerablemente la capacidad interceptora del sumidero.

En consideración a las depresiones locales, se empleará la máxima depresión admisible para la abertura de entrada de los sumideros de acuerdo con las condiciones del sitio (Ver detalles en el Numeral

3.704.305, depresiones de drenaje). Por otra parte, para interceptar la basura y mejorar la eficiencia de las rejillas se utilizan las aberturas laterales de solera. En puntos bajos de la pendiente deberá consultarse un interceptor de basura a cada lado de la depresión.

En la definición de la altura de diseño de la superficie de agua dentro del sumidero, la clave del tubo de salida se dispondrá a una profundidad tal que permita absorber las pérdidas de carga de entrada en el tubo más un resguardo de 25 cm entre el nivel de diseño del espejo de agua dentro del sumidero y la abertura de la admisión en la cuneta. Esto proporciona un margen suficiente para las pérdidas por turbulencia, los efectos de materias flotantes y la carga de velocidad para condiciones normales.

Por otra parte, el radier o piso del sumidero deberá tener un fuerte declive hacia la salida (ver Láminas 4.106.203 a 4.106.204 del Volumen N° 4 "Planos de Obras Tipo" del Manual de Carreteras). En sistemas de drenaje muy superficiales en que la conservación de la carga disponible es fundamental, o en cualquier otro sistema en que se requiera el establecimiento de velocidades que eviten la sedimentación, se dispondrá una canaleta semicircular a manera de prolongación del tubo de salida a través del sumidero.

Además de todas estas variables que influyen en el diseño hidráulico, para la determinación en la capacidad de un sumidero debe tomarse en cuenta el tamaño de la abertura de entrada (influyendo en ésta la disposición de las barras de la rejilla que se utilicen), la velocidad y profundidad del flujo sobre la rejilla, la pendiente transversal de la cuneta inmediatamente aguas arriba de la admisión y la magnitud de la depresión de la abertura de entrada por debajo de la línea de flujo del cauce aportador. En cualquier solución que se adopte debe considerarse un factor de seguridad importante como prevención de la obstrucción parcial de la rejilla por basuras flotantes.

Para los efectos de diseño de los sumideros mixtos se considerará sólo la capacidad de la rejilla horizontal. La abertura auxiliar de solera, bajo condiciones normales, implica un pequeño o ningún incremento de la capacidad, ésta se comporta más bien como un aliviadero en el caso de obstrucción de la rejilla.

La capacidad de los sumideros es un problema que se enfoca experimentalmente determinando el coeficiente de pérdida de carga de ellos. Sin embargo, los sumideros utilizados en el país no cuentan con antecedentes experimentales para determinar su capacidad y es necesario apoyarse en experiencias realizadas en sumideros americanos y adaptar los resultados a la situación en estudio.

Cuando la carga de agua es pequeña, el sumidero funciona como un vertedero. Si la carga es superior a 30 cm, actúa hidráulicamente como un orificio. Entre ambas situaciones existe una zona inestable con formación de vórtices y remolinos.

La relación entre la altura de agua sobre la reja y el caudal cumple con la relación siguiente, cuando el sumidero se comporta como vertedero:

$$Q = C \cdot P \cdot H^{3/2} \quad (\text{ec. 3.704.302(3).1})$$

donde:

- Q = Gasto (m³/s).
- P = Perímetro exterior de la reja, sin contar espesor de barras externas (m).
- H = Altura de agua sobre la reja (m).
- C = Coeficiente experimental de gasto.

El coeficiente C de acuerdo a las experiencias americanas es igual a 1,6 en unidades métricas.

Al utilizar esta expresión es necesario tener presente que las experiencias americanas se realizaron con el sumidero colocado en una depresión y que las ranuras de la reja eran más largas y anchas que los sumideros locales. Asimismo, se recomienda usar la mitad del perímetro a fin de tomar en cuenta la obstrucción parcial del perímetro de la reja por barras, ramas o basuras.

3.704.302(4) Tipos y Características de las Rejillas. Los tipos de rejilla más usados en Chile, junto con sus principales características, se encuentran indicados en las Láminas 4.106.301 a 4.106.305 del MC-V4. En ellas se aborda con detalle el diseño de rejillas rectangulares y sus correspondientes marcos.

3.704.303 Diseño de los Tubos e n Colectores. En la ubicación y alineamiento de los tubos, deberá evitarse la instalación bajo la calzada y bermas de los colectores de aguas lluvias longitudinales, destinados a evacuar el drenaje de la plataforma. Sin embargo, cuando su ubicación bajo la calzada sea inevitable, deberán considerarse registros (véase Numeral 3.704.304), provistos de accesos, que se ubicarán fuera de los límites determinados por las bermas.

Los quiebres debidos a deflexiones del alineamiento deberán tomarse con curvas circulares. Las deflexiones de alineamiento en los puntos de quiebre no excederán de 10°; en caso contrario, deberá emplearse una cámara de registro en ese punto.

Los diámetros mínimos de los tubos serán los indicados en la Tabla siguiente.

TABLA 3.704.303.A
DIAMETROS MINIMOS DE TUBO EN INSTALACIONES
DE COLECTORES DE AGUAS LLUVIAS

Tipo de Colector	Diámetro Mínimo (m)
Colector Troncal	0,50
Lateral Troncal	0,40*
Conductor Lateral	0,40*

En instalaciones ubicadas parcial o totalmente bajo la calzada se aumentarán estos diámetros a 0,50 m por lo menos.

Los requisitos de resistencia para tubos metálicos, de polietileno de alta densidad estructurados, y de concreto, son los mismos consignados en la Sección 3.703 para alcantarillas.

En la selección del tipo de tubo, en general son aplicables a los colectores de aguas lluvias de tubo las mismas consideraciones consultadas para la selección del tipo de alcantarillas (Sección 3.703). Una excepción es el factor rugosidad, que generalmente adquiere mayor importancia en drenes de aguas lluvias (Tabla 3.705.1.A). De igual forma, en relación con la altura de relleno, también serán aplicables, según sea el caso, las recomendaciones pertinentes establecidas en las Láminas 4.101.002, 4.101.107, 4.101.201, 4.102.107, 4.102.203, 4.102.204 y 4.109.002 del MC-V4.

En el Numeral 3.704.301, Criterios de Diseño, se aborda el diseño hidráulico de conductos cerrados para colectores de aguas lluvias.

3.704.304 Registros y Estructuras de Unión.

3.704.304(1) Registros. Un registro es una estructura subterránea que provee acceso desde la superficie a un conducto subterráneo continuo, con el objeto de revisarlo, conservarlo o repararlo. Consiste en una cámara subterránea al fondo, de suficiente amplitud para permitir el trabajo de un hombre y de una chimenea que proporciona acceso directo desde la superficie.

Las ubicaciones más frecuentes para los registros son en la convergencia de dos o más drenes, en puntos intermedios de tuberías muy largas, donde los conductos cambian de tamaño, en curvas o deflexiones de alineamiento, aunque no es necesario colocarlos en cada una de ellas o en puntos donde se produce una brusca disminución de la pendiente. Si el conducto es de dimensiones suficientes para el desplazamiento de un operario, no será necesario un registro. En tal caso, prevalecerá el criterio del espaciamiento.

Los registros deben ubicarse fuera de la calzada, excepto cuando se instalen en caminos de servicio o en calles de ciudades, en cuyo caso deberá evitarse su ubicación en las intersecciones.

En relación al espaciamiento, en general, a una mayor dimensión del conducto corresponde un espaciamiento mayor. Para tubos de diámetros igual o mayor a 1,20 m, o conductos de sección transversal equivalente el espaciamiento de los registros variará entre 200 y 350 m. Para diámetros menores de 1,20 m el espaciamiento de los registros puede variar entre 100 y 200 m. En el caso de conductos pequeños, cuando no sea posible lograr velocidades de autolavado, deberá emplearse un espaciamiento de 100 m. Con velocidades de autolavado y alineamiento desprovisto de curvas agudas, la distancia entre registros estará ubicada en el rango mayor de los límites antes mencionados.

Con respecto a las chimeneas de acceso, para colectores de diámetro menor que 1,20 m la chimenea de acceso estará centrada sobre el eje longitudinal del colector. Cuando el diámetro del conducto sea superior al diámetro de la chimenea, ésta se desplazará hasta hacerla tangente a uno de los lados del tubo para mejor ubicación de los escalines del registro. En colectores de diámetro superior a 1,20 m con llegadas laterales por ambos lados del registro, el desplazamiento se efectuará hacia el lado del lateral menor.

Frente a la disposición de los laterales, para evitar pérdidas innecesarias de carga en caso de laterales que llegan a un punto con flujos opuestos, éstos se harán converger formando un ángulo con la dirección del flujo principal. Si la conservación de la carga es crítica, deberá proveerse canales de encauzamiento en el radier de la cámara.

3.704.304(2) Estructuras de Unión. Son cámaras subterráneas utilizadas en los puntos de convergencia de dos o más conductos, pero que no están provistas de acceso desde la superficie. Se diseñan para prevenir la turbulencia en el escurrimiento dotándoles de una suave transición. Este tipo de estructura se utiliza sólo cuando el colector troncal es de diámetro mayor a 1 m. Cuando el criterio de espaciamiento lo exija deberá utilizarse una cámara de registro.

3.704.305 Depresiones de Drenaje. Una depresión de drenaje es una concavidad revestida, dispuesta en el fondo de un cauce de aguas lluvias, diseñada para concentrar e inducir el flujo dentro de la abertura de entrada del sumidero de tal manera que éste desarrolle su plena capacidad.

Las depresiones locales cumplirán los siguientes requerimientos o normas especiales que se indican a continuación.

En medianas deprimidas se emplearán los sumideros que figuran en las Láminas 4.106.209 ó 4.106.211, según corresponda.

Los ensanches pavimentados de cuneta unen el borde exterior de la berma con las bocas de entrada de vertederos y bajadas de agua. Estas depresiones permiten el desarrollo de una plena capacidad de admisión en la entrada de las instalaciones mencionadas, evitando una inundación excesiva de la calzada. La línea de flujo en la entrada deberá deprimirse como mínimo en 15 cm bajo el nivel de la berma. Deberá cuidarse de no introducir en su forma modificaciones que pudieran implicar una depresión de la berma. Normalmente se considera suficiente un ensanchamiento de 3 m de longitud medidos aguas arriba de la bajada de agua. En pendientes fuertes o ubicaciones críticas la longitud del ensanche podrá exceder a 3 m. En la Lámina 4.106.001 del MC-V4 Planos de Obras Tipo se aprecian las características físicas fundamentales de este tipo de depresiones.

En cunetas y canales laterales, cualquiera que sea el tipo de admisión, los sumideros de tubo instalados en una cuneta o canal exterior a la calzada, tendrán su abertura de entrada ubicada de 10 a 15 cm bajo la línea de flujo del cauce afluente y la transición pavimentada del mismo se extenderá en una longitud de 1,00 m aguas arriba de la entrada.

En el caso de cunetas con solera, éstas deben ser cuidadosamente dimensionadas en longitud, ancho, profundidad y forma. Se recomienda ver las Láminas 4.106.201 a 4.106.206, 4.106.208, 4.106.209 y 4.106.211 del MC-V4 Planos de Obras Tipo, donde aparecen depresiones de cuneta para sumideros de rejilla en distintas condiciones de diseño.

Para conservar su forma, las cunetas con solera deberán construirse de hormigón de acuerdo a las especificaciones del pavimento de la calzada. Sólo podrán variarse el ancho y la profundidad con las limitaciones que se indican a continuación. El ancho será preferentemente de 1,20 m, no obstante podrá variar de 0,6 a 1,80 m en el caso de flujos pequeños o muy extendidos y cuando se trate de una serie de sumideros con escasa separación podrá llegar hasta 2,00 m dependiendo del ancho de la berma el cual no podrá excederse. La profundidad está limitada por consideraciones de seguridad y comodidad del tránsito. Se emplea normalmente una profundidad de 3 cm. Se adoptará un máximo de 8 cm en las depresiones de largos mayores de 5 m colocados en pendientes mayores de 4%.

Con respecto al tipo de pavimento, las depresiones locales exteriores a la calzada se revestirán con pavimento asfáltico de 5 cm de espesor o un revestimiento de piedras pegadas con mortero de 10 cm de espesor.

En términos globales, y como norma general de diseño, salvo por razones de seguridad de tránsito todo sumidero deberá estar provisto de una depresión en la entrada. Si el tamaño de la abertura de entrada está en discusión, se considerará una depresión de profundidad máxima antes de decidir sobre una abertura de sección mayor.

3.704.4 MODELOS COMPUTACIONALES.

Los modelos computacionales de drenaje son herramientas que permiten al proyectista evaluar el comportamiento de los distintos sistemas de drenaje asociados a la plataforma e identificar los requerimientos geométricos de los nuevos elementos. Todo esto, de acuerdo a las condiciones de escurrimiento, patrones de lluvia, topografía y puntos de descarga.

Los métodos hidrológicos que emplean los modelos de drenaje se pueden agrupar en dos categorías: determinación del caudal máximo y simulación de hidrología superficial. Los procedimientos que determinan el caudal máximo, al igual que el Método Racional, son más comunes, de fácil empleo y aplicables a la mayoría de los sistemas de drenaje de carreteras. Las técnicas de simulación hidrológica en cambio, modelan la totalidad de la respuesta hidrológica de una cuenca o área aportante, en vez de calcular solamente la descarga máxima, permitiendo así dimensionar de forma más eficiente las distintas instalaciones. Dada la sofisticación de estos últimos métodos, se recomienda su uso en sistemas de drenaje de dimensiones y complejidad mayores.

Los modelos de simulación computacional ayudan al proyectista a determinar el espaciamiento y dimensión óptima de los colectores de aguas lluvia y tipos de sumidero, pudiendo condicionar el diseño a la disponibilidad de productos en el mercado. Además, es posible estimar las pérdidas de energía que ocurren en las uniones, curvas y transiciones, y ajustar adecuadamente la pendiente de la línea de energía.

Así por ejemplo, HYDRAIN-Integrated Drainage Design Computer System, es un modelo el cual se puede emplear para el análisis hidrológico e hidráulico de un sistema de drenaje de aguas lluvias ya existente, o uno propuesto por el Proyectista. Dentro de éste, la sub-rutina HYDRA-Storm Drains, permite calcular las descargas generadas de acuerdo a distintos métodos de tormentas de diseño, y definir un sistema compuesto hasta por 1.000 áreas de drenaje y 2.000 tuberías. En su operación se requieren conocimientos sobre los fundamentos hidráulicos y métodos de solución habitualmente empleados, a fin de garantizar que los resultados obtenidos sean razonables.

Finalmente, y teniendo en consideración el proyecto en su totalidad, algunos modelos permiten estimar los costos asociados a la construcción de las distintas obras diseñadas y seleccionar la mejor alternativa de acuerdo a un número propuesto de soluciones. En algunos casos, la operación, mantención y financiamiento de los costos también pueden ser incluidas en el modelo.

SECCION 3.705 DISEÑO DE CANALES EN REGIMEN UNIFORME

3.705.1 CARACTERISTICAS DEL FLUJO UNIFORME

Este tipo de flujo tiene las siguientes propiedades:

- La profundidad, área de la sección transversal, velocidad media y gasto son constante en cada sección del canal.
- La línea de energía, el eje hidráulico y el fondo del canal son paralelos, es decir, las pendientes de la línea de energía, del fondo y de la superficie del agua son iguales. El flujo uniforme que se considera es permanente en el tiempo. Aún cuando en estricto rigor este tipo de flujo es raro en las corrientes naturales, en general, constituye una manera fácil de abordar los problemas, y los resultados tienen una aproximación práctica adecuada.

La velocidad media en un flujo uniforme cumple la llamada ecuación de Manning, que se expresa por la siguiente relación:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{ec.3.705.1.1})$$

a la que se asocia un gasto:

$$Q = V \cdot \Omega \quad (\text{ec. 3.705.1.2})$$

en que

- V = Velocidad media (m/s).
- Ω = Área de la sección transversal del escurrimiento (m²).
- R = Radio hidráulico del escurrimiento (razón entre el área y el perímetro mojado, m).
- I = Pendiente de fondo en tanto por uno (m/m).
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 3.705.1.A).
- Q = Gasto (m³/s).

La elección de un coeficiente de rugosidad adecuado requiere del conocimiento de los factores que lo afectan y de alguna experiencia. Los elementos que influyen en este coeficiente son la rugosidad superficial dada por la forma y tamaño de las partículas que constituyen el lecho, la vegetación, las irregularidades en obstáculos en el cauce, el tamaño y forma de la sección, la altura de agua y el gasto. Los valores usuales para canales en diferentes materiales se indican en la Tabla 3.705.1.A. Una buena guía es la publicación Water Supply Paper 1949 del US Geological Survey que presenta fotografías de diferentes corrientes naturales, indicando en cada caso el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, calibrado con mediciones de terreno.

Con la fórmula de Manning, una vez seleccionado un coeficiente de rugosidad, conocida la pendiente de fondo y el gasto puede calcularse la altura de agua el ancho de la base, necesarios para satisfacer las condiciones de este tipo de escurrimiento. Desde el punto de vista del diseño de canales en flujo uniforme, las metodologías se refieren a dos situaciones diferentes, a saber, canales revestidos suficientemente estables, que no sufren erosión y canales erosionables.

TABLA 3.705.1.A
VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD O DE MANNING EN CANALES

	TIPO DE CANAL	MINIMO	MEDIO	MAXIMO
CONDUCTOS CON ESCURRIMIENTO DE SUPERFICIE LIBRE				
Metálicos				
a) Bronce, liso		0,009	0,010	0,013
b) Acero	Soldado de tope	0,010	0,012	0,014
	Remachado	0,013	0,016	0,017
c) Fierro Fundido	Con protección interior	0,010	0,013	0,014
	Sin pintar	0,011	0,014	0,016
d) Fierro Forjado	Negro	0,012	0,014	0,015
	Galvanizado	0,013	0,016	0,017
e) Metal Corrugado	Tubos de drenaje	0,017	0,019	0,021
	Alcantarillas de aguas lluvias	0,021	0,024	0,030
No Metálicos				
a) Lucita		0,008	0,009	0,010
b) Vidrio		0,009	0,010	0,013
c) Cemento	Liso	0,010	0,011	0,013
	Mortero	0,011	0,013	0,015
d) Hormigón	Alcantarilla, recta y libre de obstrucciones	0,010	0,011	0,013
	Alcantarilla con curvas, conexiones y parcialmente obstruida	0,011	0,013	0,014
	Afinado	0,011	0,012	0,014
	Tubo de alcantarillado con cámaras, entradas, etc., recto	0,013	0,015	0,017
	Sin afinar, con moldaje de acero	0,012	0,013	0,014
	Idem, con moldaje de madera cepillada	0,012	0,014	0,016
	Idem, madera en bruto	0,013	0,017	0,020
e) Madera	Con duelas	0,010	0,012	0,014
	Terciada con tratamiento	0,015	0,017	0,020
f) Arcilla	Tuberías comunes	0,011	0,013	0,017
	Tubo de alcantarillado vitrificado	0,011	0,014	0,017
	Tubo con cámaras, entradas, etc.	0,013	0,015	0,017
	Tubo de drenaje vitrificado con juntas de tope	0,014	0,016	0,018
g) Albañilería de Ladrillo	Terminación barnizada o de apariencia vidriada	0,011	0,013	0,015
	Estucada	0,012	0,015	0,017
h) Alcantarillados sanitarios con aguas servidas y fango, con curvas y conexiones		0,012	0,013	0,016
i) Alcantarilla con clave estucada y fondo liso		0,016	0,019	0,020
j) Albañilería de piedra cementada		0,018	0,025	0,030
CANALES REVESTIDOS O ARTIFICIALES				
a) Metal	Superficie lisa de acero sin pintar	0,011	0,012	0,014
	Superficie lisa de acero pintada	0,012	0,013	0,017
	Superficie lisa de acero corrugado	0,021	0,025	0,030
b) Cemento	Superficie lisa	0,010	0,011	0,013
	Mortero	0,011	0,013	0,015
c) Madera	Cepillada sin tratamiento	0,010	0,012	0,014
	Cepillada con tratamiento (impermeabilizada)	0,011	0,012	0,015
	Sin cepillar (en bruto)	0,011	0,013	0,015
	EnTablado con listones	0,012	0,015	0,018
	Revestido con papel alquitranado	0,010	0,014	0,017

Para Cauces Naturales ver 3.707.104

TABLA 3.705.1.A
VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD O DE MANNING EN CANALES (CONTINUACION)

d) Hormigón	Platachado	0,011	0,013	0,015
	Alisado con regla	0,013	0,015	0,016
	Alisado con ripio a la vista en el fondo	0,015	0,017	0,020
	Sin alisar	0,014	0,017	0,020
	Gunita (hormigón proyectado), sección regular	0,016	0,019	0,023
	Idem, sección ondulada	0,018	0,022	0,025
	Garita sobre una roca bien excavada	0,017	0,020	
	Garita sobre una roca excavada en forma irregular	0,022	0,027	
e) Fondo de hormigón alisado con lados de:	Piedra acomodada en mortero	0,015	0,017	0,020
	Piedra distribuida al azar en mortero	0,017	0,020	0,024
	Albañilería de piedra en bruto unida con cemento, enlucida	0,016	0,020	0,024
	Albañilería de piedra en bruto unida con cemento	0,020	0,025	0,030
f) Fondo de grava con lados de:	Empedrado o enrocado (rip rap)	0,020	0,030	0,035
	Hormigón (con moldaje)	0,017	0,020	0,025
	Piedra distribuida al azar en mortero	0,020	0,023	0,026
g) Ladrillo	Empedrado o rip rap	0,023	0,033	0,036
	Terminación tipo barnizada o vidriada	0,011	0,013	0,015
h) Albañilería	En mortero de cemento	0,012	0,015	0,018
	Empedrado cementado	0,017	0,025	0,030
i) Asfalto	Empedrado libre	0,023	0,032	0,035
	Piedra conteada	0,013	0,015	0,017
	Liso	0,013	0,013	
j) Cubierto con Vegetación	Rugoso	0,016	0,016	
CANALES EXCAVADOS Y UNIFORMES				
a) Tierra, Rectos y Uniformes	Limpio, recién terminado	0,016	0,018	0,020
	Limpio en uso	0,018	0,022	0,025
	Con grava, sección uniforme, limpio	0,022	0,025	0,030
	Con pasto corto, poca maleza	0,022	0,027	0,033
	Sin vegetación	0,023	0,025	0,030
b) Tierra, con curvas y sin mantención	Con pasto y algo de maleza	0,025	0,030	0,033
	Gran cantidad de maleza o algas en canales profundos	0,030	0,035	0,040
	Fondo de tierra y lados de piedra en bruto	0,028	0,030	0,035
	Fondo de piedra y lados con maleza	0,025	0,035	0,040
	Fondo de guijarros y lados limpios	0,030	0,040	0,050
c) Excavado mecánicamente o dragado	Sin vegetación	0,025	0,028	0,033
d) Excavado en Roca	Lados con algo de vegetación y matorrales	0,035	0,050	0,060
	Liso y uniforme	0,025	0,035	0,040
e) Canales sin mantención, malezas y matorrales sin cortar	Irregular, dentado	0,035	0,040	0,050
	Malezas densas de altura comparable con la profundidad del escurrimiento	0,050	0,080	0,120
	Fondo limpio, con matorrales en los lados	0,040	0,050	0,080
	Idem, a niveles máximos de escurrimiento	0,045	0,070	0,110
	Matorrales densos a niveles altos de escurrimiento	0,080	0,100	0,140

Fuente: Chow (1959).

3.705.2 CANALES REVESTIDOS O NO EROSIONABLES.

En este caso se calculan las dimensiones de la sección utilizando la fórmula de Manning y luego se decide cuales serán las dimensiones finales teniendo en cuenta consideraciones de economía, aspectos constructivos y de eficiencia hidráulica.

Para el diseño de canales en esta condición debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

3.705.201 Revestimiento. La elección del material para revestir el canal, debe considerar la disponibilidad y costo, los métodos constructivos y el objetivo del revestimiento, el cual puede ser para evitar la erosión y/o las filtraciones del canal. Los materiales usuales son concreto, albañilería de piedra o bloques y losetas de hormigón.

3.705.202 Velocidad Mínima. En general, para evitar el depósito de materiales en suspensión se recomienda diseñar un canal revestido con una velocidad mínima aceptable del orden de 0,7 a 1 m/s.

3.705.203 Taludes. La forma más usada en canales es la trapecial, con taludes que dependen del terreno en el cual el canal será excavado. Las recomendaciones usuales se entregan en la Tabla 3.705.2.A.

3.705.204 Velocidades Máximas. El valor máximo está limitado a la velocidad que produce erosión en el revestimiento. Esta erosión depende del material en suspensión en el agua. Para revestimientos no armados se recomiendan velocidades menores de 2,5 m/s para evitar que los revestimientos se levanten por sub-presión. Si el revestimiento cuenta con armadura la velocidad se deberá limitar sólo en función de la erosión probable.

**TABLA 3.705.2.A
TALUDES RECOMENDADOS PARA LA SECCION TRAPECIAL**

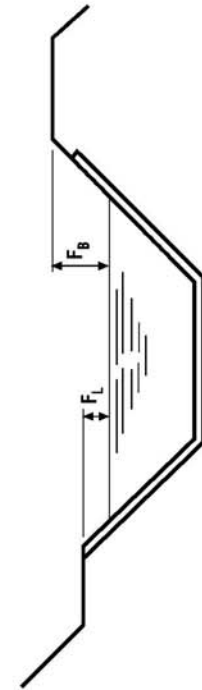
TERRENO	Talud (H/V)
Roca	Casi vertical
Turba	0,25/1
Arcilla y revestimiento en hormigón	0,5/1 hasta 1/1
Tierra o albañilería de piedra	1/1
Pequeños canales en tierra	1,5/1
Suelo arenoso	2/1
Arcilla arenosa, limo arenoso	3/1

3.705.205 Revancha. La revancha de la sección debe ser suficiente para evitar que las fluctuaciones del nivel de agua o las ondas del canal sobrepasen sus bordes. En general, la revancha varía entre 5% y 30% de la altura de agua. El U.S.B.R. ha preparado las curvas de diseño que se incluyen en la Lámina 3.705.2.A las que pueden usarse teniendo en cuenta las condiciones particulares de cada caso. En general, se recomienda que la revancha no sea menor de 0,20 m.

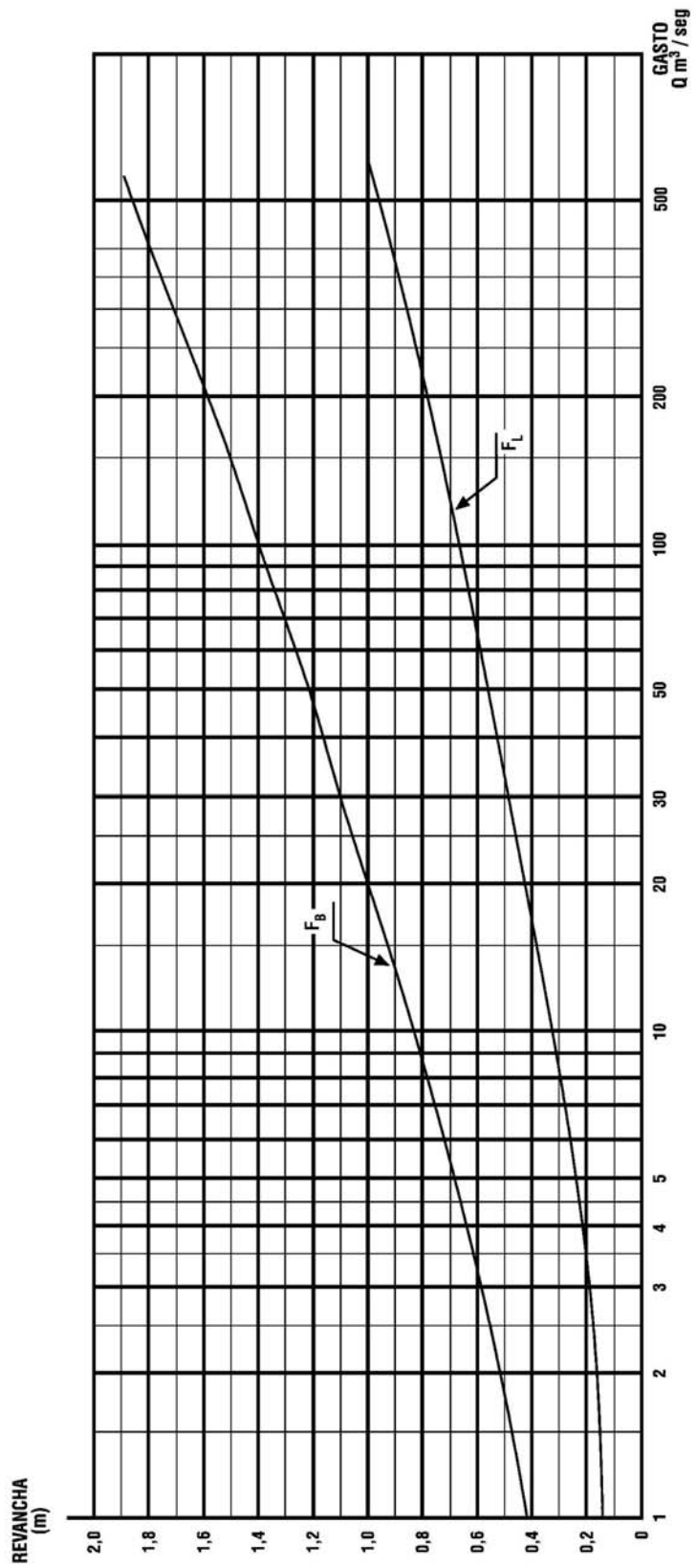
3.705.206 Sección Hidráulica Óptima. La capacidad de conducción de un canal aumenta con el radio hidráulico y varía inversamente con el perímetro mojado. En consecuencia, desde el punto de vista hidráulico la sección más eficiente es aquella que tiene el mínimo perímetro para un área dada. Esta forma es un semicírculo, pero el proyectista debe modificarla por razones constructivas y económicas. La relación ancho basal:profundidad quedará definitivamente determinada por un estudio tecno-económico. En la Lámina 3.705.2.B se incluyen las curvas experimentales que utiliza el U.S.B.R. en sus diseños, a manera de guía para el proyectista.

En resumen, el procedimiento de diseño para canales revestidos o estables incluye los siguientes pasos:

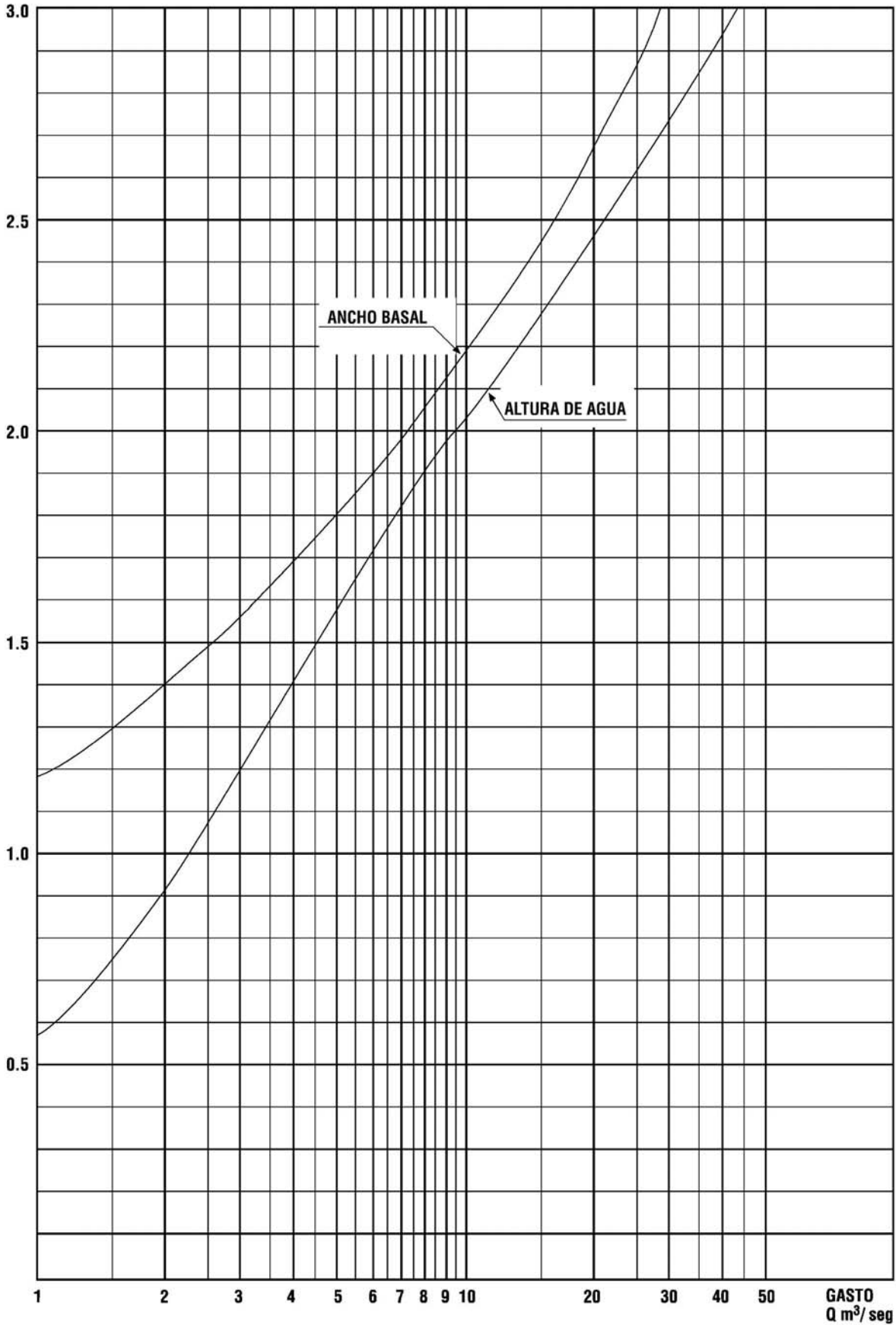
- Reunir la información, estimar el coeficiente de rugosidad y elegir la pendiente de fondo.
- Calcular el valor de $R^{2/3}$ de la expresión de Manning.
- Dada la forma de la sección sustituir las expresiones para el área y el radio hidráulico y encontrar el valor de altura de agua y ancho basal.



F_L = REVANCHA DEL REVESTIMIENTO
 F_B = REVANCHA DEL TERRAPLEN



ALTURA DE AGUA
Y ANCHO BASAL
(m)



- d) Modificar los valores encontrados para adecuarlos a la experiencia usual, o bien a factores económicos y constructivos.
- e) Comprobar que la velocidad esté en los rangos permitidos.
- f) Calcular la revancha y agregar a la profundidad de agua para definir la altura total de la sección.

3.705.3 CANALES EROSIONABLES

El flujo en un canal erosionable no puede caracterizarse sólo por las fórmulas que describen el flujo uniforme, debido a que el diseño debe considerar la estabilidad de la sección, la cual es función no sólo de la hidráulica del escurrimiento, sino de las propiedades del material que forma el lecho. Para estos canales se distinguen dos metodologías de cálculo: el método de la velocidad máxima permisible y el de la fuerza tractiva.

3.705.301 Velocidad Máxima Permisible. Este procedimiento determina la sección con la cual es posible conducir el gasto de diseño con una velocidad media igual a la máxima permisible sin erosión del lecho. Esta velocidad es incierta, pues ocurre que los lechos que han sido estabilizados previamente por el uso soportan sin erosión velocidades mayores que los recién construidos, asimismo los canales más bajos. Sin embargo, existen ciertas recomendaciones prácticas como las de la Tabla 3.705.301.A, que entrega valores usuales de velocidades máximas permisibles recomendadas por la sociedad de Ingenieros Civiles americanos. Estos valores son para canales estables, con pendientes pequeñas y alturas de agua menores de un metro. Se incluyen también, valores de la fuerza tractiva aceptable.

**TABLA 3.705.301.A
VELOCIDADES Y FUERZAS TRACTICES MAXIMAS PERMISIBLES**

Tipo de Terreno	Agua clara		Agua con sedimentos coloidales (*)	
	V (m/s)	τ (kgm ²)	V (m/s)	τ (kg/m ²)
Arena fina Coloidal	0,45	0,13	0,75	0,37
Limo Arenoso no coloidal	0,50	0,18	0,75	0,37
Sedimentos limosos	0,60	0,23	0,90	0,54
Sedimentos aluviales no coloidal	0,60	0,23	1,00	0,73
Limo	0,75	0,37	1,00	0,73
Ceniza Volcánica	0,75	0,37	1,00	0,73
Arcilla dura	1,15	1,27	1,50	2,25
Sedimentos aluviales coloidal	1,15	1,27	1,50	2,25
Pizarras	1,80	3,27	1,80	3,27
Grava	0,75	0,37	1,50	1,56
Limo a ripio, suelo no coloidales	1,15	1,86	1,50	3,23
Limo a ripio, suelo coloidal	1,20	2,10	1,60	3,91
Grava gruesa	1,20	1,47	1,80	3,27
Bolones	1,50	4,44	1,60	5,38

(*) Por partículas coloidales se entienden aquellas de diámetro menor a 2 micrones en las cuales los efectos de las fuerzas de superficie prevalecen sobre las de las fuerzas gravitacionales.

Otros datos correspondientes a la experiencia del USBR para suelos no cohesivos y cohesivos son los que se resumen en las Láminas 3.705.3 (1) A, 3.705.3 (2) A y 3.705.3(2) B.

Estos valores se aplican a canales rectos y se recomienda reducirlos en 5% para canales levemente sinuosos, 13% en canales sinuosos y 22% en canales muy sinuosos.

El procedimiento de diseño, utilizando esta metodología consta de los pasos siguientes:

- a) Estimar el coeficiente de rugosidad n , forma y taludes de la sección y velocidad máxima permisible.
- b) Calcular el radio hidráulico con la fórmula de Manning
- c) Calcular el área como la razón entre el caudal y la velocidad máxima permisible
- d) Conocidas el área y el radio hidráulico, expresarlos en términos de la altura de agua y la base del canal y resolver para estas últimas variables.
- e) Agregar una revancha adecuada y modificar la sección, si es necesario, para adecuarla a criterios económicos y/o constructivos.

3.705.302 Fuerza Tractriz Permissible. Este procedimiento consiste en determinar la sección del canal, de modo que se produzca una igualdad entre las fuerzas que tienden a desplazar las partículas del lecho y aquellas que tienden a mantener a las partículas en su lugar. Las primeras se deben al arrastre producido por el flujo en el canal y las segundas son debidas al peso y al roce entre las partículas que constituyen el lecho. La fuerza tractriz permisible se define como el valor máximo de tensión que no causaría una erosión significativa en la zona horizontal del lecho. El U.S. Bureau of Reclamation ha realizado experimentos para determinar los valores de fuerza tractriz en suelos no cohesivos los cuales se resumen en la Lámina 3.705.3(2).A. El USBR recomienda para suelos no cohesivos gruesos una fuerza tractriz en Kg/m^2 , igual a 0,8 veces el diámetro de la partícula (en cm), tal que 25% del material en peso tiene diámetro mayor. En suelos finos, la fuerza tractriz queda especificada en términos de la mediana del diámetro, es decir, el diámetro tal que 50% de las partículas en peso tiene un diámetro menor. En este caso, se presentan 3 curvas, dependiendo del contenido de sedimentos finos en suspensión en el agua.

Para suelos cohesivos la fuerza tractriz permisible se especifica en la Lámina 3.705.3(2).B en función del índice de huecos y del tipo de suelos. Estos valores deben reducirse en canales sinuosos en porcentajes de 10%, 25% y 40%, dependiendo si el canal es levemente, moderado o muy sinuoso.

Los valores anteriores de fuerza tractriz crítica son válidos en una superficie horizontal (fondo del canal). Los valores de fuerza tractriz crítica en el talud, se obtienen multiplicando los anteriores por un factor función de la inclinación del talud y del ángulo de reposo del material que forma el lecho, según la expresión siguiente:

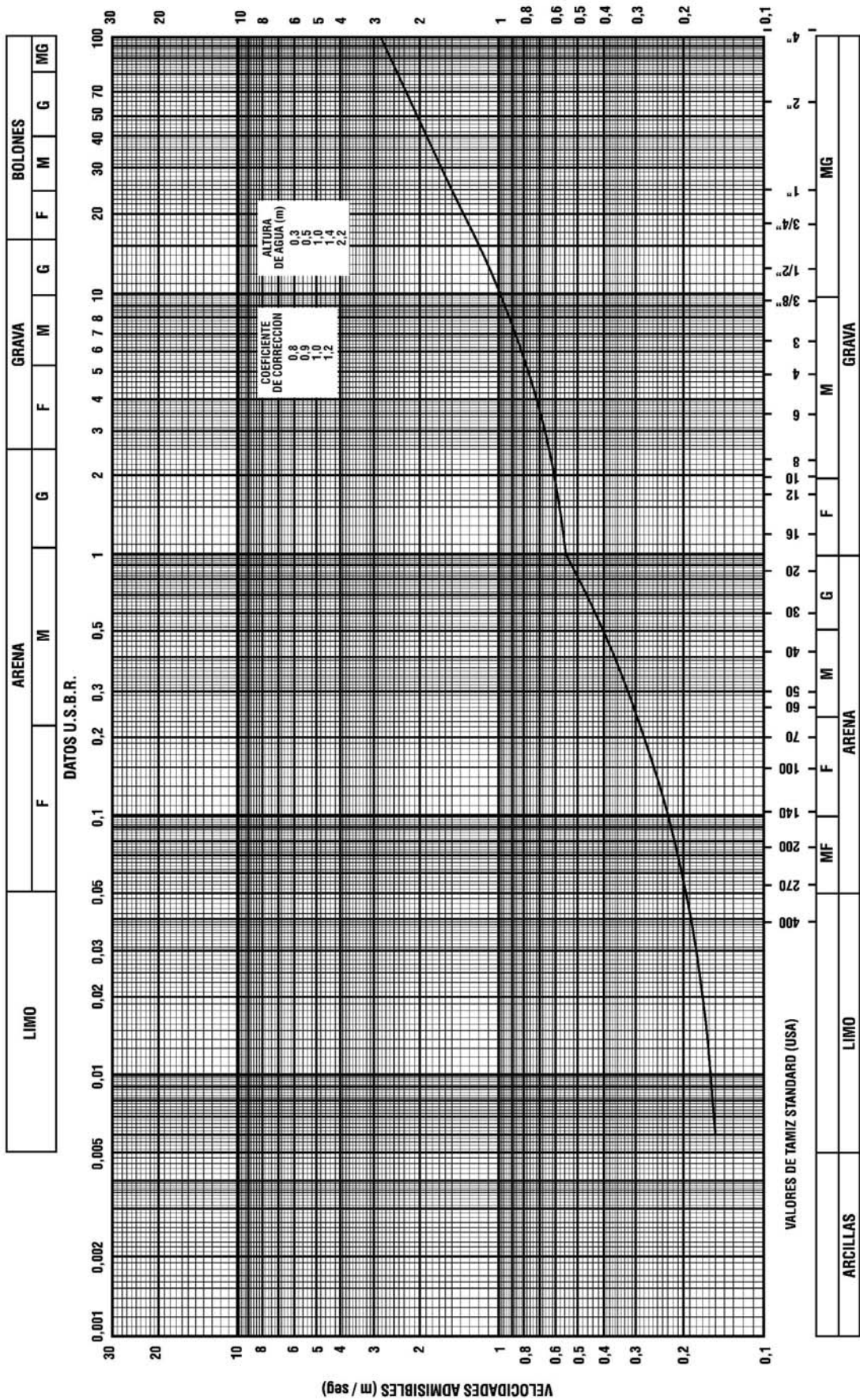
$$\tau_s = \tau_f \cdot \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \theta}} \quad (\text{ec. 3.705.302.1})$$

donde:

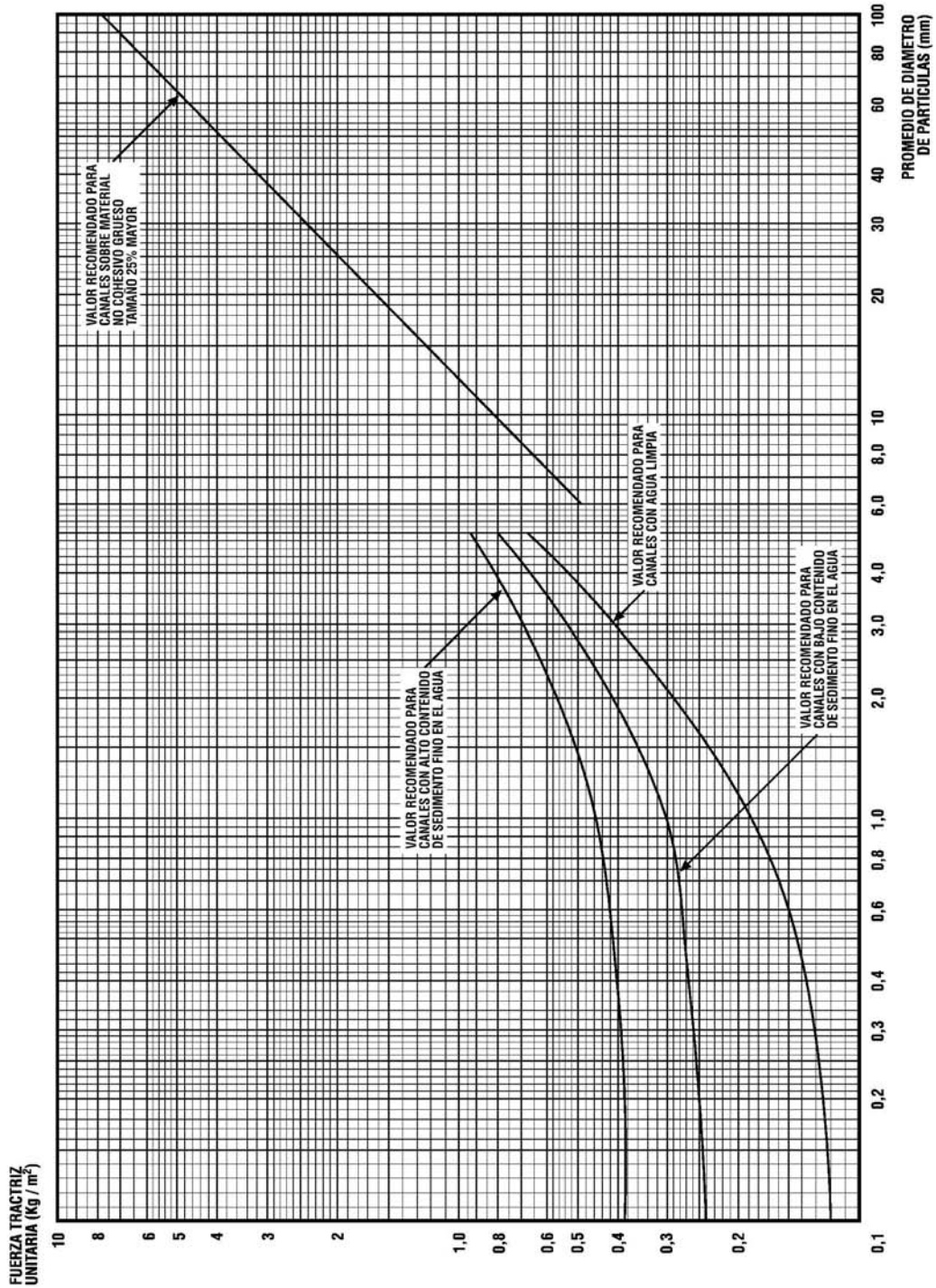
- τ_s = fuerza tractriz crítica en el talud.
- τ_f = fuerza tractriz en el fondo
- ϕ = ángulo del talud con la horizontal
- θ = ángulo de reposo del material.

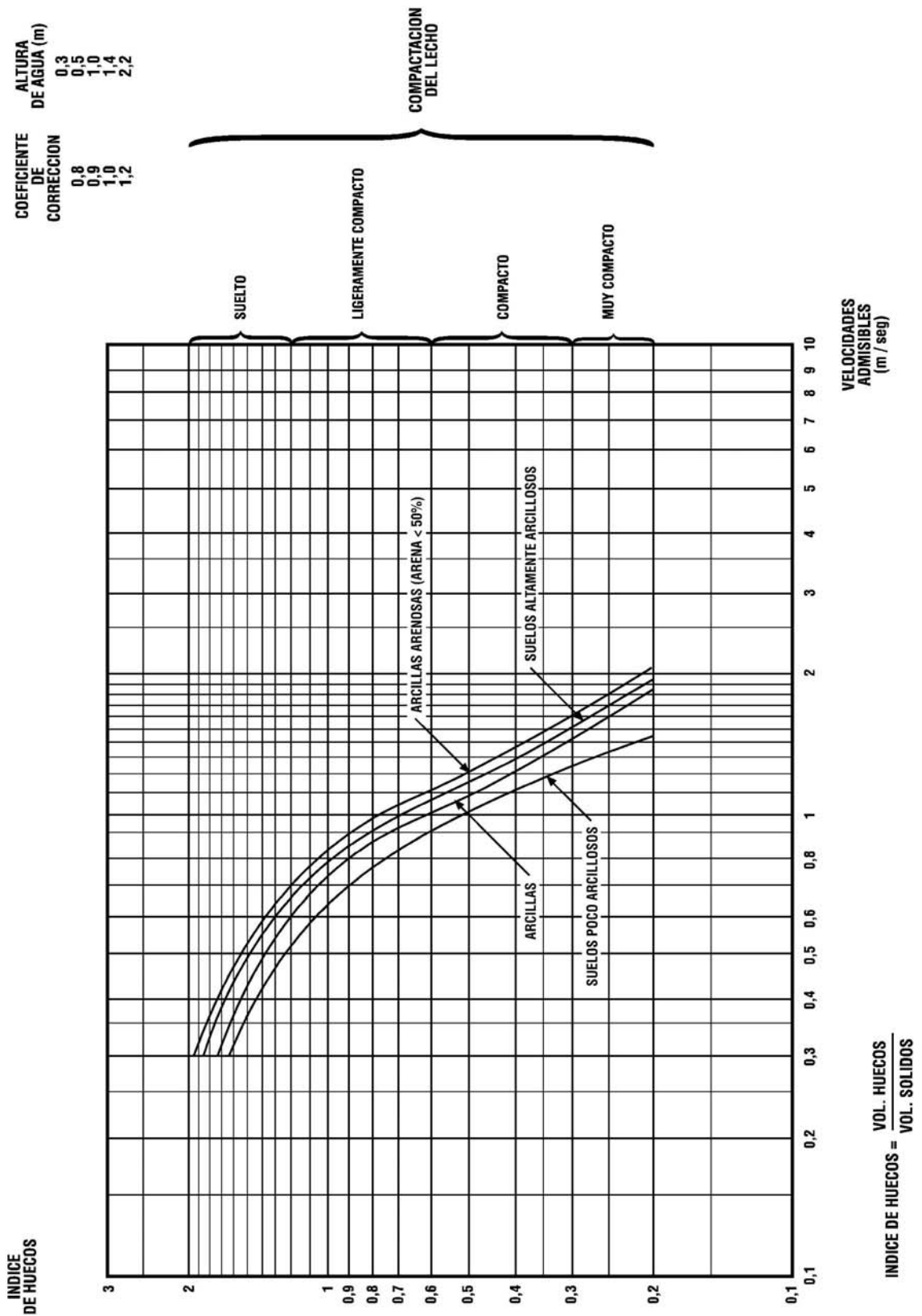
En suelos cohesivos y en los suelos finos no cohesivos las fuerzas de cohesión son mucho más importantes que las fuerzas de gravedad y por consiguiente esta última se desprecia. En este caso $\tau_f = \tau_c$. En suelos no cohesivos más gruesos, el ángulo de reposo puede estimarse utilizando la Lámina 3.705.3(2).C en función del tamaño de la partícula (diámetro para el cual, sólo 25% del material en peso es mayor) y de su forma.

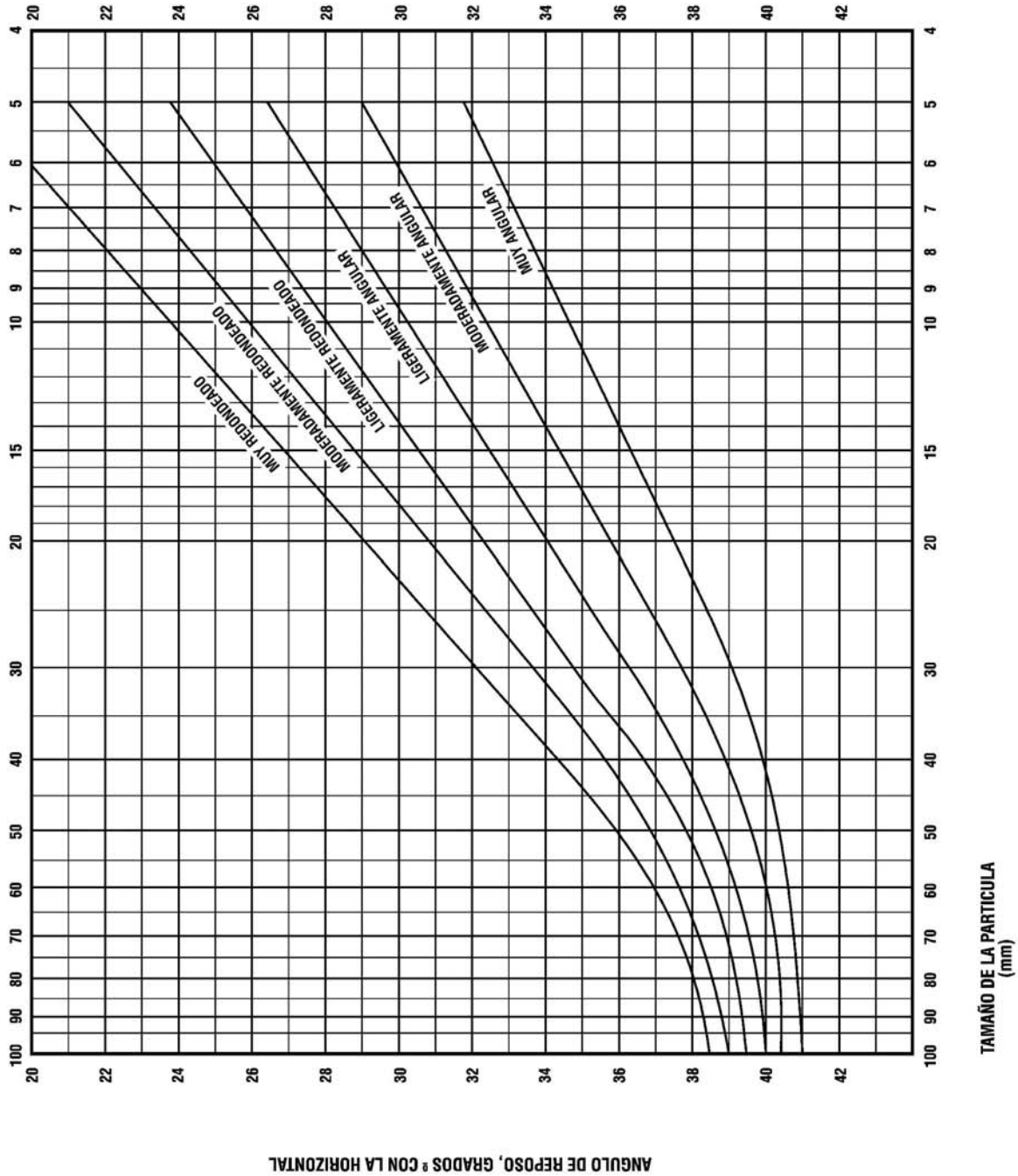
PROMEDIO
DE TAMAÑO
DE PARTICULAS
(mm)



CLASIFICACION DE U.S. DEPT. AGRICULTURE, BUREAU OF SOILS CLASSIFICATION
MF: MUY FINA F: FINA M: MEDIANA G: GRUESA MG: MUY GRUESA







Debe tenerse en cuenta que la fuerza tractiva no es constante a lo largo del perímetro mojado de la sección. En general, en las secciones trapeciales usuales, el valor máximo se produce en el fondo, teniéndose en los taludes un valor igual a aproximadamente 0,76 veces el del fondo. La fuerza tractiva en el fondo es igual a:

$$\tau_f = \gamma \cdot R \cdot i \quad (\text{ec. 3.705.302.2})$$

donde:

- τ_f = fuerza tractiva en el fondo (kg/m^2)
- γ = peso específico del agua (kg/m^3)
- R = radio hidráulico (m)
- i = pendiente del fondo en por uno (m/m).

El procedimiento para encontrar la sección mediante el método de la fuerza tractiva permisible es el siguiente:

- a) Conocer las características del canal, como ser, gasto, pendiente, coeficiente de rugosidad, propiedades de las partículas que forman el lecho y ángulo del talud.
- b) Con las propiedades anteriores se pueden determinar las fuerzas tractivas permisibles en el fondo y taludes de la sección.
- c) Expresar estas fuerzas tractivas en términos del radio hidráulico, pendiente de fondo y peso específico, con el fin de determinar los valores máximos aceptable del radio hidráulico.
- d) Elegir un radio hidráulico aceptable y calcular el área empleando la relación de Manning.
- e) Conocidos el radio hidráulico y el área, al expresar los términos de la altura de agua y el ancho de la base, pueden calcularse las dimensiones de la sección.
- f) Modificar la sección por razones constructivas y económicas.
- g) Verificar las fuerzas tractivas de fondo y taludes en la sección finalmente elegida.
- h) Agregar una revancha adecuada.

En general, puede decirse que el método de la velocidad máxima permisible es un procedimiento simple, aunque empírico que no indica al proyectista el grado de aproximación con que se trabaja. Por otra parte, el método de la fuerza tractiva, aún cuando más complejo, entrega mayor información sobre las posibilidades de erosión y los coeficientes de seguridad de diseño. En consecuencia, en un proyecto específico pueden utilizarse ambos métodos, verificando con el procedimiento de la fuerza tractiva la posible erosión del lecho y lo ajustado al diseño.

3.705.4 REVESTIMIENTO

El revestimiento en un canal proviene y evita la erosión del lecho y aumenta la velocidad de escurrimiento lo cual se traduce en un incremento de la capacidad del canal. Los revestimientos usuales son hormigón, albañilería de piedra, losetas de hormigón y asfalto. En general, los revestimientos se aplican sobre taludes con ángulos menores que el ángulo de reposo del material que forma el lecho y en consecuencia no soportan el empuje de tierras. Deben proveerse de barbacanas para drenar el suelo adyacente al canal y así no resistir el empuje del agua en el suelo saturado, cuando el canal se encuentra vacío. En caso contrario, el revestimiento debe diseñarse como un muro de contención de tierras. La Tabla 3.705.4.A resume algunas recomendaciones sobre espesores de revestimientos.

TABLA 3.705.4.A
RECOMENDACIONES SOBRE ESPESORES DE REVESTIMIENTOS EN CANALES

Tipo	Velocidad media m/s	Espesor (cm)		Armadura
		Taludes	Fondo	
Asfáltico	2,5	5	5 - 8	Ninguna
	2,5 - 3	8	8 - 10	Ninguna
Concreto	3	5 - 10	5 - 10	Malla alambre 15x15
	3 - 5	10 - 13	10 - 15	Malla ϕ 10 a 30 cm
	Mayor a 5	15 ó más	18 o más	Malla ϕ 10 a 25 cm

El objetivo de la armadura es evitar las grietas en el revestimiento debidas a la contracción del hormigón. Sin embargo, la práctica actual del U.S.B.R. es eliminar la armadura y evitar las grietas proveyendo de juntas de contracción cada 3,5 a 4 m. de distancia y dando un espesor mayor al revestimiento si ello fuese necesario.

3.705.5 MODIFICACIONES EN CANALES EXISTENTES

3.705.501 Justificación. Las modificaciones de canales existentes implican un cambio en el trazado o en las características de la canalización a fin de conseguir alguno de los objetivos siguientes:

- Permitir una alineación más conveniente en el trazado del camino.
- Mejorar el trazado de una alcantarilla.
- Conseguir una economía en el diseño al eliminar un puente o una alcantarilla.
- Mejorar las condiciones del escurrimiento en el canal.
- Proteger la carretera de posibles inundaciones.
- Disminuir costos de expropiación.

3.705.502 Consideraciones Sobre los Efectos de Modificación. El proyectista debe tener especial cuidado en el estudio de una modificación. Se deben estudiar las condiciones hacia aguas arriba y aguas abajo, además de lo que ocurre en el tramo considerado, debido a que normalmente, al modificar el canal se disminuye el coeficiente de rugosidad y se aumenta el radio hidráulico y la pendiente del fondo. Estos cambios pueden tener alguna de las siguientes consecuencias:

- Aumento de velocidad y daños por erosión y socavación.
- Aumento del depósito de sedimentos en la zona de aguas abajo.
- Cambio del trazado en condiciones de crecida, recuperándose el trazado original.
- Cambio de la pendiente de fondo debido al embarque que puede producirse desde aguas abajo.
- Peralte del agua debido a la disminución de la pendiente aguas abajo.

SECCIÓN 3.706 DRENAJE SUBTERRÁNEO

3.706.1 ASPECTOS GENERALES

El propósito del drenaje subterráneo es eliminar el exceso de agua del suelo a fin de garantizar la estabilidad de la plataforma y de los taludes de la carretera. Ello se consigue interceptando los flujos subterráneos, y haciendo descender el nivel freático.

La solución de un problema de drenaje subterráneo requiere de conocimientos de hidrogeología y de mecánica de suelos y, por lo tanto, se precisa mantener una estrecha colaboración entre el Ingeniero Proyectista y diversos especialistas. Normalmente, solo las necesidades más obvias de drenaje se conocen en el instante del proyecto, detectándose con frecuencia, problemas importantes durante la construcción. En esta sección se incluyen algunas recomendaciones básicas para enfrentar los problemas corrientes, debiéndose recurrir a especialistas para abordar aquellos problemas de drenaje subterráneo de mayor envergadura.

3.706.101 Antecedentes Necesarios. Los antecedentes de terreno necesarios para dimensionar un sistema de drenaje subterráneo incluyen en general un levantamiento topográfico y el reconocimiento del terreno para determinar la extensión y relieve del área, ubicar las zonas donde existen depresiones que puedan constituir problemas especiales, los puntos preexistentes con problemas manifiestos, definir los puntos de descarga del drenaje, conocer el sistema de drenaje superficial existente y las posibles interferencias con el sistema a proyectar.

También es necesario un estudio del agua subterránea del área a fin de determinar el nivel de la napa freática en la zona y su fluctuación a lo largo del año, la determinación de la extensión y características del acuífero y la estimación de los caudales que es necesario evacuar. Esto debe ir acompañado de un examen detallado del suelo (hasta una profundidad de 3 a 4 m) para definir su estructura, porosidad y conductividad hidráulica, etapa que requerirá normalmente ensayos de laboratorio y pruebas de terreno. En este estudio debe incluirse la granulometría de los estratos que conducen el agua para diseñar el drenaje con los geotextiles adecuados. En suelos limosos o arcillosos la granulometría podría requerir de ensayo hidrométrico.

Será necesario también desarrollar un estudio geológico general del área en relación al agua subterránea, identificación de los posibles puntos de descarga y recarga, ubicación de los estratos impermeables y características físicas de los acuíferos.

Se deberá considerar la realización de una inspección de cortes y taludes en las áreas vecinas a fin de recopilar antecedentes respecto a su estabilidad. Las exploraciones de terreno deben realizarse a fines del invierno, si es posible, o en las situaciones más críticas con el objeto de determinar correctamente las condiciones de diseño. En terrenos de cultivo que cuentan con regadío artificial, el período más crítico puede coincidir con la época de riego de fines de primavera o comienzos del verano.

3.706.102 Tipos de Drenes. Los tipos más utilizados son los que se describen a continuación. La selección del tipo de dren a usar dependerá de la función que debe cumplir, de aspectos económicos y de la seguridad del diseño.

3.706.102(1) Pozos de Drenaje. Pueden ser superficiales o profundos y tienen por objeto infiltrar el exceso de agua de estratos superficiales a capas permeables profundas o bien, producir el alivio de los acuíferos para entregar a sistemas de drenaje superficial, ya sea gravitacionalmente o por bombeo.

3.706.102(2) Subdrenes. Consisten en zanjas de sección rectangular, rellenas con material granular permeable, rodeado de un filtro de geotextil, que pueden llevar una tubería en el fondo si el caudal a evacuar así lo amerita. Alternativamente, el material permeable y su filtro geotextil pueden ser sustituidos por un geocompuesto drenante acompañado de una tubería de conducción y evacuación de aguas; esta solución se puede instalar en suelos con permeabilidades menores a 0,10 cm/s. En ambos casos, los tubos serán perforados, ranurados, corrugados ranurados, porosos o lisos con juntas abiertas, con un diámetro mínimo de 150 mm o 200 mm, según la longitud del subdrén indicada en el Numeral 3.706.201.

Para el drenaje de flujos permanentes de baja velocidad y gradiente hidráulico bajo ⁽¹⁾, o de flujo esporádico estacional también de bajo gradiente, se puede usar para los geotextiles, los criterios de selección de la Tabla 5.204.206.C.

Para problemas especiales, en suelos naturales con alto contenido de finos y con flujo de alto gradiente, incluso esporádicos que impliquen riesgo de rápida colmatación, el drenaje debe diseñarse aplicando los siguientes criterios:

- 1) Retención del suelo natural aguas arriba del geotextil : $AOS < 2.5 \cdot D_{85}$
- 2) Piping :
 - a) Suelos finos plásticos con $D_{85} < 60\mu\text{m}$ y $D_{10} < 2\mu\text{m}$: $AOS < 200\mu\text{m}$
 - b) Suelos finos no plásticos con $D_{40} < 60\mu\text{m}$: $AOS < 6D_{60}$
 - c) Suelos gruesos con finos no plásticos $D_{40} > 60\mu\text{m}$: $AOS < 5D_{10} \cdot \sqrt{CU}$
 - d) Suelos con granulometría discontinua : hacer corte simple bajo malla #200 y aplicar b) o c) según corresponda.
 - e) Prevención de la contaminación del relleno granular : $AOS < 18D_{50}/CU$
- 3) Permittividad:
 - a) Geotextiles con espesor $\leq 2\text{ mm}$: $\Psi \cdot t \geq 10k$
 - b) Geotextiles con espesor $> 2\text{ mm}$: $\Psi \cdot t \geq 100k$

Dónde: D_{XX} : Abertura correspondiente al XX% que pasa
 CU : Coeficiente de uniformidad del suelo (D_{60}/D_{10})
 AOS : Apparent Opening Size (tamaño aparente de poros)
 k : Permeabilidad del suelo (cm/s)
 Ψ : Permittividad del geotextil (1/s)
 t : Espesor del geotextil (cm)

Nota 1: Se considera situación de bajo gradiente hidráulico cuando el cálculo de la red de flujo en régimen permanente en la situación con geotextil indica una pérdida de carga entre los 25 mm y 50 mm, aguas arriba del geotextil, menor o igual a 25 mm ($i \leq 1$). Sobre este gradiente no se recomienda usar geotextiles calandrados.

Los geotextiles tejidos mono-filamento y los no tejidos-agujados son efectivos hasta un gradiente hidráulico de 75 mm ($i \leq 3$), cuando el material retenido entre 4 μm y 63 μm es menor a 23%.

No se puede usar geotextiles tejidos con cinta plana en aplicaciones de drenaje.

Los subdrenes se utilizan principalmente en los siguientes casos:

- a) Longitudinalmente, al pie de los taludes de corte que vierten hacia la carretera, para interceptar filtraciones.
- b) Longitudinalmente en un terraplén, ubicado en el lado desde donde fluye el agua subterránea.
- c) Longitudinalmente bajo la subbase de la carretera para sanear el área.
- d) Transversalmente en las transiciones de corte a terraplén, para sanear la subbase y evitar la saturación de la superficie de contacto entre el terraplén y el terreno natural.
- e) Formando parte de un sistema con drenes transversales y longitudinales, o dispuestos como una espina de pescado, a fin de sanear en general la faja del camino.

3.706.102(3) Manta Drenante. Consiste en la colocación de un geocompuesto drenante en disposición planar, ubicado directamente sobre la subrasante terminada del camino. La manta deberá quedar conectada hidráulicamente a subdrenes longitudinales para evacuar las aguas captadas.

3.706.102(4) Zanjas de Drenaje. Son normalmente zanjas de sección trapecial, con taludes generalmente en la razón 1:1, cuya profundidad depende de la posición de la napa que se desea drenar o interceptar. La zanja excavada, incluidos los taludes, se rellena con una capa de material de alta permeabilidad y se alinea en forma paralela al eje de la carretera.

3.706.102(5) Sondajes Horizontales. Consisten en tubos metálicos de 50 mm de diámetro, dispuestos en el acuífero. Este sistema se puede considerar como una variación del sistema de drenes horizontales o de zanjas de drenaje, pudiendo ser una alternativa conveniente cuando la profundidad del acuífero excede los límites económicos y prácticos para excavar zanjas abiertas.

Se instalan en taludes de cortes y terraplenes a fin de drenarlos y evitar deslizamientos debidos a la saturación del terreno. Alivian la presión hidrostática del suelo.

3.706.102(6) Drenes de Pavimento. Consisten en zanjas rellenas con material granular permeable y rodeadas de un filtro de geotextil, que llevan inserta una tubería y que se construyen al borde de los pavimentos de hormigón, con el fin de interceptar y eliminar de la sección estructural las aguas que se infiltran a través de la superficie del camino.

3.706.2 CÁLCULO HIDRÁULICO

Los métodos de cálculo hidráulico, que se incluyen a continuación, son aplicables primordialmente a subdrenes y a zanjas de drenaje y no incluyen los pozos ni los sondajes, los que se presentan muy eventualmente. El diseño hidráulico del drenaje incluye la determinación del caudal por evacuar, el cálculo del espaciamiento entre ellos y la definición del diámetro y pendiente de los tubos.

3.706.201 Criterios de Diseño. El diámetro mínimo de los tubos será de 150 mm para longitudes iguales o menores que 150 m. Este diámetro es suficiente para la mayor parte de los suelos. Si la longitud del subdrén lateral o colector es superior a 150 m, el diámetro mínimo será de 200 mm. En el caso de drenes dispuestos en forma de espina de pescado, el diámetro mínimo será de 50 mm.

Los elementos de drenaje subterráneo funcionan normalmente con escurrimiento a superficie libre y pueden entregar sus aguas al sistema de drenes superficiales sólo si no trabajan a presión. Las entregas deben disponerse a distancias no superiores a 300 m. La pendiente recomendada para los tubos es 0,005. Si esta pendiente no puede conseguirse, se tomarán como valores mínimos 0,002 para los laterales y 0,0025 para los drenes colectores.

La profundidad del drenaje depende de la permeabilidad, profundidad del nivel freático, conductividad hidráulica y depresión requerida en la napa. La Tabla 3.706.201.A entrega algunas recomendaciones generales para la profundidad de instalación y espaciamiento de subdrenes en distintos tipos de suelos.

TABLA 3.706.201.A
RECOMENDACIONES PARA EL ESPACIAMIENTO DE SUBDRENES

Tipo Suelo (USCS)	Composición del Suelo			Espaciamiento (m) para Profundidades indicadas (m)			
	% Arena	% Limo	% Arcilla	1,00	1,25	1,50	1,75
SP, SW	80-100	0-20	0-20	35-45	45-60	-	-
SM	50-80	0-50	0-20	15-30	30-45	-	-
ML	30-50	30-50	0-20	9-18	12-24	15-30	18-36
ML-MH, CL	20-50	20-50	20-30	6-12	8-15	9-18	12-24
SM-SC, SC	50-70	0-20	30-50	4-9	6-12	8-15	9-18
MH	0-20	50-70	30-50	3-8	4-9	6-12	8-15
CL-CH, CH	0-50	0-50	30-100	máx.4	máx.6	máx.8	máx.12

Fuente: Adaptado del California Highway Manual (2006).

3.706.202 Estimación de Caudales. En condiciones de flujo permanente, el caudal de agua que debe eliminar un dren está esencialmente determinado por la recarga de la napa subterránea, ya que otros volúmenes que inicialmente pueden encontrarse sobre el nivel de equilibrio, serán eliminados por el dren en un tiempo relativamente corto y constituyen por lo tanto un efecto transiente.

La recarga de la napa depende de la precipitación, no siendo sin embargo, igual a ella, pues influyen otros factores tales como los que se indican a continuación:

- Existen pérdidas por interceptación en las zonas cubiertas por vegetación y en las áreas impermeables.
- Ocurren pérdidas por infiltración hacia acuíferos más profundos.
- Se presentan afloramientos de agua subterránea proveniente de otros estratos permeables.
- Parte de la lluvia escurre superficialmente y no contribuye a la recarga del agua subterránea.
- Se producen en todo instante pérdidas por evaporación de agua desde las zonas de almacenamiento superficial, o bien, evapotranspiración de la humedad en el suelo.
- Se produce una disminución de la velocidad o tasa de infiltración en el tiempo con lo cual disminuye también la contribución de la lluvia al agua subterránea.
- Existe asimismo, una variación importante de los factores anteriores en el espacio y en el tiempo.

En resumen, la determinación del caudal de recarga de la napa, implica un complejo balance hidrológico, imposible de realizar si no se cuenta con información detallada para efectuarlo. Por ello, en general, se procede por métodos que estiman la recarga por procedimientos indirectos. En algunos casos, es posible determinar el caudal de diseño del sistema de drenaje (recarga) mediante mediciones de caudal en sistemas similares en operación. En otros, se supone que la recarga es una proporción de la lluvia caída durante un período crítico, proporción que fluctúa entre 60% y 80%.

En este último caso, debe elegirse una precipitación de diseño que tome en cuenta tanto la probabilidad de ocurrencia como la duración. La duración de la lluvia debe ser lo suficientemente larga para que efectivamente contribuya al agua subterránea, y por otra parte, lo suficientemente corta para que constituya una situación crítica de diseño. Se recomienda utilizar la intensidad media diaria correspondiente a una tormenta con un período de retorno de 5 a 10 años. Este valor se determina realizando un análisis probabilístico con los valores de lluvia caída en los siete días consecutivos más lluviosos de cada año (sin que necesariamente lluevan los siete días). A la muestra así formada, utilizando todos los años de registros, se le aplican los procedimientos de análisis de frecuencia presentados en el Numeral 3.702.401. Una vez calculada la tormenta de siete días con el período de retorno deseado, se determina la intensidad media diaria que ella representa expresándola en mm/día.

3.706.203 Profundidad y Espaciamiento. Existen métodos para calcular el espaciamiento de los drenes que consideran la situación de flujo en régimen permanente y no permanente. Se recomienda utilizar la siguiente expresión para el espaciamiento, la cual supone régimen permanente (Ref. 1):

$$E^2 = \frac{4 \cdot k \cdot h}{l} \cdot (h + 2 \cdot d) - 8 \cdot (h + d)^2 \cdot \frac{h}{3 \cdot h + d} \quad (\text{ec. 3.706.203.1})$$

siendo,

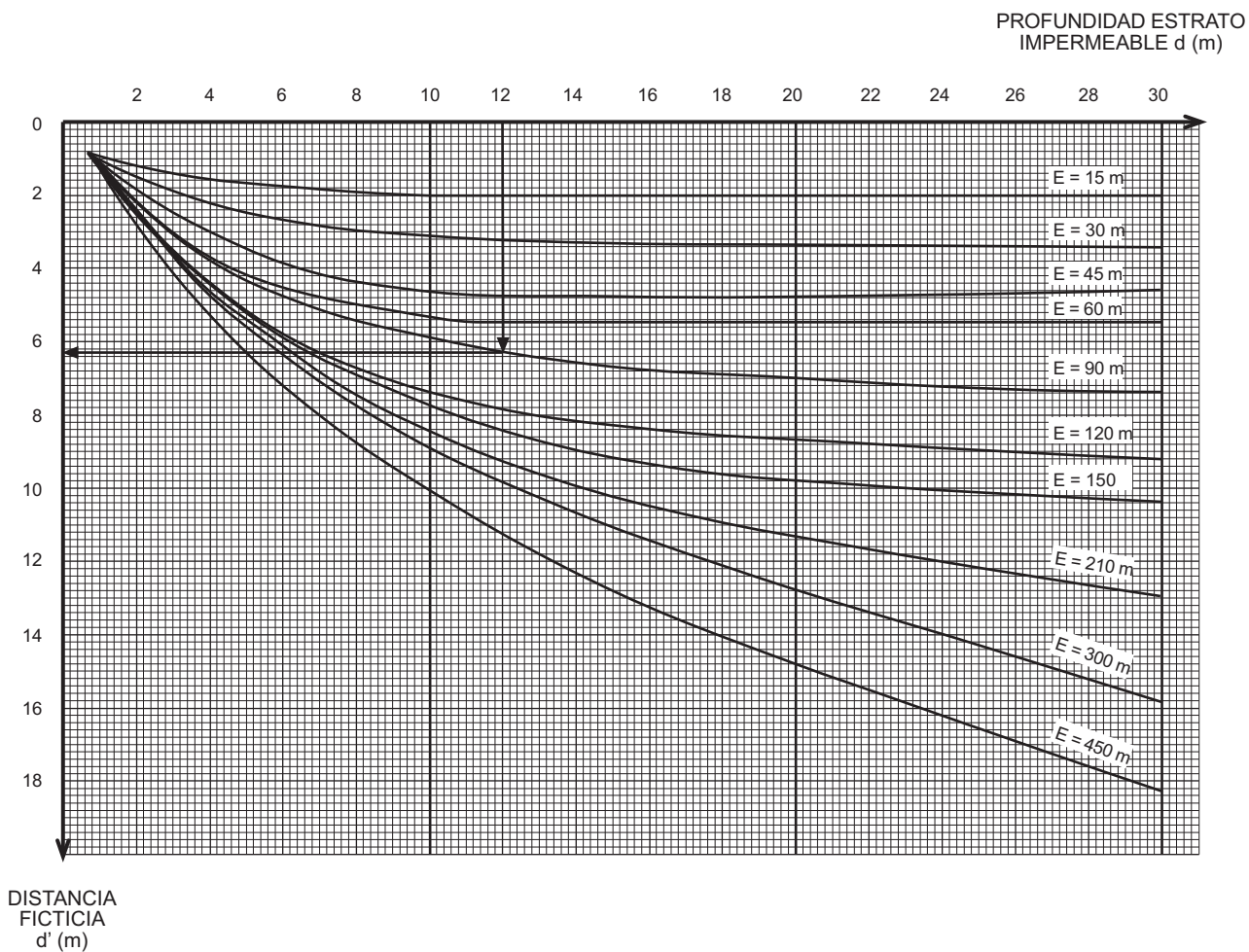
k = componente horizontal media de la conductividad hidráulica del terreno medida *in situ* o en laboratorio (mm/día).

h = altura máxima deseada para la napa entre 2 drenes consecutivos medida sobre el fondo de las zanjas donde van ubicados los drenes (m).

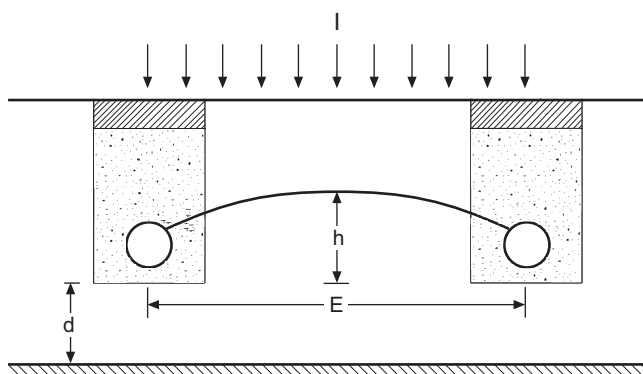
l = intensidad media diaria de la lluvia de diseño que define la recarga (mm/día).

E = espaciamiento de los drenes en m.

d = distancia en metros entre el estrato impermeable y el fondo de las zanjas de los drenes. Si la distancia d es mayor de 0,5 m debe calcularse una distancia ficticia d', reducida para tomar en cuenta la convergencia de las líneas de corriente del escurrimiento en la zona vecina a los drenes. Esta altura ficticia d' llamada de Hooghoudt, depende de la distancia real d, del espaciamiento de los drenes y del diámetro de ellos. Se incluye el gráfico de la Lámina 3.706.203.A que permite el cálculo de la distancia ficticia d' para drenes de 400 mm de diámetro. Dado que no existen mayores antecedentes experimentales para otros diámetros se recomienda el uso de este gráfico en los casos de subdrenes y zanjas de drenaje.



SECCION TIPICA SUBDRENES



I : intensidad media diaria de la lluvia de diseño que define la recarga (mm/día)

d : distancia en metros entre el estrato impermeable y el fondo de las zanjas de los drenes.

E : Espaciamiento de los drenes en m.

h : Altura máxima deseada para la napa entre 2 drenes consecutivos, medida sobre el fondo de las zanjas donde van ubicados los drenes.

La fórmula anterior supone condiciones de escurrimiento permanente, suelo homogéneo sobre un estrato impermeable, flujo de agua esencialmente horizontal, drenes igualmente espaciados a distancia E, gradiente hidráulico en cualquier punto igual a la pendiente de la superficie freática y considera válida la Ley de Darcy. Aun cuando, en estricto rigor estas hipótesis son difíciles de encontrar en un caso real, ellas dan una buena aproximación práctica.

El cálculo con la distancia ficticia d' implica una solución por aproximaciones sucesivas, dado que esta distancia es función del espaciamiento que se quiere determinar.

La conductividad hidráulica se determina mediante ensayos de laboratorio o pruebas de terreno. Los primeros se realizan con permeámetros de carga constante o variable en los cuales se coloca una muestra de suelo usualmente perturbada y por consiguiente no siempre son representativos de las condiciones reales.

También puede obtenerse la conductividad hidráulica con una simple prueba de terreno consistente en cavar un agujero en el suelo que sea más profundo que el nivel freático del terreno y permitir que se alcance un equilibrio entre el nivel del agua en la perforación y en el terreno. Luego se extrae rápidamente el agua del interior del sondaje y se registra el ascenso del agua en el agujero. La conductividad hidráulica se calcula mediante la expresión siguiente:

$$K = 523.000 \cdot \frac{a^2}{\Delta t} \cdot \log_{10} Y_0 / Y_1 \quad (\text{ec. 3.706.203.2})$$

siendo,

K = conductividad hidráulica en m/día.

a = radio de la perforación en metros.

Δt = tiempo transcurrido para que el nivel cambie de Y_0 a Y_1 en segundos.

Y_0 = profundidad inicial del nivel de agua en metros, medida desde la superficie.

Y_1 = profundidad final del nivel de agua en metros.

Esta expresión supone que la napa no se deprime alrededor del sondaje al bombear el agua en su interior, condición que se satisface en los primeros momentos luego de bombeada el agua, pero no se cumple si esta operación se repite varias veces. Otra suposición es que el flujo de agua es horizontal a través del manto del sondaje y vertical a través de su fondo. Aun cuando esta prueba entrega una estimación puntual, su ejecución es simple y puede realizarse en varios lugares para obtener valores representativos de la conductividad.

El rango usual de valores de conductividad hidráulica para distintos tipos de suelos se indican en la Tabla 3.706.203.A:

TABLA 3.706.203.A
VALORES DE CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA

Tipo de Suelo (USCS)	Conductividad hidráulica (cm/h)
SP, SW	11,78
SM	1,09
ML	0,34
ML-MH, CL	0,10
SM-SC, SC	0,06
MH	0,05
CL-CH, CH	0,03

3.706.204 Cálculo de Diámetros. El cálculo de los diámetros de los drenes se realiza utilizando la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad adecuado al material de los tubos (Tabla 3.705.1.A). En todo caso, deben respetarse las recomendaciones de diámetros mínimos, para asegurar un funcionamiento adecuado del sistema, siendo en general estos valores superiores a los necesarios desde el punto de vista hidráulico.

3.706.3 CONDICIONES DE INSTALACION DE SUBDRENES

3.706.301 Materiales Los materiales usuales para construcción de subdrenes incluyen material granular permeable, filtros de geotextil, geocompuestos, arena limpia o material arcilloso, tubos de plástico rígido o corrugado, tubos de cemento comprimido, tubos metálicos corrugados, u otros materiales sintéticos o de cerámica, debiendo ser los tubos perforados, ranurados o porosos.

3.706.302 Vida Útil. La vida de diseño de las instalaciones debe ser compatible con la carretera, debiendo cumplir con las recomendaciones que aquí se indican. Los subdrenes bajo la calzada deben tener la misma vida de servicio exigida para las alcantarillas. Los subdrenes ubicados fuera de la calzada, se deben diseñar para una vida útil de 25 años. La vida de servicio de los tubos metálicos se determinará tomando en cuenta el pH y resistividad del medio y las características del agua a drenar.

3.706.303 Instalación. Las zanjas requeridas para la construcción de subdrenes, serán de paramentos verticales si las condiciones del terreno lo permiten, estando su profundidad definida por los requerimientos del sistema de drenaje. Las láminas sobre drenaje subterráneo incluidas en la Sección 4.107 del Volumen N° 4 "Planos de Obras Tipo" del Manual de Carreteras, muestran la disposición de los materiales y las dimensiones generales que deben tener estos dispositivos.

El relleno de las zanjas necesita precauciones especiales y tiene gran importancia pues de ello depende el funcionamiento de los subdrenes. La disposición del material granular permeable, del geotextil filtrante o del geocompuesto drenante, y el uso de arena limpia o de material arcilloso en la parte superior, dependen del tipo y de la ubicación del subdrén a construir.

Los geotextiles y geocompuestos deben resistir las sollicitaciones de construcción y deben cumplir ciertos requisitos para impedir el arrastre de finos del suelo que pueden obstruir las perforaciones o ranuras de los tubos, o bien penetrar al interior de los tubos.

Los requisitos de los materiales y los procedimientos de trabajo para la construcción de subdrenes se indican en la Sección 5.604 del Volumen N° 5 "Especificaciones Técnicas Generales de Construcción" del Manual de Carreteras. El Proyectista debe analizar y estipular los aspectos propios de cada Proyecto, en las especificaciones especiales de la obra.

3.706.304 Registros. En caso de necesidad se dispondrán registros a intervalos regulares a fin de controlar el buen funcionamiento del drenaje. La distancia entre registros no será superior a 150 m. El registro puede consistir en un tubo vertical que alcance el nivel del terreno, provisto de una tapa, y con un diámetro al menos igual al diámetro de la tubería de conducción del subdrén, con un mínimo de 150 mm. Además, se deberá instalar un registro terminal en el extremo más alto de la tubería de conducción del subdrén, formado por un tubo a 45° que alcance la superficie del suelo, con tapa. Deberán disponerse también, registros en todos los cambios de alineación de la tubería de drenaje. El Proyecto definirá la necesidad de estos elementos.

SECCIÓN 3.707 PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE HIDRÁULICA Y MECÁNICA FLUVIAL

En esta Sección se describen los procedimientos y técnicas que resultan apropiados para el desarrollo de estudios de hidráulica y mecánica fluvial en cauces naturales. Ello incluye la identificación y caracterización de la información básica necesaria para el cálculo hidráulico y la estimación de las tasas de arrastre de sedimentos y de la profundidad de socavación en cauces naturales, y la descripción de los correspondientes procedimientos o métodos de cálculo.

El fundamento conceptual general de estos procedimientos o métodos, en cuanto a terminología, definiciones y conceptos básicos se encuentra desarrollado en el Volumen N° 2, Sección 2.403, Tópico 2.403.7.

3.707.1 INFORMACIÓN BÁSICA

Se entregan a continuación recomendaciones para la ejecución de los levantamientos topográficos en cauces naturales destinados a definir su geometría hidráulica, así como para realizar el muestreo, análisis y caracterización granulométrica de los sedimentos constitutivos del lecho. Ambos aspectos están vinculados a la determinación de las características propias del escurrimiento en cauces naturales y a la cuantificación del transporte de sedimentos y de los procesos mecánico-fluviales relacionados.

Se dan asimismo, recomendaciones para la utilización de los antecedentes hidrológicos requeridos en el cálculo de las condiciones hidráulicas del cauce natural y se señalan los criterios que permiten seleccionar el caudal representativo a emplear (caudales medios o máximos) y el período de retorno asociado, según el objetivo del estudio a realizar.

Se incluyen también recomendaciones para la aplicación de los métodos y criterios para la estimación de las rugosidades del lecho, necesarias para la determinación de las pérdidas de carga y en definitiva para el cálculo de las condiciones del escurrimiento.

Por último, se establecen recomendaciones respecto de la necesidad y forma de realizar catastros de obras existentes en un cauce natural, tales como bocatomas, puentes, defensas, etc., que pudieran ser de interés para el desarrollo de estudios integrales de un sistema fluvial.

3.707.101 Topografía del Cauce y Zonas Adyacentes. Las especificaciones necesarias para realizar un levantamiento topográfico en un cauce dependen de los objetivos del estudio que se esté realizando, pudiendo tener como finalidad determinar niveles máximos de agua y velocidades medias y locales de la corriente, estimar posibles socavaciones en estructuras existentes, proyectar hidráulicamente puentes y obras fluviales, etc.

Para realizar el cálculo de los niveles de escurrimiento en un tramo de un cauce, se requiere usualmente hacer un levantamiento topográfico del tramo involucrado, el cual consiste en la toma de perfiles transversales espaciados en 1 a 1,5 veces el ancho del cauce activo de modo que sea posible representar tramos más o menos homogéneos. Estos perfiles deben incluir los bordes de riberas, el cauce actual seco o bajo agua y en general, cualquier otro elemento de relevancia para el estudio hidráulico. En la definición del tramo a levantar y de las distancias entre perfiles a adoptar, se debe tener presente que desde un punto de vista hidráulico se persigue, en general, representar un canal prismático donde sea aplicable la teoría del escurrimiento unidimensional en canales abiertos.

En el caso de existir puentes u otras singularidades naturales tales como estrechamientos y ensanches bruscos, éstos deben ser representados mediante la toma de perfiles transversales más densificados (un mayor número de perfiles y más cercanos entre sí), tanto en la zona de aproximación del flujo a la singularidad como en el inicio y el término del estrechamiento o ensanche y en la zona de aguas abajo a éste.

Teniendo presente la forma irregular que habitualmente presenta la sección transversal de un cauce natural, el número de puntos a levantar en cada perfil será variable pero debe ser el adecuado para representar la sección con sus riberas o puntos altos e irregularidades del lecho, como islas, sectores de

socavación y embanque, etc., para lo cual puede ser necesario realizar batimetrías dependiendo de la época del año y del tipo de régimen del cauce.

La longitud del perfil transversal del cauce es también variable, pudiendo ir de unos pocos metros o decenas de metros en el caso de cauces menores y esteros, hasta varios cientos de metros en cauces importantes, y además abarcar más de un brazo o subcauce.

Si el objetivo del estudio es determinar las áreas de inundación asociadas a las crecidas, los perfiles transversales se deben extender de tal manera de cubrir la zona que históricamente ha sido afectada por las crecidas.

Para los cauces o canales, en donde existen compuertas o estructuras destinadas a la captación, entrega o medición del caudal conducido, debe procederse de la misma forma descrita antes, agregando el levantamiento monográfico de la estructura, el cual debe estar ligado al sistema de coordenadas de los perfiles transversales. Ello con el fin de poder analizar el comportamiento hidráulico de la estructura para distintas situaciones.

Como complemento al levantamiento de perfiles transversales, se debe realizar el levantamiento del perfil longitudinal del fondo del cauce y del nivel o pelo de agua existente en el momento del levantamiento. Esto último tiene la finalidad de determinar la pendiente media del tramo aprovechando que los quiebres locales de pendiente quedan suavizados por el pelo de agua, así como la de analizar los posibles cambios a lo largo del cauce, lo cual puede incluso traducirse en cambios de régimen hidráulico.

Las coordenadas de los perfiles pueden ser locales o referirse a algún sistema de referencia altimétrico y planimétrico como por ejemplo el sistema de coordenadas UTM para un Datum especificado. En cada sector donde se realice este tipo de levantamiento se deben monumentar como mínimo 2 PR's para el posterior replanteo de los perfiles y de las obras proyectadas.

3.707.102 Granulometría de los Sedimentos Movilizados por las Aguas. El análisis granulométrico de una muestra de sedimento de un lecho fluvial activo (con sedimento susceptible de ser transportado por las aguas) consiste básicamente en la determinación de la curva granulométrica integral, es decir, de la distribución de frecuencias acumuladas de los tamaños de las partículas constitutivas de dicho lecho.

Existen diversos métodos posibles de emplear, los cuales dependen de las características del material y de los objetivos del análisis. Cuando el sedimento es relativamente fino y uniforme (arenas), el análisis granulométrico es el estándar. Sin embargo, cuando el sedimento es grueso y de granulometría bien graduada este análisis se complica. En general puede decirse que existen tres grupos de métodos: aplicables a sedimentos gruesos ($D > 1/2''$), aplicables a sedimentos inferiores a $1/2''$ y aplicables a sedimentos finos pertenecientes al rango de las arenas finas, limos y arcillas. En el caso que los tamaños abarquen todo el rango anterior, situación usual en lechos con sedimentos gruesos bien graduados, las curvas granulométricas parciales deben integrarse para obtener una curva granulométrica global o integral representativa de todo el espectro de tamaños.

Uno de los problemas que presenta la determinación de la curva granulométrica de materiales gruesos y particularmente cuando éstos son bien graduados, es la obtención de muestras representativas del sedimento del lecho que puede ser movilizado por las aguas y la definición del tamaño de las partículas representativo de las diferentes fracciones granulométricas. Para esto se han desarrollado métodos sistemáticos de muestreo y de medición de tamaños, confiables y prácticos, con resultados que son reproducibles en alto grado.

3.707.102(1) Muestreo. Pueden emplearse métodos alternativos cuya elección depende de las características del sedimento a muestrear y de los fines que persiga el análisis granulométrico a efectuar.

3.707.102(1) a) Muestreo de la Superficie del Lecho. Si el interés se centra en definir las características granulométricas de la capa superficial del material, por ejemplo para la determinación de la rugosidad granular del lecho cuando éste es grueso, uniforme o graduado, se recomienda operar eligiendo una superficie o área de muestreo que a juicio del observador sea representativa de las características generales del lecho que se desea estudiar. Seguidamente se extrae una muestra desde dicha "área de

control" para determinar a partir de ella la curva granulométrica, eligiendo las partículas en los vértices de una malla ficticia o real, trazada sobre el área de control.

Para caracterizar las partículas de gran tamaño, se emplean sus dimensiones triaxiales individuales o bien, su promedio (geométrico o aritmético) o una de ellas, por ejemplo, la dimensión triaxial intermedia.

3.707.102(1) b) Muestreo en Profundidad. Si interesan las características del sedimento depositado o transportado por el escurrimiento, el muestreo debe hacerse en profundidad excavando pozos o calicatas de donde se extraerán muestras para el análisis granulométrico. La excavación debe realizarse en un lugar que se considere representativo del lecho activo a estudiar. Cuando el material es grueso y bien graduado, el muestreo debe realizarse en capas, normalmente con espesores no inferiores a 30 a 50 cm, y en no menos de 4 capas si las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permiten.

3.707.102(2) Curva Granulométrica. Existen dos formas de llevar a cabo el análisis granulométrico de material de tamaño intermedio ($D \leq 1/2''$); mediante tamizado mecánico y a través de métodos de sedimentación o hidrométricos. Estos últimos son aplicables sólo al rango de arenas finas y material más fino, vale decir, a partículas inferiores a 2 mm.

El método de tamizado consiste en determinar la distribución de tamaños haciendo pasar la muestra a través de un conjunto ordenado de tamices graduados y determinando a continuación el peso retenido o que pasa por cada tamiz.

Este tipo de análisis se encuentra normalizado y existen en el mercado varias series de tamices, siendo las más conocidas en nuestro medio la serie Tyler y la serie Americana (ASTM). La diferencia básica entre ambas series es la designación o método de identificación de los tamices. La serie Tyler utiliza como base la malla N°200 cuya abertura es 0,074 mm (0,0029"). Esta elección es totalmente arbitraria y nace del hecho que en su tiempo la oficina de normas de EE.UU. (US Bureau of Standards) había normalizado esa abertura para el cemento.

Cuando el material del lecho es grueso y bien graduado, y por lo tanto la distribución granulométrica incluye también fracciones de $D > 1/2''$, se procede realizando el análisis granulométrico in situ para los sedimentos de tamaño superior a 6 a 8 mm aproximadamente, y en laboratorio para los sedimentos de tamaño menor. El tamizado en terreno debe efectuarse usando mallas con aberturas adecuadas como para lograr una buena caracterización de todo el espectro de tamaños de la fracción gruesa del material. Antecedentes adicionales para el caso de material de con tamaños superiores a 8 mm se indican en el Numeral 2.503.304 del MC-V2.

A partir de los datos obtenidos se elaboran curvas granulométricas integradas por capas (empleando conjuntamente el análisis in situ y el de laboratorio) y también puede interesar elaborar una curva integral del lecho muestreado en profundidad en todas las capas de la calicata.

Con las curvas granulométricas, integrada y por capas, es posible identificar el grado de acorazamiento que posee un lecho constituido por sedimento grueso bien graduado, mediante la comparación de las curvas granulométricas de la capa superficial y de las más profundas.

La determinación de curvas granulométricas de finos, es decir, de materiales de diámetro inferior a 0,062 mm (que pasan la malla 250), se efectúa empleando sólo los llamados métodos de sedimentación o hidrométricos en los cuales se asocia el tamaño de las partículas con su velocidad de sedimentación. Entre estos métodos se encuentran el método de la pipeta, el método del tubo de extracción de fondo y el método del hidrómetro o densímetro.

3.707.102(3) Parámetros Granulométricos. En ocasiones, la distribución de tamaños de los sedimentos naturales tiende a parecerse a una distribución logarítmica normal por lo que al graficarla en un papel log-prob se obtiene una curva de escasa curvatura, asemejable a una recta. A veces conviene emplear esta representación, en especial, cuando se desea hacer un análisis comparativo de dispersiones granulométricas.

A partir de las distribuciones encontradas se obtiene en forma sencilla una serie de parámetros granulométricos que son fundamentales en la cuantificación de los fenómenos de transporte de sedimentos. Se puede elegir como tamaño representativo de la distribución cualquier D_i , en que el i (%) indica el porcentaje en peso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .

Los diámetros más usados en la práctica son:

- D_{50} (mediana de la distribución) que muchos autores consideran representativo de toda la distribución.
- D_{65} , D_{75} , D_{84} , D_{90} o D_{95} que normalmente se utilizan para describir la fracción gruesa de la distribución la cual se vincula con la rugosidad de la superficie granular acorazada.
- D_{35} que a veces se utiliza para caracterizar ciertos fenómenos asociados al arrastre de material por el fondo como es el caso de la formación de ondas sedimentarias en lechos finos.
- $\sigma_G = \sqrt{D_{84} / D_{16}}$ que es la desviación estándar geométrica de la distribución cuando ésta es logarítmica normal.

En ocasiones se utiliza el diámetro medio de la distribución obtenido de:

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100} \quad (\text{ec. 3.707.102(3).1})$$

en que Δp_i es el porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo cuya marca de clase es D_i , para $i=1..n$ intervalos.

3.707.103 Caudales Medios y Máximos y Períodos de Retorno. Los antecedentes hidrológicos necesarios para realizar el diseño de una obra que puede ubicarse tanto en el lecho como en las riberas de un cauce, dependen del objetivo de dicha obra. Por ejemplo, para obras viales de cruce como un puente u obras de defensa de riberas necesarias para proteger poblados u obras, se debe realizar un estudio hidrológico destinado a determinar los caudales en condiciones de crecida. Para esto, se utilizan estadísticas de caudales máximos instantáneos, donde exista esta información, o caudales de crecida sintetizados a partir de métodos aplicables a cuencas que poseen sólo información pluviométrica. Estos últimos métodos se denominan métodos indirectos o métodos precipitación-escorrentía; actualmente están disponibles en diversos softwares comerciales que facilitan significativamente su empleo.

Los caudales máximos anuales dan origen a series a partir de las cuales se definen curvas de frecuencias. De esta manera se determinan caudales de crecida asociados a períodos de retorno específicos, relacionados a un determinado riesgo de falla y a una vida útil de la obra. En el Tópico 3.702.2 se entregan valores para el riesgo de falla determinados en función del período de retorno de la crecida y de la vida útil de la obra, y los períodos de retorno utilizados en nuestro país para distintos tipos de obra.

En el caso que sea necesario realizar estimaciones de gastos sólidos destinados a fines distintos de los de una caracterización mecánico fluvial durante crecidas, como por ejemplo para el diseño de obras de retención de sedimentos en cauces o faenas de extracción de áridos, puede ser aconsejable considerar series de caudales medios diarios que permitan describir de una manera más adecuada el régimen de escurrimiento normal, esto es, incluyendo condiciones de escurrimiento no sólo máximas sino también medias y mínimas.

Generalmente, las series de caudales medios diarios se ordenan y sistematizan mediante una curva de duración general de este tipo de caudal. A partir de dicha curva se sintetizan curvas de duración general del gasto sólido.

3.707.104 Coeficiente de Rugosidad o n de Manning. Para realizar un estudio hidráulico y mecánico fluvial se deben conocer, además de las características de la geometría hidráulica del tramo en estudio (secciones de escurrimiento, pendiente de fondo y parámetros geométricos de cada sección tales como área, perímetro mojado y radio hidráulico), el coeficiente de rugosidad o n de Manning de la sección o del tramo en estudio.

Respecto del coeficiente de rugosidad, puede decirse que no existe un método exacto o único para determinarlo y que, en general, se requiere de experiencia para hacer estimaciones, muchas veces apoyadas también en tablas y/o antecedentes específicos de que se disponga. Es inusual contar con información hidráulica que permita deducir directamente coeficientes de rugosidad de un cauce.

Para canales naturales considerados de lecho fijo (canales no aluviales), existen numerosos factores que pueden condicionar la elección de un valor determinado del coeficiente de rugosidad como los indicados en la Tabla 3.707.104.A propuestos por Ven Te Chow, lo cual puede hacer bastante subjetiva su estimación. Para minimizar esta dificultad en los canales naturales, se puede emplear el método de Cowan según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad n se realiza como sigue:

$$n = m(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (\text{ec. 3.707.104.1})$$

donde:

- n_0 = rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.
- n_1 = rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.
- n_2 = rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.
- n_3 = rugosidad adicional equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce
- n_4 = rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación
- m = factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros

En la Tabla 3.707.104.B se incluyen los valores de los parámetros que intervienen en la fórmula de Cowan.

En cauces naturales o canales constituidos por lechos pedregosos, donde el sedimento es caracterizable por un diámetro medio o representativo, se recomienda utilizar la ecuación de Strickler para estimar n_0 , si el régimen es hidrodinámicamente rugoso:

$$n_0 = 0,038D^{1/6} \quad (\text{ec. 3.707.104.2})$$

donde D es el diámetro representativo de la rugosidad superficial y se expresa en metros (m).

En cauces naturales pedregosos, este diámetro representativo de la rugosidad se asimila al diámetro D_{65} , D_{90} o D_{95} dependiendo de la tendencia al acorazamiento del lecho. En particular, cuando los sedimentos son de granulometría gruesa y extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D_{90} o D_{95} obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

Cuando el sedimento es fino (arenoso) y el lecho es móvil (cauce aluvial), la rugosidad superficial constituye una de las dos componentes de la resistencia al escurrimiento o de la pérdida de carga. En efecto, la rugosidad de un lecho aluvial requiere considerar una "rugosidad adicional" producto de la presencia de ondas sedimentarias, lo que conduce a la definición de un coeficiente de Manning global, el cual resulta ser función tanto de las características del escurrimiento como del sedimento. Las relaciones hidráulicas o de pérdida de carga para cauces aluviales se analizan en el Numeral 3.707.202.

Cuando las secciones del escurrimiento no presentan una rugosidad homogénea, la rugosidad global o rugosidad compuesta de la sección varía con la altura de agua, lo que se debe a que a distintas profundidades intervienen zonas de la sección con diferentes rugosidades. Este es el caso de los cursos naturales donde el lecho está constituido de un cierto tipo de material y las márgenes por otro, usualmente con presencia de vegetación en las zonas de inundación.

Para aplicar las leyes de resistencia hidráulica o de pérdida de carga, en los casos de secciones con rugosidad no homogénea, se precisa diferenciar el lecho de las márgenes o subsecciones de distinta rugosidad.

Existen métodos alternativos para evaluar la rugosidad compuesta de una sección con rugosidad no homogénea, como se describe más adelante.

TABLA 3.707.104.A
VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD O N DE MANNING
CAUCES NATURALES

TIPO DE CANAL		MINIMO	MEDIO	MAXIMO
Cursos Menores (Ancho Superficial < 30 m)				
a)	De Llanuras o Planicies (Baja Pendiente)			
	Limpios, rectos, a capacidad plena sin vados o charcas profundas	0,025	0,030	0,033
	Idem, con más piedras y malezas	0,033	0,035	0,040
	Limpio, con curvas, algunas pozas y bancos de arena	0,035	0,040	0,045
	Idem, con algo de maleza y piedras	0,040	0,045	0,050
	Idem, a niveles bajos y secciones y pendientes irregulares	0,045	0,048	0,055
	Idem anterior pero más pedregosa	0,050	0,050	0,060
	Tramos descuidados con maleza, pozas profundas	0,075	0,070	0,080
	Tramos con mucha maleza, pozas profundas o cauces de crecida con árboles y arbustos		0,100	0,150
b)	De Montaña (Alta Pendiente), sin vegetación en el canal, riberas usualmente empinadas, árboles y arbustos sumergidos a lo largo de las riberas			
	Fondo: grava, ripio y pocos bolones	0,030	0,040	0,050
	Fondo: ripio y grandes bolones	0,040	0,050	0,070
Planicies de Inundación				
a)	Pastizales, sin Matorrales			
	Pasto pequeño	0,025	0,030	0,035
	Pasto alto	0,030	0,035	0,050
b)	Areas Cultivadas			
	Sin cosechas	0,020	0,030	0,040
	Cultivos crecidos, plantación en surcos	0,025	0,035	0,045
	Cultivos crecidos, plantación a campo traviesa	0,030	0,040	0,050
c)	Matorrales			
	Matorrales dispersos, grandes malezas	0,035	0,050	0,070
	Pocos matorrales y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
	Pocos matorrales y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080
	Mediana a gran cantidad de matorrales, en invierno	0,045	0,070	0,110
	Mediana a gran cantidad de matorrales, en verano	0,070	0,100	0,160
d)	Arboles			
	Sauces densos, en verano, rectos	0,110	0,150	0,200
	Tierra despejada con postes o troncos de árboles, sin brotes	0,030	0,040	0,050
	Idem, con gran cantidad de brotes o ramas	0,050	0,060	0,080
	Troncos o postes, pocos árboles caídos, pequeños cultivos, nivel de crecida bajo las ramas	0,080	0,100	0,120
	Idem, pero el nivel de crecida alcanza las ramas	0,100	0,120	0,160
Cursos Mayores (Ancho Superficial >30 m). El valor de n es menor que para el caso de corrientes menores similares, ya que las riberas ofrecen menos resistencia efectiva				
a)	Sección Regular sin Rocas o Matorrales	0,025		0,060
b)	Secciones Irregulares y Rugosas	0,035		0,100

TABLA 3.707.104.B
ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE MANNING SEGUN METODO DE COWAN

CONDICIONES DEL CANAL		VALOR	
Material del Lecho	Tierra	n ₀	0,020
	Roca Cortada		0,025
	Grava Fina		0,024
	Grava Gruesa		0,028
Grado de Irregularidad Perímetro Mojado	Despreciable	n ₁	0,000
	Leve		0,005
	Moderado		0,010
	Alto		0,020
Variaciones de las Secciones	Graduales	n ₂	0,000
	Alternándose Ocasionalmente		0,005
	Alternándose Frecuentemente		0,010 – 0,015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Despreciable	n ₃	0,000
	Leve		0,010 – 0,015
	Apreciable		0,020 – 0,030
	Alto		0,040 – 0,060
Densidad de Vegetación	Baja	n ₄	0,005 – 0,010
	Media		0,010 – 0,025
	Alta		0,025 – 0,050
	Muy Alta		0,050 – 0,100
Sinuosidad y Frecuencia de Meandros	Leve	m	1,000
	Apreciable		1,150
	Alto		1,300

3.707.105 Coeficiente de Rugosidad Compuesta. Se incluyen a continuación fórmulas que permiten realizar estimaciones de la rugosidad compuesta en secciones de rugosidad no-homogénea. Estas fórmulas deben emplearse teniendo en cuenta que constituyen herramientas para el diseño hidráulico, desarrolladas a partir de modelos aproximados de un fenómeno complejo como es el de disipación de energía, no cabalmente comprendido ni descrito en sus detalles. Por lo mismo, algunas de las fórmulas entregarán resultados más cercanos a la realidad en tanto otras, lo harán en forma más aproximada.

3.707.105(1) Método de Einstein y Banks. Einstein y Banks demostraron mediante experimentos especiales que las fuerzas que actúan sobre diversos sistemas disipadores de energía (superficies de distintas rugosidades) pueden superponerse linealmente. Esto es equivalente a reconocer que estos sistemas son independientes entre sí y por lo tanto que no interactúan. Al superponer las fuerzas de rozamiento asociadas con cada superficie, se demuestra que el área total de la sección es separable en subáreas donde se manifiesta la influencia de cada superficie. Si adicionalmente se supone que para cada subárea es válida la ecuación de Manning y que la velocidad media en la sección es uniforme, se demuestra que el coeficiente de rugosidad global generado por m subsistemas, cada uno con su propia rugosidad, está dado por la expresión:

$$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m (n_i^{3/2} \chi_i)}{\chi} \right\}^{2/3} \quad (\text{ec. 3.707.105(1).1})$$

En esta fórmula n_c es el coeficiente de rugosidad global o compuesto de la sección, n_i es el coeficiente de rugosidad asociado a la subárea i cuyo perímetro mojado es χ_i , para $i = 1, 2 \dots m$ subáreas y χ representa el perímetro mojado de la sección total.

Este método tiene la ventaja que no requiere hacer una división explícita de la sección de escurrimiento, sino solamente identificar las superficies de distintas rugosidades.

3.707.105(2) Fórmula de Lotter. En lugar de las áreas de escurrimiento, en el método o fórmula de Lotter se suman los caudales asociados con cada subsistema friccional, lo cual conduce a una expresión distinta para calcular el coeficiente de rugosidad compuesto:

$$n_c = \frac{\chi R^{5/3}}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{\chi_i R_i^{5/3}}{n_i} \right)} \quad (\text{ec. 3.707.105(2).1})$$

donde R_i y R representan respectivamente, el radio hidráulico de la subárea i y de toda la sección. Nuevamente aquí $i = 1, 2 \dots m$ subáreas.

3.707.105(3) Fórmula de Colebach

$$n_c = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^m (\Omega_i n_i^{3/2})}{\Omega} \right\}^{2/3} \quad (\text{ec. 3.707.105(3).1})$$

donde Ω_i y Ω representan la sección de escurrimiento de la subárea i ($i = 1, 2 \dots m$) y de la sección total, respectivamente.

3.707.105(4) Fórmula del Distrito de Los Angeles, EEUU

$$n_c = \frac{\sum_{i=1}^m (\Omega_i n_i)}{\Omega} \quad (\text{ec. 3.707.105(4).1})$$

En las fórmulas anteriores, en las cuales interviene el área o sección de escurrimiento Ω_i y el radio hidráulico R_i , es preciso hacer una asignación arbitraria de las áreas de influencia. En el caso de secciones regulares se recomienda bisectar los ángulos de los vértices donde se produce el cambio de rugosidad. Por ejemplo, en un canal rectangular el límite de las subsecciones del lecho y paredes sería la bisectriz que parte del vértice de fondo hacia la superficie libre. En secciones naturales se puede adoptar como divisoria de las subsecciones, las líneas verticales trazadas a partir de los puntos de cambio de rugosidad.

3.707.106 Catastro de Obras Existentes en el Cauce y Otra Información

3.707.106(1) Catastros. Antes de realizar el diseño definitivo de una obra que puede afectar el escurrimiento en un cauce, conviene conocer todas las estructuras existentes en él que pudieran afectar o determinar el diseño. Esto, con el fin de verificar que la obra proyectada no provoque alteraciones en el funcionamiento de las obras ubicadas en el área influenciada hidráulicamente por la obra, o bien que la presencia de obras existentes no influya sobre la operación de la nueva obra.

En general, las obras que existen con mayor frecuencia en un cauce son bocatomas, descargas de alcantarillado y aguas lluvias, defensas fluviales longitudinales y transversales, puentes, pasarelas y cruces de tuberías.

Se debe tener en cuenta que en nuestro país no se realizan catastros en forma sistemática, y que por lo tanto la información existente es escasa y parcializada, o bien, los catastros existentes pueden ser antiguos y poco actualizados.

En el caso de bocatomas, la Dirección General de Aguas, actualiza los catastros de bocatomas existentes en cauces naturales con cierta periodicidad. Por su parte, la Dirección de Vialidad cuenta con alguna información acerca de obras de defensa y puentes existentes, disponiéndose en algunos casos de fichas descriptivas de cada uno, en donde se detallan tanto aspectos estructurales como del estado de conservación de dichas obras. La Dirección de Obras Hidráulicas también dispone de alguna información sobre obras de mayor importancia existentes en algunos cauces naturales.

La etapa de recopilación de información representa la primera etapa dentro de un catastro, ya que toda información reunida debe ser verificada y apoyada con un detallado recorrido de terreno.

Con el fin de lograr un manejo adecuado y fácil de la información recabada, tanto en los catastros como en terreno, se recomienda confeccionar fichas que contengan la información necesaria para el proyecto. Por ejemplo, en el caso de una defensa, dicha ficha puede incluir su ubicación geográfica, geometría (croquis), material, año de construcción, etc.

3.707.106(2) Otra Información. Adicional a los catastros puede ser necesario conocer ciertas características locales o específicas del curso, sean éstas áreas inundables, puntos críticos de inundación, frecuencia de inundación, puntos críticos de erosión y sedimentación, o cualquier otra información necesaria para llevar a cabo los estudios fluviales. El objeto principal de esta información es formarse una visión completa del tramo en estudio, ya sea para ubicar obras nuevas o para proteger obras existentes.

Dicha información puede ser obtenida en municipalidades, intendencias, autoridades locales, juntas de vecinos, propietarios ribereños, prensa local, etc.

3.707.2 METODOS DE CALCULO HIDRAULICO FLUVIAL

A continuación se describen los distintos métodos posibles de emplear para desarrollar el cálculo de las condiciones y comportamiento hidráulico en un cauce natural. Estos métodos se separan en métodos unidimensionales en lecho fijo y en métodos unidimensionales en lecho móvil (para cauces aluviales). Como complemento de esta presentación se describen someramente también, los métodos del cálculo bidimensional para condiciones de lecho fijo.

3.707.201 Métodos Unidimensionales de Lecho Fijo. En el caso de régimen permanente (invariante en el tiempo) con lecho fijo, las ecuaciones de Saint-Venant se reducen a la ecuación clásica del eje hidráulico, la cual permite determinar la variación a lo largo del cauce del nivel o altura de escurrimiento y de la correspondiente velocidad media en la sección, para un caudal y una condición de borde dada. Dicha condición se especifica en la sección extrema de aguas arriba o de aguas abajo del tramo de cauce analizado, dependiendo de si el régimen es supercrítico (torrente) o subcrítico (río), respectivamente.

Un software actualmente muy utilizado para calcular ejes hidráulicos en cauces naturales que aplica un modelo como el previamente descrito, corresponde al HEC-2, desarrollado originalmente por el Corp of Engineers de Estados Unidos, cuya versión actual se denomina HEC-RAS.

En el caso de flujo transitorio (variable en el tiempo) con lecho fijo, las ecuaciones de Saint-Venant permiten realizar el rastreo de crecidas a lo largo de un tramo de cauce en estudio. Estas ecuaciones denominadas también de onda dinámica, suelen simplificarse generando distintos tipos de modelos: los llamados de onda no inercial, que se obtienen de desprestigiar los términos inerciales (que son los advectivos que le dan el carácter no lineal a la ecuación de cantidad de movimiento), y los llamados de onda cinemática, que se obtienen de suponer flujo cuasi-uniforme en todo punto del canal para cada instante de tiempo. Los modelos simplificados son más fáciles de resolver numéricamente, pero también son menos precisos. En general, los modelos de onda cinemática predicen que una onda de crecida se traslada sin atenuación a lo largo de un tramo de río, lo cual puede suponerse aceptable en tramos cortos o en ciertos casos en que la pendiente del flujo domina sobre los efectos inerciales y de los gradientes de presión, que tienden a dispersar y a atenuar la onda de crecida. En caso de que sea importante predecir la atenuación de dicha onda en tramos de río suficientemente largos, se deben utilizar los modelos de onda dinámica completos.

Para la resolución de las distintas versiones de las ecuaciones de Saint-Venant en régimen transitorio se usan principalmente métodos numéricos como el de diferencias finitas o de volúmenes finitos, aplicados sobre las ecuaciones diferenciales parciales directamente, o aplicando el llamado método de las características para convertir las ecuaciones a derivadas parciales en ecuaciones diferenciales ordinarias. Las mayores dificultades en la solución numérica de las ecuaciones consisten en resolver la formación de ondas de frente vertical que aparecen en algunos problemas en los que los términos advectivos (no-lineales) de las ecuaciones tienden a dominar sobre los términos disipativos o friccionales.

En el caso de régimen permanente, los métodos para determinar tanto el eje hidráulico como las condiciones asociadas en un cauce natural, se basan en una serie de suposiciones que hacen posible la utilización de ecuaciones simples de resolver mediante la implementación de programas computacionales. Existen tres tipos de métodos dependiendo del régimen espacial de escurrimiento al cual se apliquen: régimen uniforme, régimen cuasi-uniforme y régimen gradualmente variado.

3.707.201(1) Régimen de Escurrimiento Uniforme o Normal. Para calcular el eje hidráulico de un escurrimiento normal en un curso natural, donde en general las secciones de escurrimiento son compuestas, se supone aplicable la ecuación de Manning tanto globalmente como por subsecciones. Además, en los límites de separación de las subsecciones se acepta que no existen gradientes transversales de velocidad, o que si los hay, son despreciables y por lo tanto, no existen tampoco esfuerzos de corte o éstos no son significativos a lo largo de estos límites.

En la determinación de la curva de descarga normal (caudal en función del nivel o altura del agua en la sección), se pueden seguir varios caminos alternativos; todos ellos conducen en general a distintos resultados y por lo tanto a cierto nivel de cálculo, resulta necesario tomar decisiones para aceptar o rechazar los resultados obtenidos, adoptando criterios basados en la experiencia y en el tipo de aplicación que pretenda darse a estos resultados.

3.707.201(1) a) Método del Coeficiente de Rugosidad Compuesta. Cuando es posible estimar coeficientes de rugosidad compuesta, el cálculo del caudal en función de la profundidad de agua o de los niveles de la superficie libre es directo. En efecto, conocidas las variables geométricas de la sección en función de los niveles de agua en ella, basta con aplicar directamente la fórmula de Manning para obtener el caudal correspondiente:

$$Q = \frac{\sqrt{i}}{n_c} \Omega R^{2/3}$$

Aquí, n_c representa el coeficiente de rugosidad compuesta, Ω el área de la sección compuesta, y R el respectivo radio hidráulico. La pendiente del lecho i es también conocida y dado que se trata de un régimen uniforme, es igual a la pendiente del plano de carga J . En esta expresión tanto el coeficiente de rugosidad como el área y radio hidráulico de la sección es función del nivel del agua, por lo cual a través de ella queda definida la curva de descarga de la sección.

3.707.201(1) b) Método de los Factores de Conducción Hidráulica. El método de cálculo basado en un coeficiente de rugosidad compuesto, puede dar resultados bastante imprecisos si las velocidades medias en las distintas subsecciones son muy diferentes. Esto ocurre cuando las rugosidades o las formas de las subsecciones son muy distintas unas de otras.

En estos casos se hace necesario tomar en cuenta la variación transversal de la velocidad y a veces introducir el coeficiente de Coriolis en el cálculo de ejes hidráulicos. Para este efecto la ecuación de Manning se reescribe dándole la forma:

$$Q = K \sqrt{i} \quad (\text{ec. 3.707.201(1).1})$$

$$K = \frac{\Omega R^{2/3}}{n} \quad (\text{ec. 3.707.201(1).2})$$

donde K se define como coeficiente o factor de conducción hidráulica de la sección, el cual toma en cuenta las características geométricas e hidráulicas de la sección solamente.

Para cada subsección se suponen aplicables cada una de las ecuaciones anteriores, por lo cual, el caudal total que escurre a través de la sección está dado por la suma de los caudales individuales de las m subsecciones:

$$Q = \left(\sum_{j=1}^m K_j \right) \sqrt{i} \quad (\text{ec. 3.707.201(1).3})$$

donde K_j corresponde al factor de conducción hidráulica de la subsección j ($j = 1, 2, \dots, m$ subsecciones) cuya área de escurrimiento es Ω_j , radio hidráulico R_j y rugosidad de Manning n_j :

$$K_j = \frac{\Omega_j R_j^{2/3}}{n_j} \quad (\text{ec. 3.707.201(1).4})$$

La aplicación de las ecuaciones inmediatamente precedentes es equivalente a utilizar el n compuesto de la fórmula de Lotter (ver Numeral 3.707.105(2)) y suponer la constancia de la pendiente del lecho en las subsecciones, con un valor igual al de la sección total e igual al de la pendiente del plano de carga del escurrimiento global. Esto, salvo excepciones, no significa mayores limitaciones; por el contrario, facilita bastante el cálculo de las velocidades medias de las subsecciones y el coeficiente de Coriolis de la sección.

El coeficiente de Coriolis se usa como factor de corrección en el término de altura de velocidad de la ecuación de Bernoulli cuando las velocidades no son uniformes. Se calcula de la ecuación general:

$$\alpha = \frac{\int_{\Omega} v^3 d\Omega}{V^3 \Omega} \quad (\text{ec. 3.707.201(1).5})$$

donde α es el coeficiente de Coriolis, v es la velocidad media de la sección elemental $d\Omega$ y V la velocidad media de la sección total Ω .

Si la ecuación anterior se discretiza en m subsecciones, el cálculo de α se puede realizar a partir de la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{j=1}^m \Omega_j \right)^2}{\left(\sum_{j=1}^m K_j \right)^3} \sum_{j=1}^m \left(\frac{K_j^3}{\Omega_j^2} \right) \quad (\text{ec. 3.707.201(1).6})$$

El coeficiente de Boussinesq que interviene como factor de corrección en la ecuación de cantidad de movimiento, es calculable de la misma forma que α .

La expresión general para este coeficiente es:

$$\beta = \frac{\int_{\Omega} v^2 d\Omega}{V^2 \Omega} \quad (\text{ec. 3.707.201(1).7})$$

Para las secciones compuestas la ecuación para el cálculo del coeficiente de Boussinesq se discretiza en m subsecciones, obteniéndose:

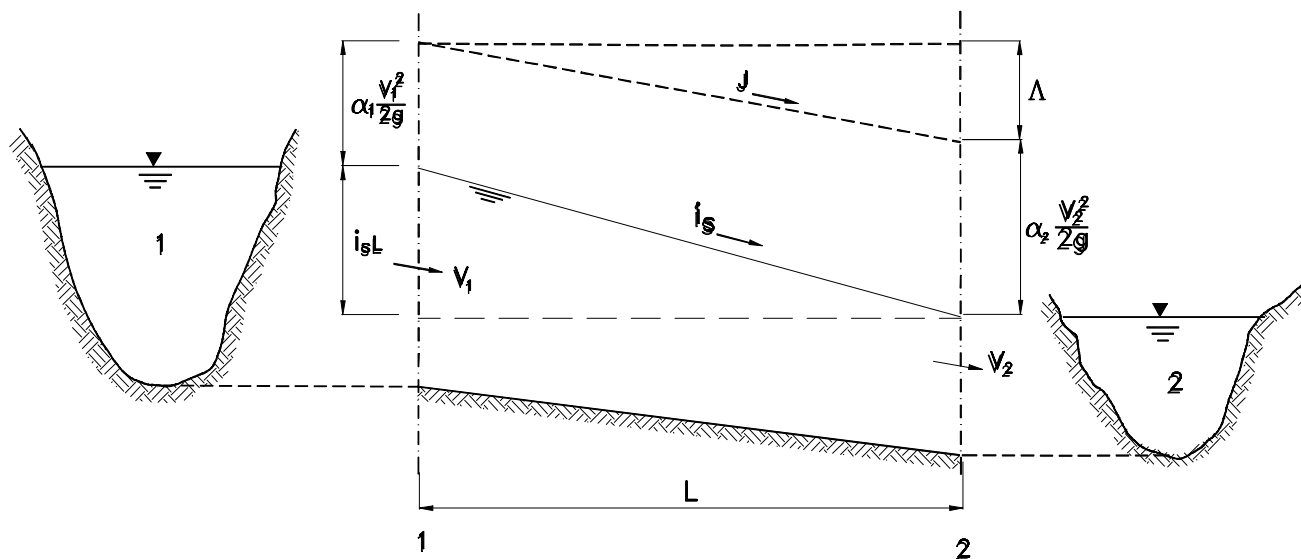
$$\beta = \frac{\sum_{j=1}^m \Omega_j}{\left(\sum_{j=1}^m K_j \right)^2} \sum_{j=1}^m \left(\frac{K_j^2}{\Omega_j} \right) \quad (\text{ec. 3.707.201(1).8})$$

El método de los factores de conducción hidráulica puede considerarse como un método mejorado del método de la rugosidad global, ya que levanta la restricción de la constancia de la velocidad media en las subsecciones. Sin embargo, sigue basándose en la suposición de que la pendiente es constante e igual en todas las subsecciones. Esto es equivalente a aceptar que el escurrimiento en cada subsección de flujo no se ve afectado por la presencia de las subsecciones adyacentes.

3.707.201(2) Régimen de Escurrimiento Cuasi – Uniforme. En canales no-prismáticos donde las secciones no cambian demasiado rápido de forma y tamaño (caso de algunos cursos naturales relativamente uniformes), se puede aceptar para el cálculo que el escurrimiento es levemente variado entre dos secciones consecutivas, es decir, que la pendiente del plano de carga no difiere significativamente de la pendiente del eje hidráulico o del fondo del cauce. Siempre existirá la posibilidad de elegir dos secciones suficientemente cercanas entre sí como para que el escurrimiento pueda ser considerado cuasi uniforme.

Para describir las ecuaciones se utilizará la nomenclatura definida en la Fig. 3.707.201.A

FIGURA 3.707.201.A
DEFINICIÓN DE VARIABLES EN LOS ESCURRIMIENTOS CUASI-UNIFORMES



De acuerdo a dicha figura, la pérdida de carga entre la Sección 1 de aguas arriba y la Sección 2 de aguas abajo, las cuales están separadas por una distancia L , está dada por:

$$\Lambda = i_s L + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{ec. 3.707.201(2).1})$$

Esta expresión es válida siempre que entre las secciones la pérdida sea únicamente friccional o por rozamiento, lo que ocurre en general cuando la Sección 1 es mayor, en cuanto a área, que la Sección 2 y el escurrimiento es convergente. Sin embargo, cuando el escurrimiento es divergente se produce una pérdida adicional (singular) por despegue o expansión del flujo desde la sección angosta (Sección 1) a la sección ancha (Sección 2). Esta pérdida puede suponerse proporcional a la diferencia de alturas de velocidad (aguas abajo menos aguas arriba) y agregarla a la ecuación anterior. De esta forma se cumple, en general, la siguiente ecuación de pérdida de carga unitaria o de pendiente de energía ($J = \Lambda / L$) en el tramo:

$$J = \frac{\Lambda}{L} = i_s + \frac{C}{L} \left(\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (\text{ec. 3.707.201(2).2})$$

donde $C=1,0$ si el flujo es convergente (Sección 1 \geq Sección 2) y $C= 0,5$ en caso de flujo es divergente (Sección 1 $<$ Sección 2).

Localmente, vale decir, en cada sección, el escurrimiento puede suponerse normal y por lo tanto, aplicable a cada una de ellas los métodos de cálculo del régimen uniforme. Las alturas de velocidad y los coeficientes de Coriolis y de Boussinesq se determinan a partir de las propiedades de cada sección.

Para calcular el caudal dado un nivel de agua en la Sección 1 y una pendiente i_s , es preciso proceder por tanteos porque en este caso se desconoce la pendiente J . Dicha pendiente es calculable de la ecuación anterior pero tiene la complejidad de depender de las velocidades y por lo tanto también del caudal que se desea determinar. Un primer valor para el tanteo del caudal puede obtenerse suponiendo $J = i_s$ y utilizando al mismo tiempo un promedio de los factores de conducción hidráulica, calculados con el nivel de agua en la Sección 1 conocido y un nivel en la Sección 2 calculado con este último y la pendiente de la superficie libre i_s . Se cumple en tal caso:

$$Q = K \sqrt{i_s}$$

$$K = \sqrt{K_1 K_2} \quad (\text{ec. 3.707.201(2).3})$$

Con el valor del caudal así calculado en una primera aproximación, se determinan las alturas de velocidad de las dos secciones y con ellas un nuevo valor de la pendiente del plano de carga J , usando la expresión correspondiente. Con este valor de J se calcula un nuevo valor de Q , con la expresión $Q = K\sqrt{J}$, y el procedimiento se repite hasta que la diferencia entre valores sucesivos de Q sea menor a un error prefijado.

Terminado el cálculo se habrá obtenido un caudal en función de los niveles de agua en la Sección 1 y en la Sección 2, determinados para un régimen cuasi-uniforme en el tramo. Si el cálculo se repite para distintos niveles se obtendrá una función que relaciona el caudal con dichos niveles, vale decir, una curva de descarga válida para régimen cuasi-uniforme.

3.707.201(3) Régimen de Escurrimiento Gradualmente Variado. El escurrimiento gradualmente variado a analizar aquí, se refiere al régimen permanente con paralelismo de filetes y distribución hidrostática de presiones.

El régimen gradualmente variado a lo largo de un canal se establece como una transición paulatina entre zonas de escurrimiento con distintas propiedades hidráulicas, originadas por distintos controles hidráulicos (un tipo especial de control lo determina la propia resistencia friccional de las paredes).

El desarrollo de la teoría clásica del régimen gradualmente variado se remonta al siglo XVIII y se basa en las siguientes hipótesis principales:

- La pérdida de carga por rozamiento es calculable a partir de las relaciones hidráulicas de flujo uniforme.
- La pendiente del canal es constante y pequeña, y por lo tanto, no es necesario introducir correcciones por ángulo ni considerar la incorporación de aire por ser despreciable.
- El canal es prismático.
- La distribución de velocidades a lo largo del canal es constante y por lo tanto, también lo es el coeficiente de Coriolis.
- El coeficiente de rugosidad a lo largo del canal es constante.

La ecuación diferencial del régimen gradualmente variado para canales que cumplen con las hipótesis arriba indicadas, se deriva por diferenciación de la ecuación de Bernoulli. Para canales prismáticos y secciones de escurrimiento de forma geométrica simple con Coeficiente de Coriolis $\alpha = 1$, se cumple:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - F^2} \quad (\text{ec. 3.707.201(3).1})$$

donde h representa la altura local del escurrimiento en la abscisa x a lo largo del cauce, i corresponde a la pendiente de fondo, J a la pendiente del plano de carga y F es el número de Froude.

En general, esta ecuación no es aplicable en forma directa a cursos naturales, ya que las hipótesis sobre las cuales se sustenta se hacen parcialmente inválidas. En efecto, en los cursos naturales tanto la pendiente del canal como la forma y dimensión de sus secciones, cambian punto a punto a lo largo del tramo. Además, por tratarse usualmente de secciones compuestas, el coeficiente de Coriolis es diferente de la unidad y variable a lo largo del tramo.

Para resolver el problema de ejes hidráulicos en cursos naturales puede emplearse el siguiente procedimiento consistente en trabajar directamente con la ecuación de Bernoulli verificando que al pasar de una Sección 1 de Bernoulli conocido (B_1), a otra Sección 2 de Bernoulli desconocido (B_2), se cumplan simultáneamente las siguientes ecuaciones:

$$B_2 = B_1 \pm \Lambda \quad (\text{ec. 3.707.201(3).2})$$

con:

$$B_1 = z_1 + \alpha_1 \frac{Q^2}{2g\Omega_1^2} \quad y \quad B_2 = z_2 + \alpha_2 \frac{Q^2}{2g\Omega_2^2} \quad (\text{ec. 3.707.201(3).3})$$

en que $\Lambda = J_m \Delta x$; el signo \pm de la ecuación de balance toma en cuenta la posibilidad de régimen subcrítico en el cual el cálculo se realiza desde aguas abajo hacia aguas arriba (signo +) y de régimen supercrítico en que se avanza desde aguas arriba hacia aguas abajo (signo -), ya que siempre el Bernoulli disminuye hacia aguas abajo; Δx representa el espaciamiento (siempre positivo) entre la Sección 1 y la Sección 2 o longitud del tramo; y J_m la pendiente media del plano de carga en el tramo:

$$J_m = (J_1 + J_2) / 2 \quad (\text{ec. 3.707.201(3).4})$$

Como puede advertirse, el procedimiento es iterativo, ya que debe conocerse de antemano un valor de z_2 para poder evaluar las variables (J_m , α_2 y Ω_2) y justamente z_2 es la incógnita del problema. Este tipo de método es el que actualmente está programado para PC's y disponible en programas sin costo en el mercado, como es el caso de algunas versiones del software HEC-RAS.

3.707.202 Métodos Unidimensionales de Lecho Móvil. En el caso de flujo unidimensional con lecho móvil, además de las ecuaciones de cantidad de movimiento y continuidad del flujo promediadas en la sección de escurrimiento, se debe incluir en el cálculo la ecuación de continuidad del sedimento movilizado desde el lecho, aplicada en la dirección longitudinal del flujo. Esta ecuación permite estimar la variación en el tiempo de la elevación del lecho a lo largo del cauce en estudio, resultando útil también para estudiar procesos de degradación o sedimentación en tramos específicos de cauces naturales. Esta ecuación requiere de una relación de cierre consistente en una ecuación o fórmula para el cálculo de gasto sólido de fondo.

Es usual que para el caso de una corriente a caudal constante, las ecuaciones del flujo y de continuidad del sedimento movilizado se resuelvan de forma desacoplada. Es decir, inicialmente se calculan las propiedades del escurrimiento para un perfil longitudinal del lecho dado (válido para un intervalo de tiempo) y luego estas mismas propiedades se usan para avanzar el cálculo de la deformación del lecho en el intervalo de tiempo establecido, en lugar de resolver simultáneamente la variación de las propiedades del flujo y la deformación del lecho. La solución desacoplada se basa en la hipótesis de un proceso mecánico-fluvial cuasi-estático, en el cual el tiempo en que la corriente se adapta a un perfil longitudinal del lecho es mucho menor que al que tarda el lecho en deformarse. La hipótesis cuasi-estática es aplicable a procesos de degradación o depositación relativamente lentos, pero no es aplicable a casos de erosión acelerada del lecho, como por ejemplo durante los primeros instantes de un proceso de socavación o en casos en que el desbalance del gasto sólido de fondo entre dos secciones del cauce sea significativo.

En aquellos casos en que el gasto sólido en suspensión es importante en el balance de masa que determina la variación temporal de la elevación del lecho, es necesario incorporar además una ecuación de conservación de este gasto sólido, lo cual requiere modelar los intercambios de masa entre el sedimento del lecho y el sedimento en suspensión proveniente del lecho.

En el caso que el sedimento del lecho tenga una distribución granulométrica extendida, y por lo tanto presente una tendencia al acorazamiento, puede ser necesario aplicar una ecuación de continuidad del sedimento que describa además los procesos de transferencia de masa al interior de las distintas capas y fracciones granulométricas que conforman el sedimento del lecho. En estos casos la variación de la elevación del lecho influencia las propiedades granulométricas de la coraza y del sustrato, lo cual a su vez afecta la resistencia hidráulica y las tasas de transporte de sedimento, y éstas a su vez afectan los cambios de elevación del lecho.

3.707.202(1) Factores que Condicionan la Resistencia al Escurrimiento en Cauces Aluviales. En un cauce con lecho móvil (cauce aluvial), la resistencia al escurrimiento es el resultado de la composición de diversos factores los cuales pueden agruparse en dos grandes categorías: factores de macroescala y factores de microescala.

Los factores de macroescala incluyen todas las irregularidades de mayor tamaño relativo que contribuyen globalmente a generar la pérdida de energía del escurrimiento. Los cursos naturales aún cuando sean relativamente rectos, son básicamente no prismáticos y sus secciones se ensanchan y angostan sucesivamente, presentan frecuentes curvas seguidas de tramos rectos, tienen secciones irregulares compuestas por varias subsecciones de geometría y rugosidades distintas, etc. Todo ello contribuye a la resistencia al escurrimiento en el sentido que pueden ser considerados factores de macroescala. Si los cauces son sinuosos con meandros o son formados por brazos múltiples y trenzados, tales singularidades constituyen también factores de macroescala determinantes en la resistencia al escurrimiento.

Los factores de microescala, por otro lado, se refieren a todos aquellos otros aspectos de la resistencia al flujo cuyo efecto se manifiesta en forma distribuida y relativamente uniforme a lo largo de todo el cauce. La pérdida de energía se produce en una forma semejante a la clásica pérdida por frotamiento en canales o ductos de contorno fijo. Los factores de microescala son los asociados con la rugosidad o macrorrugosidad de las partículas sólidas del lecho, con la macroaspereza de las ondas sedimentarias y con la vegetación que crece distribuida a lo largo de planicies de inundación o de riberas de cauces principales.

Las relaciones hidráulicas para escurrimientos con lechos móviles (cauces aluviales) se refieren en general a secciones o tramos cortos de un curso y por lo tanto, toman en cuenta principalmente el efecto de los factores de microescala. Este aspecto es indudablemente el de mayor interés en aplicaciones en ingeniería civil, ya que la mayoría de los problemas prácticos se refieren a obras cuyo diseño depende básicamente de las características locales del escurrimiento.

Se describen a continuación algunos métodos ilustrativos de los procedimientos empleados para definir las relaciones hidráulicas (relaciones de pérdida de carga) en canales con fondo móvil o canales aluviales, distinguiendo entre aquellos constituidos por sedimentos finos (arenosos) de aquellos otros en que el material es grueso y normalmente bien graduado, como sucede en los cauces cordilleranos. En la aplicación de estos métodos, u otros que pudieran considerarse más apropiados al caso de análisis, hay que tener presente que se trata de herramientas basadas en teorías e hipótesis que constituyen visiones más o menos simplificadas de la realidad. Por lo tanto, los resultados que se obtengan con ellas deberán ser utilizados con criterio y tratando de complementarlos con la experiencia del especialista.

3.707.202(2) Relaciones Hidráulicas en Cauces Aluviales Constituidos por Sedimento Fino. Estos métodos fueron desarrollados con el propósito de determinar la pérdida de carga en cauces aluviales arenosos, originadas por la superposición de las fuerzas de resistencia asociadas con la rugosidad granular del lecho y con la macroaspereza que originan las ondas sedimentarias generadas por la deformación que produce el flujo al movilizar el sedimento. La resistencia debida a la rugosidad granular es causada por el frotamiento entre el fluido y el lecho, y es de origen viscoso o turbulento, dependiendo de las características hidrodinámicas de la superficie. La resistencia asociada con las ondas sedimentarias, en tanto, se debe al despegue o separación del escurrimiento aguas abajo de la cresta de las ondas, de la misma forma que ocurre en una expansión brusca. El efecto del despegue periódico del flujo en un tren de ondas sedimentarias puede considerarse como una macroaspereza en términos comparativos con la rugosidad granular que generan las partículas sólidas.

3.707.202(2) a) Método de Einstein – Barbarossa. Según este método, la superposición de los efectos arriba señalados, equivale a dividir el radio hidráulico en dos componentes aditivas:

$$R = R' + R'' \quad (\text{ec. 3.707.202(2).1})$$

donde R es el radio hidráulico de la sección total, R' la parte asignable a la rugosidad granular y R'' la parte asociada con la macroaspereza de las ondas sedimentarias.

A partir de las relaciones hidráulicas de Keulegan definidas para canales de contorno fijo, en este método se vincula la velocidad media del flujo V con las propiedades hidrodinámicas de la pared y por lo tanto, con el radio hidráulico asociado a la rugosidad granular R' , aceptando que de este modo se cuantifica adecuadamente la pérdida de carga debido al frotamiento entre el agua y la superficie cuya rugosidad la generan las partículas sólidas del lecho.

De acuerdo con las relaciones de Keulegan se cumple la siguiente ecuación si la pared es hidrodinámicamente lisa:

$$\frac{V}{V_*'} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(3,7 \frac{V_*' k_s}{\nu} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).2})$$

en tanto que si la pared es hidrodinámicamente rugosa o en transición lisa a rugosa rige:

$$\frac{V}{V_*'} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(12 \frac{R' x}{k_s} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).3})$$

En estas relaciones se define la velocidad de fricción $V_*' = \sqrt{gR'J}$ y $k_s = D_{65}$ para el lecho arenoso. Aquí g es la aceleración de gravedad, J , la pendiente del plano de carga y D_{65} el diámetro asociado al 65% en peso que pasa de la curva granulométrica del material del lecho. El valor del parámetro x se obtiene de la Fig. 3.707.202.A en función de $\frac{k_s}{\delta'} = \frac{Re_*'}{11,6}$, donde $Re_*' = \frac{V_*' k_s}{\nu}$ y δ' es el espesor de la subcapa viscosa ($\delta' = 11,6 \frac{\nu}{V_*'}$).

Por otra parte, R'' se obtiene del gráfico de la Fig. 3.707.202.B donde aparecen respectivamente en abscisas y en ordenadas los parámetros:

$$\Psi' = (s-1) \frac{gD_{35}}{V_*'^2} \text{ y } \frac{V}{V_*''} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).4})$$

siendo $s = \rho_s / \rho$ (ρ_s = densidad sedimento; ρ = densidad agua), $V_*'' = \sqrt{gR''J}$. Para sedimento natural en agua se toma $s = 2,65$.

Una curva analítica que se ajusta a los datos experimentales que definen la curva de la Fig. 3.707.202.B es la dada por la función:

$$\operatorname{Ln} \left(\frac{V}{V_*''} \right) = -0,037 \left(\operatorname{Ln} \psi' \right)^3 + 0,28 \left(\operatorname{Ln} \psi' \right)^2 - 1,129 \operatorname{Ln} \psi' + 3,68 \quad (\text{ec. 3.707.202(2).5})$$

Para determinar la relación hidráulica con este método, se procede dándose un R' comprendido entre 0 y la altura media del escurrimiento, y calculando a continuación la velocidad de fricción V_*' y la velocidad media V , esta última empleando las relaciones de Keulegan. Al mismo tiempo, con el valor de R' se calcula ψ' de donde se determina a su vez V_*'' usando la curva o función de la Fig. 3.707.202.B, y por lo tanto, R'' . Dado que $R = R' + R''$ es una función del nivel de agua en la sección, y por otro lado, ese mismo nivel define un área de escurrimiento (Ω), entonces con el cálculo anterior se habrá determinado el caudal $Q = V\Omega$ en función de dicho nivel del agua, es decir, un punto de la curva de descarga. Si el cálculo se repite para distintos valores de R' , se obtiene punto a punto la curva de descarga en el rango de niveles de agua deseados.

FIGURA 3.707.202.A
FACTOR DE CORRECCION PARA PAREDES EN TRANSICION
HIDRODINAMICA DE LISA A RUGOSA. METODO DE EINSTEIN-BARBAROSSA

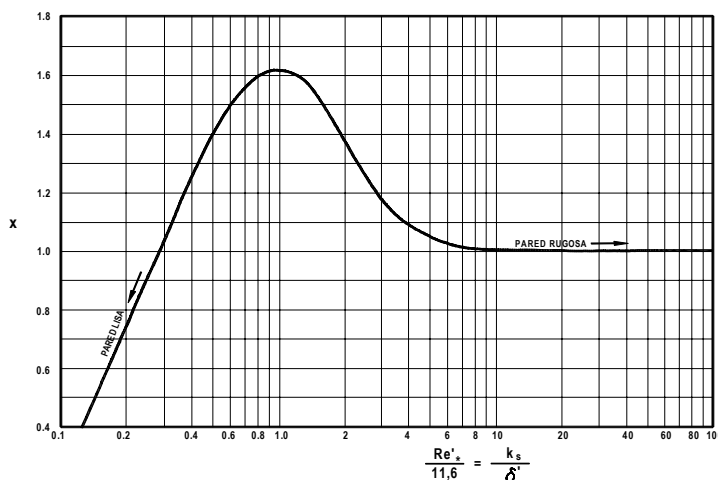
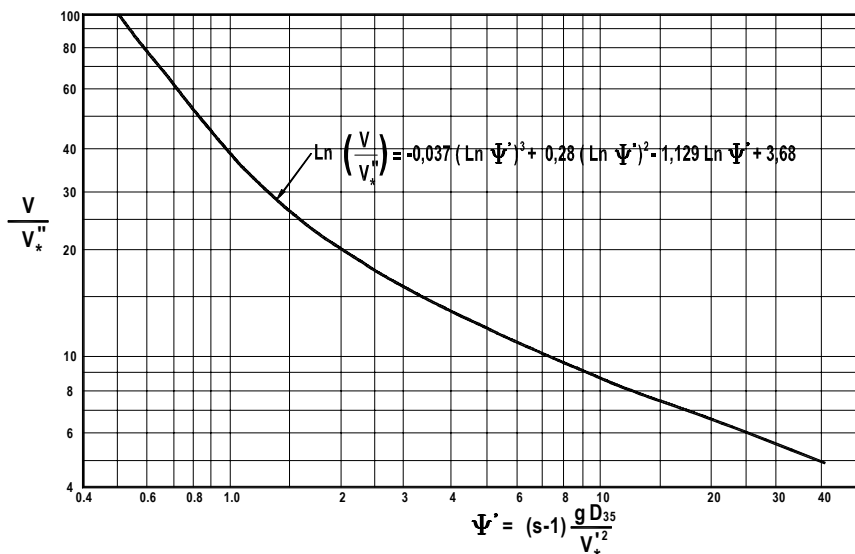


FIGURA 3.707.202.B

$\frac{V}{V_*''}$ COMO FUNCION DE ψ' PARA PERDIDA DE CARGA POR ONDAS SEDIMENTARIAS.

METODO DE EINSTEIN-BARBAROSSA



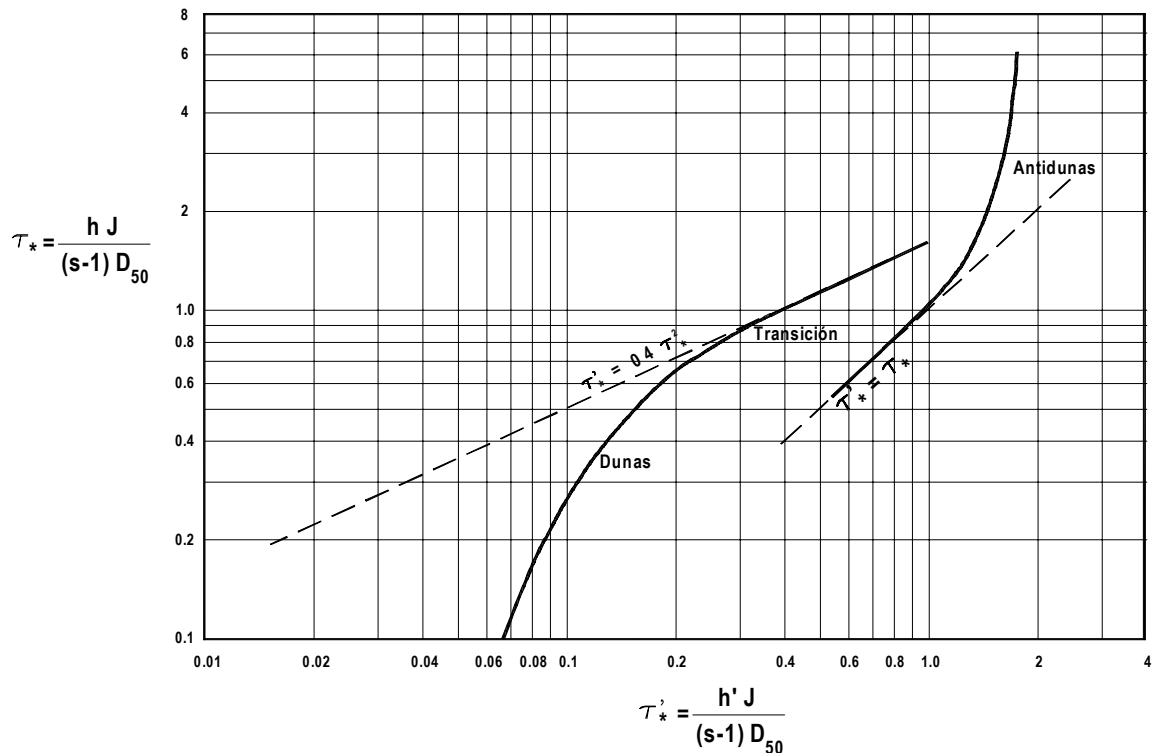
3.707.202(2) b) Método de Engelund. Este método se basa en consideraciones de semejanza dinámica y en la misma hipótesis de linealidad de los sistemas de resistencia del método de Einstein – Barbarossa. En efecto, se supone que la pérdida total de energía del escurrimiento es igual a la suma de las pérdidas de energía de cada subsistema, lo cual se expresa en términos de las pérdidas de carga unitarias, de tal manera que se cumple:

$$J = J' + J'' \quad (\text{ec. 3.707.202(2).6})$$

Donde J, J' y J'' son respectivamente, las pérdidas de carga unitarias (pendientes de energía) total, asociada a la rugosidad granular y asociada al despegue del flujo causado por la presencia de las ondas sedimentarias.

Según este método, existe además una relación entre el esfuerzo de corte total del lecho y el esfuerzo de corte asociado con la rugosidad granular que se expresa a través de la relación gráfica de la Fig. 3.707.202.C.

FIGURA 3.707.202.C
RELACIÓN $\tau_* = f(\tau'_*)$ DEL MÉTODO DE ENGELUND



Junto con lo anterior se demuestra que se cumple la siguiente relación:

$$\tau'_* = \frac{h' J}{(s-1) D_{50}} = \frac{h J'}{(s-1) D_{50}} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).7})$$

siendo h la altura media de escurrimiento en la sección, D_{50} el diámetro representativo del material del lecho (50% en peso que pasa de la curva granulométrica) y h' es una altura de escurrimiento equivalente, asociada a la pérdida de carga por rozamiento sobre la superficie granular del lecho. h' cumple con la ley logarítmica para superficies granulares hidrodinámicamente rugosas (tipo Keulegan) y se relaciona con la velocidad media V a través de:

$$\frac{V}{V_*'} = 2,5 \text{Ln} \left(\frac{11 h'}{2 D_{65}} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).8})$$

en que $V_*' = \sqrt{gh'J}$ y D_{65} el diámetro asociado al 65% en peso del material que pasa de la curva granulométrica.

Con las relaciones anteriores, el cálculo de la curva de descarga se efectúa una manera semejante a la descrita para el método de Einstein – Barbarossa, vale decir, dándose un valor de h' comprendido entre 0 y la altura máxima de la sección y calculando a partir de este valor la velocidad media V y el esfuerzo de corte asociado al rozamiento granular τ_*' , con lo cual se puede calcular el esfuerzo de corte total de la relación gráfica de la Fig. 3.707.202.C y por lo tanto con este último esfuerzo de corte, la altura h . En una sección de forma cualquiera, como ocurre en un cauce natural, h es la altura media y ella es función del nivel del agua. Repitiendo el cálculo para distintos valores de h' se obtiene punto a punto la relación hidráulica $Q = f(h)$.

determinar los factores de resistencia asociados a la pérdida de carga por rozamiento entre la superficie granular y el flujo (f') y la pérdida por despegue del flujo aguas abajo de las ondas sedimentarias (f''), cumpliéndose además: $f = f' + f''$. Las funciones empíricas que describen el comportamiento de cada componente del factor de resistencia son las que aparecen graficadas en las Figs. 3.707.202 D y 3.707.202 E:

$$f' = \varphi \left(\frac{V R_b}{\nu}, \frac{R_b}{D_{50}} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).9})$$

$$f'' = \phi \left(\frac{R_b}{D_{50}}, \frac{V}{(g D_{50})^{1/2}} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).10})$$

siendo: V la velocidad media, R_b el radio hidráulico asociado a la resistencia total del lecho (granular y por despegue aguas abajo de las ondas), ν la viscosidad cinemática, D_{50} el diámetro asociado al 50% en peso del material que pasa en la curva granulométrica, y g la aceleración de gravedad

Dado que las variables que intervienen en las funciones φ y ϕ son adimensionales, las unidades a emplear para cada una de las variables sólo tienen como restricción pertenecer a un sistema de unidades establecido y coherente; por ejemplo: sistema SI (m-kg-s).

Además de las relaciones gráficas anteriores se cumple por definición del factor de resistencia total del lecho, la siguiente ecuación que relaciona las variables V, f y R_b :

$$V = \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{g R_b J} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).11})$$

Con las relaciones gráficas y analíticas anteriores se determinan en forma simultánea por un procedimiento iterativo, la velocidad media V , el factor de resistencia f y el radio hidráulico R_b , conocidas las propiedades granulométricas del lecho (D_{50}), la pendiente del cauce (J) y las propiedades del agua y flujo (ν, g).

El procedimiento consiste en suponer un valor de R_b comprendido entre 0 y la altura máxima de escurrimiento, y luego tantear una velocidad media del flujo V , a partir de lo cual con los parámetros adimensionales y relaciones gráficas que corresponden, se obtienen los factores de resistencia f' , f'' y f . Con este último factor f se verifica que se cumpla la relación de cierre expresada por la última ecuación (V como función de f y R_b) y si eso no es así, se tantea un nuevo valor de la velocidad V y así sucesivamente. Terminado este ciclo de cálculo, se repite el proceso con otro par de valores R_b y V , con lo cual se va definiendo la relación hidráulica o curva de descarga punto a punto, de manera similar a los métodos de Einstein – Barbarossa y Engelund.

FIGURA 3.707.202.D
FUNCIÓN ϕ PARA CÁLCULO DE f'

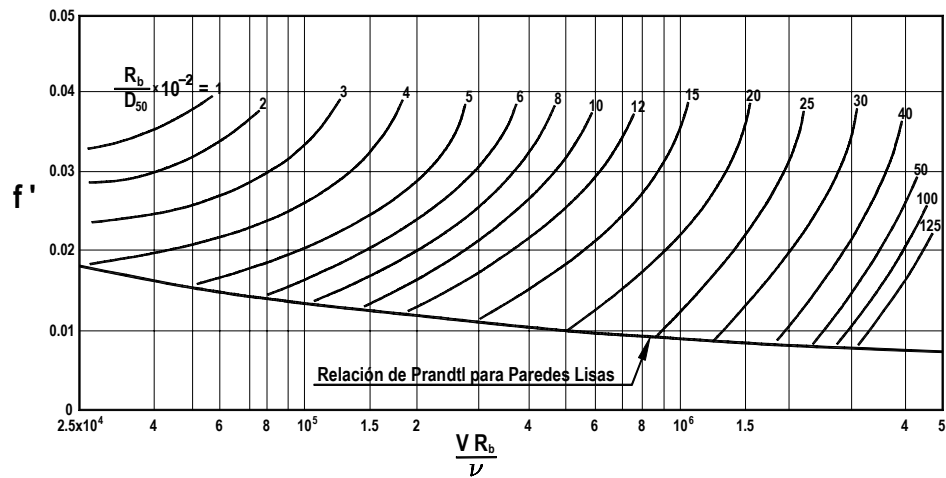
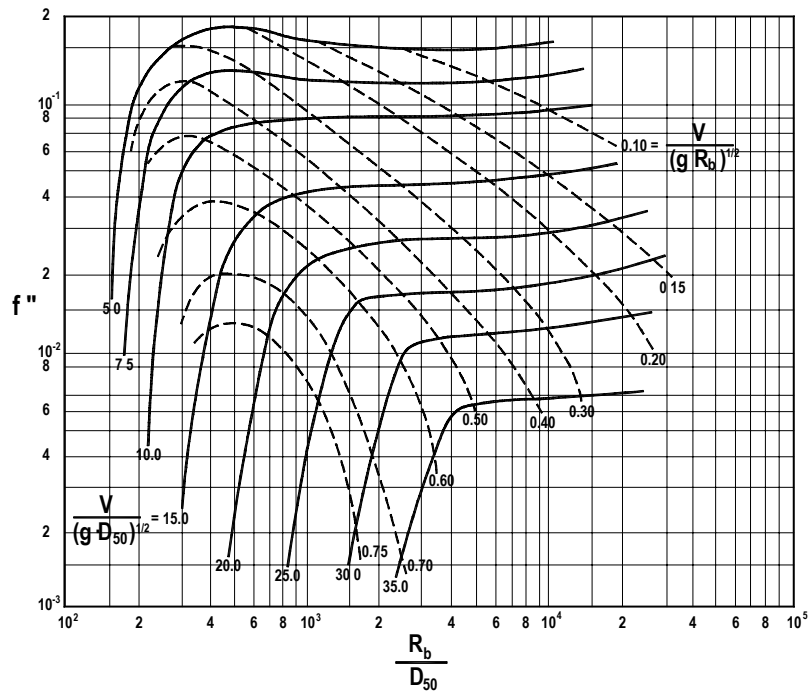


FIGURA 3.707.202.E
FUNCIÓN ϕ PARA CÁLCULO DE f''



3.707.202(2) c) Método de van Rijn. Este método ha sido desarrollado sobre la base de un banco de datos experimentales, al igual que el método de Engelund. El método permite determinar una relación hidráulica en función de parámetros de transporte de sedimentos y de la geometría de las ondas sedimentarias (altura y longitud de onda). Los siguientes son parámetros adimensionales básicos del método:

Diámetro adimensional de las partículas:

$$D_* = \left(\frac{(s-1)gD_{50}^3}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).12})$$

Esfuerzo de corte crítico adimensional (Shields):

$$\tau'_{*c} = \frac{V'^2_{*c}}{(s-1)gD_{50}} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).13})$$

La función de Shields $\tau'_{*c} = \tau'_{*c}(D_*)$ aparece graficada en la Fig. 3.707.202.F.

Ley de resistencia hidráulica para rugosidad granular (tipo Keulegan):

$$\frac{V}{V'_*} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(\frac{12R'}{3D_{90}} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).14})$$

$$V'_* = \sqrt{gR'i} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).15})$$

siendo i la pendiente media del cauce.

Exceso del esfuerzo de corte sobre la condición crítica de arrastre (adimensional):

$$T = \left\{ \left(\frac{V'_*}{V'_{*c}} \right)^2 - 1 \right\} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).16})$$

Altura adimensional de las ondas sedimentarias:

$$\frac{\eta}{h} = 0,11 \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{0,3} (1 - e^{-0,5T}) (25 - T) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).17})$$

Longitud adimensional de las ondas sedimentarias:

$$\frac{\lambda}{h} = 7,3 \quad (\text{ec. 3.707.202(2).18})$$

Rugosidad adimensional equivalente (por efecto de rugosidad granular y despegue detrás de las ondas):

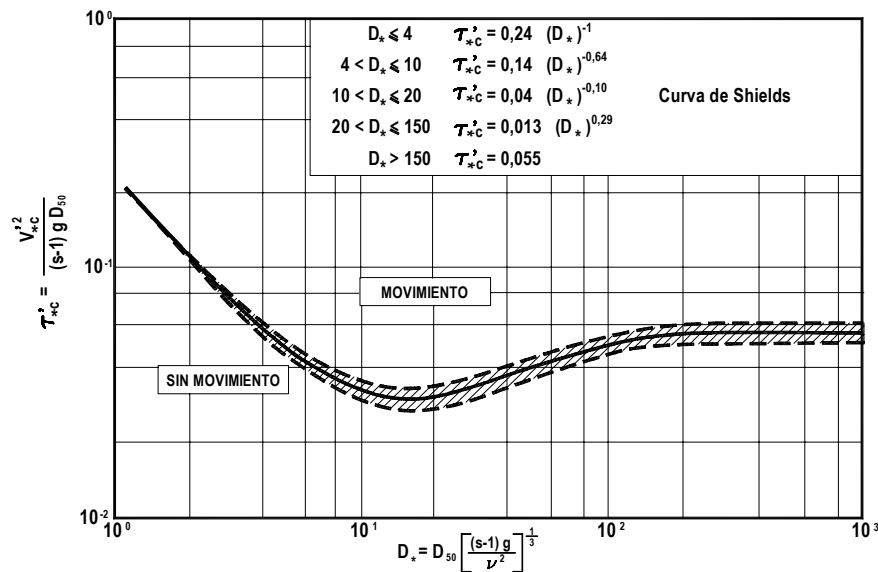
$$\frac{k_s}{h} = 3 \left(\frac{D_{90}}{h} \right) + 1,1 \left(\frac{\eta}{h} \right) (1 - e^{-25 \eta/\lambda}) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).19})$$

Ley de resistencia para la rugosidad total del lecho.

$$\frac{V}{V'_*} = 2,5 \operatorname{Ln} \left(\frac{12R_b}{k_s} \right) \quad (\text{ec. 3.707.202(2).20})$$

$$V'_* = \sqrt{g R_b i} \quad (\text{ec. 3.707.202(2).21})$$

FIGURA 3.707.202.F
FUNCIÓN DE SHIELDS MODIFICADA PARA D_*



Con las expresiones anteriores, el cálculo de la curva de descarga se puede realizar en las siguientes etapas: conocidos el diámetro D_{50} del material del lecho, la densidad relativa de los sólidos ($s = 2,65$) y la viscosidad del agua, se determina D_* con el cual se calcula τ_{*c}' empleando la Fig. 3.707.202.F. A partir de este último parámetro se calcula V_{*c}' y dándose un valor de R' (que no se itera), se calcula V_*' y V con la relación de Keulegan, conocido D_{90} . Realizado lo anterior se desarrolla el siguiente proceso iterativo. El cálculo se inicia suponiendo un valor de la altura media h (por ejemplo $h = R'$), con lo cual puede calcularse η y λ para determinar la rugosidad total equivalente k_s' . Con este último valor se está en condiciones de calcular R_b (radio hidráulico asociado a la resistencia del lecho, la cual incluye la resistencia granular y la resistencia por presencia de ondas sedimentarias) a partir de la ley de resistencia para la rugosidad total. R_b así calculado se puede asociar con el nivel del agua conocida la forma de la sección ($R_b = R$ que es radio hidráulico total de la sección despreciando los efectos de resistencia de las riberas), nivel que a su vez sirve para calcular la altura media h y verificar si ésta coincide con la supuesta originalmente ($h=R'$). Si no es así, ($h \neq R'$) se reemplaza por esta última y se repite este último proceso iterativo. Terminado este proceso iterativo, con el nivel de agua finalmente determinado se calcula Ω y por lo tanto es posible calcular $Q = V\Omega$, es decir, se tiene un punto de la curva de descarga, ya que previamente se ha determinado V .

3.707.202(2) e) Método de la Teoría del Régimen. La llamada Teoría del Régimen engloba la información recopilada durante largos años por ingenieros ingleses que tuvieron a su cargo el diseño y operación de canales de riego en Egipto, Pakistán e India mientras estos países fueron colonias del imperio británico.

De acuerdo con los datos reunidos, se concluyó que un curso natural o artificial alcanza una condición de equilibrio, denominada estado de régimen, que se caracteriza por lechos que no presentan en promedio ni socavación ni erosión durante un ciclo típico de operación (usualmente un año).

Las numerosas observaciones disponibles han sido reunidas en fórmulas empíricas que permiten predecir el ancho, la profundidad media y la pendiente de equilibrio del canal, en función del llamado caudal dominante o formativo y del tamaño medio del material.

Las fórmulas propuestas se basan en el ajuste de relaciones a los datos reunidos. Se han propuesto numerosas fórmulas como las de Blench (1957), aunque en la actualidad se aprecia una

tendencia entre los investigadores por obtener nuevas relaciones con datos de canales y ríos de otras latitudes para intentar generalizarlas.

La teoría del régimen sólo debe aplicarse a aquellos casos en que la pendiente, ancho del cauce, altura de escurrimiento, caudal y diámetro representativo del sedimento, están dentro del rango de observaciones a partir de las cuales se dedujeron las relaciones propuestas, lo cual circunscribe las aplicaciones sólo a cauces de lechos de granulometría fina (cauces arenosos) y de relativamente baja pendiente. Como no existe ningún fundamento físico detrás de las relaciones, su extrapolación es peligrosa y por lo tanto, recomendable solamente en casos excepcionales en que se requiera estimar valores de referencia en evaluaciones preliminares.

3.707.202(2) f) Recomendaciones Generales para el Uso de los Métodos. Todos los métodos presentados plantean hipótesis simplificadoras y verificaciones limitadas que es importante tener en cuenta en sus aplicaciones prácticas. Entre las simplificaciones más relevantes cabe señalar la siguientes:

- Ninguno de los métodos toma en cuenta el efecto desproporcionado que puede llegar a tener la viscosidad en la definición de la relación hidráulica, especialmente en lechos de granulometría fina. En estos lechos, cambios en la viscosidad pueden inducir cambios en la geometría y tamaño de las ondas sedimentarias y por lo tanto, en la rugosidad del lecho.
- Ninguna de los métodos es totalmente lógico o racional en su formulación básica. Existen demasiadas variables y condiciones que deben satisfacerse conjuntamente.
- Todos los métodos caracterizan la sección de escurrimiento mediante una altura media o un radio hidráulico global. No incluyen en forma explícita el efecto de forma de la sección.
- Los factores de frotamiento no incluyen sino en forma implícita la dependencia con el gasto sólido.
- La dispersión que se observa en algunas relaciones se minimiza introduciendo variables a conveniencia, lo cual puede llevar a confiar más allá de lo razonable en el método. Por ejemplo, en la relación de Einstein – Barbarossa, en vez de utilizarse el factor de fricción f'' se utiliza la razón V / V_*'' que es proporcional a $f''^{1/2}$, lo cual reduce artificialmente la dispersión de los datos con los cuales se definió esta relación.
- Todos los métodos predicen condiciones medias y no las desviaciones de éstas. Si tales desviaciones son aleatorias, el problema de determinación de la relación hidráulica también sería aleatorio. Sin embargo, físicamente la relación hidráulica es determinística puesto que si se imponen las condiciones iniciales y la ley correcta, toda fluctuación es función de lo anterior.
- El sedimento se describe en términos de uno o varios diámetros representativos, con lo cual se deja de lado la influencia de la forma de la curva granulométrica. Este efecto, puede ser importante porque las características de las ondas sedimentarias tienden a depender del valor de la dispersión granulométrica.

En atención a lo anterior, en el uso de los métodos de cálculo de las relaciones hidráulicas se recomienda lo siguiente:

- Utilizar en lo posible varios métodos, si procede de acuerdo a su aplicabilidad y limitaciones.
- Si es posible, avalar los resultados con la información y experiencia obtenida de otros estudios en ríos similares.
- No perder de vista el rango de aplicación y origen del método particular que se utilice. Esto, sobre todo en la interpretación de los resultados finales.
- En el análisis de los resultados dar mayor peso a aquellos que provienen de los métodos que sean más confiables a juicio del especialista para la condición particular que se estudia.

3.707.202(3) Relaciones Hidráulicas en Cauces de Montaña Constituidos por Sedimento Grueso. En términos generales, los cauces de montaña presentan características particulares en cuanto a su pendiente y material constitutivo del lecho, lo cual impide utilizar las relaciones hidráulicas desarrolladas para cauces arenosos. Las relaciones aplicables a cauces de montaña reflejan el efecto más determinante que tiene sobre la disipación de energía la rugosidad granular, la cual a su vez está asociada a alturas de escurrimiento relativas bastante menores que las de lechos finos. En lechos gruesos las ondas sedimentarias juegan un papel poco importante en la pérdida de carga.

3.707.202(3) a) Características Principales de los Cauces. Debido a las altas pendientes (en condiciones naturales ellas van desde 1% hasta 20% o más) estos cauces presentan escurrimientos de alta velocidad y baja profundidad, y sedimentos de gran calibre, normalmente muy bien graduados. Como consecuencia de estas características, el número de Froude alcanza valores cercanos o mayores que la unidad y la profundidad relativa es del orden de uno ($h/D \approx R/D \approx 1$), lo que confiere típicamente al escurrimiento el carácter de flujo macro-rugoso. Además, las deformaciones que experimenta el lecho son principalmente del tipo de barras u ondas de gran longitud, lo cual hace que la pérdida de carga sea principalmente por rozamiento sobre la superficie granular, lo que es diferente al fenómeno que presentan los cauces arenosos que se deforman en trenes de ondas.

En casos extremos de quebradas o torrentes de montaña, donde el ancho y/o altura de la corriente es del mismo orden de magnitud que el tamaño del material del lecho (bloques o fragmentos de roca) y las pendientes superan 5% a 10%, el flujo se ve significativamente distorsionado por los elementos de rugosidad, causando un curso quebrado en pendiente, constituido por una secuencia de rápidos alternados por remansos localizados que actúan como colchones amortiguadores, donde se disipa parte importante de la energía bajo la forma de resaltos que se desarrollan al pie de estos rápidos.

Otra característica de los cauces de montaña es el relativamente infrecuente movimiento masivo del material de sus lechos; este movimiento se da sólo con ocasión del escurrimiento de caudales importantes durante crecidas. Esta característica permite aceptar que la pérdida de carga sea asimilable en muchos casos a la de una canalización de contorno fijo o inmóvil.

3.707.202(3) b) Predicción de la Pérdida de Carga. Existen diversos métodos y ecuaciones desarrolladas para determinar la pérdida de carga en escurrimientos macro-rugosos, pudiendo clasificarse en dos categorías los enfoques empleados: (1) enfoque fenomenológico y (2) enfoque empírico.

b.1) Enfoque Fenomenológico

Una de las líneas de investigación seguida por diversos investigadores ha sido el enfoque de Keulegan, basado en la aplicación de la teoría de la capa límite a canales la cual conduce a las conocidas relaciones hidráulicas logarítmicas. Algunos investigadores han orientado sus esfuerzos a ajustar a datos disponibles ecuaciones del siguiente tipo:

$$\frac{V}{V_*} = A \ln \left(B \frac{R}{D_x} \right) + C \frac{D_x}{R} \quad (\text{ec. 3.707.202(3).1})$$

en que V y V_* , son respectivamente la velocidad media y la velocidad de frotamiento, y A , B y C son constantes que provienen del ajuste logrado; R es el radio hidráulico y D_x un diámetro representativo de la aspereza obtenido de la granulometría integral del lecho. La mayoría de los autores utilizan el valor $A=2,5$ como en el caso de canales rígidos.

La razón $\frac{V}{V_*}$ permite evaluar directamente el factor de resistencia del escurrimiento, puesto que se cumple:

$$\frac{V}{V_*} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad V_* = \sqrt{gRJ} \quad (\text{ec. 3.707.202(3).2})$$

A partir de datos experimentales o de información obtenida directamente en terreno, se han propuesto las constantes A, B y C para los correspondientes diámetros D_x indicados en la Tabla 3.707.202.A.

TABLA 3.707.202.A
VALORES DE LOS PARAMETROS A, B Y C PARA RELACIONES HIDRAULICAS LOGARITMICAS PARA LECHOS GRUESOS

Autor	A	B	C	D_x	Origen y Rango de Validez
Leopold, Wolman y Miller, 1964	2,50	3,11	0	D_{84}	$0,8 < h/D_{84} < 16$ Formulada en base a datos de terreno
Limerinos, 1970	2,46	3,8	0	D_{84}	$1 < R/D_{84} < 10$
Limerinos s/Barkham y Dawdy, 1970	2,50	3,57	0	D_{84}	$1 < R/D_{84} < 30$ Formulada en base a datos de terreno $0,10\% < i < 2,25\%$
Hey, 1979	2,50	3,17	0	D_{84}	$0,71 < R/D_{84} < 17,2$ Formulada en base a datos de terreno $0,10\% < i < 2,25\%$
Parker y Peterson, 1980	2,46	5,5	0	D_{90}	Formulada en base a datos de terreno
Griffiths, 1981	2,43	2,42	0	D_{50}	$1 < R/D_{50} < 200$ Formulada en base a datos de terreno (cauces rectos y ribera estable) $0,03\% < i < 1,1\%$
Bathurst, 1985	2,44	5,15	0	D_{84}	$R/D_{84} > 4$ Formulada en base a datos de terreno $0,4\% < i < 4\%$
Aguirre y Fuentes, 1990	2,50 2,50	1,63 3,17	0,75 0,33	D_{84} D_{84}	Modelo teórico con perfil logaritmico empalmado con perfil uniforme a nivel del lecho
Ayala y Oyarce, 1993	2,50	4,86	0	D_{90}	Ajuste de datos obtenidos en el río Mapocho en el sector de Los Almendros (U. de Chile)

Por otro lado, se han propuesto expresiones monomias como la siguiente:

$$\frac{V}{V_*} = A \left(\frac{R}{D_x} \right)^B \quad (\text{ec. 3.707.202(3).3})$$

Los parámetros A y B de esta expresión aparecen consignados en la Tabla 3.707.202.B.

TABLA 3.707.202.B
VALORES DE LOS PARAMETROS A Y B PARA RELACIONES HIDRAULICAS MONOMIAS

Autor	A	B	D_x	Observaciones
Simons y Senturk	8,12 3,76	0,167 0,287	D_{90} D_{50}	Obtenidos de la igualdad de la ecuación Monomía y la de Keulegan.
Ayala y Oyarce	3,30	0,57	D_{90}	Obtenidos en el río Mapocho en Los Almendros (U. De Chile)

Las expresiones anteriores pueden utilizarse para evaluar el coeficiente de Manning de lechos macro-rugosos, igualando la velocidad media a aquella obtenida de la propia ecuación de Manning, lo que conduce a la siguiente expresión para n que refleja la dependencia de este coeficiente con la altura relativa o radio hidráulico relativo.

$$\frac{n}{D_x^{1/6}} = \frac{\left(\frac{R}{D_x} \right)^{1/6}}{\sqrt{g} A \ln \left(B \frac{R}{D_x} \right) + C \left(\frac{D_x}{R} \right)} \quad (\text{ec. 3.707.202(3).4})$$

En esta expresión basta con reemplazar los factores numéricos dados para las constantes A, B y C en la Tabla 3.707.202.A para determinar el valor $n / D_x^{1/6}$ en unidades métricas (R y D_x en m)

La razón $n / D_x^{1/6} = S_t$ se denomina coeficiente de Strickler y puede ser comparada con el valor constante dado para superficies hidrodinámicamente rugosas por diversos investigadores:

$$S_t = 0,038 \text{ para } D_x = D_{90}(m) \text{ en el caso de Meyer-Peter y Müller}$$

$$S_t = 0,026 \text{ para } D_x = D_{50}(m) \text{ en el caso de Lane y Carlson}$$

La comparación entre los valores de S_t anteriores y los obtenidos de la expresión logarítmica de arriba $(n / D_x^{1/6})$, permite visualizar el efecto que tiene la altura relativa $h/D \approx R/D$ en el caso de los escurrimientos macro-rugosos, ya que en los flujos sobre paredes hidrodinámicamente rugosas este parámetro no interviene.

b.2) Enfoque Empírico

Mediante el ajuste directo de la ecuación de Manning a datos medidos en cursos naturales, se han desarrollado relaciones del tipo:

$$n = A i^B R^C \quad (\text{ec. 3.707.202(3).5})$$

donde i es la pendiente del cauce expresada en tanto por uno y R el radio hidráulico en m.

Estas expresiones deben emplearse con sumo cuidado por cuanto solo son aplicables para el rango de los datos a partir de los cuales fueron desarrollados.

3.707.203 Métodos Bidimensionales de Lecho Fijo. Como se ha mencionado, los modelos bidimensionales pueden ser de dos tipos: los que permiten resolver el flujo en un plano vertical orientado longitudinalmente, es decir, describen la estructura vertical del flujo, y aquellos otros que resuelven el flujo en las direcciones transversal y longitudinal, promediando sus propiedades locales en la vertical.

Las ecuaciones que gobiernan el problema en este caso resultan de promediar en la vertical las ecuaciones tridimensionales de continuidad y cantidad de movimiento del flujo. Se obtienen las llamadas ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales, las cuales requieren una ley de cierre para la resistencia del flujo. Esta puede estar basada en un coeficiente de rugosidad de Manning o algún otro tipo de factor de fricción.

La solución numérica de estas ecuaciones se basa en la aplicación de métodos de elementos finitos, diferencias finitas y volúmenes finitos.

Existen varios modelos comerciales y de libre acceso que permiten resolver las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales con lecho fijo. Un modelo desarrollado en el pasado por el Corp of Engineers de los EEUU denominado STREAMER, solía ser de libre acceso, pero hoy en día se comercializa con un nombre distinto. Otros modelos comerciales para este tipo de problema son AQUADYN, AQUASEA, e incluso el MIKE21, aunque este último es bastante caro y complejo, y sus aplicaciones están más por el lado de problemas de hidráulica marítima.

Para casos en que el análisis requiere considerar el lecho móvil, además de la ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones, debe considerarse la ecuación de continuidad de sedimento en dos dimensiones. El problema puede tratarse acoplado o desacoplado, tal como se indicó en el caso de los modelos unidimensionales. La ecuación de continuidad de sedimento en dos dimensiones requiere leyes de cierre consistentes en relaciones de cálculo de gasto sólido de fondo en las direcciones longitudinal y transversal. Generalmente se utilizan las relaciones tradicionales para calcular el gasto sólido de fondo total, el que es proyectado en las direcciones longitudinal y transversal. Para el ángulo de proyección se considera tanto la dirección local del esfuerzo de corte del lecho, dado por la solución de las ecuaciones del flujo, como la dirección local del gradiente espacial de la elevación del lecho y la curvatura de las líneas de corriente.

Los modelos bidimensionales de lecho móvil se han utilizado principalmente para analizar aspectos morfodinámicos, tales como la formación de barras y otras ondas sedimentarias tridimensionales en cauces rectos o meandrosos. Desde el punto de vista ingenieril, este tipo de análisis puede ser de interés para estudiar problemas de interacción de barras o depósitos de sedimentos con obras hidráulicas, principalmente bocatomas y obras de captación. Actualmente no existen modelos comerciales que permitan resolver este tipo de problema. Los modelos descritos en la literatura pertinente han sido desarrollados principalmente con fines académicos y/o para investigación aplicada.

3.707.3 METODOS DE CALCULO MECANICO FLUVIAL

Se describen a continuación los procesos de formación de ondas sedimentarias y de acorazamiento de un lecho fluvial, así como los métodos utilizados para su cuantificación. También se presentan y describen algunos métodos orientados a la determinación del gasto sólido de fondo y en suspensión, según el tipo de granulometría que constituye el cauce. Adicionalmente se describen algunos métodos de degradación inducida que pueden ocurrir en un cauce natural.

Todos estos métodos están basados en teorías o antecedentes experimentales que persiguen describir de modo simplificado fenómenos complejos. Por esta razón en su aplicación deben tenerse en cuenta sus limitaciones y hacer una utilización juiciosa de sus resultados, complementándolos con la experiencia del especialista.

3.707.301 Ondas Sedimentarias en un Cauce Aluvial. La acción de la corriente sobre un lecho móvil se traduce en una deformación de éste que se manifiesta en la forma de ondas regulares y semi-periódicas las cuales dependiendo de las características del escurrimiento y del sedimento, presentan una variedad de formas y tamaños.

Las ondas sedimentarias revisten importancia en los fenómenos de transporte de sedimentos por cuanto condicionan en gran medida el escurrimiento y éste a su vez, determina la forma y tamaño de las ondas en un ciclo que significa un alto grado de acoplamiento y complejidad.

La caracterización de las ondas sedimentarias en términos cuantitativos ha ocupado durante largo tiempo la atención de numerosos investigadores. Si bien hoy en día todavía no es posible considerar el problema resuelto ni mucho menos, su estudio sistemático ha permitido comprender mejor el fenómeno y formular relaciones hidráulicas más confiables para predecir las principales características de corrientes en canales de contorno móvil.

A continuación, se exponen sucintamente las características más relevantes de los lechos ondulados y algunos métodos que se emplean para la identificación de las distintas formas de ondas.

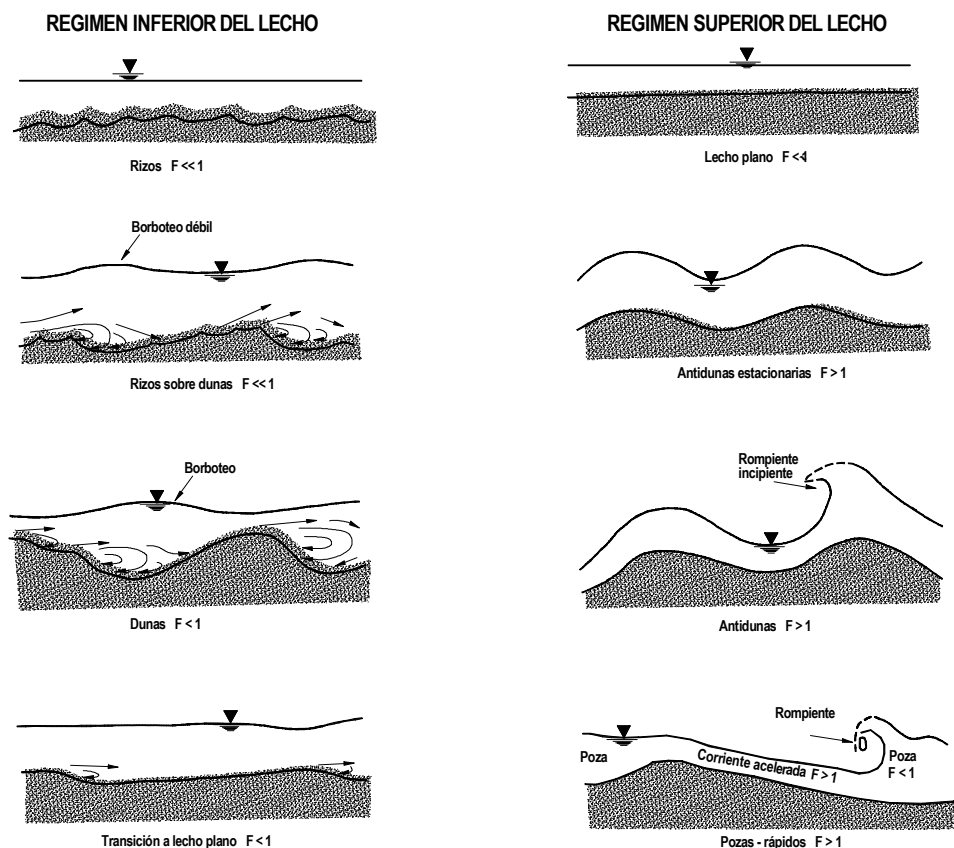
Si en un canal de fondo móvil, originalmente plano, la capacidad de arrastre de la corriente se aumenta paulatinamente, por ejemplo incrementado lentamente su velocidad media, el lecho se deforma. Si además el proceso se desarrolla escalonado en etapas, de forma de conseguir un efecto discreto que permita visualizar los distintos estados del lecho, se observará lo siguiente:

- Para velocidades pequeñas las partículas sólidas no se mueven y el lecho permanece plano.
- Si la velocidad aumenta sobrepasando un umbral de transporte (condición llamada de transporte incipiente o crítico), algunas partículas comienzan a moverse, produciendo una deformación del lecho. En lechos muy finos a finos (limos y arenas finas y medias) esta deformación da origen a los "rizos", los cuales se caracterizan por tener una forma aproximadamente triangular, con una pendiente mayor en el sentido contrario al escurrimiento. La longitud de onda típica de los rizados es pequeña, normalmente inferior a 30 cm y su amplitud alcanza a unos pocos centímetros. Desde el punto de vista hidrodinámico la formación de rizados tiene directa vinculación con los fenómenos de origen viscoso que se dan en las cercanías de la pared. En lechos gruesos (arenas gruesas, gravas, etc.) no se producen normalmente rizados.

- Si la velocidad se sigue aumentando, los rizos, que originalmente presentaban una típica disposición bidimensional, adquieren disposiciones tridimensionales con forma de lenguas, que avanzan lentamente pero en grupos, hacia aguas abajo.
- Una tercera etapa en la deformación del lecho la constituyen las llamadas “dunas”. Estas ondas tienen la misma forma triangular de los rizos pero sus dimensiones son considerablemente mayores. Algunas veces, antes que se desarrollen en forma completa las dunas, aparecen rizos sobrepuestos sobre las dunas. Las dunas dependen en cuanto a su tamaño, de la escala de la macroturbulencia del flujo. Así, en canales abiertos sus longitudes de onda y amplitudes son aproximadamente proporcionales a la altura media del escurrimiento. Las dunas del desierto o del fondo marino también tienen un comportamiento similar y un tamaño mucho mayor. Las dunas se producen en condiciones de velocidad del escurrimiento mayores que las de los rizos y siempre presentan un avance en la dirección de la corriente, pero se desplazan a velocidades considerablemente menores que ésta.
- Pasado un cierto límite de velocidad, generalmente asociado con números de Froude cercanos, aunque siempre inferiores a 1, las ondulaciones tienden a desaparecer y el lecho vuelve a ser plano. Este fenómeno ocurre a tasas de transporte relativamente altas. En la nomenclatura que se usa en la Hidráulica del Transporte de Sedimentos, se acostumbra a designar como “régimen inferior” del lecho a las categorías de deformación que ocurren a velocidades o números de Froude menores que el que genera un lecho plano con arrastre.
- El “régimen superior” del lecho ocurre con números de Froude superiores a los de lechos planos. En este régimen se distinguen dos tipos de ondas. Unas que corresponden a las llamadas antidunas que tienen forma aproximadamente sinusoidal, y otras que corresponden a las series de rápidos y pozas. Las antidunas generan ondas en la superficie libre del escurrimiento que pueden estar en fase o desfasadas en 90° con las primeras, según sea el escurrimiento respectivamente supercrítico o subcrítico. Las antidunas pueden ser estacionarias o móviles; en este último caso pueden desplazarse tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo.
- A velocidades del escurrimiento aún mayores, se generan series de rápidos y pozas que constituyen una extensión de las antidunas con ondas superficiales en fase. Estas, a medida que aumenta la velocidad, tienden a romper contra la corriente hasta degenerar en resaltos alternados con escurrimiento supercrítico.

Los distintos tipos de ondas descritos arriba, aparecen ilustrados en la Fig. 3.707.301.A.

FIGURA 3.707.301.A
ONDAS SEDIMENTARIAS EN CAUCES ALUVIALES (Lecho Móvil Fino Arenoso)



La identificación del tipo de ondas sedimentarias en canales de contorno móvil es importante por cuanto, tal como ha sido explicado antes, existe una relación directa entre las características morfológicas de las ondas y la resistencia que el lecho opone al escurrimiento. En efecto, según lo visto en Numerales anteriores, algunos de los métodos que se utilizan para predecir curvas de descarga en lechos móviles requieren de la identificación, sino del tipo exacto de ondas, al menos del régimen del lecho al que pertenecen.

Uno de los métodos para la identificación de ondas sedimentarias más completos en cuanto a la base de datos que emplea, es el de Vanoni . Este método se basa en un conjunto abundante de observaciones de laboratorio y de terreno las cuales han sido ordenadas de acuerdo a la relación funcional adimensional siguiente:

$$\Psi \left(Re_g, \frac{h}{D_{50}}, F \right) = 0 \quad (\text{ec. 3.707.301.1})$$

donde, Re_g es un número de Reynolds del grano basado en el diámetro mediano de las partículas (D_{50}), $\frac{h}{D_{50}}$ la altura relativa de escurrimiento a ese mismo diámetro D_{50} y F el número de Froude de la corriente. El primer y último parámetro se definen como sigue:

$$Re_g = \frac{D_{50} \sqrt{gD_{50}}}{\nu} \quad (\text{ec. 3.707.301.2})$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (\text{ec. 3.707.301.3})$$

en que g es la aceleración de gravedad, ν la viscosidad cinemática del agua, V la velocidad media del flujo y h su altura media.

En base a la ecuación funcional adimensional que aparece indicada gráficamente en las Figs. 3.707.301 B, se puede identificar el tipo de onda sedimentaria y el régimen del lecho al que pertenece, conociendo las características del sedimento D_{50} , la viscosidad cinemática del agua ν , la velocidad media de la corriente V y su altura media h . En la Fig. 3.707.301.C aparece un diagrama que permite además diferenciar rizos de dunas, cuando se trata del régimen inferior del lecho. Es preciso insistir que estos gráficos provienen de estudios experimentales en canales de laboratorio, por lo que la aplicación de los mismos a problemas en prototipos debe realizarse tomando posibles efectos de escala.

3.707.302 Procesos de Acorazamiento en Cauces Constituidos por Sedimentos Gruesos Bien Graduados

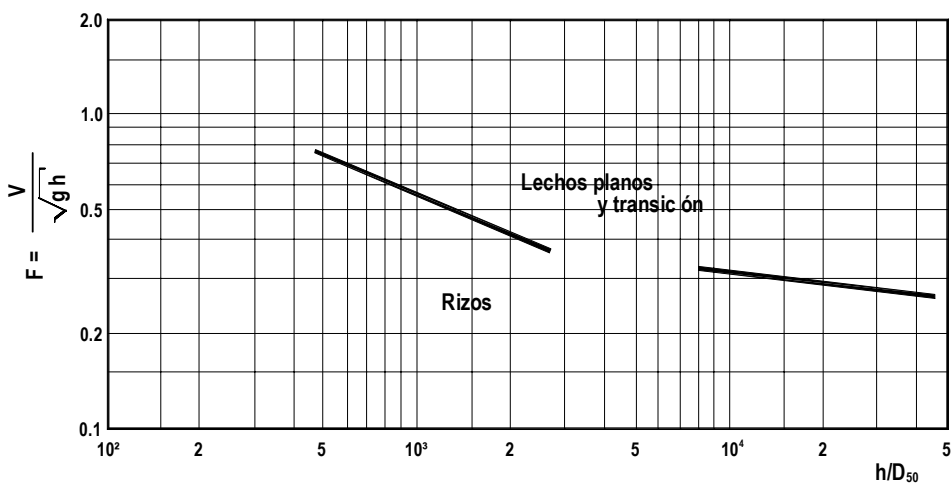
3.707.302(1) Características del Proceso. El acorazamiento del lecho ocurre en presencia de sedimentos de granulometría extendida o sedimentos bien graduados con $\sigma_g > 1,5$ a 2 ($\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$). Es este tipo de sedimentos el que revela en su curva granulométrica un amplio intervalo de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada fracción.

La característica más importante de los sedimentos granulares (no cohesivos) de granulometría extendida que constituyen un lecho, cuando están sujetos a la acción de un flujo de agua que los moviliza, es su capacidad para desarrollar una coraza o armadura que cubre la superficie de dicho lecho, proceso denominado acorazamiento. Para que ocurra esto, es necesario que el flujo pueda arrastrar los granos más finos pero no los más gruesos. Las partículas pequeñas, incapaces de resistir el paso del agua, van siendo lavadas o transportadas por la corriente, salvo algunas que quedan escondidas detrás de las estelas de despegue en torno a las partículas más grandes, que no son transportadas si pueden resistir a las fuerzas de arrastre y sustentación debidas al flujo. De este modo, por la permanencia de las partículas gruesas, se va formando una especie de empedrado en la superficie del lecho, el cual protege como coraza o armadura al material fino subyacente del acarreo que produce el flujo.

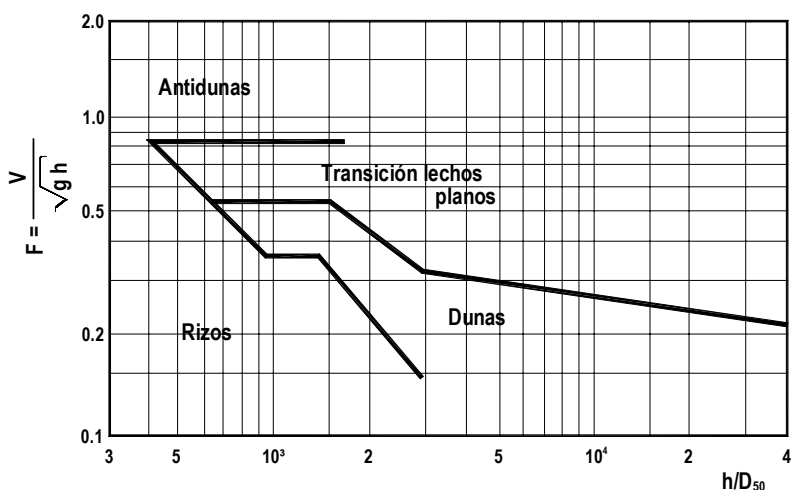
El proceso de acorazamiento es fundamentalmente un problema de inicio de arrastre o de transporte incipiente que reviste características especiales para sedimentos graduados ya que en este tipo de sedimentos no se tiene una condición única o situación promedio de umbral de movimiento, como acontece con el material uniforme. En efecto, si las partículas de menor diámetro están a punto de ser movidas por el flujo, se está en una condición hidráulica de arrastre incipiente mínima, en tanto que si el flujo está a punto de movilizar las partículas de mayor diámetro, se alcanza una condición hidráulica de arrastre incipiente máxima (la condición hidráulica se vincula a una velocidad media del flujo o a un esfuerzo de corte). Entre ambas condiciones extremas, dependiendo de las características del flujo y del material del cauce, también podrán suceder otras situaciones intermedias de transporte incipiente y, por consiguiente, podrán darse distintos grados de acorazamiento, según los tamaños de las partículas que permanezcan formando la coraza o armadura. Sin embargo, dado el carácter aleatorio de la turbulencia en el flujo de agua, siempre existirá la posibilidad de que cualquier grano sea arrastrado por el flujo. En todo caso, bajo igualdad de condiciones, la probabilidad de que una partícula no sea arrastrada y forme parte de la coraza, será mayor para las partículas de mayor tamaño que para las finas.

FIGURA 3.707.301.B
DIAGRAMAS PARA LA IDENTIFICACION DE ONDAS SEDIMENTARIAS

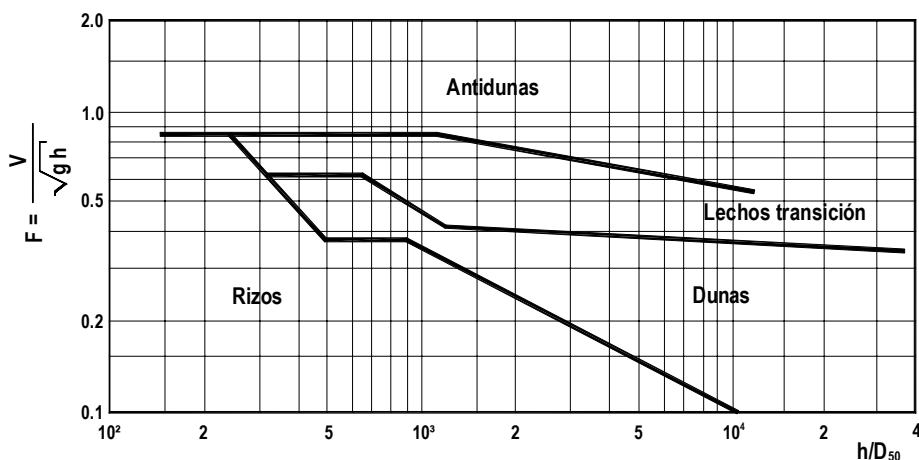
a) $2,7 < Re_g < 4,5$



b) $4,5 < Re_g < 10$



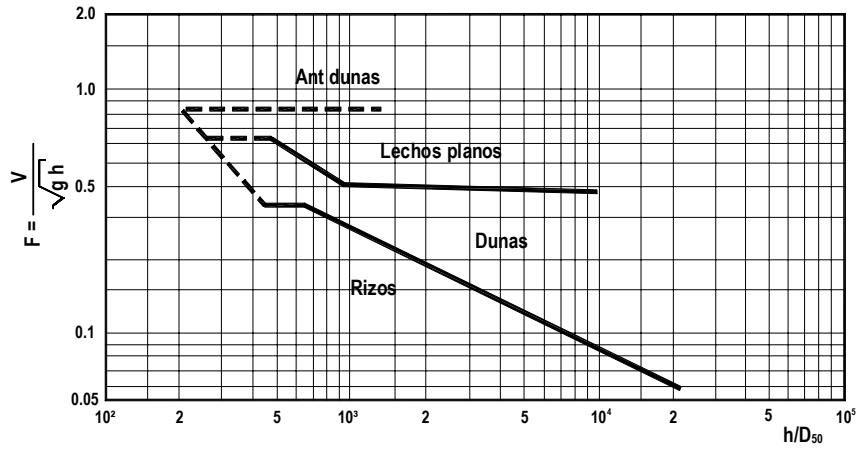
c) $10 < Re_g < 16$



(VANONI)

FIGURA 3.707.301.B
DIAGRAMAS PARA LA IDENTIFICACION DE ONDAS SEDIMENTARIAS (VANONI)
(continuación)

d) $16 < Re_g < 26$



e) $24 < Re_g < 48$

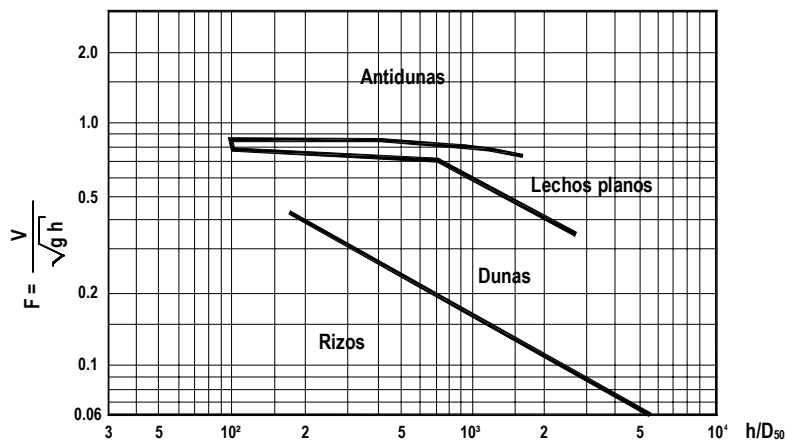
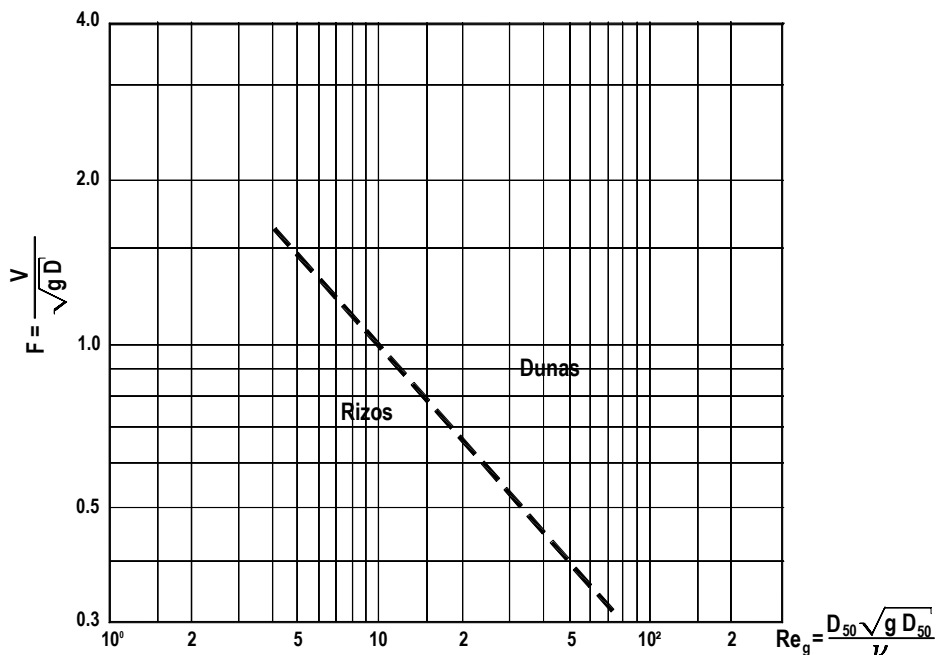


FIGURA 3.707.301.C
DIAGRAMA PARA IDENTIFICACION DE RIZOS Y DUNAS DEL REGIMEN INFERIOR (VANONI)



Al analizar o predecir el comportamiento de un cauce constituido por material granular bien graduado, uno de los problemas por resolver es el cálculo del esfuerzo de corte máximo o esfuerzo de corte crítico que podría llegar a soportar dicho cauce. Como se ha explicado, la coraza es función de la granulometría del material original y de las características del flujo y también de las propiedades del fluido. Si el flujo no es muy intenso (esfuerzo de corte bajo), éste será capaz de arrastrar las partículas más pequeñas, con lo cual el diámetro medio de la granulometría del material que permanecerá formando coraza, aunque un poco mayor, será parecido a la del material original. Por otro lado, si la intensidad del flujo aumenta (esfuerzo de corte mayor), la corriente arrastrará partículas más grandes, y el diámetro medio de la coraza irá también aumentando hasta alcanzar un valor máximo. Si el flujo tiene aún capacidad para mover las partículas de diámetro máximo, éstas a su vez serán arrastradas dejando al descubierto a las partículas finas que estaban protegiendo con lo cual el diámetro medio de la coraza podrá disminuir transitoriamente.

De lo anterior se concluye que el esfuerzo de corte máximo (esfuerzo crítico) que puede resistir un material de granulometría no uniforme y extendida es aquel que corresponde a la condición de flujo que deja en la superficie del lecho una coraza con una distribución granulométrica tal, que su diámetro medio es máximo.

Desde un punto de vista morfológico fluvial puede señalarse que, aún cuando el proceso de acorazamiento vaya acompañado de transporte de sedimentos, el acarreo de partículas no causará prácticamente erosión del fondo ni modificará la pendiente del cauce. En tal situación se dice que el cauce acorazado es estable. Sin embargo, si los esfuerzos cortantes del flujo son tales que sobrepasan el esfuerzo de corte máximo que puede resistir el material que constituye el cauce, éste dejará de ser estable pues todo el material de la superficie estará en movimiento. Si esto acontece y no hay continuidad en el acarreo de sedimentos, habrá erosión continua del fondo hasta que el esfuerzo de corte del flujo se reduzca por disminución de la pendiente o por aumento del área hidráulica, y de este modo se iguale con el que puede resistir el material del cauce. Por el contrario, si hay continuidad en el transporte de sedimentos o de gasto sólido, en promedio no ocurrirá ni erosión ni depósito, y sólo se tendrá un transporte continuo de sedimentos hasta que la profundidad disminuya por reducción del gasto líquido.

3.707.302(2) Cuantificación del Acorazamiento. Para cuantificar la condición hidráulica que determina el umbral de estabilidad de un cauce que se acoraza, se emplea el método de Gessler según el cual la razón entre el esfuerzo de corte crítico (τ_c) de las partículas y el esfuerzo de corte en el lecho (τ_o), responde a una distribución normal de probabilidades, con media $\mu = 1$ y desviación estándar $\sigma = 0,57$. Este valor de la desviación estándar está determinado por la intensidad de la turbulencia del flujo y toma en cuenta el escondimiento de las partículas pequeñas.

La probabilidad (q) de que una partícula de tamaño específico no sea arrastrada por la corriente, viene dada por la ecuación:

$$q = \frac{1}{\sigma(2\pi)^{1/2}} \int_{-\infty}^{\left(\frac{\tau_c}{\tau_o}\right)-1} \exp\left(-\frac{x^2}{2\sigma^2}\right) dx \quad (\text{ec. 3.707.302(2).1})$$

donde x es la variable de integración. En esta expresión es importante tener presente que $\tau_c = \tau_c(D)$ por lo cual se cumple que $q = q(D)$ siendo D el diámetro del sedimento representativo de la fracción de tamaños que se estudia.

A partir de lo anterior, el método permite estimar el esfuerzo de corte crítico o esfuerzo de corte máximo que puede resistir un lecho formado por un material no cohesivo de granulometría no uniforme y extendida. El método permite determinar también la curva granulométrica del material arrastrado y de aquel que forma la coraza.

El método consiste en suponer diferentes condiciones de flujo o esfuerzos de corte τ_o , calculando para cada uno el diámetro medio de la coraza (D_{mc}), que se forma en la superficie del lecho. El esfuerzo de corte para el cual se obtiene el máximo D_{mc} corresponde a la condición crítica de arrastre y por lo tanto determina la condición hidráulica umbral de estabilidad de un lecho acorazado.

Si se define P_o la distribución de frecuencias acumuladas asociada a la curva granulométrica inicial del lecho, la cual viene dada para un cierto diámetro D por:

$$P_o(D) = \int_{D_{\min}}^D p_o(x) dx \quad (\text{ec. 3.707.302(2).2})$$

donde P_o es la función de frecuencias. Por otro lado, la función de frecuencias del material de la coraza del lecho está dada por:

$$p_a(D) = Cq(D)p_o(D) \quad (\text{ec. 3.707.302(2).3})$$

donde C es un valor que se determina de la condición que el área bajo la curva de frecuencias relativas de tamaños sea la unidad:

$$\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} p_a(x) dx = C \int_{D_{\min}}^{D_{\max}} q(x)p_o(x) dx = 1 \quad (\text{ec. 3.707.302(2).4})$$

La función de distribución de frecuencias acumuladas del material de la coraza P_a , viene dada por lo tanto por la siguiente expresión:

$$P_a(D) = \frac{\int_{D_{\min}}^D q(x)p_o(x) dx}{\int_{D_{\min}}^{\infty} q(x)p_o(x) dx} \quad (\text{ec. 3.707.302(2).5})$$

La función de distribución de frecuencias acumuladas asociada al material transportado desde el lecho $P_i(D)$, es similar a la ecuación anterior pero en ella debe reemplazarse el valor de q por $(1-q)$. De estas funciones de frecuencias acumuladas se obtienen las curvas granulométricas del material de la coraza y del material transportado por el flujo. A partir de la curva granulométrica de la coraza se determina el diámetro medio D_{mc} asociado al esfuerzo de corte τ_o . Con el propósito de facilitar la búsqueda del máximo valor de D_{mc} y por lo tanto del esfuerzo de corte máximo $\tau_{c\max}$, se recomienda graficar los valores obtenidos para este parámetro D_{mc} en función del esfuerzo de corte τ_o . El esfuerzo de corte máximo $\tau_{c\max}$ obtenido corresponde a la condición de arrastre crítico del lecho.

Una vez definida la condición crítica de arrastre, para el diseño de canales sin revestimiento, se recomienda que el valor del esfuerzo de corte crítico calculado sea disminuido por un factor de seguridad 1,3. Sin embargo, algunos investigadores han encontrado que el método sobreestima al valor de τ_c por lo que recomiendan tomar como factor de seguridad 1,5.

El procedimiento a seguir consiste en fijar la condición hidráulica (determinando τ_o) para la cual se desea analizar la estabilidad del sedimento cuya curva granulométrica es conocida. Esta curva se discretiza en intervalos y para cada tamaño representativo de estos intervalos (D) se calcula $\tau_c(D)$, con lo cual se determina la probabilidad de no arrastre asociada, $q(D)$, y la curva granulométrica de la coraza; con esta última se obtiene finalmente su diámetro medio D_{mc} . Si el cálculo se repite, para otra condición hidráulica (τ_o), se va definiendo una relación entre τ_o y D_{mc} , de la cual se determina el τ_o máximo asociado al mayor valor de D_{mc} . Tal valor constituye el esfuerzo crítico que define el umbral de arrastre, el que para diseño debe dividirse por un factor de seguridad tal como se ha explicado.

3.707.303 Transporte Incipiente o Crítico de Sedimentos no-Cohesivos.

3.707.303(1) Características del Fenómeno. El calificativo de incipiente o crítico del transporte de sedimento se utiliza para describir o cuantificar la condición hidráulica asociada al umbral de movimiento de las partículas sólidas, es decir, la condición límite para la cual se inicia el transporte sólido. Esta condición límite se conoce también como condición o arrastre crítico, pudiéndosele asociar una velocidad del escurrimiento, un esfuerzo de corte, o bien, una altura o profundidad de agua.

Desde el punto de vista de la Dinámica, corresponde a una situación en la cual las fuerzas que se oponen al movimiento de las partículas, igualan a las fuerzas hidrodinámicas de sustentación y arrastre de la corriente. En el caso de suelos granulares, las fuerzas de resistencia dependen principalmente del peso sumergido de las partículas, mientras que en los suelos cohesivos éstas son dependientes de las fuerzas electroquímicas de cohesión y adhesión.

El estudio del transporte incipiente o iniciación del transporte tiene interés tanto teórico como práctico. Desde el punto de vista teórico, da la oportunidad de analizar y cuantificar aspectos relativamente más sencillos del movimiento de sólidos generado por el flujo de un líquido o gas. Desde el punto de vista práctico es importante por cuanto existe una diversidad de problemas de ingeniería que están relacionados con este aspecto particular del transporte de sólidos, que requieren ser analizados y evaluados con fines de análisis operacional o de diseño de obras.

Existen en la actualidad básicamente dos enfoques o criterios alternativos para el estudio del problema:

- Criterio de la velocidad crítica de arrastre
- Criterio de la tensión tangencial o del esfuerzo de corte crítico

En el primer enfoque se asocia con la capacidad de transporte de sólidos de la corriente, una velocidad del escurrimiento y por lo tanto, con la condición de transporte incipiente, una velocidad crítica. Como se verá más adelante, en este enfoque es necesario definir una velocidad representativa del flujo, la que en rigor debiera ser una velocidad cercana a las partículas del lecho. Sin embargo, esta definición es poco práctica resultando más conveniente utilizar en las aplicaciones una velocidad media del escurrimiento.

El criterio de la tensión tangencial crítica, por otro lado, cobró por un tiempo relativamente mayor popularidad que el de la velocidad crítica. Como la capacidad de arrastre está directamente relacionada con los esfuerzos cortantes en las cercanías del lecho, que son evaluables en forma directa de las propiedades globales del flujo (pendiente y altura de escurrimiento), es relativamente menos incierto definir una condición crítica en base a estos esfuerzos que en base a la velocidad.

El transporte incipiente o iniciación del arrastre no es una condición claramente delimitada por cuanto al alcanzar la capacidad de arrastre del flujo un cierto nivel, sólo algunas partículas se ponen en movimiento. Siendo este movimiento intermitente y difícil de establecer mediante observaciones, existe bastante incertidumbre y subjetividad en la definición experimental de la condición límite o umbral del movimiento.

Algunos investigadores definen la condición crítica como aquella en que comienzan a moverse algunas partículas. En lechos de granulometría extendida se ha sugerido que el arrastre comienza cuando se inicia el movimiento de aquellos granos de tamaño medio. Otros autores en cambio, definen el esfuerzo de corte asociado al comienzo del transporte a partir de una curva de gasto sólido versus esfuerzo de corte del fondo, extrapolando dicha curva para gasto sólido de fondo nulo. El valor del esfuerzo de corte asociado a este gasto de sólido nulo, se define como esfuerzo de corte crítico.

Las observaciones de numerosos investigadores han demostrado que las partículas sólidas se mueven cuando se producen verdaderos estallidos o pulsaciones del flujo turbulento cerca del lecho. Por esta razón el proceso es aleatorio. Hoy en día existe consenso de que en paredes hidrodinámicamente lisas (en lechos constituidos por materiales finos) dichas pulsaciones se deben a intrusiones de flujo turbulento hasta la pared misma, las que están asociadas con inestabilidades cuasi-periódicas de la subcapa viscosa.

En paredes hidrodinámicamente rugosas, las pulsaciones son inherentes a las características mismas del flujo turbulento. Es por eso que uno de los enfoques del problema del transporte incipiente se basa en la cuantificación de las fuerzas de sustentación, las cuales se consideran el mecanismo fundamental en el movimiento de los sólidos.

3.707.303(2) Criterio de la Velocidad Crítica. Desde un punto de vista histórico, este enfoque fue el primero que se utilizó en el análisis del problema. Como se indicó antes, consiste en establecer una relación entre la velocidad máxima (crítica) que produce la condición de movimiento incipiente y las propiedades de las partículas sólidas.

Brahms (1753) propuso por primera vez una relación denominada "Ley de la Sexta Potencia" según la cual el mayor peso de la partícula que puede arrastrar una corriente, es proporcional a la sexta potencia de la velocidad local del flujo en las cercanías del grano.

La adopción de una velocidad local en las cercanías de la pared como velocidad crítica de fondo, tiene la dificultad de que también requiere conocer la distribución vertical de las velocidades y además definir un criterio para establecer la distancia al lecho a la cual se calcula dicha velocidad local.

Dado lo anterior, se ha optado por emplear la velocidad media de la sección en vez de la velocidad local para cuantificar la condición hidráulica de transporte incipiente. La velocidad media crítica es función de las características del sedimento representadas por su diámetro y su densidad relativa.

Una relación de arrastre crítico basada en la velocidad media ha sido propuesta por Neill. Este investigador experimentó con sedimentos uniformes de diámetros comprendidos entre 6 y 30 mm. Sin embargo, a estos datos agregó los de otros investigadores, lo cual permitió derivar la siguiente relación que sería aplicable a sedimento natural para rangos de tamaño de $3 \leq D \leq 140 \text{ mm}$ y rangos de altura relativa de $2 \leq h/D \leq 100$.

$$\frac{V_c}{\sqrt{gD}} = 1,41(s-1)^{1/2} \left(\frac{h}{D}\right)^{1/6} \quad (\text{ec. 3.707.303(2).1})$$

Esta fórmula corresponde a la ecuación de la envolvente de todos los datos experimentales que el autor reunió, lo que la hace desde el punto de vista del diseño, una curva conservadora. Para sedimento natural $s=2,65$ lo cual hace que en tal caso el factor numérico del lado derecho de la ecuación tome el valor 1,81.

3.707.303(3) Criterio del Esfuerzo de Corte Crítico. El criterio de la velocidad crítica para cuantificar el arrastre incipiente ha sido cuestionado por algunos investigadores debido principalmente a la incertidumbre en la definición de una velocidad del flujo representativa de la condición de transporte incipiente. Como alternativa, se ha propuesto usar el criterio del esfuerzo de corte crítico. Este esfuerzo se introduce a partir del balance de fuerzas que actúan sobre una partícula individual, considerando como única componente de la fuerza ejercida por el flujo, la fuerza de arrastre hidrodinámico y como fuerza resistente, el peso sumergido de la partícula. Aceptando que la primera puede expresarse como proporcional al producto del esfuerzo de corte y del diámetro al cuadrado de la partícula y la segunda proporcional al diámetro al cubo, puede demostrarse que para un lecho horizontal se cumple la ecuación siguiente:

$$\tau_c = K(\gamma_s - \gamma)D \text{tg} \theta \quad (\text{ec.3.707.303(3).1})$$

donde τ_c es el esfuerzo de corte crítico, K una constante que engloba las características de forma y puntos de aplicación que interviene en el equilibrio de la partícula que está a punto de ser desestabilizada, $\gamma_s - \gamma$ es el peso específico sumergido de la partícula, D su diámetro y θ el ángulo de reposo del sedimento.

De lo anterior se evidencia el hecho que el material de fondo será más estable a la acción de la corriente mientras mayor sean el ángulo de reposo (θ), el tamaño de las partículas (D) y el peso específico de los sólidos (γ_s), ya que mayor resulta también el esfuerzo requerido para iniciar la movilización de las partículas.

Las constantes de la ecuación anterior, han sido evaluadas a partir de experimentos, encontrándose que para flujos laminares se cumple $K=0,18$, en tanto que para flujos turbulentos $K=0,10$.

La expresión anterior puede expresarse en términos adimensionales, definiendo el esfuerzo de corte crítico adimensional τ_{c*} como sigue:

$$\tau_{c*} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = K \text{tg} \theta \quad (\text{ec. 3.707.303(3).2})$$

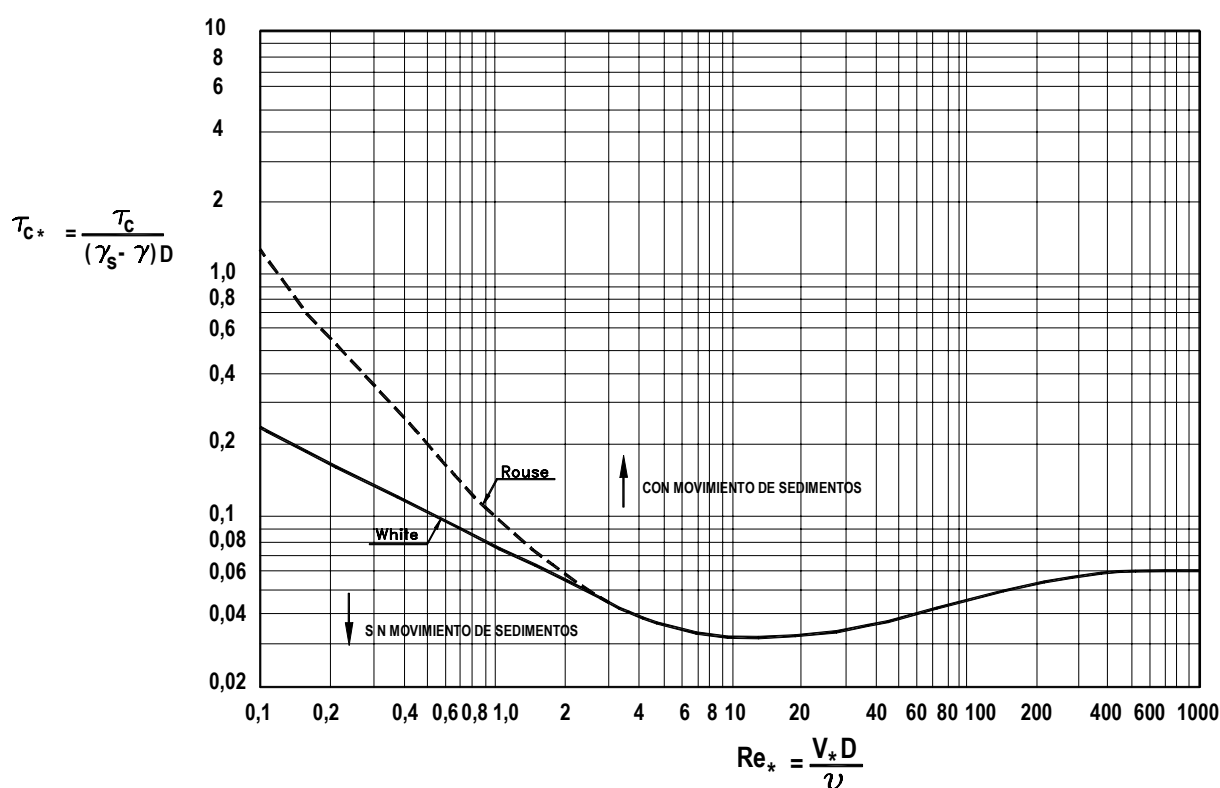
3.707.303(4) Diagrama de Shields. Shields propuso cuantificar el esfuerzo de corte crítico adimensional expresado en función de propiedades hidrodinámicas adimensionales de la pared, lo que matemáticamente puede representarse a través de la función siguiente:

$$\tau_{c*} = \varphi(\text{Re}_*) \quad (\text{ec. 3.707.303(4).1})$$

donde $\text{Re}_* = \frac{V_* D}{\nu}$ es un número de Reynolds de la pared el cual refleja sus características hidrodinámicas.

La relación anterior aparece graficada bajo la forma de la curva indicada en la Fig. 3.707.303.A de datos experimentales, que corresponde específicamente a un ajuste propuesto por Rouse y en ella el rango de $Re_* \leq 0,2$ fue extrapolado siguiendo la tendencia inmediatamente anterior (línea punteada). Posteriores experiencias con materiales finos demostraron, sin embargo, que la curva de mejor ajuste, para Re_* en este rango, tiene una pendiente bastante menor. White con datos experimentales que abarcan diámetros comprendidos entre 2,2 mm y 0,016 mm, propuso la curva que se indica con línea llena en la figura, la cual tiene un rango de validez comprendido entre $0,04 \leq Re_* \leq 4$. Estas curvas separan el espacio graficado en uno inferior que corresponde al de condiciones hidráulicas que no producen movimiento de sedimento, de uno superior en que ocurre lo contrario.

**FIGURA 3.707.303.A
DIAGRAMA DE SHIELDS**



3.707.303(5) Transporte Incipiente o Crítico para Flujos Macro-Rugosos. Un flujo macro-rugoso es aquel que se desarrolla sobre una superficie de alta rugosidad relativa. Este tipo de superficie se presenta asociada a altas asperezas de fondo, usualmente determinadas por sedimento de granulometría de gran calibre (torrentes de montaña) o enrocados o pedraplenes de protección (rip-rap), en conjunto con escurrimientos de baja profundidad de modo que la razón altura de escurrimiento diámetro del sedimento es comparable a la unidad y en todo caso menor que 10 ($1 \leq h/D \leq 10$).

El estudio de la condición hidráulica asociada al transporte incipiente para flujos macro-rugosos ha sido abordado experimentalmente por varios investigadores siguiendo los enfoques de velocidad media crítica y esfuerzo de corte crítico.

El conjunto de fórmulas basadas en la velocidad media crítica que han sido propuestas y que son aplicables en mayor o menor medida a flujos macro-rugosos, puede agruparse en tres categorías. El primer conjunto corresponde a fórmulas del tipo general que tienen la forma siguiente:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh}} = \alpha (s-1)^{1/2} \frac{\left(\frac{h}{D}\right)^{-m}}{(\cos \phi)^n} \quad (\text{ec. 3.707.303(5).1})$$

donde s es el peso específico relativo de los sedimentos, h la altura de escurrimiento, D es el diámetro del sedimento del lecho en contacto directo con el flujo, ϕ el ángulo de inclinación del lecho con respecto a la horizontal; α , m y n son constantes que dependen de los ajustes de las fórmulas a los datos experimentales empleados por autores que proponen dichas fórmulas.

En la Tabla 3.707.303.A se entregan los valores para α, m y n propuestos por distintos investigadores.

TABLA 3.707.303.A
VALORES DE α , M Y N EN EXPRESION DE VELOCIDAD CRITICA DE
ARRASTRE PARA FLUJOS MACRORRUGOSOS

Autor	α	m	n	Observaciones
Isbash (1936)	1,70	0,50	0,5	
Straub	1,49	0,33	0	Basado en fórmula de Manning
Neill (1968)	1,41	0,33	0	$2 < h/D < 100$
Maza y García (1978)	1,50	0,35	0	$h/D < 20$

Un segundo conjunto de fórmulas corresponde a aquellas que tienen forma logarítmica o exponencial, en las que se emplean básicamente los mismos o algunos de los datos experimentales usados por los anteriores investigadores.

La siguiente fórmula derivada por Ayala y Campos en la Universidad de Chile para flujo rugoso permite determinar una banda de arrastre crítico:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh}} = S_t^{-1} \left(K \frac{(s-1)}{g} \right)^{1/2} \left(\frac{h}{D} \right)^{-1/3} \quad (\text{ec. 3.707.303(5).2})$$

en que g es la aceleración de gravedad ($g = 9,8 \text{ m/s}^2$) y S_t es el parámetro de Strickler definido según la expresión del Numeral 3.707.202(3) del presente Manual. Para escurrimientos hidráulicamente rugosos $S_t = 0,038$ (D expresado en m). La constante K depende del estado de inestabilidad con el cual se califique el transporte incipiente, siendo posible definir las siguientes situaciones:

- Estado 0: Ningún movimiento.
- Estado 1: Vibración de partículas aisladas.
- Estado 2: Vibración y movimiento de partículas aisladas, y movimiento de otras.
- Estado 3: Movimiento de partículas y deformación del lecho y reacomodo de otras partículas.
- Estado 4: Movimiento más general de las partículas con modificación y reacomodo frecuente de otras partículas del lecho.

Para ningún movimiento del lecho $K \leq 0,02$ en tanto para movimiento incipiente generalizado del lecho $K \geq 0,06$.

Por otro lado, el límite $h/D < 6$ determina la frontera superior de la región que corresponde a escurrimientos macro-rugosos, en tanto $h/D \geq 6$ determina aquella de escurrimientos rugosos.

3.707.304 Transporte de Sedimentos. El transporte sólido asociado al material movilizado del lecho, cuya tasa se expresa como gasto (gasto sólido), depende de las características del sedimento constitutivo de la sección de escurrimiento (cauce o lecho), de las propiedades físicas del agua y de la capacidad de transporte de la corriente. Su origen se explica por la interacción entre el fluido, el flujo y el lecho, por lo cual su granulometría está íntimamente vinculada a la del cauce. El gasto sólido puede visualizarse integrado por dos componentes: en suspensión y por el fondo.

El gasto sólido en suspensión como su nombre lo indica, está constituido por aquellos sedimentos que debido su peso (partículas más finas) y a la turbulencia del escurrimiento, se mantienen incorporados en forma relativamente permanente en el seno de la corriente como material en suspensión. Este sedimento proviene del lecho y es distinto del Washload o carga de sedimento proveniente de la erosión de la cuenca, que también es un material que es transportado en suspensión por el agua.

El gasto de fondo se caracteriza por incluir sólo sedimento que se mueve en permanente contacto con el lecho. El material transportado por el fondo está constituido por partículas que se desplazan por la acción de los esfuerzos de corte del escurrimiento, rodando, resbalando o realizando pequeños saltos intermitentes. Estos esfuerzos se transmiten a los granos en la forma de esfuerzos viscosos, si la pared es hidrodinámicamente lisa o a través de fuerzas netas de presión debido a la separación del flujo alrededor de las partículas, en el caso de paredes hidrodinámicamente rugosas.

A continuación se describen por separado los dos componentes del gasto sólido y se detallan algunos métodos de cálculo empleados para cuantificar dicho gasto sólido.

3.707.304(1) Transporte en Suspensión y de Fondo. Si los esfuerzos de corte de fondo se aumentan paulatinamente por sobre la condición de transporte incipiente, se alcanza eventualmente un punto en que parte del sedimento del lecho se mueve en contacto relativamente permanente con él y parte se integra a la corriente, moviéndose en suspensión.

Las partículas en suspensión tienen la tendencia a caer verticalmente y a depositarse nuevamente sobre el fondo debido a su peso. Esta tendencia sin embargo, es contrarrestada por las fluctuaciones de la corriente en la dirección vertical, haciendo que la mayoría de estas partículas se mantengan suspendidas y nunca o sólo esporádicamente, retornen al lecho. Otras en cambio (una menor proporción), se mantienen moviéndose en contacto con el lecho y se integran al gasto sólido de fondo. Simultáneamente con lo anterior ocurre el proceso inverso, vale decir, existen partículas que son removidas del lecho y se integran a la fase en suspensión. El proceso en su conjunto corresponde a uno de intercambio continuo entre partículas que se mueven en suspensión y de aquellas otras en contacto con el lecho.

Sin embargo, no todas las partículas que se mueven en suspensión presentan igual comportamiento porque las más pesadas tienden a caer más rápidamente que las livianas, por lo que la distribución vertical de la concentración de partículas de distintos tamaños, es también diferente. Esto provoca que las partículas más finas presenten una distribución vertical más uniforme que las más gruesas, vale decir, los gradientes verticales de concentración de las últimas son mayores.

El límite espacial superior del sedimento en suspensión lo constituye la superficie libre mientras que el inferior no está claramente establecido, pero se considera corresponde al límite superior de la capa formada por las partículas sólidas que se mueven en contacto permanente con el lecho que son los que dan origen al gasto sólido de fondo. Esta capa se denomina "capa del lecho" y su espesor es variable y depende del tamaño del sedimento, siendo en general del orden de dos veces el diámetro característico de las partículas que se mueven.

El proceso físico que caracteriza la suspensión de sólidos es un proceso de difusión turbulenta, denominado dispersión.

3.707.304(1) a) Proceso de Difusión Turbulenta o Dispersión de Masa. El proceso de difusión turbulenta de masa puede suponerse compuesto de dos subprocesos:

Proceso de transporte puro o de advección, debido a que el flujo transporta o conduce la masa de una especie distinta a la del agua a una velocidad igual a su velocidad media.

Proceso de mezcla de la especie transportada por el fluido, debido a los gradientes de concentración de la especie contenida en la masa de agua.

La superposición de ambos procesos explica por qué un volumen inicial de una especie experimenta simultáneamente un desplazamiento y un cambio de volumen al ser transportado por una corriente. Por ejemplo, al inyectar tinta en un escurrimiento turbulento se observa que la nube original se desplaza y aumenta su volumen. Asociado con este desplazamiento y cambio de volumen existe un cambio de concentración que se visualiza porque la tinta se diluye a medida que transcurre el tiempo.

La dilución del colorante ocurre por un flujo generado en la dirección contraria al gradiente positivo de concentraciones, el cual es proporcional precisamente a dicho gradiente; a medida que el gradiente decrece también lo hace el flujo y de esta forma el equilibrio se establece en forma asintótica.

3.707.304(1) b) Difusión Turbulenta del Sedimento en Suspensión. El proceso de difusión de sedimento suspendido es similar al de un colorante. Para el análisis del sedimento se supone que:

- las partículas son de tamaño uniforme, y de densidad y forma constantes
- el flujo turbulento es bidimensional, uniforme y permanente
- la concentración cambia sólo en la dirección vertical por ser el escurrimiento plano y uniforme

La ecuación diferencial que describe este proceso, expresada en términos de la concentración en la vertical de sedimentos de diámetro uniforme, para un flujo bidimensional, uniforme y permanente es la siguiente:

$$c V_s + \varepsilon_s \frac{dc}{dy} = 0 \quad (\text{ec. 3.707.304(1).1})$$

En esta ecuación c representa la concentración del sedimento en suspensión (volumen de sólidos dividido por volumen de sólidos + agua), ε_s el coeficiente de difusión turbulenta o de dispersión de sedimento y V_s la velocidad de sedimentación de las partículas de diámetro D ; y es la distancia al lecho, medida hacia arriba.

3.707.304(1) c) Distribución Vertical del Sedimento en Suspensión. Para determinar esta distribución es preciso integrar la ecuación de difusión. Si se supone ε_s constante, se obtiene la siguiente ecuación que describe la variación de la concentración de los sólidos (c) con la distancia al lecho (y):

$$\frac{c}{c_a} = e^{-\frac{V_s}{\varepsilon_s}(y-a)} \quad (\text{ec. 3.707.304(1).2})$$

en que c_a es la concentración a la distancia del lecho $y = a$. Esta distribución de la concentración es válida siempre que la turbulencia del flujo sea uniforme, condición que ha logrado ser reproducida experimentalmente con dispositivos que agitan el fluido mediante paletas que giran o rejillas de movimiento oscilatorio vertical.

Para el escurrimiento en un canal o en un río, sin embargo, el coeficiente de dispersión del sedimento (ε_s) es variable en la vertical. Para obtener una expresión aplicable a los flujos turbulentos en canales dicho coeficiente se supone proporcional al coeficiente de dispersión del momentum a través de un

factor de proporcionalidad β . El coeficiente de dispersión de momentum, depende a su vez de las propiedades del escurrimiento y de la distancia al fondo.

Aplicando lo anterior se deduce la ecuación que describe la variación de la concentración de sedimento en la vertical, en un canal de altura de agua h , con concentración de sedimento c_a a una distancia $y = a$ del fondo:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{(h-y)}{y} \frac{a}{(h-a)} \right)^z \quad (\text{ec. 3.707.304(1).3})$$

en que el exponente de la ecuación está dado por:

$$z = \frac{V_s}{(\beta \kappa V_*')}$$

donde:

$$V_*' = \sqrt{ghi}$$

En estas ecuaciones:

- c = Concentración de sedimentos de diámetro D a una distancia y del fondo.
- c_a = Concentración de referencia a una distancia a del fondo.
- h = Profundidad del escurrimiento.
- V_s = Velocidad de sedimentación de las partículas de diámetro D .
- β = Razón entre coeficiente de dispersión de sedimento y de momentum (≈ 1)
- κ = 0,4 = constante de von Karmán.
- V_*' = Velocidad de fricción del flujo

Cabe señalar que valores pequeños del parámetro z llevan asociados valores altos de V_*' y pequeñas velocidades de sedimentación V_s , lo que explica por qué escurrimientos más rápidos y/o sedimentos más finos tienden a generar una distribución de concentraciones en la vertical más uniforme. Cuando z excede el valor 3, se puede aceptar que la mayor parte del sedimento se mueve como gasto sólido de fondo.

3.707.304(1) d) Cálculo del Gasto Sólido en Suspensión. El gasto sólido en suspensión que transporta una corriente se calcula integrando todos los filamentos de corriente desde el fondo a la superficie, considerando en cada uno de ellos la velocidad y la concentración determinadas por los respectivos perfiles de velocidad y de concentración. De este modo se cumple que el gasto sólido en suspensión por unidad de ancho está dado por:

$$g_s = \int_a^h c(y)u(y)dy \quad (\text{ec. 3.707.304(1).4})$$

en que $c(y)$ está dado por la ecuación que describe la variación de la concentración de sedimento en la vertical anteriormente escrita y por otro lado $u(y)$ está dado por las ecuaciones que describen las distribuciones logarítmicas de velocidad para los distintos tipos de paredes hidrodinámicas (lisa, rugosa o en transición lisa-rugosa).

El problema que surge en este cálculo es elegir una altura de referencia $y=a$ donde se conozca $c = c_a$. Este problema puede salvarse si se impone como condición de borde la concentración asociada con el gasto sólido de fondo, contenido este último dentro de una capa de espesor proporcional al

tamaño del sedimento arrastrado. Usualmente se adopta $a = 2D$ donde D es el tamaño representativo de este sedimento arrastrado por el fondo.

3.707.304(2) Métodos de Cálculo del Transporte de Sedimentos para Lechos Finos. A continuación se detallan algunos de los métodos utilizados con mayor frecuencia por ingenieros e investigadores para determinar la capacidad de arrastre de sólidos que posee un cauce en un tramo determinado. Estos métodos han sido desarrollados a partir de teorías y datos, en su mayoría experimentales, que constituyen visiones más o menos idealizadas de un fenómeno altamente complejo en el que intervienen numerosas variables. Por tal motivo, en su aplicación, siempre deberá hacer uso juicioso de sus resultados apoyándose en la experiencia de especialistas.

Por otro lado, todos estos métodos están orientados a estimar la capacidad de arrastre de un canal o cauce, capacidad que refleja el potencial de arrastre o de movilización de sedimentos. La capacidad de arrastre o transporte potencial es el máximo valor que podría alcanzar la capacidad de arrastre real del cauce. La diferencia se debe a que los modelos no toman en cuenta distintos factores que condicionan el arrastre de sólidos y que además son complejos y difíciles de evaluar, tales como la morfología y sinuosidad del cauce, movilidad real del material del lecho y de las riberas, etc.

Un ejemplo de ello lo constituyen los ríos cordilleranos y precordilleranos o de piedemonte, los cuales poseen cauces angostos, profundos y poco sinuosos debido a la existencia de riberas rocosas o altamente resistentes. En ellos, la capacidad de arrastre o transporte potencial no es normalmente satisfecha por los sedimentos del lecho, produciéndose un déficit que se manifiesta a través del acorazamiento, el que deja inactivo el lecho hasta la ocurrencia de una crecida importante.

Aguas abajo de los sectores precordilleranos, los cauces tienden a ensancharse, lo que sumado a una disminución paulatina de la pendiente, da origen a la depositación de material arrastrado desde aguas arriba. En estas zonas se forman conos o abanicos aluviales, los que en épocas de estiaje se presentan como múltiples canales de escurrimiento, formando cauces trenzados, con acentuadas tendencias a migrar lateralmente. Esto hace que el transporte real de los sedimentos dependa también de las posibilidades de la corriente de erosionar riberas y lecho para satisfacer la capacidad de arrastre (transporte potencial).

Existen en la actualidad innumerables fórmulas, relaciones y métodos que permiten realizar estimaciones de la capacidad de arrastre o transporte potencial de sedimentos por el fondo, pero desafortunadamente ninguna puede considerarse de validez general ni de confiabilidad probada. Hay que decir que las relaciones dan a lo más una idea de los órdenes de magnitud de las tasas de arrastre potenciales, sirviendo muchas veces sólo de referencia u orientación en la planificación y diseño de obras hidráulicas, pero no se ha alcanzado un desarrollo tal que permita cuantificar con exactitud el gasto sólido asociado a una corriente de características dadas. En las expresiones que se presentan a continuación las tasas de arrastre potenciales se establecen como gasto sólido de fondo unitario (gasto másico) expresado en peso seco de sedimentos por unidad de tiempo y ancho de cauce.

3.707.304(2) a) Método de Einstein.

a.1) Transporte de Fondo. En relación a la componente de fondo del gasto sólido, este método considera el fenómeno del arrastre como uno de naturaleza aleatoria y de carácter probabilístico, es decir, un fenómeno donde el movimiento de las partículas sólidas del lecho es intrínsecamente aleatorio, de modo que puede ser descrito como un proceso estocástico. Basado en antecedentes experimentales y conocimientos físicos del fenómeno, el método describe el gasto sólido de fondo de sedimento fino arenoso en términos de la siguiente ecuación:

$$\frac{A_* \phi_*}{(1 + A_* \phi_*)} = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi_*^{-2}}^{+B_* \psi_*^{-2}} e^{-t^2} dt \quad (\text{ec. 3.707.304(2).1})$$

siendo:

$$\phi_* = \frac{g_{SF}}{\gamma_S} \frac{1}{[(s-1)(gD^3)]^{1/2}} \left(\frac{i_F}{i_L} \right) \quad (\text{ec.3.707.304(2).2})$$

$$\psi_* = \xi Y \psi' \left(\frac{b}{b_x} \right)^2 \quad (\text{ec.3.707.304(2).3})$$

$$\psi' = (s-1) \frac{D}{R'J} \quad (\text{ec.3.707.304(2).4})$$

$$\left(\frac{b}{b_x} \right) = \frac{\text{Ln}(10,6)}{\text{Ln}(10,6x)} \quad (\text{ec.3.707.304(2).5})$$

ξ e Y son funciones gráficas dadas respectivamente en la Fig. 3.707.304.A y Fig. 3.707.304.B en tanto las demás variables que intervienen son las mismas del método de Einstein-Barbarossa descrito en el Numeral 3.707.202(2) para determinar la relación hidráulica en un cauce aluvial arenoso. En dichas figuras δ es el espesor de la subcapa laminar y X viene dado por la relación:

$$X = \begin{cases} 0,77 \frac{k_s}{x} & \text{para } k_s / \delta \geq 1,8 \\ 1,39\delta & \text{para } k_s / \delta < 1,8 \end{cases}$$

en que x es un factor de corrección que se obtiene de la Fig. 3.707.202.A.

Para sedimento uniforme se cumple $b/b_x = Y = \xi = 1$

En la ecuación del gasto sólido de fondo anteriormente descrita, el producto $g_{SF} i_F$ representa la fracción j del gasto sólido de fondo unitario correspondiente a la fracción granulométrica de tamaño D , de modo que la suma de este producto para todas las fracciones ($j = 1 \dots m$) constituye el gasto sólido de fondo total por unidad de ancho, lo cual se expresa a través de la relación:

$$g_{SF} = \sum_{j=1}^m (g_{SF} i_F)_j \quad (\text{ec.3.707.304(2).6})$$

Por otro lado, i_L representa la fracción de material de tamaño D de la curva granulométrica original del lecho, por lo cual la razón i_F / i_L es la proporción entre el material arrastrado por el fondo y aquel existente en el lecho para la fracción de tamaño D .

En las ecuaciones anteriores las variables que intervienen son:

- g_{SF} = Gasto sólido de fondo unitario de la fracción de sedimento de tamaño D , expresado en peso seco del material transportado por unidad de tiempo y ancho de cauce.
- γ_S = Peso específico del sedimento (2,65 ton/m³)
- g = Aceleración de gravedad (9,8 m/s²)
- D = Diámetro de la fracción de sedimento arrastrado del lecho
- i_F = Fracción de sedimento de tamaño D arrastrado
- i_L = Fracción de sedimento de tamaño D presente en el lecho
- A_* = 43,5 constante experimental
- B_* = 0,14 constante experimental

FIGURA 3.707.304.A
FUNCION ξ METODO DE EINSTEIN

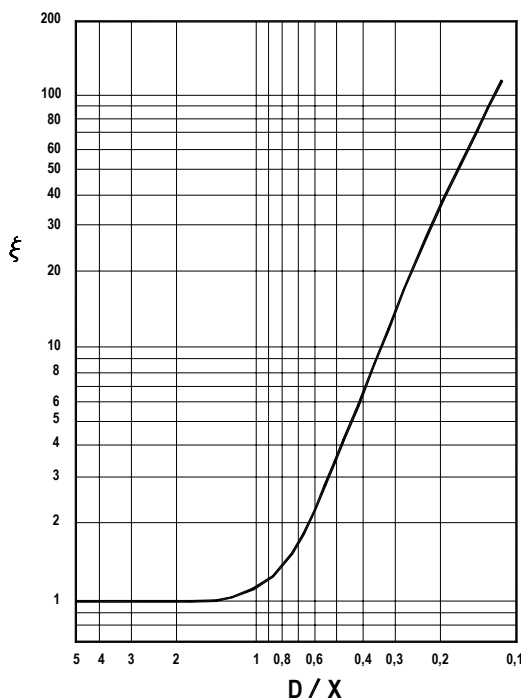
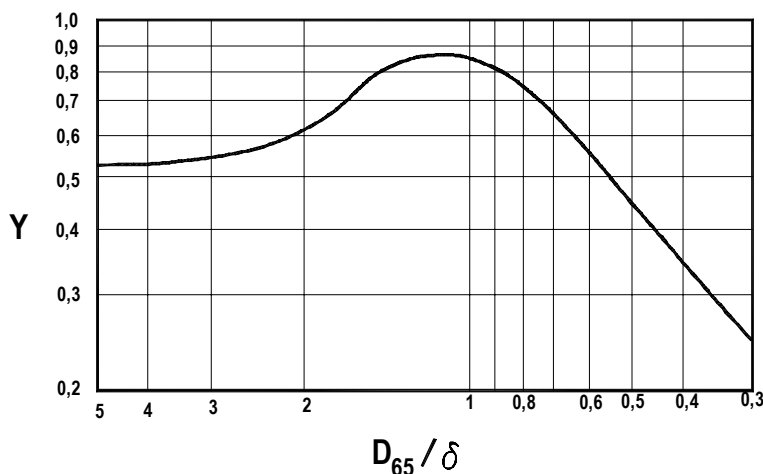


FIGURA 3.707.304.B
FUNCION Y METODO DE EINSTEIN



a.2) Transporte en Suspensión y Transporte Sólido Total. Para calcular el gasto sólido total, este método supone que el movimiento de sólidos por el fondo compromete una delgada capa, llamada capa del lecho, con un espesor de $2D$, siendo D el diámetro de la fracción granulométrica en cuestión. Bajo esta suposición puede calcularse la concentración de referencia para determinar el gasto sólido en suspensión (C_a) con lo cual, sumando éste al gasto sólido de fondo se obtiene el gasto sólido total. Conocida la concentración de referencia, mediante integración en la vertical de la distribución de la concentración del sedimento en suspensión se obtiene el gasto sólido en suspensión por unidad de ancho asociado a la fracción granulométrica i_s , a partir de la expresión siguiente:

$$g_{SS}i_S = g_{SF}i_F \left(\text{Ln} \left(\frac{30,2hx}{k_S} \right) I_1 + I_2 \right) \quad (\text{ec.3.707.304(2).7})$$

donde h representa la altura de escurrimiento, x el factor de corrección en la distribución de velocidades al pasar de pared hidrodinámicamente lisa a rugosa según la Fig. 3.707.202.A del Numeral 3.707.202(2), $k_S = D_{65}$ e I_1 e I_2 las integrales siguientes:

$$I_1 = 0,216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y'}{y'} \right)^z dy' \quad (\text{ec.3.707.304(2).8})$$

$$I_2 = 0,216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y'}{y'} \right)^z \text{Ln}(y') dy' \quad (\text{ec.3.707.304(2).9})$$

donde:

$$z = \frac{V_s}{\beta K V_*'} \quad y' = y/h \quad y \quad A = 2D/h \quad (\text{ec.3.707.304(2).10})$$

Al agregar la fracción de gasto sólido de fondo que corresponde al tamaño del material arrastrado (D), se obtiene el gasto sólido total por unidad de ancho asociado a la fracción granulométrica correspondiente i_T , también expresado como peso seco por unidad de tiempo y ancho:

$$i_T g_{ST} = i_F g_{SF} \left(\text{Ln} \left(\frac{30,2hx}{D_{65}} \right) I_1 + I_2 + 1 \right) \quad (\text{ec.3.707.304(2).11})$$

De la expresión anterior se obtiene el gasto sólido total por unidad de ancho sumando sobre todas las fracciones granulométricas ($j = 1 \dots n$):

$$g_{ST} = \sum_{j=1}^n (i_T g_{ST})_j \quad (\text{ec.3.707.304(2).12})$$

3.707.304(2) b) Método de van Rijn. Un método alternativo al de Einstein y de más reciente desarrollo es el método de van Rijn. El método permite calcular el transporte de sedimentos en lechos arenosos (0,2 mm a 2 mm) siguiendo la teoría de Bagnold sobre el movimiento de las partículas del fondo, según la cual dicho movimiento está denominado tanto por fuerzas gravitacionales como por fuerzas hidrodinámicas; los efectos de la turbulencia sobre la trayectoria de las partículas se suponen que tienen menor importancia.

El método separa el transporte de sedimentos también en dos partes: uno que se verifica en la capa de fondo y otro en suspensión.

b.1) Transporte de Fondo. Para calcular el gasto sólido de fondo se emplea la siguiente fórmula aplicable a sedimento de granulometría uniforme representada por un tamaño de sedimento D_{50} :

$$\frac{g_{SF}}{\gamma_s} \frac{1}{\sqrt{(s-1)gD_{50}^3}} = 0,053 \frac{T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \quad (\text{ec.3.707.304(2).13})$$

donde g_{SF} representa el gasto sólido por unidad de ancho expresado en peso seco de sedimento de tamaño D_{50} arrastrado por unidad de tiempo y ancho; γ_s el peso específico de los sedimentos ($\gamma_s = 2,65 \text{ ton/m}^3$); s el peso específico o densidad relativa de los sedimentos ($s = 2,65$). Los parámetros

adimensionales D_* y T se definen exactamente iguales a los del método de van Rijn para determinar la relación hidráulica según lo explicado en el Numeral 3.707.202.

Diámetro de las partículas adimensional:

$$D_* = \left(\frac{(s-1)gD_{50}^3}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (\text{ec.3.707.304(2).14})$$

Exceso del esfuerzo de corte adimensional sobre la condición crítica de arrastre:

$$T = \left\{ \left(\frac{V_*'}{V_{*c}'} \right)^2 - 1 \right\} \quad (\text{ec.3.707.304(2).15})$$

Esfuerzo de corte crítico adimensional (Shields).

$$\tau_{*c}' = \frac{V_{*c}'^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (\text{ec.3.707.304(2).16})$$

donde la función de Shields $\tau_{*c}' = \tau_{*c}'(D_*)$ es la graficada en la Fig. 3.707.202.F del Numeral 3.707.202.

b.2) Transporte en Suspensión y Transporte Total. El transporte de sólidos en suspensión se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$g_{SS} = F \cdot V \cdot h \cdot C_a \cdot \gamma_s \quad (\text{ec.3.707.304(2).17})$$

donde V es la velocidad media del escurrimiento, h su altura, γ_s el peso específico de los sólidos, y la funciones F y C_a se definen como sigue:

$$F = \frac{\left[\frac{a}{h} \right]^{z'} - \left[\frac{a}{h} \right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{h} \right]^{z'} [1,2 - z']} \quad (\text{ec.3.707.304(2).18})$$

$$z = \frac{V_s}{\beta \kappa V_*} \quad z' = z + \varphi \quad (\text{ec.3.707.304(2).19})$$

donde V_s es la velocidad de sedimentación de las partículas, β el factor de proporcionalidad para calcular el coeficiente de dispersión del sedimento en base al coeficiente de dispersión de momentum, κ es la constante de von Karman y V_* la velocidad de fricción. Estas variables se calculan como sigue:

$$\beta = 1 + 2 \left[\frac{V_s}{V_*} \right]^2 \quad \text{para } 0,1 < \frac{V_s}{V_*} < 1 \quad (\text{ec.3.707.304(2).20})$$

$$\varphi = 2,5 \left[\frac{V_s}{V_*} \right]^{0,8} \left[\frac{C_a}{C_o} \right]^{0,4} \quad \text{para } 0,01 \leq \frac{V_s}{V_*} < 1 \quad (\text{ec.3.707.304(2).21})$$

con $V_* = \sqrt{ghi}$ y C_o es la concentración máxima en el lecho ($\approx 0,65$). Por otro lado, la concentración C_a está dada por:

$$C_a = 0,015 \frac{D_{50}}{a} \frac{T^{1,5}}{D_*^{0,3}} \quad (\text{ec.3.707.304(2).22})$$

$$a = 0,5\eta \text{ o bien } a = k_s \quad (a_{\min} = 0,01 \text{ h})$$

con η definida como la altura de las ondas sedimentarias del lecho (m) y k_s la rugosidad equivalente definida por Nikuradse (m), según las ecuaciones dadas en el Numeral 3.707.202(2) d.

La velocidad de sedimentación del material suspendido puede calcularse a partir de las siguientes ecuaciones:

$$V_s = \frac{1}{18} \frac{(s-1)gD_s^2}{\nu} \quad (\text{Stokes}) \quad \text{si } D_s < 100\mu\text{m} \quad (\text{ec.3.707.304(2).23})$$

$$V_s = 10 \frac{\nu}{D_s} \left\{ \left[1 + \frac{0,01(s-1)gD_s^3}{\nu^2} \right]^{0,5} - 1 \right\} \quad \text{si } 100 < D_s < 1000\mu\text{m} \quad (\text{ec.3.707.304(2).24})$$

$$V_s = 1,1[(s-1)gD_s]^{0,5} \quad \text{si } D_s > 1000\mu\text{m} \quad (\text{ec.3.707.304(2).25})$$

El diámetro medio del sedimento suspendido se obtiene de la relación:

$$\frac{D_s}{D_{50}} = 1 + 0,011(\sigma_g - 1)(T - 25) \quad (\text{ec.3.707.304(2).26})$$

en que σ_g es la desviación estándar geométrica de la curva granulométrica del material del lecho y D_{50} el diámetro 50% en peso que pasa de la misma curva granulométrica.

3.707.304(3) Métodos de Cálculo del Transporte de Fondo de Sedimentos Granulares Finos y Gruesos Uniformes. Existen en la actualidad innumerables fórmulas, relaciones y métodos que permiten hacer estimaciones de la capacidad de arrastre por el fondo, pero desafortunadamente ninguna puede considerarse de validez general ni de confiabilidad probada. Hay que decir que las relaciones dan a lo más una idea de los órdenes de magnitud de la capacidad de arrastre o arrastre potencial, sirviendo muchas veces sólo de referencia u orientación en la planificación y diseño de obras hidráulicas, pero no se ha alcanzado un desarrollo tal que permita cuantificar con exactitud el gasto sólido asociado a una corriente de características dadas.

Se describen aquí algunas fórmulas importancia práctica han sido aplicadas con mayor frecuencia en nuestro país.

3.707.304(3) a) Método de Meyer – Peter y Müller. Este método se basa en antecedentes de laboratorio obtenidos en canales cuyos anchos variaban entre 0,15 y 2,0 m, con pendientes entre 0,04% y 2%, alturas de escurrimiento entre 0,01 y 1,2 m. Además, con lechos granulares formados por sedimentos de granulometrías graduadas y uniformes, de pesos específicos variables entre 1,25 y 4,25 ton/m³ y diámetros

medios entre 0,4 y 30 mm. Muchos de los datos en que está fundamentado el método corresponden a arrastres, en ausencia de suspensión, lo que limita el método solo al arrastre de fondo.

La siguiente fórmula, que es aplicable a sedimentos naturales uniformes, entrega como resultado el gasto sólido unitario total expresado en peso seco por unidad de tiempo y ancho en $kg / m / s$:

$$g_{SF} = 1,273 (\tau' - \tau_c)^{3/2} \quad (\text{ec. 3.707.304(3).1})$$

- τ' : Esfuerzo de corte efectivo asociado a la rugosidad granular del lecho (kg/m^2)
 τ_c : Esfuerzo de corte crítico de los granos del lecho (kg/m^2) calculado de la función de Shields para el tamaño de sedimento representativo de toda curva granulométrica (D_{50}), si ésta es relativamente uniforme

En el caso de granulometrías no uniformes, la fórmula puede ser aplicada para los tamaños representativos de cada fracción granulométrica y los resultados sumados para obtener el gasto sólido total. Esta suma generalmente sobreestimaré el gasto sólido por cuanto no toma en cuenta los efectos de escondimiento que las partículas más gruesas ejercen sobre las más finas.

3.707.304(3) b) Método de Ackers y White. Este método supone, para el caso de una superficie granular plana, que el transporte de material grueso es principalmente un proceso del lecho, esto es, que el sedimento movilizado, permanece cerca de él.

Se basa en la definición de un tamaño adimensional del sedimento (D_*), un parámetro de movilidad (F_{gr}) y un parámetro adimensional de transporte (G_{gr}), cumpliéndose que:

$$g_{SF} = G_{gr} \gamma_s \frac{V^{n+1}}{V_*^n} D \quad (\text{ec. 3.707.304(3).2})$$

donde:

- g_{SF} = Gasto sólido de fondo expresado en peso seco por unidad de tiempo y por unidad de ancho
 γ_s = Peso específico del sedimento
 V = Velocidad media de la corriente
 D = Diámetro representativo de la granulometría del lecho
 V_* = Velocidad de corte
 G_{gr} = Tasa de transporte del lecho adimensional dada por:

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (\text{ec. 3.707.304(3).3})$$

en que F_{gr} es el parámetro de movilidad del lecho definido como:

$$F_{gr} = \frac{V_*^n}{\sqrt{(s-1)gD}} \left(\frac{V}{2,46 \text{Ln} \left(10 \frac{h}{D} \right)} \right)^{1-n} \quad (\text{ec. 3.707.304(3).4})$$

donde: $s = \gamma_s / \gamma = 2,65$ y h es la profundidad del flujo. Además, A, m, n y C son funciones del tamaño adimensional del sedimento, parámetro este último que se define como sigue:

$$D_* = \left[\frac{(s-1)gD^3}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (\text{ec. 3.707.304(3).5})$$

donde g es la aceleración de gravedad y ν la viscosidad cinemática del agua.

Se plantean las siguientes alternativas dependiendo del tamaño adimensional de los sedimentos:

- Si $D_* > 60$ (sedimento grueso, $D > 2,5 \text{ mm}$), se cumple:

$$\begin{aligned} n &= 0 \\ A &= 0,17 \\ m &= 1,5 \\ C &= 0,025 \end{aligned}$$

- Si $1 \leq D_* \leq 60$ (sedimento fino), se cumple:

$$n = 1 - 0,56 \log_{10}(D_*) \quad (\text{ec. 3.707.304(3).6})$$

$$A = \frac{0,23}{\sqrt{D_*}} + 0,14 \quad (\text{ec. 3.707.304(3).7})$$

$$m = \frac{9,66}{D_*} + 1,34 \quad (\text{ec. 3.707.304(3).8})$$

$$\log_{10}(C) = 2,86 \log_{10}(D_*) - [\log_{10}(D_*)]^2 - 3,53 \quad (\text{ec. 3.707.304(3).9})$$

- Si $D_* < 1$ las ecuaciones anteriores no son válidas puesto que se trata de material con características cohesivas.

3.707.304(4) Métodos de Cálculo del Transporte de Sedimento de Granulometría Gruesa y Extendida. Para lechos de granulometría gruesa y extendida, se han desarrollado diversos métodos de cálculo de la capacidad de arrastre que en su mayoría toman en cuenta, explícita o implícitamente, los efectos macro-rugosos y de acorazamiento o adoquinamiento de estos lechos sobre la pérdida de carga de la corriente y el arrastre. Algunos de los métodos propuestos están basados sólo en estudios de laboratorio, en cambio otros, cuentan también con respaldo de terreno. Los autores los fundamentan en ciertos casos, en hipótesis y formulaciones teóricas relacionadas con el mecanismo básico de interacción entre el flujo y las partículas sólidas, y en otros, desarrollan y proponen regresiones basadas en ajustes directos a datos disponibles. Con todo, estos métodos deben aplicarse considerando sus limitaciones y complementándolos con la experiencia del especialista.

3.707.304(4) a) Método de Parker. Este método fue desarrollado para calcular el gasto sólido por el fondo en lechos constituidos por gravas y material grueso, conociendo la distribución granulométrica del material superficial. La relación básica de transporte de sedimentos incluye el concepto de escondimiento, según el cual los sedimentos de mayor tamaño de la superficie del lecho presentan intrínsecamente menos movilidad que aquellos más finos.

El método tiene su origen en un método anterior desarrollado por el propio Parker, basado en datos de terreno de un estero ubicado en el estado de Oregón, EEUU (Oak Creek).

Para utilizar la relación de Parker es necesario conocer la distribución granulométrica del sedimento de la superficie del lecho, lo que se sugiere hacer mediante muestreo y análisis granulométrico durante períodos de estiaje.

Dado que se trata de un método complejo de aplicar, se recomienda que sea empleado por especialistas en aquellas situaciones que ameriten un análisis más detallado y complejo del comportamiento mecánico fluvial de lechos de granulometría gruesa y extendida.

3.707.304(4) b) Fórmulas Empíricas para Estimaciones Preliminares. Ayala y Peric en la Universidad de Chile realizaron un estudio en que se sistematizaron diversos métodos que aparecen propuestos en la literatura para ser aplicados en lechos de granulometría gruesa uniforme y en algunos casos, además bien graduada.

Los métodos anteriores se emplearon para calcular los gastos sólidos de fondo (capacidades de arrastre) de un conjunto de ríos chilenos (cauces de montaña y de llanuras) que abarcan los siguientes rangos de variables mecánico fluviales:

- Pendiente del cauce entre 0,3% y 8%
- Diámetro D_{50} entre 10 y 175 mm
- Diámetro D_{90} entre 50 y 540 mm
- Desviación estándar geométrica σ_g entre 3,2 y 14

Como resultado de la aplicación de diversos métodos de cálculo del gasto sólido de fondo, se propuso la siguiente relación de potencias para realizar una estimación rápida del arrastre de fondo, conocido el caudal por unidad de ancho:

$$g_{SF} = a q^b \quad (\text{ec. 3.707.304(4).1})$$

en la cual g_{SF} es el gasto sólido de fondo unitario expresado en peso seco por unidad de tiempo y ancho de cauce (ton/día/m) y q , caudal líquido en $m^3/s/m$, siendo a y b parámetros. Los valores numéricos de dichos parámetros se obtienen de las siguientes regresiones, expresadas en función de la pendiente del cauce (i) y del diámetro representativo D_{90} o D_{50} , con el correspondiente coeficiente de determinación que se indica. Este coeficiente fue obtenido del ajuste de la fórmula de potencias arriba indicada a los resultados obtenidos de la aplicación de los métodos de cálculo. El ajuste se realizó agrupando estos métodos en dos conjuntos, el primero de los cuales incluye a aquellos métodos que dan resultados que en términos relativos son siempre altos o muy altos (envolvente superior); el segundo corresponde al conjunto de métodos que da resultados comparativamente siempre bajos y a veces muy bajos (envolvente inferior):

Envolvente Superior

$$a = 36,6 \cdot 10^5 \cdot i^{2,161} \cdot D_{90}^{-0,627} \quad r^2 = 0,96$$

$$b = 0,494 \cdot i^{-0,297} \cdot D_{90}^{0,235} \quad r^2 = 0,89$$

Envolvente Inferior

$$a = 3,92 \cdot 10^5 \cdot i^{1,834} \cdot D_{50}^{-0,276} \quad r^2 = 0,98$$

$$b = 0,813 \cdot i^{-0,114} \cdot D_{50}^{0,052} \quad r^2 = 0,70$$

Alternativamente se propone regresiones más simples en que interviene la pendiente solamente:

Envolvente Superior

$$a = 41,1 \cdot 10^5 \cdot i^{1,956} \quad r^2 = 0,95$$

$$b = 0,473 \cdot i^{-0,221} \quad r^2 = 0,77$$

Envolvente Inferior

$$a = 7,09 \cdot 10^5 \cdot i^{1,779} \qquad r^2 = 0,97$$

$$b = 0,726 \cdot i^{-0,104} \qquad r^2 = 0,66$$

3.707.305 Procesos Naturales de Socavación-Deposición en Cauces. La variación temporal de la forma y geometría de los cauces naturales y de la morfología de sus valles, es el resultado de los procesos de socavación, transporte de sedimentos y deposición. La socavación y transporte ocurren en zonas donde existen corrientes con altas velocidades, en tanto en aquellas con flujos de bajas velocidades el movimiento de sedimentos es mínimo o inexistente. Durante inundaciones, sin embargo, muchas zonas pueden quedar expuestas a flujos de alta velocidad y por lo tanto, sujetas al transporte de grandes cantidades de material, principalmente dentro del río pero también ocasionalmente en las zonas de inundación, pudiendo ser éstas incluso erosionadas y el material resultante movilizado hacia aguas abajo. La deposición de sedimentos ocurre durante la fase de disminución de la velocidad del flujo, o en zonas en que el cauce principal o las zonas de inundación mantienen un flujo lento o recirculatorio (zonas de aguas muertas).

Dentro de un cauce ocurrirá el descenso del lecho (socavación) si el arrastre de sedimentos proveniente del lecho excede a la deposición. Si en cambio, la socavación y deposición son similares en magnitud, el lecho será estable. La estabilidad de un tramo de un cauce puede ser vista también en términos del balance entre el sedimento aportado desde aguas arriba y aquel transportado hacia aguas abajo del mismo.

Los ríos están rara vez en equilibrio respecto de los caudales líquidos y sólidos, constatándose que el ajuste en la sección transversal, en el perfil longitudinal y en las planicies de inundación, ocurre lentamente posterior a los procesos de cambio inducidos por cambios en la corriente. Si un cauce es demasiado angosto para una corriente y condición de sedimento dadas, la socavación de las riberas puede agrandarlo y reducir la velocidad del flujo, disminuyendo así su capacidad de arrastre.

Los cauces pueden también ajustarse rápidamente a las condiciones que tenían antes de una crecida. El tiempo que le toma a un río retornar a su forma original después de un cambio inducido por una crecida, en ríos de clima templado, es usualmente corto en relación al período de retorno de las inundaciones, con una rápida revegetación que es un importante componente del proceso de recuperación. Por ejemplo, la socavación en un cauce causada por una crecida puede incrementar su ancho, pero posteriormente, los caudales medios más bajos que producen flujos más lentos, pronto reducirán el ancho por deposición a lo largo de las riberas. Algunos de los ajustes de la forma de los cauces ocurren a largo plazo dependiendo del clima o de los cambios inducidos sobre el régimen sedimentológico del río. Consecuentemente, procesos que tuvieron lugar en el pasado pueden también ser importantes en la determinación de la morfología actual de un cauce.

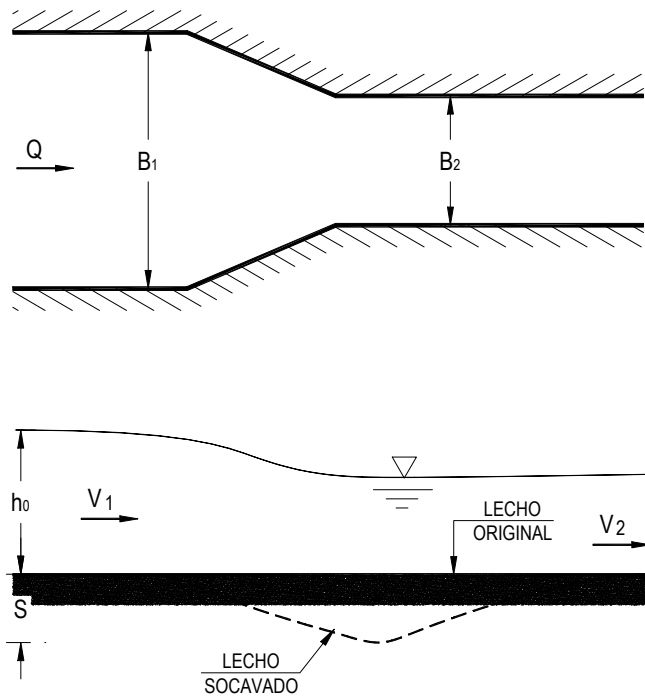
Como se ha señalado, los ríos transportan cantidades significativas de sedimento y erosionan su lecho y riberas, en respuesta a eventos de crecida. Las grandes crecidas tienen un gran potencial para generar cambios morfológicos en el cauce, sin embargo ellas ocurren con muy poca frecuencia. Pequeñas crecidas en tanto, son mucho más frecuentes pero no son tan efectivas desde el punto de vista de los cambios morfológicos. La forma que tiene la sección de un cauce se vincula al llamado trabajo formativo. El trabajo formativo de un cauce asociado a una crecida determinada se puede estimar mediante el producto entre el volumen de sedimento transportado y la frecuencia de la crecida. El caudal asociado a la crecida que alcanza el máximo trabajo formativo del cauce se denomina caudal dominante o formativo.

En los ríos el mayor trabajo formativo del cauce es producido por eventos de crecidas que ocurren, en promedio, entre dos veces por año y una vez cada cinco años. Por lo tanto, el concepto de caudal dominante se relaciona con la idea de que los ríos ajustan la forma de su cauce de modo de conducir crecidas moderadas entre sus riberas. Desde este punto de vista, el caudal formativo resulta ser similar en magnitud al caudal denominado de cauce lleno y resulta ser menor que aquel asociado a crecidas extremas o de baja frecuencia de ocurrencia. El caudal de cauce lleno se ha relacionado, en un gran rango

de ríos distintos, con períodos de retorno que van entre 1 a 3 años, con un valor medio de alrededor de 1,5 años.

Los procesos naturales de socavación ocurren en contracciones, curvas y en las confluencias. A continuación, se entregan algunas relaciones propuestas para la estimación de la socavación en estas singularidades de los cauces. En la aplicación de estas fórmulas o métodos deberá tenerse presente que constituyen herramientas sencillas basadas en una idealización de fenómenos complejos y difíciles de evaluar. Por lo tanto, sus resultados deben ser empleados cuidadosamente y de preferencia, respaldados por la experiencia del especialista.

3.707.305(1) Socavación en Contracciones

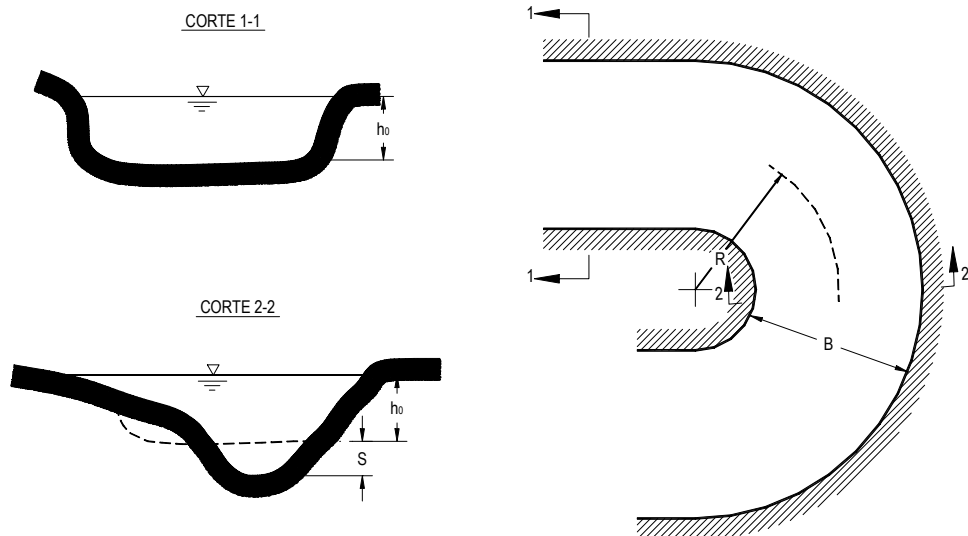


Para la socavación que experimenta el lecho de un río en una contracción brusca, puede usarse la fórmula de Straub siguiente:

$$\frac{S + h_o}{h_o} = \frac{1}{\left(1 - \frac{B_2}{B_1}\right)^{0,8}} \quad (\text{ec. 3.707.305(1).1})$$

- S = Socavación (m)
- B = Ancho del río (m)
- h_o = Profundidad del flujo aguas arriba de la contracción (m)

3.707.305(2) Socavación en Curvas



En general la socavación en curvas depende de las condiciones locales (radio de curvatura, profundidad del flujo, tamaño del material del lecho, etc.), y de la influencia de aguas arriba. En la salida de la curva, la socavación que ocurre es máxima producto del flujo en espiral y de la tendencia del flujo a seguir en la misma dirección.

Una fórmula empírica para determinar la socavación en una curva es la de Thorne:

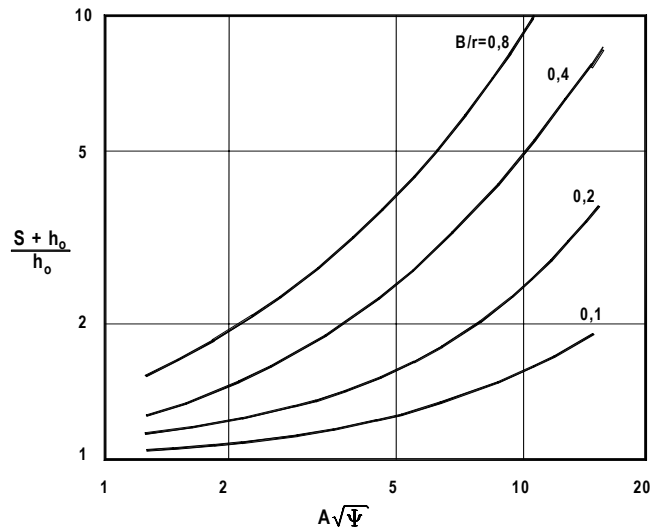
$$\frac{S}{h_o} = 1,07 - \log_{10} \left(\frac{r}{B} - 2 \right) \quad 2 < \frac{r}{B} < 22 \quad (\text{ec. 3.707.305(2).1})$$

donde:

- S = Socavación en la curva (m)
- h_o = Altura media del escurrimiento no perturbado (m)
- r = Radio de curvatura de la curva (m)
- B = Ancho superficial del cauce (m)

Un procedimiento alternativo de cálculo de la socavación en una curva es el de Odgaard basado en la relación gráfica de la Fig. 3.707.305.A.

FIGURA 3.707.305.A
SOCAVACION EN CURVAS SEGUN ODGAARD



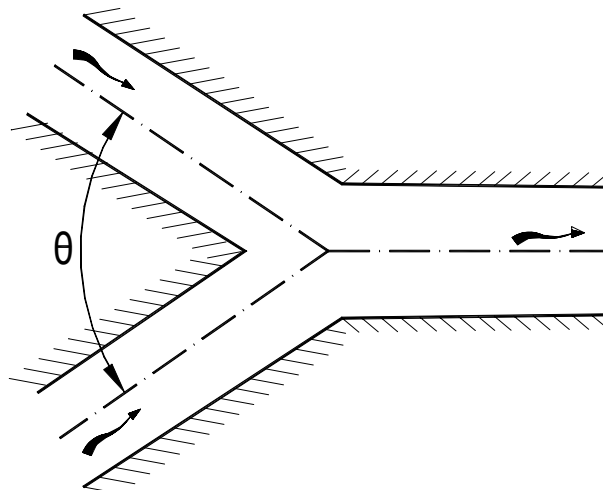
donde:

$$A\sqrt{\psi} = 10,6 \left(1 - \frac{1}{\ln\left(12 \frac{R}{k_s}\right)} \right) \frac{V_*}{\sqrt{(s-1)gD}} \quad (\text{ec. 3.707.305(2),2})$$

con

- R = Radio hidráulico del escurrimiento no perturbado (m)
- k_s = Rugosidad equivalente del lecho (m) que vale D_{90} para flujo rugoso y $2 D_{50}$ para flujo liso
- V_* = Velocidad de corte del lecho (m/s) = \sqrt{gRJ}
- s = Peso específico relativo de los sólidos ($s = 2,65$)
- g = Aceleración de gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$)
- D = Diámetro de la partícula (m)
- J = Pendiente del plano de energía

3.707.305(3) Socavación en Confluencias



Para estimar la socavación que se produce aguas abajo de una confluencia se puede utilizar la relación de Breusers y Randkivi siguiente:

$$\frac{S}{h_o} = 2,24 + 0,037\theta \quad (\text{ec. 3.707.305(3).1})$$

Donde:

- h_o = profundidad del flujo promedio de los dos brazos que confluyen (m)
 θ = ángulo que forma los brazos expresado en radianes

3.707.306 Procesos de Degradación Inducidos y su Cuantificación

3.707.306(1) Aspectos Generales y Metodologías. Los procesos de degradación inducidos corresponden, en general, a aquellos en que se produce un descenso del nivel del lecho en un tramo de un río aguas abajo de una presa o de alguna barrera transversal al cauce que altera la circulación de los sedimentos produciendo cambios morfológicos en el río.

La degradación del lecho, que no solo acarrea consigo descensos del fondo sino también disminución de pendientes y engrosamiento del tamaño de los sedimentos, puede llegar a afectar las fundaciones de obras existentes en el río aguas abajo de la barrera, tales como bocatomas de canales, machones y pilas de puentes, descargas, obras de defensa fluvial y obras de cruce de ríos, y muy especialmente condicionar el diseño de obras futuras que se construyan en el cauce o en sus cercanías, aguas abajo de la barrera.

Para cuantificar la degradación se emplean básicamente dos tipos de métodos: modelos físicos a escala reducida y modelos de simulación matemática (numérica). Los modelos numéricos han alcanzado un mayor desarrollo y su uso se ha generalizado por ser más flexibles, rápidos y más económicos. Estos modelos tienen su origen en ecuaciones básicas similares: una ecuación de continuidad para el sedimento, ligada con una ecuación de gasto sólido, con la cual se realiza un balance de masas en un tramo del cauce del río, en el cual el descenso del lecho por unidad de tiempo compensa la diferencia entre el gasto sólido de salida del tramo y aquel que entra al mismo.

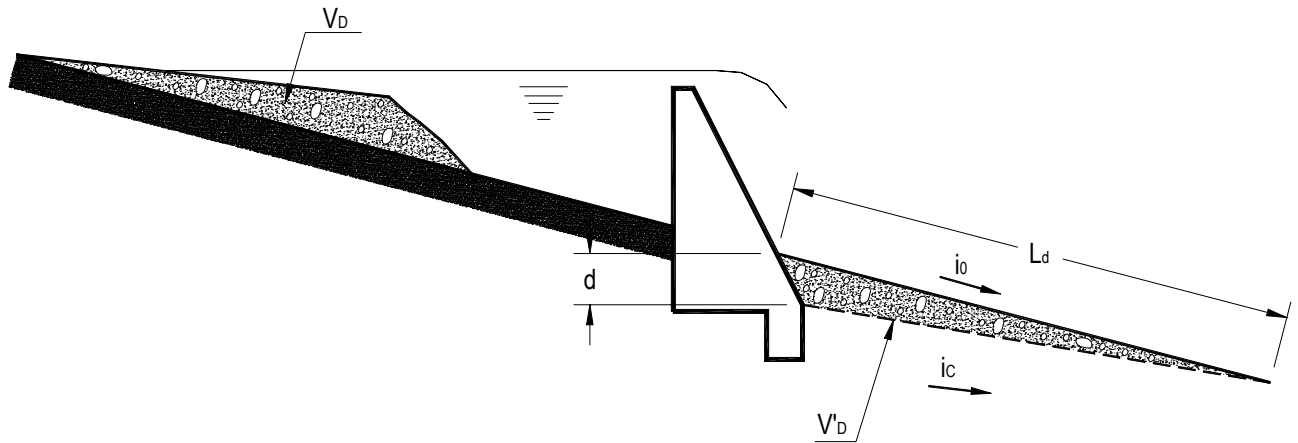
La metodología para realizar el balance incluye los siguientes procesos de cálculo: caracterización hidráulica del río, caracterización sedimentológica y balance sedimentológico, incluyendo en este último cuantificación de descensos y cambios de pendiente del lecho. El uso de esta metodología implica el empleo de métodos alternativos de cálculo hidráulico y mecánico-fluvial que preferentemente debe decidir y desarrollar un especialista.

3.707.306(2) Cálculo Simplificado de la Degradación. Para fines de una estimación preliminar de la magnitud de la degradación aguas abajo de una presa o barrera, puede realizarse el siguiente cálculo simplificado:

- Primero, estimar el volumen medio de sedimento acarreado por las aguas en el período de interés: por ejemplo, durante una crecida o durante un período de varios años.
- Segundo, suponer que el volumen anterior es total o parcialmente depositado aguas arriba de la obra o barrera.
- Tercero, a partir de la sección de la barrera o presa trazar hacia aguas abajo una recta de pendiente igual a la pendiente crítica (i_c) de arrastre del tamaño representativo del sedimento.
- Por último, trasladar paralelamente a sí misma la recta anterior de modo que el triángulo que se forma con ella y la línea de fondo del cauce (pendiente i_o), tenga un área tal que multiplicada por el ancho medio del cauce forme un volumen igual al sedimento depositado aguas arriba de la obra.

En la Fig. 3.707.306.A se muestra un esquema del perfil del lecho degradado que se obtendría mediante este cálculo simplificado.

**FIGURA 3.707.306.A
PERFIL DEL LECHO DEGRADADO**



Nota: Para calcular d y L_d debe cumplirse que $V'_D = V_D$

3.707.4 METODOS DE CALCULO DE LA SOCAVACION

Como parte de los diseños de las obras de cruce de un cauce natural se incluyen a continuación algunas fórmulas y criterios conocidos para estimar la socavación local al pie de pilas y estribos de puentes, y otras obras hidráulicas, y la socavación generalizada del cauce. En la aplicación de estas fórmulas hay que tener claro que se trata de herramientas técnicas basadas en modelos aproximados o idealizados de fenómenos complejos. Por lo tanto, los resultados que se obtengan deben ser empleados con criterio y en lo posible, con respaldo de la experiencia del especialista.

3.707.401 Fenómeno de Socavación. La socavación es un fenómeno producido por un desequilibrio localizado entre la tasa a la cual el sedimento es arrastrado por la corriente fuera de una determinada zona del lecho y la tasa de sedimento alimentada hacia ella. Este desequilibrio se genera por la concentración del flujo asociada a la presencia de un obstáculo o estructura implantada en un lecho fluvial. El resultado es una profundización local del lecho, bajo la forma de una fosa o cavidad en el entorno de la estructura, que se desarrolla durante un cierto tiempo hasta que se restituye el equilibrio entre la tasa de entrada y de salida de sedimento a la fosa.

El proceso tiende a alcanzar una condición de régimen o de estabilización. Es esta condición la que interesa principalmente cuantificar desde un punto de vista ingenieril. La fosa de socavación que caracteriza la condición de régimen puede llegar a afectar la estabilidad de estructuras y por lo tanto, se hace necesario predecirla como parte del diseño.

Cuando la socavación se produce sin alimentación desde aguas arriba, se habla de "socavación en aguas limpias o claras". Si adicionalmente la corriente tiene características tales que se genera en el lecho no alterado por la estructura, la condición de arrastre crítico o incipiente (umbral del transporte de sedimentos), la profundidad de socavación alcanza un máximo. Esto se debe a que para esta condición se produce el máximo desequilibrio entre la capacidad de arrastre del flujo en torno o al pie de la estructura (capacidad socavante) y la capacidad de arrastre de sedimento desde aguas arriba hacia la fosa (capacidad de alimentación de la fosa), que en este caso es nula. En este manual se presentan fórmulas aplicables a este tipo de condición extrema.

Otro aspecto a considerar en la cuantificación de la socavación es la geometría de la fosa, la cual depende de las características del sedimento y de la forma del obstáculo. Si el obstáculo es simétrico

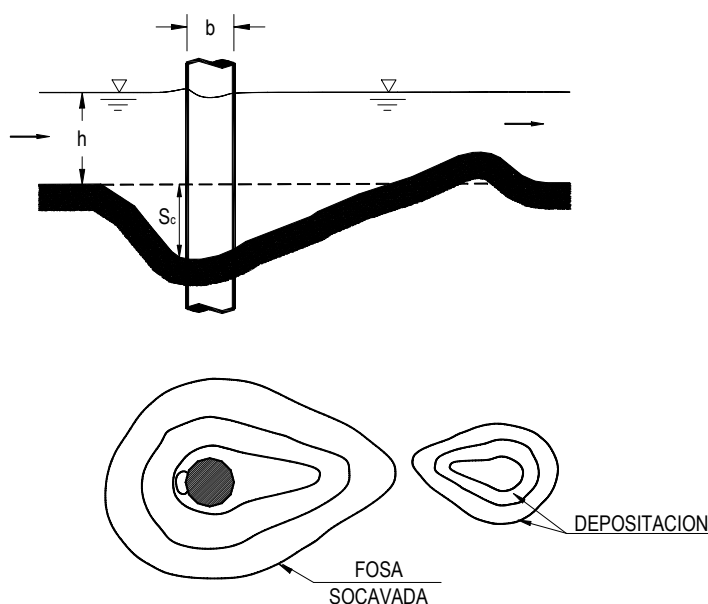
con respecto al flujo, la fosa resultante también es simétrica y si no lo es, el punto de máxima socavación de ella se ubica fuera de la línea de simetría.

Finalmente, hay que señalar que la socavación reviste características distintas según se trate de un lecho aluvial fino (arenoso) o de uno grueso uniforme o bien graduado. En este último caso, dentro de la fosa se produce un acorazamiento que reduce la efectividad de la corriente socavante por lo que la fosa tiende a ser menos profunda que la de un lecho fino, a igualdad de condiciones geométricas del obstáculo e hidráulicas de la corriente.

3.707.402 Fórmulas de Cálculo de la Socavación Local al Pie de Pilas. Existen numerosas fórmulas que han sido propuestas para determinar la profundidad máxima de la fosa o cavidad de socavación alrededor de una pila. A continuación, se presenta un grupo de fórmulas que reflejan la información más completa o actualizada sobre el fenómeno, referido a una pila cilíndrica de sección circular inserta en un lecho de arena y sujeta a "socavación en aguas claras". Seguidamente se incluyen factores de corrección para tomar en cuenta efectos de forma de la sección de la pila, agrupación de pilas, lecho no arenoso, etc.

3.707.402(1) Pilas de Sección Circular en un Lecho de Arena

**FIGURA 3.707.402.A
PILA CILINDRICA DE SECCION CIRCULAR AFECTADA POR SOCAVACION**



A continuación se detallan las principales fórmulas utilizadas para estimar la socavación al pie de pilas de sección circular en un lecho de arena. Como ha sido señalado previamente, dichas fórmulas son aplicables a las condiciones más desfavorables desde el punto de vista de la socavación, esto es, socavación en aguas claras.

En la Fig. 3.707.402.A se presenta un corte y una vista en planta de una pila cilíndrica de sección circular ubicada en el lecho, en donde se definen las distintas variables consideradas en el fenómeno de socavación.

Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena se recomienda emplear cualquiera de las expresiones siguientes:

- Breusers, Nicollet y Shen (BNSh):

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right) \quad (\text{ec. 3.707.402(1).1})$$

Envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores:

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases} \quad (\text{ec. 3.707.402(1).2})$$

Relación de Richardson (R) para Números de Froude mayores a 0,5

$$\frac{S_c}{b} = 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} F^{0,43} \quad (\text{ec. 3.707.402(1).3})$$

En las expresiones anteriores S_c es la socavación máxima debido a la presencia de la pila de sección circular de diámetro b inserta en un lecho de arena y sujeta a condiciones de aguas claras y transporte incipiente del flujo en la zona no alterada por la pila; h es la altura de escurrimiento y F es el Número de Froude del flujo no perturbado ($F = V / \sqrt{gh}$; V = Velocidad media).

Al aplicar las fórmulas anteriores se podrá apreciar que los resultados obtenidos con la fórmula envolvente de datos experimentales (EDE) supera en 25% a 35% a aquellos de Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) para $h/b \geq 1$; para valores de $h/b < 1$ la diferencia se incrementa, pudiendo superar 100%. Por otro lado, la fórmula de Richardson (R) entrega resultados parecidos de BNSh, para números de Froude cercanos a 0,5 y semejantes a los de la fórmula EDE para Números de Froude cercanos a 0,9. Esto permite recomendar que cuando se empleen estas fórmulas, para rangos de Números de Froude menores o cercanos a 0,5 se privilegie el uso de la fórmula de BNSh y para Números de Froude mayores que 0,7 se prefiera el uso de la fórmula EDE.

3.707.402(2) Factores de Corrección para la Socavación al Pie de Pilas. Para tomar en cuenta los efectos de la forma de la pila, presencia de varias pilas, de dispersión granulométrica del material del lecho (cuando éste no es uniforme) se utiliza un coeficiente de corrección K . Dicho coeficiente multiplica la socavación obtenida para una pila cilíndrica de sección circular fundada en un lecho de arena uniforme, para obtener la socavación de una o varias pilas agrupadas, con sección no circular, con o sin base de fundación expuesta al flujo, inserta en un lecho de arena no uniforme o material más grueso:

$$S = K \cdot S_c \quad (\text{ec. 3.707.402(2).1})$$

donde el coeficiente K está dado por el producto siguiente:

$$K = K_s K_\omega K_g K_{gr} K_R K_d \quad (\text{ec. 3.707.402(2).2})$$

siendo K_s es el factor de forma de la pila, K_ω factor por alineamiento de la pila de sección no circular con la corriente, K_g factor debido a la dispersión granulométrica de arenas no-uniformes, K_{gr} factor que toma en cuenta la presencia de grupos de pilas, K_R es el factor por afloramiento de la base de fundación y K_d es el factor de influencia por tamaño del sedimento

3.707.402(2) a) Factor de Forma de la Pila (K_s). El factor K_s depende de la forma de la sección transversal y en elevación de la pila; los valores para distintos tipos de sección se consignan en la Tabla 3.707.402.A.

**TABLA 3.707.402.A
FACTOR DE FORMA DE SECCION TRANSVERSAL DE PILAS (K_s)**

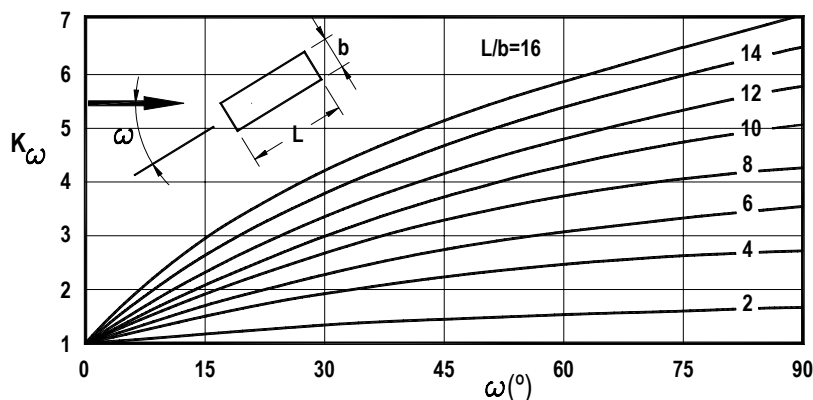
Forma de la Sección Transversal de la Pila	L/b	K_s
En Planta:		
Lenticular	3 – 2	0,7 – 0,8
Elíptica	5 – 2	0,6 – 0,8
Circular	-	1,0
Rectangular	5 – 1	1,0 – 1,2
Rectangular con extremo semicircular	3	0,90
Rectangular con extremo redondeado	4	1,01
Nariz semicircular y cola triangular	5	0,86
Rectangular con nariz triangular ; ángulo al centro de 28° a 53°	3	0,65 – 0,76
En Elevación:		
Con forma piramidal angostándose hacia arriba	-	0,76
Con forma piramidal invertida ensanchándose hacia arriba	-	1,2

Nota: b = ancho de sección normal al flujo; L = largo de sección paralelo al flujo

3.707.402(2) b) Factor de Esviaje de Pilas Rectangulares (K_ω). En el caso de pilas rectangulares se ha derivado un factor de corrección que toma en cuenta el esviaje o ángulo que forma el eje principal de la sección con la dirección de la corriente, cuyo valor viene dado en la Fig. 3.707.402.B en función de la razón largo/ancho de la sección.

FIGURA 3.707.402.B

FACTOR DE ALINEAMIENTO PILAS DE SECCION RECTANGULAR CON LA CORRIENTE (K_ω)



Alternativamente puede emplearse el factor K_ω recomendado por Froelich a través de la ecuación:

$$K_\omega = \left(\cos \omega + \frac{L}{b} \operatorname{sen} \omega \right)^{0,62} \quad (\text{ec. 3.707.402(2).3})$$

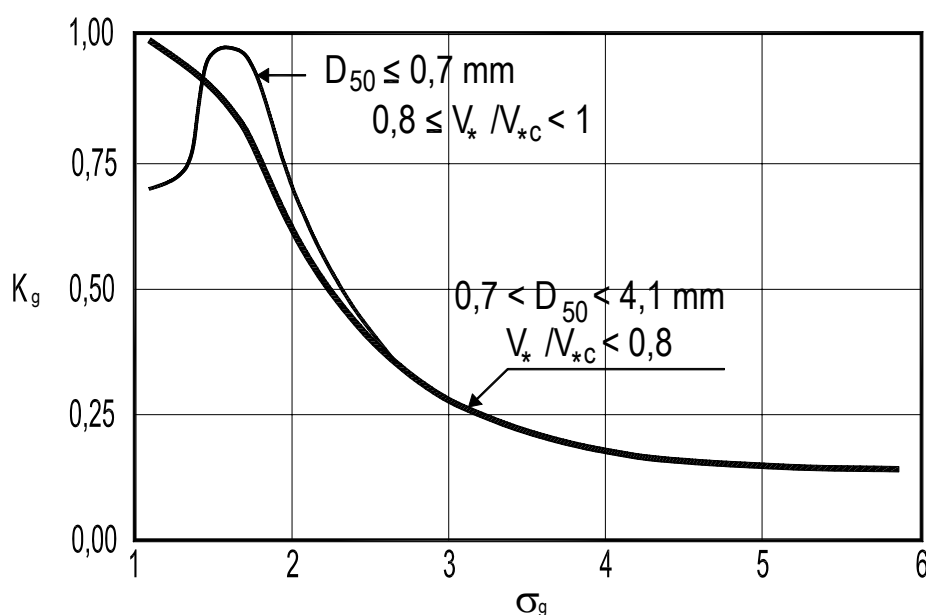
en que L y b son respectivamente, el largo y el ancho de la sección transversal de la pila y ω es el ángulo de esviaje expresado en grados. Cabe hacer notar que un alineamiento perfecto entre el eje de la sección rectangular y la dirección de la corriente significa $\omega = 0$ y $K_\omega = 1$.

3.707.402(2) c) Factor de Dispersión Granulométrica (K_g). El factor que toma en cuenta la dispersión granulométrica de sedimento no uniforme del lecho cuando éste es arena o gravilla, viene dado por la Fig.

3.707.402.C en función de $\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$ y de la razón entre la velocidad de corte (V_*) y la velocidad crítica de corte (V_{*c}) de las partículas, V_*/V_{*c} . En esta figura hay que hacer notar los siguiente:

- La curva de $D_{50} \leq 0,7$ mm está definida en el rango sin arrastre del lecho no perturbado pero si cercano a éste: $0,8 \leq V_*/V_{*c} < 1$.
- La curva de $D_{50} \leq 0,7$ mm abarca teóricamente un rango de D_{84} de 0,7 mm hasta 42 mm.
- La curva de $0,7 < D_{50} < 4,1$ mm es similar a la anterior, salvo en el rango de σ_g de 1 a 2.
- Esta curva extendería el rango de aplicación de K_g hasta D_{84} de 24,6 mm (1 pulgada).

FIGURA 3.707.402.C
FACTOR POR GRADUACION DE TAMAÑOS K_g EN FUNCION DE σ_g



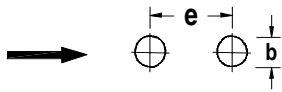
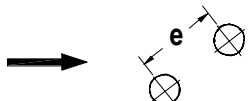
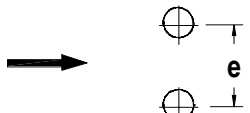
Alternativamente a las curvas del gráfico de la Fig. 3.707.402.C puede emplearse el factor K_g recomendado por Johnson, el que se expresa por la relación siguiente:

$$K_g = \sigma_g^{-0,24} \quad (\text{ec. 3.707.402(2).4})$$

Esta relación entrega valores más altos que el de la Fig. 3.707.402.C, por lo que su aplicación, a lechos graduados debe considerarse como un elemento conservador a introducir para tomar en cuenta el efecto de la dispersión granulométrica de los sedimentos.

3.707.402(2) d) Factor de Grupo de Pilas (K_{gr}). Cuando las pilas se presentan como un obstáculo a la corriente en grupo, es necesario introducir el factor de corrección recomendado por Breusers que se indica en la Tabla 3.707.402.B, en función de la separación de dos (2) pilas. En el caso de grupos de más de dos pilas, el cálculo se debe realizar agrupando las pilas en grupos de a dos, determinando luego un factor total de cada grupo de pilas.

TABLA 3.707.402.B
FACTOR DE GRUPOS DE PILAS DE SECCION CIRCULAR (K_{gr}) PARA PARES DE PILAS

DISTRIBUCION DE LAS PILAS	ESPACIAMIENTO e	K_{gr}	
		PRIMERA PILA	SEGUNDA PILA
	b	1,00	0,90
	$2b$ a $3b$	1,15	0,90
	$>15b$	1,00	0,80
	b	1,90	1,90
	$5b$	1,15	1,20
	$>8b$	1,00	1,00
	b	1,90	1,90
	$2b$ a $3b$	1,20	1,20
	$>8b$	1,00	1,00

Cabe señalar que según lo muestran las pocas experiencias consignadas en la literatura especializada, la profundidad de socavación crece cuando las fosas de dos o más pilas se superponen. Existe cierta evidencia experimental que indica que al considerar las pilas alineadas transversalmente al eje del flujo y siendo el espaciamiento entre las pilas, mayor a cuatro veces su diámetro ($e > 4b$), la influencia que ejerce el bulbo de socavación de una sobre otra, puede considerarse despreciable.

Una alternativa para estimar el factor de influencia de una pila de sección circular sobre la socavación de otra pila de igual sección, alineadas perpendicular al flujo y separadas por una distancia entre ejes igual a, es la propuesta por Kothyari et al, para $e > b$:

$$K_{gr} = \left(\frac{e-b}{e} \right)^{-0,3} \quad (\text{ec. 3.707.402(2).5})$$

3.707.402(2) e) Factor de Afloramiento de la Base de Fundación (K_r). En el caso de pilas rectangulares en que la socavación deja a la vista la zapata de fundación de una cepa, las investigaciones realizadas en la Universidad de Chile por Ayala y Kerrigan indican que es recomendable utilizar un factor adicional K_r , el cual toma en cuenta el afloramiento de la base de fundación sobre el lecho. En la Figura 3.707.402.D se encuentra graficado este factor en función de la altura de afloramiento (a) para dos situaciones: $B/b = 4$ y $B/b = 2$, en que B es el ancho de la base de fundación y b el ancho de la pila. Tanto la base de fundación como la pila son en este caso de sección rectangular.

Un criterio alternativo de evaluación del efecto generado por la presencia de bases de fundación expuestas sobre la socavación es aquel basado en el cálculo de un ancho de pila equivalente definido como:

$$b^* = \left(\frac{a}{h} \left(\frac{B}{b} - 1 \right) + 1 \right) b \quad (\text{ec. 3.707.402(2).6})$$

donde a es el afloramiento de la base medido como la distancia entre el inicio de la base y el nivel de lecho no socavado, b el ancho de la pila, B es el ancho de la base de fundación y h la altura del escurrimiento. Según las investigaciones realizadas por Ayala y Niño en la Universidad de Chile con pilas cilíndricas de sección circular, una vez calculado este ancho de pila equivalente, la socavación estimada sin considerar el efecto de la base de fundación debe multiplicarse por un factor de corrección que toma los valores que se indican en la Tabla 3.707.402.C.

FIGURA 3.707.402.D
FACTOR K_R POR AFLORAMIENTO DE BASE EN PILAS RECTANGULARES

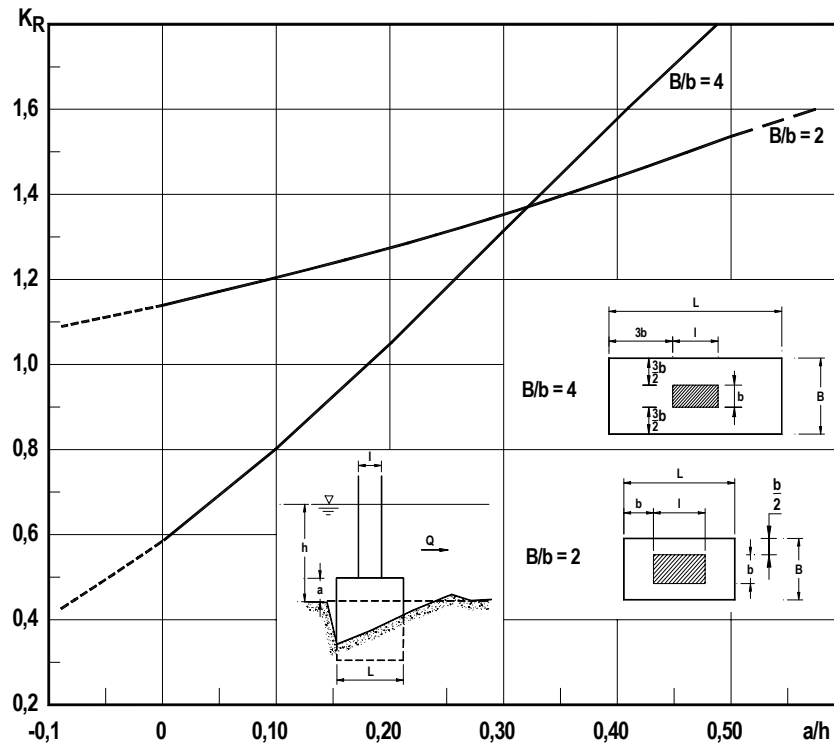


TABLA 3.707.402.C
FACTOR K_R EFECTO DE LA BASE DE FUNDACION PARA PILAS DE SECCION CIRCULAR

b^*/b	K_R
1,0	1,00
1,3	1,03
1,5	1,04
1,7	1,05
2,0	1,06
2,5	1,06

3.707.402(2) f) Factor de Tamaño del Sedimento (K_d). Para tomar en cuenta la influencia del tamaño relativo del sedimento al tamaño de la pila, sobre la socavación local por medio de un factor K_d , Raudkivi y Ettema establecieron la siguiente clasificación para el tamaño de sedimento que permite distinguir entre sedimentos finos y gruesos uniformes:

- Sedimento fino $\frac{b}{D_{50}} > 130$
- Sedimento intermedio $130 > \frac{b}{D_{50}} > 30$
- Sedimento grueso $30 > \frac{b}{D_{50}} > 8$
- Socavación no observable $\frac{b}{D_{50}} < 8$

Para valores de b/D_{50} mayores a 25 aproximadamente, vale decir, sedimento intermedio y fino de acuerdo a la clasificación arriba indicada, la socavación se torna independiente del valor de dicho cociente, situación que lleva a un coeficiente K_d igual a 1,0. Por otro lado, se concluye que el mayor tamaño de sedimento relativo al diámetro de la pila, limita la profundidad de socavación, estableciéndose que para partículas de un tamaño tal que generan una razón b/D_{50} menor a 25, es decir, sedimento uniforme grueso según la clasificación anterior, se cumple:

$$K_d = 0,25 \operatorname{Ln} \left(2,24 \frac{b}{D_{50}} \right) \quad (\text{ec. 3.707.402(2).7})$$

Chiew y Melville sugieren el siguiente coeficiente K_d

$$K_d = \begin{cases} 0,398 \operatorname{Ln} \left(\frac{b}{D_{50}} \right) - 0,034 \operatorname{Ln}^2 \left(\frac{b}{D_{50}} \right) & 1 < \frac{b}{D_{50}} < 50 \\ 1,0 & \frac{b}{D_{50}} \geq 50 \end{cases} \quad (\text{ec. 3.707.402(2).8})$$

En la Tabla 3.707.402.D se consignan los valores que toma K_d para las dos ecuaciones anteriores, limitados al rango de $b/D_{50} \geq 8$.

TABLA 3.707.402.D
VALORES DE K_D SEGUN FORMULAS ALTERNATIVAS

b / D_{50}	Ettema (1980)	Chiew y Melville (1987)
8	0,72	0,68
10	0,77	0,74
15	0,87	0,83
20	0,94	0,89
25	1,00	0,93
30	1,00	0,96
50	1,00	1,00

3.707.403 Socavación en Estribos de Puentes y Espigones. De acuerdo a la función que cumplen o para las cuales se diseñan los estribos de puentes y los espigones, éstas son estructuras distintas. Los primeros son utilizados para soportar y empalmar la superestructura de un puente con la ribera, en tanto los segundos se utilizan para controlar la erosión de riberas y la divagación del flujo dentro de un cauce.

Desde el punto de vista hidráulico, sin embargo las dos estructuras tienen el mismo comportamiento puesto que ambas introducen un estrechamiento en el flujo. Este último se acelera al pasar por la estructura y se desacelera aguas abajo de ella producto de la expansión de la sección. En la zona del estrechamiento es donde se produce la socavación general del lecho, debido al aumento de velocidad media del flujo, pero a ello se agrega la socavación local que se origina en la punta o cabezo de la estructura, resultante de los torbellinos o vórtices que se generan en este lugar.

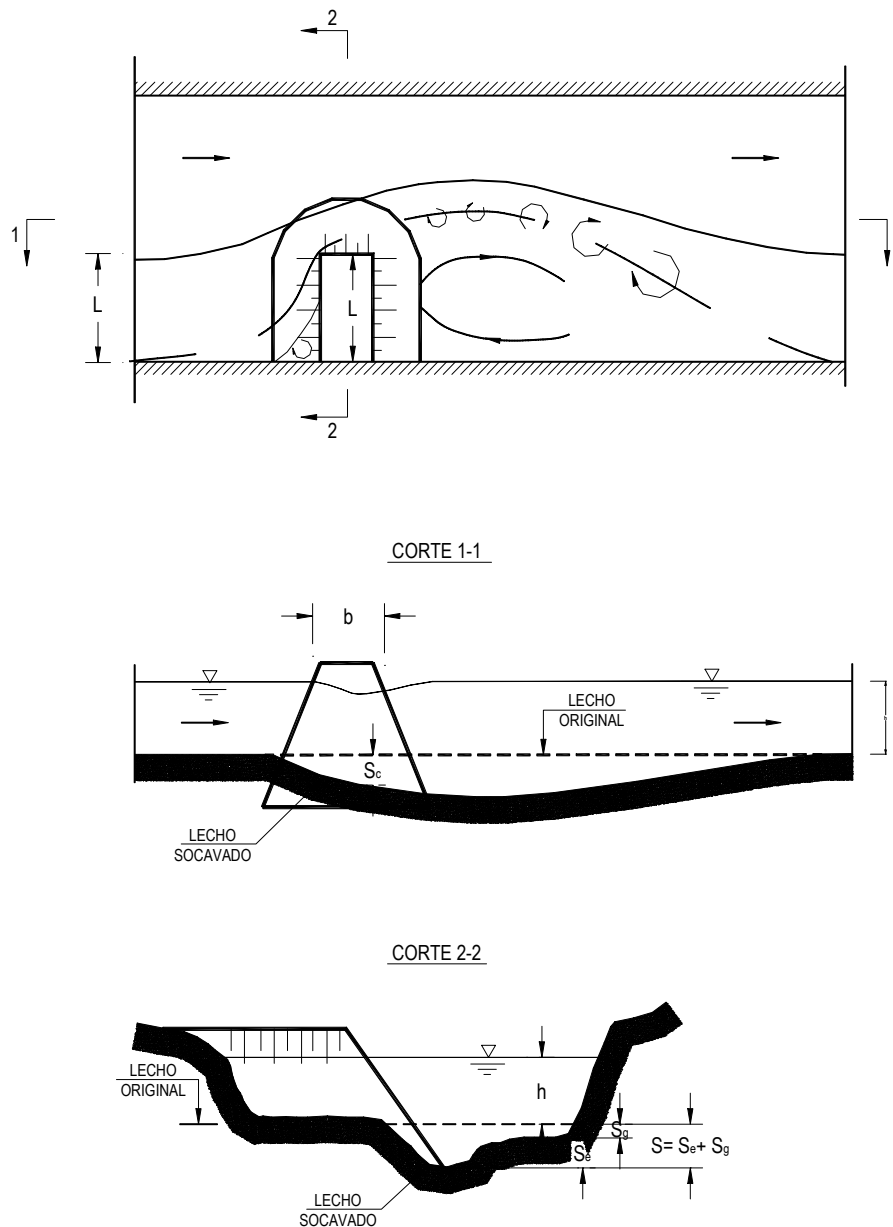
Lo descrito aparece esquematizado en la planta y en los cortes transversales y longitudinal de la Fig. 3.707.403.A.

3.707.403(1) Fórmulas de Cálculo de la Socavación Local en el Extremo de Estribos y Espigones. La relación recomendada para el cálculo de la socavación al pie de estribos fundados en lechos de arena Melville, constituye una versión actualizada de varios autores y toma en cuenta diversos factores que determinan el fenómeno:

$$\frac{S_e}{h} = K_\phi \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_\sigma \cdot K_I \quad (\text{ec. 3.707.403(1).1})$$

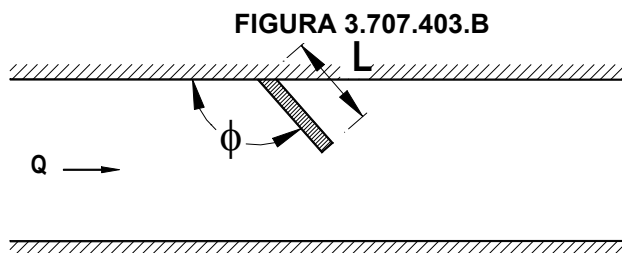
donde S_e es la socavación al pie del estribo, h la altura local del escurrimiento no perturbado, K_ϕ es el factor del ángulo de esviaje de la estructura, K_F es el factor de forma del estribo o espigón, K_h es el factor que considera la profundidad del flujo, K_σ es el factor de dispersión granulométrica de la arena si ella es no uniforme y K_I es el factor de intensidad del flujo.

**FIGURA 3.707.403.A
VISTA EN PLANTA Y CORTE DE UN ESTRIBO O ESPIGON
AFECTADO POR SOCAVACION LOCAL**



3.707.403(2) Factores de Corrección de la Socavación Local al Pie de Estribos

3.707.403(2) a) Factor de Angulo de Esviaje (K_ϕ)



La influencia que produce el ángulo de esviaje (ϕ) del estribo con respecto al flujo, se traduce en la incorporación del coeficiente K_ϕ , el cual viene dado en función del ángulo que forma el eje del estribo con la línea de la ribera, medido por aguas arriba, en la Tabla 3.707.403.A.

La relación de Froelich que se indica a continuación, permite estimar valores similares por lo cual también se han incluido en la tabla anterior:

$$K_\phi = \left(\frac{\phi}{90} \right)^{-0,13} \quad (\text{ec. 3.707.403(2).1})$$

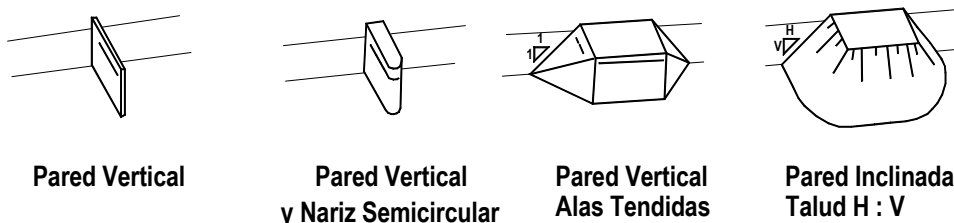
en que ϕ se mide en grados sexagesimales.

TABLA 3.707.403.A
COEFICIENTE K_ϕ ANGULO DE INCLINACION

Angulo de Esviaje ϕ (°)	K_ϕ	Fórmula Froelich
30	1,10	1,15
60	1,05	1,05
90	1,00	1,00
120	0,98	0,96
150	0,90	0,94

3.707.403(2) b) Factor de Forma del Estribo o Espigón (K_F). Para propósitos de cuantificación del factor de forma de los estribos, se han identificado cuatro tipos de estructuras: de pared vertical, de pared vertical con nariz semicircular, de pared vertical con alas y paredes tendidas. Estos dos últimos a su vez generan otros tipos de estribos que dependen del ángulo de inclinación de sus paredes, definido como α . En el esquema Fig. 3.707.403.C se puede observar un detalle de cada uno de ellos.

FIGURA 3.707.403.C
TIPOS DE ESTRIBOS



El coeficiente que toma en cuenta la forma del estribo o espigón K_F viene dado en la Tabla 3.707.403.B de acuerdo al tipo arriba señalado.

TABLA 3.707.403.B
COEFICIENTE DE FORMA K_F PARA SOCAVACION DE ESTRIBOS O ESPIGONES

TIPO DE ESTRUCTURA	K_F
Pared vertical	1,0
Pared vertical y nariz semicircular	0,75
Pared vertical con alas tendidas	0,75
Pared inclinada con talud H:V = 1:2	0,60
Pared inclinada con talud H:V = 1:1	0,50
Pared inclinada con talud H:V = 1,5:1	0,45
Pared inclinada con talud H:V = 2:1	0,30

3.707.403(2) c) Factor de Profundidad del Flujo (K_h). El factor de profundidad del flujo K_h está directamente relacionado con los factores de forma del estribo K_F y de ángulo de esviaje K_ϕ . De esta manera los tres factores quedan dados por la siguiente relación envolvente de datos experimentales, propuesta por Melville, la cual es válida para una sección de escurrimiento de forma rectangular:

$$K_\phi \cdot K_F \cdot K_h = \begin{cases} 2K_F \frac{L}{h} & \frac{L}{h} < 1 \\ 2K_F \cdot K_\phi \left(\frac{L}{h}\right)^{0,5} & 1 \leq \frac{L}{h} < 25 \\ 10 \cdot K_\phi & 25 \leq \frac{L}{h} \end{cases} \quad (\text{ec. 3.707.403(2).2})$$

Cuando la penetración del estribo compromete la llanura de inundación y parte del cauce principal, para $L/h \geq 25$ la socavación máxima al pie del estribo se reduce significativamente, pudiendo resultar en la práctica 30% a 40% del valor dado por la última de las fórmulas anteriores.

Otras relaciones de cálculo verificadas y readecuadas en estudios experimentales de la Universidad de Chile realizados por Ayala, Durán y De Jourdan, aplicables al cálculo de K_h son las de Liu et al:

$$K_h = \begin{cases} 2,4 \left(\frac{L}{h}\right)^{0,4} F^{0,33} & \frac{L}{h} < 25 \\ 4,0 F^{0,33} & \frac{L}{h} \geq 25 \end{cases} \quad (\text{ec. 3.707.403(2).3})$$

siendo $F = \text{Número de Froude} = \frac{V}{\sqrt{gh}}$, donde V es la velocidad media y h la altura del escurrimiento no perturbado.

En general, la socavación que predice la relación envolvente de Melville (Me) supera a la de Liu – U. de Chile (LUCh) en forma significativa, siendo mayor la diferencia en la medida que el parámetro L/h aumenta y el Número de Froude (F) disminuye. Por ejemplo, si $F = 0,2$ para L/h de 20 a 25, la socavación predicha por la relación Me supera en alrededor de 95% la de LUCh, en tanto para L/h en el rango de 5 a 10 tal diferencia es entre 60% y 80%.

Por otro lado, si $F=0,9$ las diferencias entre ambas fórmulas se reducen, aunque siempre la fórmula Me sobreestima la socavación en relación a la LUCh, excepto para razones $L/h \leq 5$ en que ambas dan resultados prácticamente iguales. Lo anterior permite recomendar que se privilegie el empleo de la fórmula Me cuando los números de Froude del flujo no perturbado sean $\geq 0,7 - 0,9$.

No debe olvidarse que estas fórmulas son aplicables a lechos de arena, situación que en cauces naturales se vincula a escurrimientos subcríticos normalmente asociados a Números de Froude bajos ($< 0,5$).

3.707.403(2) d) Factor de Influencia de la Dispersión Granulométrica de Arenas No-Uniformes (K_g).

Algunos autores recomiendan utilizar un factor específico para evaluar la influencia de la dispersión de arenas no-uniformes, tales como Melville. Sin embargo, dado los pocos datos experimentales con que se cuenta conviene por lo general adoptar un criterio conservador para el análisis, tomando K_g igual a la unidad. Cabe señalar que la mayoría de los investigadores ha considerado en sus trabajos sólo arena uniforme.

Cuando el lecho es grueso y de granulometría extendida, la socavación que dan las fórmulas anteriores puede ser excesivamente conservadora al no tomar en cuenta efectos de acorazamiento y de tamaño relativo del sedimento con respecto al ancho del estribo o espigón. Dado que no existen estudios sistemáticos de este fenómeno y que la sobreestimación puede conducir a recomendaciones de diseño irreales, se sugiere incorporar el efecto de acorazamiento por medio de relaciones como las del Numeral 3.707.402(2) c), aplicables a pilas.

3.707.403(2) e) Factor de Intensidad del Flujo (K_f). Para tomar en cuenta el efecto sobre la socavación que tiene un flujo sin arrastre (condición en agua clara) y con transporte incipiente, se introduce el coeficiente K_f . Melville recomienda utilizar la siguiente relación.

$$K_f = \begin{cases} \frac{V}{V_c} & \text{si } \frac{V}{V_c} < 1,0 \\ 1 & \text{si } \frac{V}{V_c} \geq 1,0 \end{cases} \quad (\text{ec. 3.707.403(2).4})$$

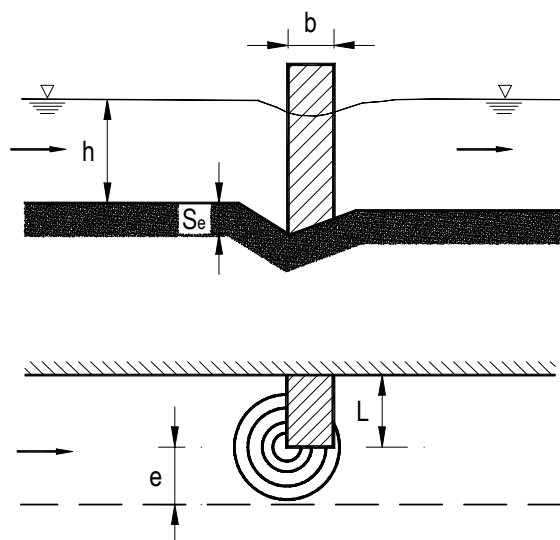
donde V es la velocidad media y V_c es la velocidad crítica de arrastre del flujo en la sección, para el diámetro de sedimento representativo del lecho socavante.

Puede apreciarse que si la velocidad media del flujo está por debajo de la velocidad crítica de arrastre, la socavación debe afectarse de un factor menor que la unidad, con lo cual la profundidad de socavación disminuye. En todo caso, la condición de socavación más desfavorable es la que está asociada al régimen de transporte incipiente.

($K_f = 1$)

Extensión Lateral del Bulbo de Socavación al Pie de Estribos

FIGURA 3.707.403.D



La extensión lateral "e" del bulbo de socavación definida según la Figura 3.707.403.D se puede calcular según la fórmula de Laursen verificada también con datos de la Universidad de Chile obtenidos por Ayala, Durán y De Jourdan:

$$e = 2,75S_e \quad (\text{ec. 3.707.403(2).5})$$

3.707.404 Socavación Aguas Abajo de Estructuras Hidráulicas. Se presenta a continuación una serie de fórmulas deducidas en forma experimental o con datos limitados de prototipo, para estimar la socavación que se produce aguas abajo de una estructura hidráulica, producto del desbalance local en las tasas de transporte que origina la presencia dicha obra en el lecho. Cada fórmula va acompañada de una figura en donde se esquematiza la obra hidráulica y las distintas variables que definen el fenómeno.

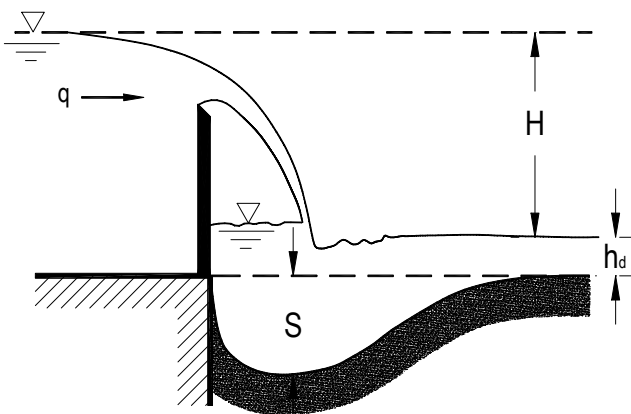
En el uso y aplicación al diseño de estas fórmulas a condiciones de prototipo, debe cuidarse de no perder de vista la incertidumbre que conlleva la extrapolación de las mismas. Por tal motivo, es deseable que las recomendaciones que surjan del uso de estos resultados sean avalados o complementados con la experiencia del especialista.

Se incluyen en este Numeral fórmulas de cálculo de la socavación al pie de las siguientes estructuras:

- Obras Vertedoras : Comprenden napas vertientes de baja carga y napas vertientes de alta carga (presas).
- Radieres : Comprenden torrentes (escurrimiento supercrítico) libres y torrentes con resaltos al pie precedidos de compuertas y ríos (escurrimiento subcrítico).
- Descargas de Ductos : Comprenden descargas libres y ahogadas.

3.707.404(1) Socavación Al Pie de Barreras Vertedoras. El fenómeno es básicamente el de la socavación que se produce al pie de una barrera o de una caída, donde la napa se sumerge en una masa de agua impactando el lecho y produciendo la remoción del material.

FIGURA 3.707.404.A
SOCAVACION AL PIE DE VERTEDEROS ESQUEMA DE DEFINICION DE VARIABLES



3.707.404(1) a) Socavación al Pie de Barreras Vertedoras de Baja Carga. Dentro de este caso quedan incluidas obras de pequeña altura (menores de 2 a 3 m) que obstruyen parcialmente el paso del agua en un canal o cauce natural sin producir una detención del flujo, sino a lo más su reducción de velocidad.

Para estimar la socavación máxima al pie de la barrera, suponiendo que desde aguas arriba no existe aporte de sedimento, se recomienda emplear la fórmula genérica siguiente:

$$S + h_d = A \cdot \frac{H^x q^y}{D^z} h_d^w \quad (\text{ec. 3.707.404(1).1})$$

Donde:

- S : Socavación máxima al pie de la barrera (m).
 h_d : Altura del escurrimiento aguas abajo de la fosa (m).
 H : Carga o diferencia entre el nivel de aguas arriba de la barrera y de aguas abajo de la corriente (m).
 q : Caudal por unidad de ancho (m³/s/m).
 D : Diámetro representativo del material del lecho según definición de Tabla 3.707.404.A (mm).
 A : Factor según Tabla 3.707.404.A.
 x, y, z, w : Exponentes según Tabla 3.707.404.A.

TABLA 3.707.404.A
PARAMETROS DE FORMULA DE SOCAVACION
AL PIE DE BARRERAS U OBRAS VERTEDORAS DE BAJA CARGA

Autor	A	x	y	z	w	Observaciones (D en mm)
Schoklitsch	4,75	0,20	0,57	0,32	0	D = D ₉₀ grada de caída
Veronese	3,68	0,225	0,54	0,42	0	D = D _m
Jaeger	6,0	0,25	0,50	0,33	0,33	D = D ₉₀
Hartung	12,4	0,36	0,64	0,32	0	D = D ₈₅

Recomendaciones de Uso de Fórmulas

- En la aplicación de las fórmulas anteriores, hay que tener presente que para lechos arenosos uniformes todas las fórmulas debieran conducir a resultados semejantes. Sin embargo, las fórmulas de Schoklitsch, Veronese y Jaeger tienden a dar resultados similares, en tanto la fórmula de Hartung tiende a dar resultados sistemáticamente mayores. Esta última fórmula tiende a entregar resultados mucho mayores a medida que aumenta el caudal por unidad de ancho, lo que hace de ella una relación muy conservadora.
- En el caso de sedimento grueso graduado, se verifica una situación similar a la anterior, lo que revela que ninguna fórmula permite discriminar adecuadamente entre lechos de granulometría fina y gruesa.
- La fórmula de Jaeger tiende a entregar resultados que superan a la fórmula de Schoklitsch en la medida que las alturas de aguas abajo crecen, asemejándose cada vez más a los resultados de la fórmula de Hartung.

3.707.404(1) b) Socavación al Pie de Presas o Barreras Vertedoras de Alta Carga. Aquí quedan incluidas básicamente las presas de embalse, cuyas descargas en general comprometen caídas varias decenas de metros.

La fórmula genérica para estimar la profundidad máxima de la fosa de socavación al pie de presas es la siguiente:

$$S + h_d = A \cdot \frac{H^x q^y}{D^z} \quad (\text{ec. 3.707.404(1).2})$$

Donde:

- S : Socavación máxima al pie de la presa (m).
 h_d : Altura del escurrimiento aguas abajo de la fosa (m).
 H : Carga o diferencia entre el nivel de aguas arriba de la presa y de aguas abajo de la corriente (m).
 q : Caudal por unidad de ancho (m³/s/m).
 D : Diámetro representativo del material del lecho según definición de Tabla 3.707.404.B (mm).
 A : Factor según Tabla 3.707.404.B.
 x, y, z : Exponentes según Tabla 3.707.404.B.

TABLA 3.707.404.B
PARAMETROS DE LA FORMULA DE SOCAVACION AL PIE DE PRESAS

Autor	A	x	y	z	Observaciones (D en mm)
Veronese	3,68	0,225	0,54	0,42	D = Diámetro Medio = D_m
Veronese-USBR	1,90	0,225	0,54	0	$D_m < 5$ mm
Damle et al	0,55	0,50	0,50	0	Salto de Esquí
Chian Min Wu	1,18	0,235	0,51	0	Lechos rocosos fisurados

Recomendaciones de Uso de Fórmulas

Para lechos arenosos se recomienda emplear la fórmula de Veronese-USBR.

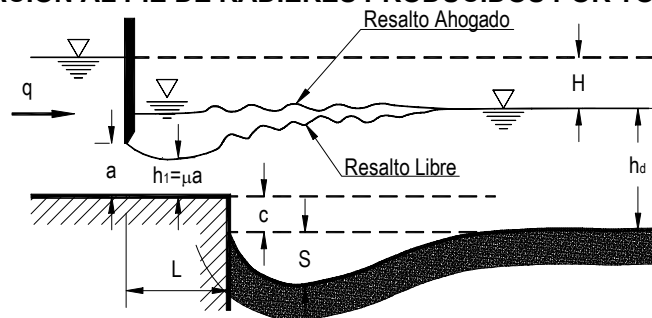
Para lechos constituidos por grava fina y media, hasta 1 pulgada ($D_m \leq 25$ mm) pueden emplearse las fórmulas de Veronese y Veronese – USBR.

- Para lechos constituidos por material de tamaño mayor a 1 pulgada ($D_m > 25$ mm) pueden emplearse con resultados similares las fórmulas de Veronese y de Damle et al, aunque esta última fue deducida específicamente para saltos de esquí.
- La fórmula de Chian Min Wu es aplicable a lechos rocosos fisurados.

3.707.404(2) Socavación al Pie de Radieres Producida por Torrentes (Régimen Supercrítico)

3.707.404(2) a) Caso de Torrentes Aguas Abajo de Compuertas. Este fenómeno ocurre en la discontinuidad producida entre un radier y un lecho móvil. Los estudios realizados se han enfocado principalmente hacia torrentes generados al pie de compuertas, tal como se muestra en el esquema de la Fig. 3.707.404.B.

FIGURA 3.707.404.B
SOCAVACION AL PIE DE RADIERES PRODUCIDOS POR TORRENTES



La fórmula genérica para estimar la profundidad máxima de la fosa para el caso de torrentes plenamente desarrollados (torrentes libres) y torrentes con resaltos ahogados (torrentes ahogados) es la siguiente:

$$S + h_d = A \cdot \frac{H^x q^y}{D_{90}^z} h_d^w \quad (\text{ec. 3.707.404(2).1})$$

Donde:

- S : Socavación máxima al pie del radier (m).
- h_d : Altura del escurrimiento aguas abajo de la fosa (m).

- H : Carga o diferencia entre el nivel de aguas arriba de la compuerta y de aguas abajo de la corriente (m).
 q : Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
 D_{90} : Diámetro 90% que pasa del sedimento del lecho (mm).
 c : Altura de la grada de bajada (m).
 A : Factor según Tabla 3.707.404.C.
 x, y, z, w : Exponentes según Tabla 3.707.404.C.

TABLA 3.707.404.C
PARAMETROS DE LA FORMULA DE SOCAVACION AL PIE DE RADIER PRECEDIDOS DE
COMPUERTAS

Autor	A	x	Y	z	w	Observaciones
Eggenberger-Müller	10,35	0,50	0,60	0,40	0	Torrente ondulante ahogado
Eggenberger-Müller	15,40	0,50	0,60	0,40	0	Torrente ondulante libre
Shalash	9,65	0,50	0,60	0,40	0	L/H = 1,5 Torrente ahogado
Qayoum	8,05	0,22	0,40	0,22	0,40	Torrente ahogado

Recomendaciones de Uso de Fórmula

- Al aplicar las fórmulas, en primer lugar es necesario diferenciar entre torrentes libres y torrentes ahogados.
- La fórmula de Eggenberger-Müller para torrentes ondulantes libres tiende a dar socavaciones mayores que la de los mismos autores para torrentes ondulantes ahogados.
- La fórmula de Shalash, tiende a dar valores de la socavación parecidos a la de Eggenberger-Müller, ambos aplicables a torrentes ahogados.
- La fórmula de Qayoum, que depende explícitamente de la altura de aguas abajo y que es aplicable a torrentes ahogados, tiende a dar resultados semejantes a los de Eggenberger-Müller y Shalash, aplicables estas dos últimas al mismo tipo de torrentes.
- La fórmula de Qayoum tiende a arrojar valores de la socavación mayores que cualquiera de las otras fórmulas a medida que aumenta la carga H y el tamaño del sedimento D_{90} .

Otras fórmulas alternativas a las anteriores para torrentes ahogados donde interviene en forma explícita la altura del torrente, pueden expresarse genéricamente como sigue:

$$S = A \cdot \frac{q^x}{h_1^y \cdot D_{50}^z} \quad (\text{ec. 3.707.404(2).2})$$

Donde:

- S : Socavación máxima al pie del radier (m).
 q : Caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$).
 h_1 : Altura del torrente en la vena contracta (m).
 D_{50} : Diámetro 50% que pasa (mm).
 A : Factor según Tabla 3.707.404.D.
 x, y, z : Exponentes según Tabla 3.707.404.D.

TABLA 3.707.404.D
PARAMETROS DE FORMULA ALTERNATIVA DE SOCAVACION AL PIE
DE RADIERES PRECEDIDOS DE COMPUERTAS. TORRENTES AHOGADOS

Autor	A	x	y	z	Observaciones
Altinbilek y Basmaci	3,6	1,5	0,75	0,50	D ₅₀ en mm
Breusers	8,1	2,0	1,0	1,0	D ₅₀ en mm

Como alternativa a las fórmulas anteriores se ha propuesto la siguiente fórmula desarrollada por Hoffmans:

$$S = \frac{50}{\lambda} \cdot h_1 \left(1 - \frac{h_1}{h_d} \right) \quad (\text{ec. 3.707.404(2).3})$$

Donde h_d es la altura de aguas abajo pegada a la barrera y λ toma en cuenta el efecto del tamaño del sedimento de acuerdo con la Tabla 3.707.404.E.

TABLA 3.707.404.E
FACTOR DE CORRECCION FORMULA DE HOFFMANS. TORRENTE AHOGADO

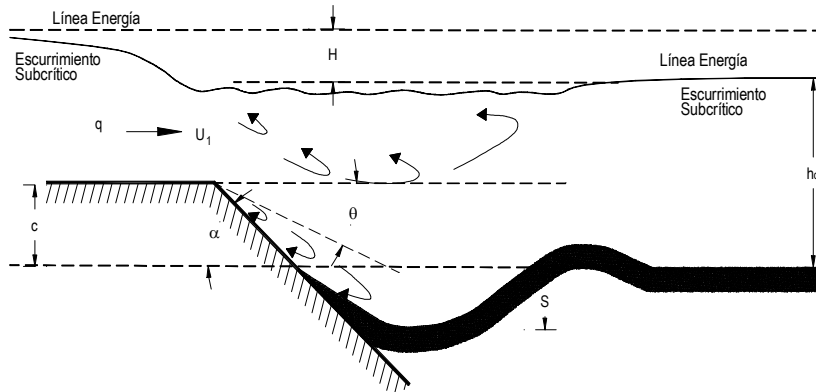
D ₉₀ (mm)	λ
0,1	1,4
0,2	1,7
0,5	2,0
0,7	2,5
0,9	2,8
1,0	3,0
2,0	3,7
5,0	5,0
7,0	5,6
9,0	6,1
10,0	6,3
≥ 12,0	6,8

Recomendación de Uso de Fórmulas

- Al aplicar cualquiera de las fórmulas en primer lugar hay que cerciorarse que el torrente esté efectivamente ahogado. Ninguna de estas fórmulas es aplicable a un torrente libre.
- En general la fórmula de Breusers conduce a socavaciones mayores que las fórmulas de Altinbilek y Basmaci y de Hoffmans en la medida que el sedimento es más fino (arena y grava fina).
- La fórmula de Hoffmans es la única que incluye en forma explícita el efecto de las alturas de aguas abajo. En general esta fórmula conduce a estimaciones de socavación más bajas que las dos anteriores, salvo que el nivel de ahogamiento del torrente sea muy grande.

3.707.404(2) b) Socavación al Pie de Radieres Producida por Ríos (Régimen Subcrítico). Este fenómeno es análogo al de torrentes, solo que se verifica para régimen de río. El caso graficado en la Fig. 3.707.404.C es el de un radier que se sumerge con un ángulo α en el lecho, radier que a su vez presenta un desnivel o caída, c, con respecto al nivel de aguas abajo.

FIGURA 3.707.404.C
SOCAVACION AL PIE DE RADIERES PRODUCIDA POR RIOS



Para el caso graficado en la Fig. 3.707.40 4.C. Se han propuesto las siguientes dos fórmulas.

Fórmula de Bormann y Julien

$$S+c = 3,19 \left(\frac{q^{0,6}U_1}{D_{90}^{0,4}} \right) \cdot \text{Sen} \theta \cdot \left[\frac{\text{Sen} \phi}{\text{Sen}(\phi + \theta)} \right]^{0,8} \quad (\text{ec. 3.707.404(2).4})$$

Donde:

- q : Caudal por unidad de ancho (m³/s/m)
- U₁ : Velocidad del flujo al término del radier (m)
- D₉₀ : Diámetro característico del lecho (m m)
- c : Desnivel entre la estructura y el lecho (m)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)
- θ : ángulo de inclinación de la napa vertiente en el borde de la caída medida con respecto a la horizontal (°)
- φ : Angulo de reposo de las partículas (°)

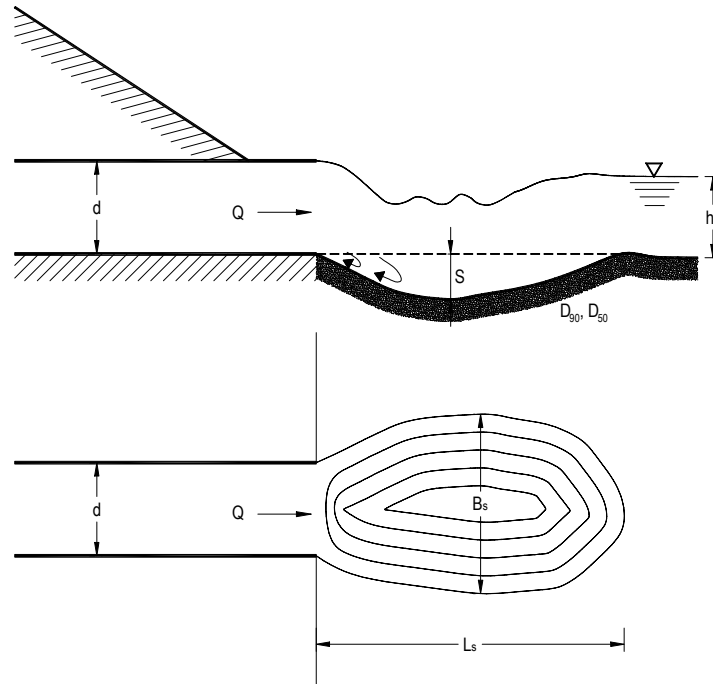
Fórmula de Fahlbusch – Hoffmans

$$s + h_d = \frac{6,4}{\lambda} \sqrt{qU_1 \text{Sen} \theta} \quad (\text{ec. 3.707.404(2).5})$$

donde las variables tienen el mismo significado que en la fórmula anterior y λ se obtiene de la Tabla 3.707.404.E presentada anteriormente.

3.707.404(3) Socavación al Pie de Alcantarillas y Ductos de Descarga de Sección Circular. El fenómeno ocurre cuando un ducto desagua sobre un lecho móvil erosionable, tal como se esquematiza en la Fig. 3.707.404.D.

**FIGURA 3.707.404.D
SOCAVACION AL PIE DE DESCARGAS**



3.707.404(3) a) Profundidad de la Fosa de Socavación. La socavación máxima dentro de la fosa se puede estimar a partir de la siguiente fórmula genérica:

$$\frac{S}{d} = A \frac{Q^x}{d^y} \frac{\sigma_g^z}{D_{50}^w} + B \quad (\text{ec. 3.707.404(3).1})$$

Donde:

S : Socavación (m).

d : Diámetro del ducto (m).

Q : Caudal total descargado (m^3/s).

σ_g : Desviación estándar de sedimento del lecho erosionable = $\sqrt{D_{84}/D_{16}}$

D_{50} : Diámetro 50% que pasa (mm)

A, B, X, y, z, w : Parámetros definidos en la Tabla 3.707.404.F

**TABLA 3.707.404.F
PARAMETROS DE FORMULAS DE SOCACION AL PIE DE DESCARGAS**

Autor	A	X	y	Z	w	B	Tipo de Descarga
Bohan	0,73	0,33	0,67	0	0,17	0	$h_d < 0,5 d$
Abt et al	0,86	0,63	1,58	0	0	0	Libre $h_d \leq 0,45$
Abt et al Modificada	2,11	0,57	1,54	-0,40	-0,11	0	Libre $h_d \leq 0,45 d$
Rajaratnam y Berry	0,13	1,00	2,00	0	0,50	-0,80	Ahogada $Q > 6,4 D_{50}^{0,5} d^2$
Ruff et al	1,24	0,45	1,13	0	0	0	Libre $h_d \leq 0,45 d$
Breusers y Raudkivi	0,10	1,00	2,00	0	1,00	0	Ahogada

Nota: Todas las fórmulas son aplicables sólo a sedimento natural de peso específico relativo $s = 2,65$ y escurrimiento de agua $\gamma_a = 1 \text{ ton}/\text{m}^3$.

Recomendaciones de uso de fórmulas

- Al aplicar las fórmulas, en primer lugar diferenciar entre descargas libres y ahogadas. Son descargas libres aquellas para las cuales la altura de aguas abajo es menor o igual a 45% del diámetro del tubo ($h_d < 0,45 d$). La socavación para descargas libres es en general menor que la socavación de descargas ahogadas.
- Para las descargas libres se aconseja emplear las fórmulas de Abt et al, Abt et al Modificada y Ruff et al. La fórmula de Bohan si bien es aplicable a descargas libres y ahogadas, entrega en general resultados mayores que las dos anteriores en el caso de descargas libres.
- En el caso de descargas ahogadas se aconseja emplear las fórmulas de Rajaratnam y Berry, y la de Breusers y Raudkivi. La fórmula de Bohan arroja resultados parecidos y también puede emplearse.
- Cuando se desee estimar la socavación en lechos de material más grueso (no arenas), se recomienda emplear aquellas fórmulas que toman en cuenta explícitamente el efecto del tamaño del sedimento ($w \neq 0$) tales como las fórmulas de Bohan, Abt et al. Modificada, Rajaratnam y Berry, y Breusers y Raudkivi.
- La fórmula de Abt et al. Modificada es la única que toma en cuenta la influencia que tiene la graduación del sedimento sobre la socavación, si bien está basada en un limitado banco de datos experimentales.
- Cuando la pendiente del ducto es superior a 10%, se recomienda incrementar las profundidades de socavación calculadas en 15%.

3.707.404(3) b) Dimensiones en Planta de la Fosa de Socavación. Para caracterizar la longitud y ancho de la fosa de socavación se recomienda emplear las siguientes fórmulas desarrolladas por Abt et al:

Longitud de la Fosa, L_s (m):

$$\frac{L_s}{d} = 9,3 \frac{Q^{0,58}}{d^{1,45}} \quad (\text{ec. 3.707.404(3).2})$$

Ancho de la Fosa, B_s (m):

$$\frac{B_s}{d} = 4,1 \frac{Q^{0,66}}{d^{1,65}} \quad (\text{ec. 3.707.404(3).3})$$

Las variables y dimensiones de estas fórmulas, son las mismas de la fórmula de socavación.

Alternativamente pueden emplearse las recomendaciones de Hoffmans:

$$\begin{aligned} L_s &= 7 \cdot S \\ B_s &= 5 \cdot S \end{aligned} \quad (\text{ec. 3.707.404(3).4})$$

Donde S (m) es la socavación máxima determinada según la ec. 3.707.404(3).1.

3.707.404(3) c) Enrocado de Protección al Pie de Descargas. Para una estimación preliminar de protecciones al pie de descargas, en base a enrocados, se puede hacer uso de la relación de Bohan siguiente:

$$De = 0,10 \frac{Q}{d^{1,5}} \quad (\text{ec. 3.707.404(3).5})$$

Donde:

- D_e : Diámetro nominal del enrocado en m.
 d : Diámetro del ducto en mm.
 Q : Caudal en m³/s.

3.707.405 Socavación General de un Cauce Fluvial

3.707.405(1) Características del Fenómeno. Se dice que un cauce fluvial experimenta un proceso de socavación general cuando ocurre una profundización de su lecho en un determinado tramo, debido a un desequilibrio entre la tasa de salida de sedimento desde dicho tramo y la tasa de entrada de sedimento al mismo. Este desequilibrio ocurre por un aumento local del arrastre provocado por angostamientos de sección donde la corriente se acelera. Estos angostamientos pueden ser naturales o artificiales, estos últimos causados por obras construidas en el cauce.

En un cauce natural, el desbalance entre salida y alimentación de sedimento en un tramo, varía de acuerdo con los cambios que experimenta el caudal. Usualmente el mayor desbalance ocurre asociado al mayor caudal de una crecida, es decir, al caudal peak del hidrograma.

La condición más desfavorable de socavación general constituye un factor muchas veces determinante del diseño de las fundaciones de obras implantadas en el cauce o de estructuras o elementos que atraviesan bajo éste y que no pueden quedar expuestos a la acción directa de la corriente, caso este último de tuberías, oleoductos, gasoductos, mineroductos o polductos.

Es difícil determinar la máxima socavación general porque se trata de un fenómeno en que intervienen diversas variables, entre ellas el régimen de caudales, la geometría local del cauce, las condiciones hidráulicas, las características del sedimento y en general las condiciones mecánico fluviales del tramo comprometido, todo lo cual muchas veces es incierto de cuantificar. Respecto del papel que juegan los sedimentos, cabe indicar que la socavación general es distinta si se trata de sedimentos cohesivos o granulares, y también diferente si estos últimos son finos (arenas y limos) o gruesos (uniformes o graduados).

3.707.405(2) Métodos de Estimación de la Socavación General. Debido a las complejidades que tiene el fenómeno de socavación general en cauces aluviales, arriba señaladas, para fines de estimaciones con propósito de diseño en ingeniería es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la condición de máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.

La máxima socavación general posible de ocurrir es aquella en la cual el lecho se profundiza hasta que se alcanza la condición hidráulica de transporte incipiente o crítico; es decir, la velocidad del flujo en la sección mojada se reduce hasta el límite en que la corriente ya no puede movilizar y arrastrar más material desde el lecho. Al mismo tiempo, puede suponerse que la alimentación de material proveniente de aguas arriba se interrumpe y por lo tanto, al tramo socavado no llega sedimento mientras transcurre el proceso.

Planteado el problema así, su cuantificación se reduce a determinar cuál es la nueva sección que debería tener el cauce de manera que se verifique que el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente, bajo condiciones hidrológicas predeterminadas. Los métodos que a continuación se exponen permiten realizar el cálculo de la sección socavada imponiendo la condición de que en ella la velocidad de escurrimiento iguale a la velocidad crítica de arrastre.

3.707.405(2) a) Método de Neill. En este método se emplea como fórmulas de velocidad crítica de arrastre una de las que se indica a continuación, haciendo notar que ellas han sido derivadas para lechos granulares planos:

Para sedimentos finos (arenosos):

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 0,787 \left(\frac{h_c}{D} \right)^{-0,5} \text{Ln} \left(\frac{12h_c}{k_s} \right) \quad (\text{ec. 3.707.405(2).1})$$

Para sedimentos gruesos:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 1,81 \left(\frac{h_c}{D} \right)^{-0,33} \quad (\text{ec. 3.707.405(2).2})$$

Donde

V_c = Velocidad crítica de arrastre (m/s)

h_c = Altura de escurrimiento para la condición de arrastre crítico (m)

D = Diámetro representativo del sedimento del lecho (m)

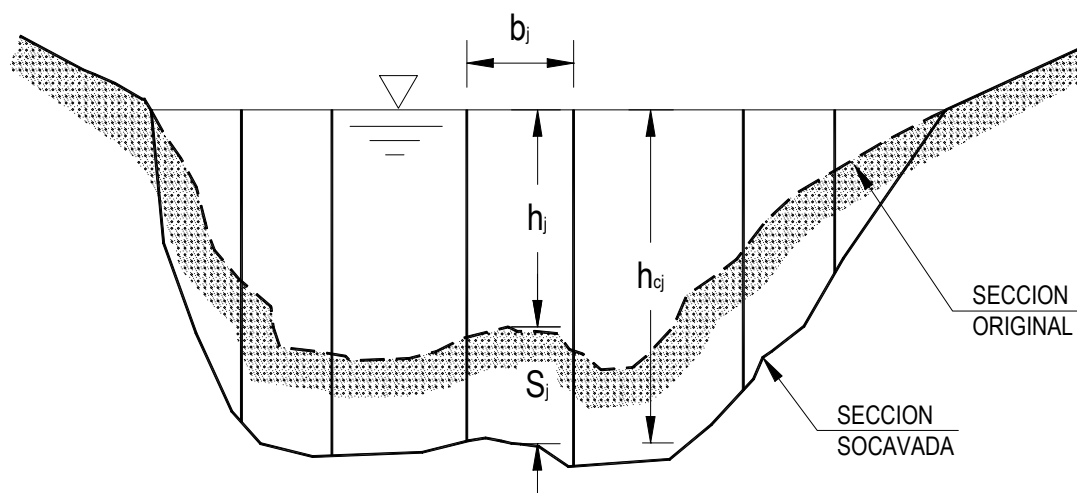
k_s = Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga

g = Aceleración de gravedad (m/s)

Para sedimentos finos (arenosos) se utiliza $k_s = D65$ y $D = D50$ o $D = D_m$, en tanto que para sedimentos gruesos de granulometría extendida, que presentan tendencia al acorazamiento, se utiliza $D = D84$, $D = D90$ o $D = D95$ según la mayor dispersión granulométrica que presente la distribución. Aquí D_x con $x = 50, 65, 84, 90$ o 95 representa el diámetro $x\%$ que pasa determinado de la curva granulométrica del lecho y D_m el diámetro medio.

La determinación de la sección socavada debe realizarse considerando de manera explícita su geometría ya que de lo contrario el cálculo resulta demasiado aproximado. Para ello se debe dividir la sección en franjas o subsecciones como se indica en la Fig. 3.707.405.A y luego determinar en cada una de ellas la máxima altura de agua que iguala a la altura crítica de arrastre h_c

FIGURA 3.707.405.A
ESQUEMA PARA CALCULO DE SOCAVACION GENERAL SEGUN METODO DE NEILL



La socavación de la franja o subsección j denominada en la figura S_j , queda definida como:

$$S_j = h_{cj} - h_j \quad (\text{ec. 3.707.405(2).3})$$

donde la altura de la franja socavada es h_{cj} y de la franja original sin socavar es h_j . Igualando los caudales de las dos expresiones anteriores, reemplazando V_{cj} en las ecuaciones correspondientes de velocidad crítica anteriormente indicadas, se despeja h_{cj} resultando las siguientes expresiones:

Sedimentos finos:

$$h_{cj} \cdot \ln\left(\frac{12 \cdot h_{cj}}{k_s}\right) = \frac{q_j}{0,787 \sqrt{g \cdot D}} \quad (\text{ec. 3.707.405(2).4})$$

Sedimentos gruesos:

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1,81 \cdot \sqrt{g \cdot D}^{0,33}}\right)^{0,855} \quad (\text{ec. 3.707.405(2).5})$$

Donde q_j es el caudal por unidad de ancho asociado a la franja j , que se calcula de la siguiente expresión:

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \cdot \left(\frac{\Omega_j}{\Omega}\right) \cdot \left(\frac{R_j}{R}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{n}{n_j}\right) \cdot Q \quad (\text{ec. 3.707.405(2).6})$$

Q_j = Caudal total de la franja j (m^3/s).

B_j = Ancho de la franja j (m).

Ω_j = Area de la franja j (m^2).

R_j = Radio hidráulico de la franja j (m) que se calcula dividiendo Ω_j por $B_j \Rightarrow R_j = \Omega_j / B_j$

n_j = Rugosidad de Manning de la franja j (sin dimensiones).

Ω, R, n, Q = Las mismas variables anteriores, definidas para la sección total.

3.707.405(2) b) Método de Lischvan – Levediev. En el método de Lischvan-Levediev originalmente propuesto para estimar el valor medio de la socavación general en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente, se hace una distinción explícita acerca del tipo de sección representativa del cauce. En efecto, tal como se aprecia en la Fig. 3.707.405.B el método distingue entre un cauce con secciones bien definidas (cauce principal con planicies de inundación) de uno con múltiples subsecciones y brazos en estiaje. Además el método permite estimar la socavación general en lechos constituidos por sedimentos cohesivos a partir de una caracterización simple de la resistencia a la erosión de este tipo de lechos.

Cauces con Sección Principal y Planicies de Inundación

El método es aplicable globalmente a una sección pero puede utilizarse para realizar el cálculo en franjas, similar a lo esquematizado en la Fig. 3.707.405.A. Para cada franja se determina la profundidad máxima de escurrimiento, incluyendo la de la situación socavada de acuerdo con las relaciones siguientes:

Sedimentos no – Cohesivos:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0,68 \cdot \beta \cdot D^{0,28} \cdot \psi}\right)^{\frac{1}{X+1}} \quad (\text{ec. 3.707.405(2).7})$$

Sedimentos Cohesivos:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{0,60 \cdot \beta \cdot \gamma_s^{1,18} \cdot \psi}\right)^{\frac{1}{X+1}} \quad (\text{ec. 3.707.405(2).8})$$

Donde

- h_j = Altura del escurrimiento en la franja socavada, j , expresado en m
- q_j = Caudal por unidad de ancho de la franja socavada, j , en $m^3/m/s$
- D = Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica, expresado en mm.
- γ_s = Peso volumétrico del material seco en ton/m^3
- β = Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño según la Tabla 3.707.405.A
- ψ = Coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión según la Tabla 3.707.405.B
- X = Parámetro de la fórmula de arrastre crítico según Tabla 3.707.405.C
- n = Rugosidad de Manning
- i = Pendiente media del lecho

FIGURA 3.707.405.B
ESQUEMAS PARA CALCULO DE SOCAVACION GENERAL SEGUN
METODO DE LISCHTVAN – LEVEDIEV

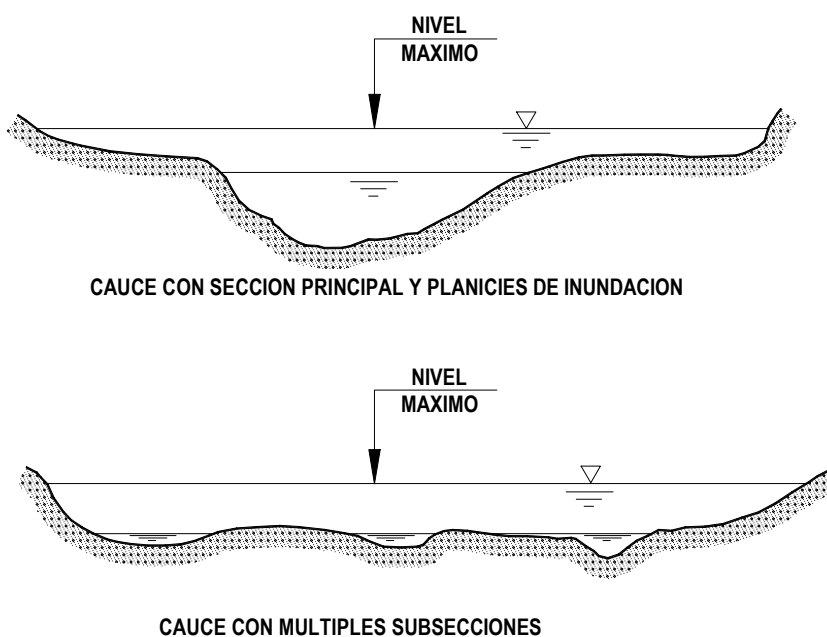


TABLA 3.707.405.A
VALORES DE β EN FUNCION DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DEL CAUDAL DE DISEÑO

Probabilidad Excedencia (%)	Período Retorno (años)	Coefficiente β
50	2	0,82
20	5	0,86
10	10	0,90
5	20	0,94
2	50	0,97
1	100	1,00
0,2	500	1,05
0,1	1000	1,07

TABLA 3.707.405.B
VALORES DE ψ EN FUNCION DEL PESO ESPECIFICO DE LA MEZCLA AGUA – SEDIMENTO

γ mezcla	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40
ψ	1,08	1,13	1,20	1,27	1,34	1,42	1,50	1,60

Cauces con Múltiples Subsecciones

En este caso se utiliza para cada franja la expresión siguiente:

$$h_j = \left(\frac{q_j}{V_{c1}} \right)^{0,536} \quad (\text{ec. 3.707.405(2).9})$$

donde V_{c1} es la velocidad crítica expresada en m/s para un escurrimiento de 1 m de profundidad media que se obtiene de la Tabla 3.707.405.D para sedimentos no cohesivos y de la Tabla 3.707.405.E para sedimentos cohesivos. α tiene el mismo significado de la fórmula para cauces con sección principal y planicies de inundación.

TABLA 3.707.405.C
VALORES DEL COEFICIENTE X PARA SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO-COHESIVOS

Suelos Cohesivos				Suelos No Cohesivos			
γ_s (ton/m ³)	X	γ_s (ton/m ³)	X	d (mm)	X	d (mm)	X
0,80	0,52	1,20	0,39	0,05	0,43	40,00	0,30
0,83	0,51	1,20	0,38	0,15	0,42	60,00	0,29
0,86	0,50	1,28	0,37	0,50	0,41	90,00	0,28
0,88	0,49	1,34	0,36	1,00	0,40	140,00	0,27
0,90	0,48	1,40	0,35	1,50	0,39	190,00	0,26
0,93	0,47	1,46	0,34	2,50	0,38	250,00	0,25
0,96	0,46	1,52	0,33	4,00	0,37	310,00	0,24
0,98	0,45	1,58	0,32	6,00	0,36	370,00	0,23
1,00	0,44	1,64	0,31	8,00	0,35	470,00	0,22
1,04	0,43	1,71	0,30	10,00	0,34	570,00	0,21
1,08	0,42	1,80	0,29	15,00	0,33	750,00	0,20
1,12	0,41	1,89	0,28	20,00	0,32	1,000,00	0,19
1,16	0,40	2,00	0,27	25,00	0,31		

TABLA 3.707.405.D
VELOCIDAD CRITICA PARA 1 m DE PROFUNDIDAD
SEDIMENTOS NO COHESIVOS

Tipo de Sedimento	Diámetro Medio (mm)		V_{c1} m/s	
Polvo y limo	0,005	- 0,05	0,20	- 0,30
Arena fina	0,05	- 0,25	0,30	- 0,45
Arena media	0,25	- 1,00	0,45	- 0,60
Arena gruesa	1,00	- 2,50	0,60	- 0,75
Gravilla fina	2,50	- 5,00	0,75	- 0,85
Gravilla media	5,00	- 10	0,85	- 1,05
Gravilla gruesa	10	- 15	1,05	- 1,20
Grava fina	15	- 25	1,20	- 1,45
Grava media	25	- 40	1,45	- 1,85
Grava gruesa	40	- 75	1,85	- 2,40
Ripio fino	75	- 100	2,40	- 2,80
Ripio medio	100	- 150	2,80	- 3,35
Ripio grueso	150	- 200	3,35	- 3,80
Canto rodado fino	200	- 300	3,80	- 4,35
Canto rodado medio	300	- 400	4,35	- 4,75

Nota: Las denominaciones de los tipos de sedimentos son sólo referenciales; prevaleciendo el Diámetro Medio indicado.

TABLA 3.707.405.E
VELOCIDAD CRITICA PARA 1 m DE PROFUNDIDAD SEDIMENTOS COHESIVOS

Tipo de Sedimento	% del Contenido de Partículas entre		V _{c1} en m/s			
	< 0,005 mm	0,005 – 0,05 mm	Tipos de Suelo			
			A	B	C	D
Arcillas	30 – 50	50 - 70	0,4	0,85	1,2	1,7
Tierras fuertemente arcillosas	20 – 30	70 – 80				
Tierras ligeramente arcillosas	10 – 20	80 - 90	0,4	0,80	1,2	1,7
Suelos aluvionales con arcillas margosas			-	0,70	1,0	1,3
Suelos aluvionales con tierras arenosas	5 – 20	20 - 40				

En la Tabla 3.707.405.E los tipos de suelo se definen como sigue:

- A : corresponde a suelos poco compactos con peso volumétrico del material seco hasta 1,20 ton/m³
- B : corresponde a suelos medianamente compactados con un peso volumétrico seco entre 1,20 y 1,66 ton/m³
- C : corresponde a suelos compactos con peso volumétrico seco entre 1,66 y 2,04 ton/m³
- D : corresponde a suelos muy compactos con peso volumétrico seco entre 2,04 y 2,14 ton/m³

3.707.405(3) Recomendaciones para la Aplicación de los Métodos.

- El método de Neill supone que la socavación máxima se produce cuando para una condición hidráulica dada, se genera la condición de transporte incipiente o arrastre crítico. El método de Litschvan-Levediev aparentemente no considera esta condición extrema.
- En general, puede esperarse que el método de Neill dé socavaciones significativamente mayores que el método de Litschvan-Levediev. En tales situaciones puede resultar aconsejable utilizar para el diseño valores intermedios.
- Para lechos cohesivos el método de Neill no es aplicable.
- Estos métodos permiten estimar las socavaciones por franjas, de modo que dan una idea de la distribución de los descensos del lecho a lo largo de la sección.
- En caso que la zona más profunda de la sección tienda a migrar lateralmente, es preciso desplazar esta zona a lo largo de la sección cuando se calculen socavaciones locales.
- En la aplicación del método de Litschvan – Levediev, que aparece como formalmente más completo, debe tenerse en cuenta lo siguiente:
 - Su origen y verificación experimental o de terreno es desconocida.
 - Se desconoce el origen de las relaciones sobre las que se basa el método, lo mismo que las correcciones que se aplican.

SECCION 3.708 DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSAS FLUVIALES

3.708.1 DEFINICIONES Y CONCEPTOS BASICOS

Se define como obra de defensa fluvial a toda obra destinada a dirigir o a regularizar la corriente en un cauce con el fin de proteger estructuras implantadas en él, o bien defender sus riberas y planicies adyacentes donde existan asentamientos humanos, terrenos agrícolas e instalaciones industriales o de otro tipo que pudiesen ser dañadas por el agua.

En lo específico, las obras de defensa fluvial son aquellas obras destinadas a satisfacer alguno de los siguientes objetivos:

- Mantener una cierta capacidad de conducción de agua en un cauce.
- Proteger estructuras, instalaciones, terrenos agrícolas, o poblados que puedan ser afectados por el escurrimiento.
- Desviar las aguas de un cauce para diversos usos.
- Modificar la hidrología natural de la cuenca, de modo de limitar el gasto máximo para un cierto período de retorno.

En este capítulo se incluye una descripción de los distintos tipos de obras de defensa fluvial utilizadas frecuentemente para la protección de riberas y obras de infraestructura implantadas en cauces fluviales.

3.708.101 Tipos De Obras Fluviales. A continuación se entrega una descripción de las distintas obras de protección, tomando en cuenta el tipo de elemento, instalación o infraestructura que se requiere proteger, como también la función u objetivo que dicha obra de protección debe cumplir y su ubicación dentro del cauce.

3.708.101(1) Defensas Longitudinales y Transversales de Riberas. Dentro de las protecciones de riberas más usadas se cuentan las defensas longitudinales y transversales al cauce. Las primeras son utilizadas tanto para prevenir inundaciones de terrenos aledaños al cauce, como para evitar la erosión y dar estabilidad a las riberas sometidas al ataque de la corriente. Este tipo de defensa es también utilizado, aunque en un menor grado, para encauzar un río o estero de manera de mejorar las condiciones locales de escurrimiento en algún punto en particular.

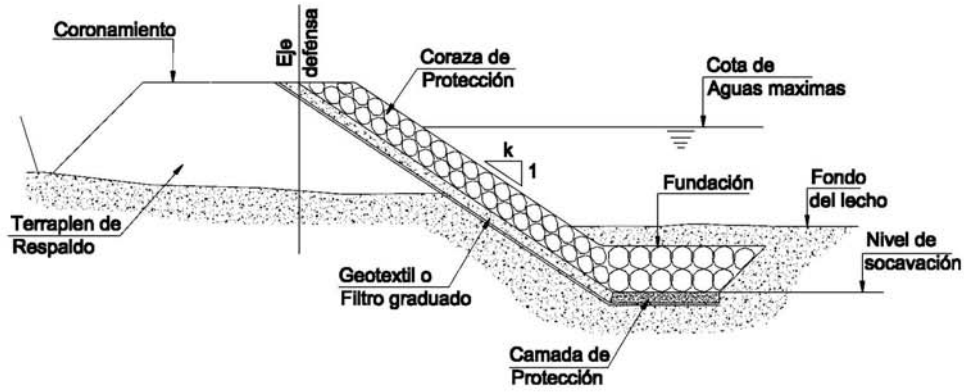
Las defensas transversales al cauce, también llamadas espigones, corresponden a estructuras emergentes desde las orillas hacia el interior de la corriente, usualmente formando ángulos cercanos a 90° con la dirección principal del escurrimiento. Tienen por objeto proteger de la erosión los bordes o riberas del cauce alejando el escurrimiento principal de las orillas y recuperando terrenos por sedimentación del cauce en las zonas comprendidas entre las obras. Una de las principales desventajas de este tipo de obras, es que pueden reducir de manera significativa el ancho del cauce, sobre todo cuando se protegen ambas riberas.

Las defensas longitudinales, por su parte, tienen la ventaja de fijar la orilla protegida en forma definitiva, además que se diseñan de manera de no reducir el área hidráulica original o área del cauce primario. Sin embargo, en el caso de cauces con riberas o cauce primario poco definido, el trazado de las defensas longitudinales debe ser avalado por un estudio hidráulico y mecánico fluvial, de manera que la reducción del área de escurrimiento no provoque descensos excesivos en el nivel del lecho (socavación general) producto del aumento de velocidades del flujo.

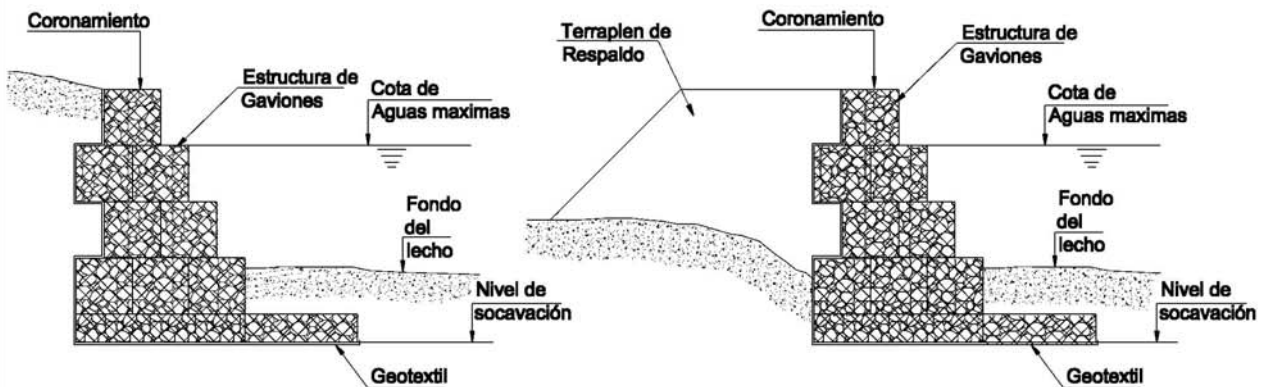
La principal desventaja de las defensas longitudinales es generalmente su mayor costo, debido a que deben extenderse a lo largo de toda la zona a proteger de manera continua.

En las Láminas 3.708.101(1).A y 3.708.101(1).B se muestran esquemas con los tipos y disposición de las defensas longitudinales.

a) DEFENSA LONGITUDINAL DE ENROCADO



b) DEFENSA LONGITUDINAL DE GAVIONES



c) DEFENSA LONGITUDINAL IMPERMEABLE

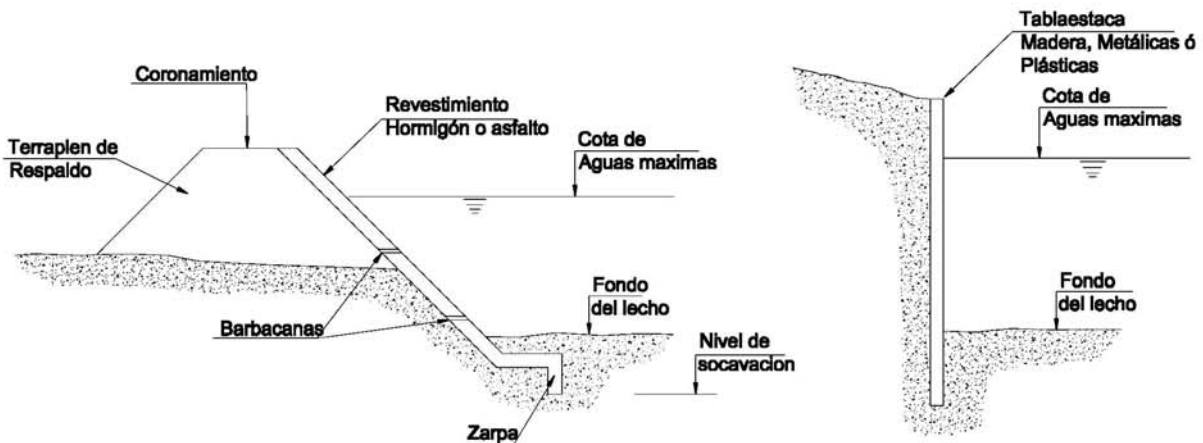
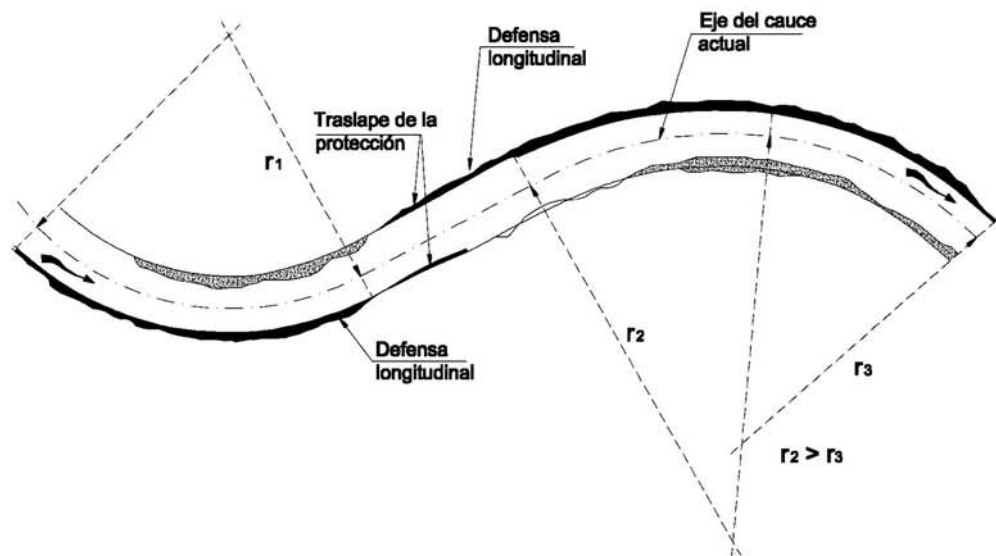


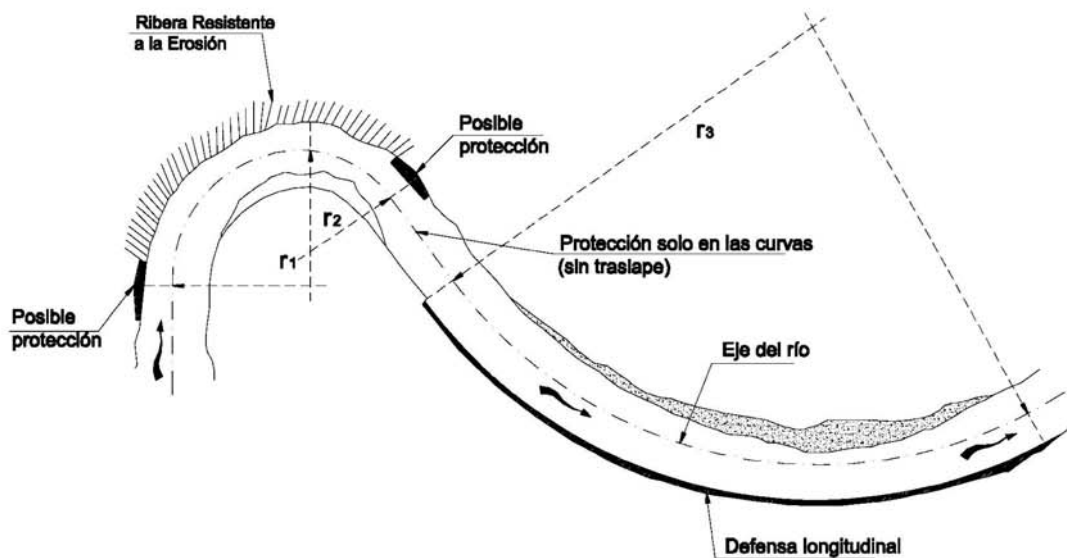
Fig. a) DEFENSAS LONGITUDINALES CORRIDAS EN CURVA Y CONTRA CURVA



NOTA:

La defensa longitudinal debe ser paralela al eje del río

Fig. b) DEFENSAS LONGITUDINALES EN PUNTOS LOCALIZADOS EN CURVA Y CORRIDAS EN CONTRA CURVA



NOTA:

Si la ribera es resistente, no requiere protección

3.708.101(2) Protecciones de Cepas y Estribos de Puentes. Dentro de los principales elementos de un puente se encuentra su infraestructura, la cual está constituida por las cepas o pilas de apoyo y por los muros estribos. En ambos casos dada su ubicación y características, estas estructuras se encuentran expuestas a la acción directa de la corriente, requiriendo en algunos casos de protecciones o defensas que eviten su exposición a la erosión y consecuente debilitamiento.

En el caso de las cepas, el principal factor a considerar para su protección es la socavación local, producto de los torbellinos que se generan en esta zona los que aumentan la capacidad erosiva del flujo en torno a estas estructuras. Para prevenir este tipo de problemas es posible considerar algunas de las siguientes alternativas que permiten minimizar los efectos asociados a la socavación.

- Ubicar la base de la fundación de las cepas bajo los niveles de socavación máxima, dejando un margen de seguridad apropiado.
- Ubicar la base de las cepas bajo los niveles de socavación general, diseñando una capa de protección contra los efectos de socavación local y/ o un muro guardarradier aguas abajo de las cepas. Esta solución puede resultar pertinente en Puentes existentes que han experimentado problemas de socavación.
- Apoyar las cepas sobre pilotes hincados bajo los niveles de socavación máxima, dejando margen a la posibilidad que el extremo superior de estos pilotes quede eventualmente expuesto por socavación local.
- Construir las cepas como una hilera de pilotes o columnas, hincándolas a profundidades suficientes compatibles con la socavación máxima y la capacidad de soporte del terreno.

En la Lámina 3.708.101(2).A, se muestra un esquema con algunas de las alternativas de solución para el control de la socavación en cepas.

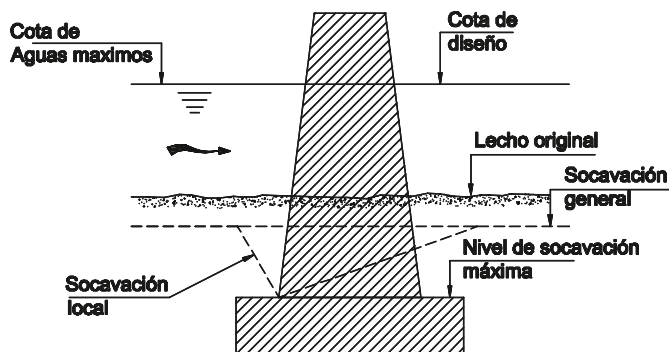
Cabe señalar que para la elección de cada tipo particular de solución es necesario realizar un análisis específico que considere diferentes factores como por ejemplo: requerimientos de capacidad de soporte del suelo, aspectos económicos, métodos constructivos, plazos, etc. En todo caso, el diseño hidráulico óptimo de un puente nuevo no debería considerar protecciones ya que sus fundaciones deberían estar diseñadas para enfrentar las socavaciones.

Al igual que las cepas, los estribos de un puente quedan directamente expuestos a los embates de la corriente siendo necesario muchas veces construir obras de protección que minimicen los efectos erosivos y de socavación en los accesos de los puentes. Entre las obras de protección para estribos de puentes posibles de emplear se encuentran:

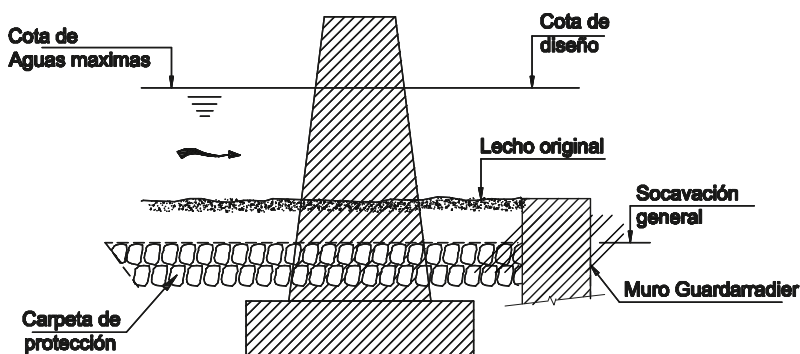
- Revestimientos de cauces y taludes conformados por enrocados, gaviones, revestimientos rígidos o flexibles de hormigón, etc. que se usan para prevenir erosión de las orillas de los taludes o del lecho en las cercanías de los estribos de un puente.
- Muros guía que consisten en obras paralelas a la corriente, construidas para encauzar el río de manera de mejorar las condiciones de aproximación de la corriente hacia el puente.
- Espigones que como se ha explicado, corresponden a estructuras emergentes desde las orillas hacia el interior de la corriente, destinadas a proteger localmente bordes o riberas.

Mediante estas obras es posible minimizar la socavación local al pie de estribos al encauzar la corriente y mejorar las condiciones locales de escurrimiento. En la Lámina 3.708.101(2).B se ilustra un ejemplo del uso de muros guías para la protección de estribos de puentes.

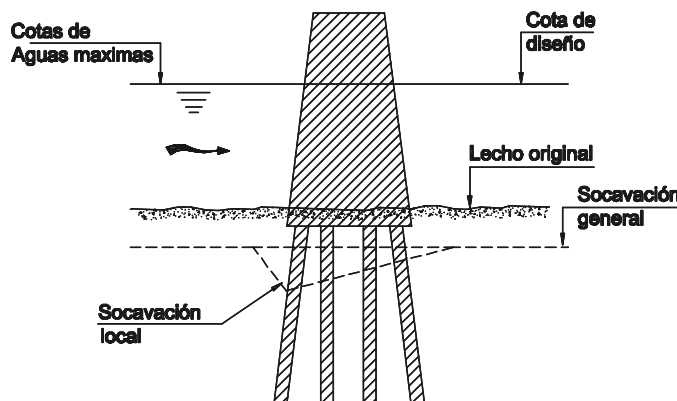
a) BASE DE FUNDACION BAJO EL NIVEL DE SOCAVACION MAXIMA



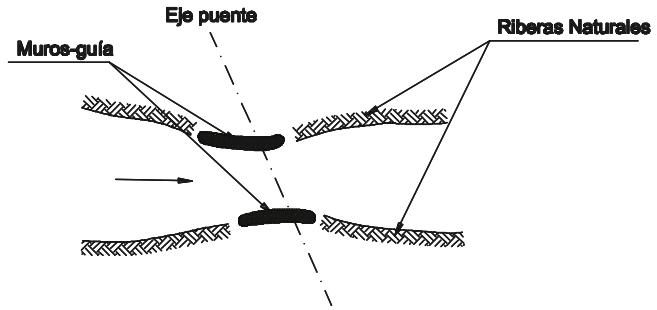
b) BASE DE FUNDACION BAJO EL NIVEL DE SOCAVACION GENERAL Y USO DE CARPETA PROTECTORA O MURO GUARDARRADIER



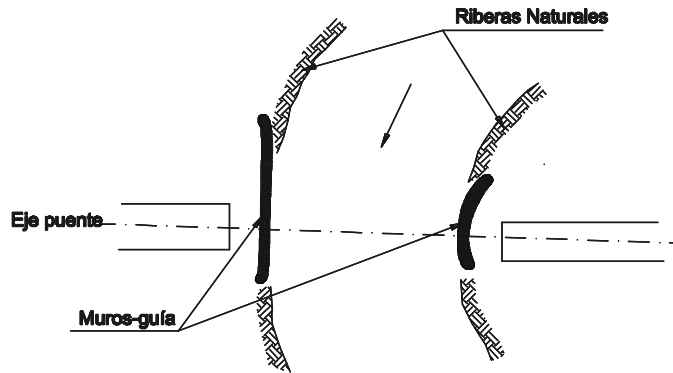
c) USO DE PILOTES HINCADOS



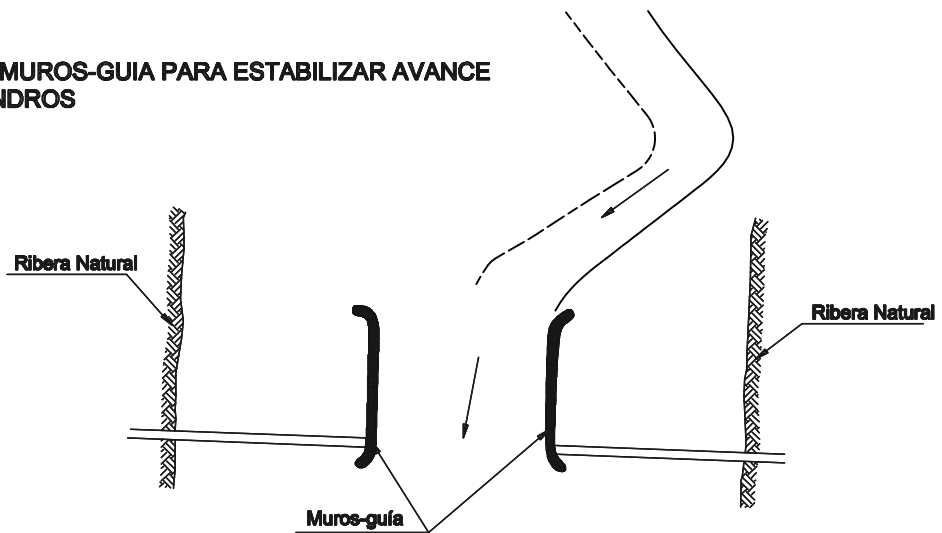
a) MUROS-GUIA EN CRUCE OBLICUO



b) COMBINACION DE MUROS-GUIA RECTO Y CURVO



c) USO DE MUROS-GUIA PARA ESTABILIZAR AVANCE DE MEANDROS



3.708.101(3) Protecciones Locales de Otras Obras. Existe una gran variedad de obras e instalaciones que por ubicarse en los cauces o en las vecindades de éste, requieren de algún tipo de protección, la que dependerá, entre otros factores, de la importancia y el tipo de obra que se quiera proteger. En general, en estos casos será necesario realizar un análisis específico que permita definir y cuantificar el daño susceptible de ocurrir y proponer la obra de protección más adecuada al problema que en particular se quiera solucionar.

Los problemas más frecuentes que presentan las obras o estructuras insertas en un cauce o en las cercanías de éste son:

- Falla de las fundaciones por erosión y socavación
- Inundaciones o anegamientos
- Embanque por arrastre de fondo y en suspensión

En los dos primeros casos son aplicables soluciones y obras de protección similares a las mencionadas en los puntos 1) y 2) precedentes, es decir, protecciones o defensas longitudinales y transversales, y en general obras que minimicen los efectos erosivos y de socavación directos sobre las estructuras a defender.

Uno de los problemas más comunes de obras expuestas directamente a la corriente es la socavación del entorno de aquella parte de la estructura que se apoya directamente en el lecho. En estos casos la solución más usada es la colocación de protecciones que reduzcan o eliminen la posibilidad de socavación del lecho alrededor de la obra, tales como enrocados al pie, sábanas de gaviones, enrocado consolidado, etc.

Las protecciones usadas para el control de inundaciones consisten en obras de defensa perimetrales en torno a construcciones e instalaciones de importancia. Por otra parte, para prevenir inundaciones en sectores poblados es posible considerar canalizaciones, entubamientos y revestimientos de un cauce o un tramo de él en sectores donde éste cruza poblaciones o ciudades. En este último caso, el efecto que se logra es una mejoría de las condiciones hidráulicas con lo que se obtiene una mayor capacidad de conducción y se minimiza el riesgo de desborde.

En relación a los problemas derivados del arrastre de material de fondo, existen estructuras que pueden resultar seriamente dañadas por el impacto de este tipo de material, por lo que en estos casos se hace necesario utilizar obras de protección específicas para solucionar este problema. Un ejemplo muy típico se presenta en los cruces de ductos o tuberías bajo el fondo de cauces de alta pendiente, en los que el arrastre de material de gran tamaño, junto con las socavaciones generalizadas del lecho, podrían dejar expuestas estas estructuras y eventualmente hacerlas colapsar.

En el caso del arrastre de material sólido en suspensión, si bien el tamaño de las partículas es mucho menor en comparación con el arrastre de fondo, sus efectos podrían causar serios daños en distintos tipos de estructuras e instalaciones. Ejemplo de esto son las bocatomas en donde el ingreso de material fino puede ocasionar embanque de canales y pérdida de capacidad de conducción de éstos. También resulta altamente inconveniente la presencia de material fino en suspensión en los canales de aducción a plantas generadoras de energía hidroeléctrica en donde este material puede causar el desgaste prematuro de las álabes de las turbinas. En todos estos casos será necesario disponer de las medidas y obras de protección que permitan minimizar estos efectos.

Una solución alternativa para prevenir inundaciones, pero que debido a su alto costo sólo se justifica si se emplea también con otros propósitos son las obras de regulación, las cuales reducen el gasto máximo de la crecida y en ocasiones su volumen. Estas pueden ser dispuestas en forma aislada o en serie a lo largo del cauce.

3.708.101(4) Obras de Retención de Sedimentos en Cauces. En Chile, dada la conformación geomorfológica de nuestro territorio, la mayoría de los ríos y cauces presentan una gran pendiente, la que va disminuyendo de cordillera a mar. Lo anterior deriva en que, desde un punto de vista mecánico fluvial, los ríos y esteros presenten generalmente un régimen torrencial en las zonas altas y medias, con una gran capacidad de arrastre de sedimentos. Muchas veces se hace necesario controlar este arrastre con el objeto de evitar su depositación descontrolada en las zonas de menores pendientes, lo cual puede ocasionar la

pérdida de la capacidad de conducción o migración lateral del cauce hacia zonas no deseadas con los consiguientes daños.

Existen dos alternativas de solución que permiten disminuir la fracción sólida acarreada en un cauce por una crecida. La primera de ellas consiste en retener los sedimentos con obras tipo pozas o piscinas decantadoras construidas directamente en el cauce. Estas obras requieren del espacio suficiente como para poder retener todo o gran parte de los sólidos generados en la crecida y de su mantención periódica para asegurar que su capacidad de retención esté efectivamente disponible cuando ocurra el evento para el cual fueron diseñadas. En general este tipo de obras debe ubicarse en sectores donde la pendiente del cauce no sea muy pronunciada.

La segunda alternativa consiste en la construcción de obras que permitan disminuir la pendiente del cauce, reduciendo de esta forma la capacidad de arrastre del flujo. Estas obras actúan directamente sobre la pendiente del lecho llevándola a valores similares a la pendiente crítica de arrastre, que es una pendiente que depende del material constitutivo del lecho. Consisten en muros transversales que cierran total o parcialmente el cauce y lo escalonan en la dirección longitudinal, con lo cual se logra reducir su pendiente media y minimizar el transporte de sedimentos para una condición de caudal de diseño prefijada. Este tipo de obra se emplea de preferencia en sectores donde el espacio es reducido o donde la pendiente del lecho es muy alta. Los muros o barreras pueden ser permeables o impermeables. En el primer caso estas estructuras retienen las fracciones más gruesas de sedimento y bloques de roca. En el segundo caso las barreras retienen todo el material por lo que su altura queda restringida más que nada por consideraciones estructurales.

Un aspecto determinante del diseño tiene que ver con la altura de las barreras, la cual es función del espaciamiento y éste último a su vez depende de la pendiente del cauce. La altura de la barrera es un parámetro esencial por cuanto también determina la socavación al pie que pueda producir el flujo vertiente, aspecto central del diseño de la fundación de la obra.

3.708.102 Elementos Constructivos Básicos. Para los diferentes tipos de obras fluviales existen distintos tipos de elementos constructivos que es posible utilizar como material base para la materialización de la coraza de protección de la obra. La elección del tipo de protección a utilizar corresponde a un análisis técnico - económico que debe tomar en cuenta factores tales como inversión inicial, costos de mantención, vida útil, disponibilidad de materiales, facilidades constructivas, etc.

3.708.102(1) Enrocados. Los enrocados son elementos ampliamente usados en la construcción de obras de defensa fluvial. Su uso ha sido destinado principalmente a la materialización de corazas o armaduras de taludes y a protecciones de fondo al pie de obras disipadoras o de descarga.

Los enrocados pueden ser más económicos que otros tipos de elementos y además presentar ventajas tales como las siguientes:

- Ser elementos versátiles que permiten la construcción de estructuras flexibles, las que aceptan mejor los asentamientos.
- Ser más fácilmente reparables frente a daños locales.
- Ser más fáciles de construir, salvo excepciones, pues no requieren disponer de equipos especializados o de sistemas constructivos especiales para su colocación.
- Su apariencia es natural, por lo cual no altera el paisaje en forma significativa.
- El crecimiento de vegetación entre las rocas ayuda a su apariencia natural y consolidación.

Entre las desventajas que tiene este tipo de solución se cuentan:

- La ubicación del empréstito debe ser tal que la distancia no sea un condicionante de tipo económico para la construcción.
- Los taludes recomendados en general son relativamente extendidos, lo que puede provocar restricciones de espacio, para la ubicación de la defensa.
- Requieren de una mantención periódica, destinada a reforzar aquellos puntos que evidencian desplazamientos o movimientos debido a crecidas o sismos, eliminando puntos débiles.
- Frente a altas velocidades del flujo, el tamaño del enrocado requerido para la protección aumenta, de manera que los costos de transporte y colocación se ven afectados en forma directa por este concepto.

3.708.102(2) Gaviones. Los gaviones son elementos con forma de paralelepípedo rectangular, fabricados con malla hexagonal en alambre de acero galvanizado o recubierto con una funda plástica y que se rellenan con piedras.

Estos elementos se emplean para conformar estructuras, normalmente muros, que protegen riberas y obras del embate directo de las aguas. En ocasiones se emplean como elementos de protección de taludes y lecho, para lo cual el paralelepípedo adquiere la forma de una sábana.

Su uso en obras de defensa fluvial, ya sea en defensas longitudinales o transversales, como alternativa al uso de enrocados, se restringe normalmente a los casos que se disponga del material de relleno en forma abundante y en lo posible en el mismo lugar o en las cercanías de la obra. En estos casos son una alternativa normalmente de menor costo que cualquier otro material, pero su vida útil está fuertemente condicionada por la resistencia a la corrosión y abrasión de los alambres que forman la malla. En ocasiones los gaviones se revisten con shotcrete para reducir los efectos corrosivos y abrasivos del agua, pero ello le resta ventajas tanto económicas como técnicas a la solución.

Algunas de las principales ventajas de los gaviones son:

- Flexibilidad: el material no rígido de que están contruidos adopta las formas del terreno natural permitiendo asentamientos diferenciales, sin comprometer la estabilidad de la obra.
- Resistencia: la malla de alambre galvanizado posee una resistencia y flexibilidad necesarias para soportar las tensiones producidas por el agua y las masas de tierra. Los gaviones están provistos de diafragmas o separaciones interiores que impiden el desplazamiento de las piedras en su interior, contribuyendo así a formar una estructura más estable y sólida.
- Permeabilidad: un muro de gaviones es permeable al agua lo que permite aliviar subpresiones.
- Conservación del paisaje: los gaviones facilitan el crecimiento de vegetación natural lo que les permite una fácil incorporación al ambiente de su entorno.
- Economía: requieren en general de poca mantención y no necesitan mano de obra de gran calificación para su construcción, además que utiliza elementos de fácil disponibilidad como son la grava y las piedras.

Algunas desventajas de los gaviones, que es necesario tomar en cuenta, son:

- No es recomendable su empleo para obras que requieran de una larga vida útil debido a la incertidumbre en la durabilidad de la malla de alambre. En aguas corrosivas o en zonas de ambiente marino o corrosivo, o con apreciable cantidad de material de arrastre es muy inconveniente el uso de gaviones, aún cuando las mallas galvanizadas se protejan con revestimientos plásticos.
- No resulta recomendable emplearlas con revestimientos de shotcrete porque además de encarecer la obra, este tipo de recubrimiento hace que pierda flexibilidad, con lo cual se pierden también dos de sus ventajas esenciales.
- En cauces con corrientes de alta velocidad (>2 m/s) o fuerte arrastre de sedimentos, las mallas se deforman y pueden presentar problemas de desgaste y rompimiento con el consiguiente vaciado de los gaviones.
- Para muros de más de 4 m de altura aumenta considerablemente el volumen de relleno requerido, debido a la ampliación de la base de la estructura para su estabilidad.
- Necesita disponer de abundante material de relleno en el lugar de la obra.
- El vaciamiento o daño de la fundación puede producir la ruptura y falla de la estructura completa.
- Los gaviones son elementos que pueden ser objeto fácil del vandalismo. Si las mallas son destruidas, con seguridad la obra colapsa parcial o totalmente durante una crecida.

3.708.102(3) Elementos Prefabricados de Hormigón y Acero. En algunos casos, es posible considerar para la construcción de corazas de obras de defensa fluvial elementos prefabricados de hormigón del tipo de losetas prefabricadas. Se utilizan tanto para proteger directamente las riberas contra la erosión, como también para mejorar las condiciones hidráulicas en un tramo en particular del cauce. Su uso es muy común en cauces que cruzan sectores poblados donde se requiere prevenir desbordes e inundaciones. También es posible utilizarlos para encauzar los cursos naturales en las proximidades de un puente y de este modo mejorar las condiciones del escurrimiento, reduciendo efectos locales indeseables como socavaciones en cepas y estribos o erosión de riberas.

Otro elemento que puede ser utilizado para protección directa de riberas corresponde a tablestacas de hormigón, acero o plástico, que son muy útiles en cauces profundos arenosos o arcillosos y cuyas riberas son más o menos verticales o de taludes pronunciados, y para protecciones de emergencia en zonas donde no hay roca ni grava. Hoy en día también surge como alternativa la protección que brindan las chapas o conchas que confinan pretiles en las soluciones llamadas de "tierra mecánicamente estabilizada".

Una de las principales ventajas en el uso de elementos prefabricados de hormigón o acero es que admiten mayores velocidades de la corriente y mejoran notablemente las condiciones del escurrimiento, al reducir la rugosidad salvo cuando crece vegetación.

Por otro lado las principales desventajas son:

- Su costo es normalmente más alto que cualquier otro elemento alternativo.
- Su instalación debe hacerse en seco y requiere de un tratamiento previo del talud donde se apoyarán, salvo el caso de las tablestacas.
- Son vulnerables a los descensos de los terraplenes, por lo cual pueden agrietarse.

3.708.102(4) Otros Materiales. Aunque el uso de otros materiales distintos a los mencionados antes no es muy frecuente, también es posible utilizar madera y troncos para protección temporal de riberas o para la construcción de diques transversales estabilizadores de pendiente, también de carácter temporal. En general, el uso de estos materiales queda restringido a casos en que no es posible disponer de otro tipo de material y cuando la vida útil de la estructura que se desea proteger resulta comparable con la de este tipo de obra o bien, cuando se trata de obras de carácter provisorio. Ello indudablemente responde a una decisión de tipo técnico-económico que justifique el uso de protección de bajo costo como el asociado a este tipo de material. La utilización de madera puede ser una buena alternativa debido a su bajo costo en zonas donde este elemento se encuentra en abundancia.

3.708.103 Componentes de una Obra de Defensa Fluvial. A continuación se describen las componentes principales de una obra de defensa fluvial, indicándose en cada caso sus características y función. Cabe hacer notar que si bien estas componentes pueden ser consideradas en forma genérica para los distintos tipos de obras de defensa fluvial indicadas en este Manual en el numeral 3.708.101, son aplicables principalmente a las defensas longitudinales y transversales de riberas.

3.708.103(1) Coraza. Corresponde a la parte de la defensa expuesta directamente al escurrimiento y su principal objetivo es proteger de la erosión el talud de un pretil, terraplén o la ribera misma del cauce. Dependiendo del material utilizado, la coraza puede ser permeable, como en el caso de enrocado, gaviones y elementos prefabricados, o impermeable como son las losetas de hormigón y las tablestacas.

Entre los tipos de corazas más usuales pueden encontrarse las siguientes:

- **Conglomerado Fluvial:** se trata de una protección de bajo costo, ya que para su materialización se emplea el material pétreo existente en el lugar o una fuente de empréstito. En general, el material debe ser seleccionado para eliminar los tamaños menores que pueden ser fácilmente arrastrados por la corriente. Este tipo de elemento no da buenos resultados como protección permanente, ya que tiende a ser arrastrado con facilidad en eventos de crecidas.
- **Enrocado:** son elementos cuyo tamaño y peso se diseñan para proteger el talud de una defensa para las condiciones del escurrimiento de la crecida de diseño. Proviene de la explotación de canteras, de

manera tal que se obtengan bloques con aristas vivas y de un peso mínimo preestablecido. La roca debe ser sana y sin señales de descomposición (meteorización) o grietas. Una coraza de enrocado normalmente estará conformada por 2 capas superpuestas y con bloques trabados entre sí.

- **Gaviones:** son jaulas de alambre galvanizado armadas in situ y rellenas con piedras, usualmente disponibles en el lecho del río. Con la superposición de estos elementos se conforman muros gravitacionales autosoportantes. Este elemento puede resultar recomendable cuando el tamaño del enrocado de diseño resulta extremadamente grande y surgen dificultades tales como altos costos de explotación, traslado y colocación. Comercialmente se encuentran disponibles en dimensiones estandarizadas, lo cual debe compatibilizarse con los requerimientos de altura requerida para la defensa.
- **Losetas o Bloques de Hormigón:** estos elementos cumplen la misma función que los enrocados, pudiendo ser de diversas formas. Su aplicación resulta apropiada en aquellos casos en que las dos soluciones precedentes no son aplicables y siempre y cuando su diseño permita asegurar la estabilidad de la coraza. No se aconseja emplearlas sin el respaldo de un estudio técnico especializado.
- **Tablestaca de Hormigón o Acero:** Se trata de pilotes o planchas rectangulares hincados con martinete, los cuales alineados uno junto al otro conforman un muro impermeable. También se pueden utilizar en forma combinada, mediante la hincada en doble fila, para luego cubrirlos con mallas de alambre y rellenarlos con bloques o fragmentos de roca.

Para la colocación de las corazas de tipo permeable es necesario el perfilamiento previo del pretil, terraplén o de la ribera con un talud que permita una fácil y segura colocación del material de protección. Entre este último material y la base de apoyo, se coloca un filtro, pudiendo ser un geotextil o un filtro conformado con materiales pétreos. El objeto de este filtro es evitar que las partículas finas de la ribera migren a través de los huecos de la coraza, debido a la succión producida por la corriente.

En el caso de utilizarse enrocados para la coraza, es recomendable colocar una capa de material fluvial sobre el filtro geotextil a objeto de evitar el contacto directo del enrocado con este último y así evitar la rotura de la tela durante el proceso de colocación de cada bloque de roca. Dicha capa de material fluvial se conoce con el nombre de camada de protección o camada de apoyo y su espesor varía entre 10 y 30 cm aproximadamente, según las dimensiones del enrocado de la coraza.

3.708.103(2) Fundación. Corresponde a la base de apoyo de la defensa que se ubica bajo el lecho. La profundidad que deberá alcanzar dicha fundación queda determinada por la socavación generalizada que ocurriría en eventos de crecidas.

En los casos que se trate de protecciones de cepas y estribos de puentes o de la protección local de alguna obra en particular, se debe tomar en cuenta, además de la socavación generalizada del lecho, la socavación local en el entorno del elemento que se desea proteger, determinadas ambas para las mismas condiciones de escurrimiento. El procedimiento de cálculo se encuentra especificado en el numeral 3.707.405 de este Manual.

3.708.103(3) Coronamiento. Se designa con este nombre a la parte más alta con la cual culmina superiormente una obra de defensa fluvial. En el caso de una obra de defensa longitudinal y de espigones, la cota o nivel que debe tener el coronamiento queda determinado por la altura máxima de escurrimiento, calculada para la crecida de diseño del tramo, más una revancha, mediante los procedimientos de cálculo que se encuentran expuestos en este Manual en el numeral 3.707.201.

En algunos casos particulares de obras, como por ejemplo en las barreras vertedoras y en cierto tipo de diques transversales donde se permite el escurrimiento por sobre el coronamiento, deben considerarse las protecciones apropiadas que eviten la erosión y pérdida de material desde esta zona de la obra y hacia aguas abajo de ella.

El coronamiento mínimo de una obra de defensa queda definido por el espesor de una capa doble de enrocado, de acuerdo al tamaño determinado para las condiciones hidráulicas.

Usualmente el coronamiento considera un ancho mínimo tal, que permita la construcción y posterior inspección de la obra, pudiendo incluso tener un ancho suficiente para la circulación de vehículos y maquinaria.

En los casos que la defensa sobresalga por sobre el nivel de la ribera, el coronamiento necesariamente debe considerar un cierto ancho que proporcione la estabilidad necesaria a la estructura del terraplén donde se apoyará la coraza.

3.708.103(4) Talud. Corresponde a la cara perfilada de la ribera de un cauce o de ambos lados de un pretil o terraplén, que conforma la estructura de apoyo de la obra de defensa. La inclinación del talud deberá ser tal que asegure la estabilidad de la estructura según el tipo de material y también según el tipo de maquinaria a usar en su construcción y el tipo de coraza que soportará.

En el caso de defensas longitudinales formadas por enrocados o losetas de hormigón conviene usar taludes con inclinaciones H:V = 2:1 o mayores. Dicha inclinación podrá ser menor cuando se trate de escurrimientos con bajas velocidades pero en ningún caso debiera ser inferior a 1:1 (H:V); para defensas longitudinales de enrocados se recomienda un talud mínimo 1,5:1 (H:V). En el caso de gaviones o tablestacados no se requieren taludes inclinados.

Es necesario destacar que cuando se utiliza enrocado como material propiamente de construcción de una obra hidráulica, la inclinación del talud tiene una importante incidencia en el tamaño de éste, puesto que mientras más vertical es el talud, mayor será el tamaño del enrocado requerido.

3.708.103(5) Terraplén de Respaldo. El terraplén constituye el núcleo de la obra de defensa; es la estructura hecha con material de relleno donde se apoya la coraza. Dicho relleno debe ser de una geometría regular y el material utilizado en su construcción podrá ser de tipo fluvial, de desecho de cantera o provenir de otra fuente siempre y cuando se encuentre libre de materias vegetales, de residuos orgánicos u otros que afecten la estabilidad del terraplén. Dicho relleno debe realizarse por capas compactadas mediante el paso de maquinaria pesada u otro medio de compactación, pero no requiere mayores especificaciones respecto de la densidad de compactación alcanzada, ya que en general no se trata de un elemento estructural, salvo que su altura amerite un análisis de estabilidad especial.

3.708.103(6) Zarpas o Dientes. Corresponden a las estructuras de hormigón que quedan insertas en el terreno natural o en el lecho del cauce y se ubican normalmente al término o al inicio de una estructura de hormigón, en la unión con el terreno natural. El principal objetivo de estos elementos es prevenir la socavación que se produce debido a la acción erosiva de la corriente, en el entorno de la obra y que podría dejar sin base de apoyo a la estructura de hormigón que protege, haciéndola colapsar.

La profundidad mínima que deben tener las zarpas o dientes queda determinada por la profundidad de socavación general y local estimadas, dependiendo del tipo de estructura a la cual protege.

Es recomendable que junto con el diente se utilice algún otro tipo de protección contra la erosión, como por ejemplo enrocado, de modo de evitar que la fosa de socavación alcance su profundidad máxima en las proximidades de la obra.

3.708.103(7) Radieres. Se designa con este nombre a las estructuras flexibles o rígidas, dispuestas en el lecho de un cauce natural, destinadas a protegerlo de la acción erosiva del escurrimiento, ya sea de tipo local o generalizada. Su materialización permite fijar la cota y pendiente del tramo revestido. Su conexión con el lecho, tanto por aguas arriba como por aguas abajo, debe protegerse mediante la construcción de zarpas o dientes terminales. Su construcción puede realizarse con los mismos elementos descritos para el caso de corazas de protección.

3.708.2 PROCEDIMIENTOS Y TECNICAS DE DISEÑO HIDRAULICO

A continuación se describen las técnicas y procedimientos normalmente utilizados para el dimensionamiento de una obra de defensa fluvial.

Para tal efecto, se detallan las etapas a seguir y la información requerida para el desarrollo de un proyecto de defensas fluviales. Se incluyen los requerimientos y alcances de la información necesaria para realizar el diagnóstico del problema, y la información básica requerida para realizar el dimensionamiento de la obra. Finalmente, se señalan algunos requerimientos específicos y aspectos constructivos, ambientales y de mantención de las obras.

3.708.201 Diagnóstico del Problema a Resolver. Previo al diseño de una obra de defensa fluvial, es necesario realizar un diagnóstico que permita calificar cualitativa y cuantitativamente la naturaleza y magnitud del problema a resolver. Este diagnóstico debe enfocarse a identificar y caracterizar el tipo de riesgo que se desea salvar, de modo de establecer adecuadamente la finalidad de la obra, ya sea para el control de rebases o erosión de riberas, o para evitar o minimizar la socavación generalizada y local del lecho al pie de una estructura. El diagnóstico debe servir también para definir la extensión de las zonas a proteger y para evaluar la disponibilidad de los datos necesarios para seleccionar los elementos constructivos a emplear en la materialización de la obra más conveniente que dará solución al problema planteado.

Como parte del diagnóstico se deben establecer los principales parámetros hidráulicos y mecánico fluviales que condicionan el diseño de la obra de defensa; también se deben recopilar todos aquellos antecedentes que permitan caracterizar desde distintos puntos de vista la zona en estudio y que tengan relación con las obras a estudiar y proteger.

Para desarrollar adecuadamente un diagnóstico, es necesario incluir como mínimo actividades como las correspondientes a:

- Recopilación de antecedentes e información básica.
- Recorridos del cauce.
- Restituciones aerofotogramétricas, levantamientos topográficos del cauce y su entorno.
- Estudio hidrológico.
- Estudio hidráulico.
- Estudio mecánico fluvial.
- Caracterización del comportamiento hidráulico y mecánico fluvial del cauce.

El desarrollo de los aspectos señalados permitirá caracterizar cualitativamente y cuantitativamente la magnitud y naturaleza del problema a resolver. Ello a su vez permitirá contar con la información necesaria para estudiar y seleccionar el tipo de obra de defensa fluvial, así como establecer la condición de diseño más apropiada al problema identificado.

3.708.202 Información Básica. El propósito principal de este punto es describir el tipo, naturaleza y características principales de la información que es requerida en general, para elaborar un diagnóstico hidráulico orientado a identificar la magnitud y naturaleza del problema, así como contar con los datos necesarios para desarrollar el diseño de una obra de defensa fluvial.

Mucha información de carácter más general puede estar disponible en estudios anteriores o encontrarse en instituciones que, como parte del quehacer que le es propio, miden, recopilan y procesan sistemáticamente información básica de tipo aerofotogramétrico, meteorológico, hidrológico y/o sedimentológico. Dentro de esta categoría se encuentran instituciones tales como el Instituto Geográfico Militar, CIREN - CORFO, Dirección General de Aguas del MOP, Dirección Meteorológica de Chile, Servicio Aerofotogramétrico de la FACH, y diversas empresas tales como empresas eléctricas, sanitarias, mineras, agroindustriales, etc.

La información más específica es necesario obtenerla especialmente para el estudio en cuestión. Ello puede significar la formulación de programas de trabajo, calendarios de actividades y especificaciones especiales ad-hoc, todo lo cual se traduce en definitiva en tiempo y costos adicionales que es preciso evaluar previo al desarrollo del estudio.

En términos generales, la información requerida para desarrollar un estudio hidráulico con fines de diseño puede agruparse en tres conjuntos: (1) información general y de apoyo; (2) información básica de tipo meteorológico, hidrológico, hidráulico y mecánico fluvial y (3) antecedentes o estudios especiales de terreno. A continuación, se detallan los datos e información específica que quedan incluidas dentro de cada categoría, lo mismo que las fuentes de información a las que es posible acudir en un estudio determinado para obtener cada tipo de datos.

3.708.202(1) Información Posible de Recopilar y Fuentes Usuales. Se deben recopilar todos los antecedentes existentes que puedan aportar información inicial importante para el proyecto en estudio. Dicha información podrá ser obtenida tanto de la revisión de estudios anteriores como directamente en organismos e instituciones.

Algunos de los antecedentes e información que deben ser recabados son los siguientes:

- Cartográficos y aerofotogramétricos
- Hidrometeorológicos
- Hidráulicos y mecánico fluviales
- Geológicos y geotécnicos
- Identificación de sectores críticos (por inundación, erosión de riberas, u otros) y áreas afectadas
- Antecedentes periódicos (crecidas importantes y sus consecuencias)
- Obras existentes en el cauce
- Daños generados por inundaciones

3.708.202(1) a) Información General y de Apoyo Cartográfico. Corresponde a todos los datos, antecedentes o estudios existentes que pueden necesitarse para la etapa inicial del diseño hidráulico de una obra de defensa. En esta etapa es preciso definir por ejemplo, ubicaciones posibles de emplazamiento de las obras, lo cual implica evaluar preliminarmente problemas hidráulicos (reales o potenciales) asociados con las distintas alternativas de solución estudiadas.

También la información proveniente de estudios existentes relativa a utilización actual o futura del curso de agua o de su cuenca aportante, o bien, antecedentes generales sobre planes de desarrollo social y económico de la zona, pueden resultar útiles en determinados casos como información general de apoyo al estudio hidráulico. A través de la revisión y análisis de este tipo particular de antecedentes, es posible conocer planes de corto y mediano plazo de construcción de obras en el río, por ejemplo obras de regularización de cauces y de utilización del agua con fines de abastecimiento, de riego o de generación hidroeléctrica, las cuales pueden afectar en mayor o menor grado el régimen hidrológico y/o sedimentológico actual del río. Incluso, cambios en el uso y manejo de los recursos naturales de la cuenca aportante (por ejemplo, explotación forestal, prácticas de cultivo, etc.) pueden inducir alteraciones importantes en el régimen de escorrentía y en los procesos erosivos naturales que tienen un efecto directo en el comportamiento de cursos naturales y en su morfología.

Entre la información general de apoyo se cuentan mapas, planos, cartas, fotos satelitales, fotografías aéreas, ortofotografías, etc. Dicha información se encuentra descrita en detalle en este Manual en la Sección 2.005 "Antecedentes Existentes para el Estudio de Obras Viales", en particular en los numerales 2.005.3 y 2.005.4.

3.708.202(1) b) Información Hidrológica y Meteorológica. La información hidrológica y meteorológica constituye la base para elaborar los estudios de crecida necesarios para el desarrollo del diseño hidráulico de la obra de defensa. Tal como se detalla en el Tópico 3.707.4 de este Manual, es posible emplear métodos directos de estimación de caudales basados en datos de caudales (fluviométricos) o bien métodos indirectos basados en datos de precipitaciones (pluviométricos).

Existen varias instituciones que operan redes meteorológicas y fluviométricas en Chile. Entre las instituciones más importantes se cuentan la Dirección Meteorológica de Chile (DMC) dependiente de la FACH que opera una red meteorológica propia y la Dirección General de Aguas (DGA) del MOP. La DGA tiene a su cargo tanto redes meteorológicas como redes fluviométricas y sedimentométricas, las cuales cubren la mayor parte del territorio continental chileno.

En el numeral 2.005.5 del Volumen N° 2 de este manual, se entrega una descripción más detallada de la información que poseen estas instituciones.

3.708.202(1) c) Información Fluviométrica. Como se ha indicado, la única institución que recolecta en forma sistemática datos fluviométricos es la DGA. Sin embargo, también existe alguna información de este tipo en empresas sanitarias, mineras, hidroeléctricas, etc.

La información fluviométrica que reviste interés para el análisis hidrológico de crecidas se refiere principalmente a registros limnimétricos y limnigráficos, aunque también pueden resultar útiles otros datos como por ejemplo aforos.

La información meteorológica es recolectada principalmente en la Dirección General de Aguas (DGA) y en la Dirección Meteorológica de Chile (DMC).

Existen además, estaciones meteorológicas aisladas pertenecientes a algunas instituciones de enseñanza, compañías mineras, industrias y particulares que disponen de información que podría ser de utilidad en un estudio hidrológico determinado.

3.708.202(1) d) Información Sedimentométrica. Como parte del estudio hidrológico puede resultar de interés en algunos casos incluir información sedimentométrica. Esta información se refiere al arrastre de sedimentos que se mide en los ríos o cursos de agua correspondiente a material en suspensión, ya que el material de fondo por su dificultad medirlo en la práctica solo se estima en forma aproximada.

Los datos de arrastre de sedimentos sirven en aquellos casos donde, producto de cambios importantes en el uso y manejo de recursos naturales de la cuenca aportante, se originan alteraciones en su régimen sedimentológico. Dichas alteraciones se manifiestan en embancamiento del cauce, socavación generalizada, ataques a riberas, etc. que pueden afectar las diferentes obras existentes en un río.

La recolección de datos sedimentométricos (datos de concentración del sedimento en suspensión) en Chile es relativamente reciente ya que se inició a partir de mediados de la década del cincuenta en ENDESA (CORFO) y principios de la década del sesenta en la DGA del MOP.

3.708.202(2) Estudios de Terreno. Entre los antecedentes de terreno que es preciso reunir y los estudios a realizar se cuentan:

- Levantamientos topográficos
- Nivelaciones
- Información sobre marcas de agua (rastras de crecidas)
- Estimaciones de la rugosidad de los cauces, apreciación de las condiciones locales de escurrimiento y de la estabilidad del lecho, etc.
- Muestreo y análisis granulométrico del lecho
- Determinación del peso específico del sedimento del lecho y peso específico aparente o peso volumétrico del material de arrastre (o porosidad)
- Antecedentes sobre el funcionamiento de obras existentes vecinas a la zona de ubicación de la obra futura.

Toda esta información conforma la base de datos fundamentales para el estudio hidráulico, mecánico fluvial y de socavación requerido para el diseño de una obra de defensa. Así, los datos topográficos permiten definir la geometría hidráulica de las secciones del río en el tramo en estudio; la rugosidad se utiliza para el cálculo de niveles, velocidades y distribución de caudales en las secciones; las marcas de agua y otros antecedentes cualitativos sirven para verificar los cálculos teóricos o establecer cotas superiores a dichos cálculos; los datos granulométricos y demás propiedades físicas del sedimento constitutivo del lecho se requieren para los cálculos transporte de sedimento y de socavación, etc.

En general es difícil formular recomendaciones específicas acerca de cómo se debe obtener esta información de terreno, así como el grado de representatividad que se le debe exigir, la extensión que debe cubrir, las condiciones bajo las cuales deben realizarse las determinaciones, etc. Ello debido a la gran variedad de situaciones posibles de encontrar en la práctica. No obstante, hay algunas consideraciones de orden general que conviene tener presente para la obtención de los datos de terreno.

En lo concerniente a información de terreno, un punto de partida usual es la realización de un recorrido y reconocimiento del cauce que permita obtener una visión general del tramo en estudio, así como identificar aspectos específicos que resulten de interés para el diseño y proyecto de la obra de defensa fluvial. Algunos aspectos que resulta importante investigar son: forma general del cauce y sus riberas, presencia de curvas, meandros, granulometría característica de los sedimentos, zonas de depositación de material, pendiente, infraestructura existente, altura de riberas, etc.

Es conveniente documentar la información recabada en terreno, mediante descripciones monográficas y la confección de un álbum fotográfico que se complementa con la caracterización de los aspectos relevantes del cauce en estudio.

En cuanto a datos topográficos, usualmente los levantamientos taquimétricos de detalle realizados para definir la ubicación exacta de la obra de defensa, bastan para analizar condiciones locales de escurrimiento. Sin embargo, para llevar a cabo el análisis hidráulico completo es preciso contar con perfiles longitudinales y transversales específicos del río en una longitud adecuada. Además, en lo posible, es deseable contar un perfil longitudinal siguiendo el pelo o nivel de agua (para condiciones de niveles de aguas medias o mínimas), por ambas orillas en una longitud tal, que incluya el tramo donde se ubicará la obra de defensa. El detalle y recomendaciones acerca de los alcances que deben ser considerados al momento se realizan los levantamiento topográficos se entregan en el Numeral 3.708.202.

Aunque es difícil dar una norma específica para fijar la longitud del tramo, conviene tener presente lo siguiente: como la idea es nivelar un tramo representativo para efectuar posteriormente los cálculos hidráulicos, resulta lógico para la fijación de su longitud, estimar a priori la extensión de la zona de influencia de la obra de defensa, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. Así por ejemplo en los puentes, en el caso ideal de una contracción con régimen de río, el peralte máximo a esperar, por concepto de la obstrucción de pilas y estribos, ocurre a una distancia aproximadamente igual a una vez el ancho de la sección contraída en el puente hacia aguas arriba. Por lo tanto, la nivelación hacia aguas arriba debería extenderse en este caso a lo menos 2 veces esta distancia, o bien 3, 4 ó 5 veces o más, según las características propias del tramo. Si el régimen es supercrítico en la sección o la pendiente hidráulicamente fuerte, esta distancia puede resultar insuficiente. En esos casos será preciso reevaluar el problema estableciendo las características particulares que puede presentar el eje hidráulico en las vecindades del puente. Como complemento ver el Capítulo 3.1000 "Puentes y Estructuras Afines", Numeral 3.1002.304(3).

Los perfiles transversales deben tomarse en el mismo tramo de nivelación longitudinal tratando de que ellos representen en la mejor forma posible las condiciones medias del cauce. El número de perfiles transversales a tomar es variable, dependiendo ello de la uniformidad de las secciones y de la prismaticidad del tramo. En todo caso, se debe tener presente que con los perfiles transversales se persigue representar el cauce como un canal donde sea aplicable la teoría del escurrimiento gradualmente variado o escurrimiento uniforme, vale decir, que sea lo más prismático posible según lo explicado en el Tópico 3.707.2.

En relación a la determinación de las propiedades del sedimento del lecho, como se ha indicado, interesa fundamentalmente su granulometría y peso específico. Si se trata de sedimento relativamente fino y homogéneo en el espacio, la obtención de esta información no representa problemas mayores, salvo los asociados con la ubicación, dentro del lecho del río, de un lugar que corresponda a un banco móvil de acarreo más o menos reciente y la adopción de un procedimiento de muestreo que asegure la toma de muestras representativas del sedimento del lecho. Posteriormente estas muestras deberán ser enviadas a un laboratorio especializado para su análisis granulométrico.

En el caso de sedimento grueso y de granulometría extendida la situación se complica porque no es posible en general, tomar muestras pequeñas de sedimento y enviarlas al laboratorio para su posterior análisis. Aquí muchas veces es necesario excavar pozos de reconocimiento de dimensiones apreciables y muestrear en capas para detectar cambios de la granulometría en profundidad que son usuales por los fenómenos de acorazamiento que se presentan en este tipo de lechos. Esto exige una elección más cuidadosa de los puntos de muestreo e implica conciliar la representatividad del lecho con las facilidades de acceso al lugar, puesto que el análisis granulométrico es preciso efectuarlo in-situ utilizando sistemas tamizadores especiales y por lo general de grandes dimensiones. Las recomendaciones de cómo se deben realizar los trabajos de terreno para determinar las propiedades del sedimento se entregan en el Numeral 2.503.304 del MC-V2.

3.708.202(3) Estudios Básicos.

3.708.202(3) a) Hidrología. Usualmente para el diseño de una obra de defensa será necesario realizar un estudio hidrológico de crecidas en base al cual se establecerá el caudal de diseño asociado a un determinado período de retorno. Las metodologías a seguir en este caso son las indicadas en la Sección 3.702 de este Manual.

3.708.202(3) b) Estudio Hidráulico. Tiene por objeto caracterizar el comportamiento hidráulico del cauce en condiciones de crecidas en el tramo en estudio. Los procedimientos y técnicas a seguir son las indicadas en el Tópico 3.707.2 de este Manual. Como resultado de este análisis se obtendrá el eje hidráulico con los niveles y principales parámetros del escurrimiento para diferentes condiciones de diseño.

3.708.202(3) c) Estudio Mecánico Fluvial. Se debe analizar la capacidad de transporte de sedimentos del tramo en estudio y los procesos de socavación inducidos por la presencia de la obra de defensa. Esto puede incluir la determinación de la magnitud de la socavación local según el tipo de obra que se trate, además una estimación de la socavación generalizada del lecho. Los métodos y procedimientos a seguir en este caso, corresponden a los indicados en los numerales 3.707.403 y 3.707.405 de este Manual.

3.708.202(3) d) Caracterización del Comportamiento Hidráulico y Mecánico Fluvial. En base a los análisis descritos en los Numerales anteriores, se debe realizar la caracterización hidráulica y mecánica fluvial del tramo en estudio, la cual debe incluir la identificación de zonas de desbordes, la caracterización del régimen sedimentológico del cauce, y el análisis específico de los patrones de escurrimiento locales en el entorno de la obra.

La identificación de las zonas de desborde a lo largo del cauce en el tramo en estudio se debe realizar en base a la identificación de los perfiles transversales, en los cuales el nivel de agua para la crecida de diseño supera la cota más alta de la ribera. La información así obtenida permitirá cuantificar la extensión que deberá tener la obra de defensa así como la altura necesaria para evitar los desbordes.

La caracterización del régimen sedimentológico tiene por objeto identificar, para el tramo en estudio, las zonas con tendencia a la depositación de material (zonas de embanque), y las zonas con tendencia a la socavación. Este análisis resulta particularmente importante cuando la presencia de la obra induce nuevas y distintas condiciones hidráulicas en el cauce que pueden alterar su régimen sedimentológico natural, provocando daños a la infraestructura existente o imponiendo condiciones de borde particulares que se deberán tomar en cuenta para el diseño de la obra.

3.708.203 Requerimientos Específicos. Es necesario que desde la concepción del proyecto de una obra de defensa sean considerados algunos factores específicos, que en mayor o menor medida pueden influir en la toma de decisiones acerca del tipo de defensa a proyectar. Para una mejor comprensión de este tema, se detallan a continuación algunos de los principales factores que es necesario tener presente, relativos a aspectos constructivos, ambientales y operacionales.

3.708.203(1) Constructivos. Los requerimientos de información de los aspectos constructivos para el desarrollo de un proyecto de defensas fluviales, pueden ser resumidos como sigue:

- Investigar la existencia de las fuentes de empréstitos y canteras, caracterizando aspectos tales como la distancia de transporte, disponibilidad de material en términos de volumen, calidad y tamaños del agregado pétreo o bloques de roca, etc.
- Identificar y caracterizar las facilidades constructivas que presenta el sitio de emplazamiento de la obra de defensa, enfocado fundamentalmente a los aspectos relativos a vías de acceso internas y externas, disponibilidad de espacio para la instalación de obras provisionarias, facilidades de acceso hacia los sitios de ejecución de excavaciones y construcción de la obra de defensa, limitaciones al accionar de maquinarias de construcción.
- Evaluar las condiciones climáticas y de escurrimiento bajo las cuales se desarrollarán las faenas de construcción de la obra de defensa. Ello tiene directa relación con la necesidad de considerar obras adicionales durante la construcción tales como desvíos temporales del río o muros de protección.

- Evaluar convenientemente las restricciones de espacio como las que surgen en sectores urbanos y poblacionales, donde puede resultar necesario diseñar obras de defensa con taludes verticales con el objeto de ganar terreno al cauce o bien, de no destruir construcciones que estén cerca de la orilla. En estos casos puede recurrirse a soluciones del tipo de tablestacados de diferentes materiales, muros de concreto o mampostería y en ocasiones muros formados con gaviones. Estas estructuras deberán diseñarse para resistir los empujes de tierra y por lo tanto, para ellas debe considerarse el diseño geotécnico y estructural apropiado.

3.708.203(2) Ambientales. Es necesario tener en cuenta en todo proyecto de defensas fluviales las implicancias ambientales que dicho proyecto puede acarrear, de modo de incorporar criterios que permitan oportunamente realizar las correcciones o adecuaciones necesarias en el proyecto, tendientes a minimizar los efectos negativos sobre el medioambiente y cumplir con la normativa vigente.

De acuerdo con la legislación vigente en nuestro país, los proyectos de defensa fluviales, ya sean públicos o privados, deberán someterse a los preceptos contenidos en la Ley 19.300 de 1994 y sus modificaciones, sobre Bases Generales del Medio Ambiente. Por otro lado, en el Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental queda establecido el tipo de proyectos que deben someterse al sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA). El organismo encargado de administrar el SEIA es el Servicio de Evaluación Ambiental (SEA).

Los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental y que por lo tanto deben someterse al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA) se identifican en el Artículo 10 de la Ley 19.300 y en el Artículo 3 del Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental.

Los requerimientos de información ambiental para el desarrollo de un proyecto de defensas fluviales corresponden en general a los siguientes:

- Identificación de los efectos que se originan en la calidad de los recursos naturales como el agua, aire y suelo por efecto de la construcción de las obras.
- Evaluación de la necesidad de reubicar comunidades humanas, o alteración significativa de los sistemas de vida y costumbres de grupos humanos.
- Análisis de la proximidad de poblaciones, recursos y áreas protegidas susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretende emplazar.
- Análisis del grado de alteración, en términos de magnitud o duración del valor paisajístico o turístico de una zona.
- Estudio de la posibilidad de interferencia de monumentos, sitios con valor antropológico, arqueológico, histórico y, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.

3.708.203(3) Operacionales. Los aspectos operacionales de una obra se refieren a todos aquellos aspectos relacionados con la serviciabilidad esperada durante su vida útil. En este contexto, deben tenerse presente consideraciones tales como las siguientes:

- Debe resolverse el problema futuro de los accesos adecuados a las obras para facilitar las labores de mantención.
- La adecuada incorporación de las obras al entorno o paisaje natural podría requerir incorporar elementos estéticos ajenos a la funcionalidad propia de una obra de defensa, tales como terrazas, parques, áreas verdes, escalas, etc.
- La existencia de obras en el entorno inmediato o en la propia zona de emplazamiento de la obra de defensa, requiere informarse de las características de su operación, de manera de evitar posibles interferencias o limitaciones al normal desarrollo de las actividades del sector. Puede señalarse, por ejemplo, la necesidad de dejar los accesos y las facilidades para la construcción de canales de captación en el caso de bocatomas.

3.708.3 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO PARA OBRAS FLUVIALES

A continuación se describen los criterios básicos que se deben tomar en cuenta para el diseño de una obra de defensa fluvial. Para una mejor comprensión, se han abordado las distintas componentes de la obra por separado, especificando en cada caso las consideraciones y criterios para dimensionar adecuadamente cada una de sus partes.

Es necesario destacar que en muchos casos el dimensionamiento de una obra de defensa fluvial no está condicionada exclusivamente por factores hidráulicos y mecánico fluviales, sino que también se deben tomar en consideración aspectos estructurales o geotécnicos, que en mayor o menor medida pueden influir en la toma de decisiones acerca de la ubicación, extensión y tipo de obra requerida. No obstante lo anterior, este punto se refiere fundamentalmente al primer tipo de factores.

3.708.301 Espigones. Conforme a las definiciones previamente establecidas, los espigones corresponden a estructuras prácticamente perpendiculares a la corriente, emergentes desde la ribera del cauce, lo que permite desviar y alejar la corriente de las orillas.

Las principales recomendaciones y metodologías para el dimensionamiento geométrico de este tipo de estructuras que a continuación se detallan, son válidas para cauces aluviales con lechos finos arenosos. Estas recomendaciones surgen de la experiencia obtenida en otros países donde se presentan frecuentemente ríos con este tipo de cauces. En cauces constituidos por material granular grueso y escurrimientos de mayor velocidad (números de Froude mayores y a veces cercanos a la unidad), existe limitada experiencia, principalmente de terreno (Chile), que no es suficiente para formular recomendaciones del mismo tipo. En todo caso, es preciso señalar que el uso de espigones en condiciones como las últimas señaladas requiere de un diseño apoyado en estudios específicos y de preferencia en experimentación en modelos hidráulicos a escala.

3.708.301(1) Localización en Planta. Para ubicar los espigones en planta, lo primero que se requiere es definir el eje del río tal como quedará una vez que él sea rectificado (véase las Láminas 3.708.301(1).A (1/2) y (2/2)) o bien establecer el eje existente si sólo se van a proteger sus orillas, sin efectuar ningún cambio a la geometría del cauce ni a la dirección de la corriente. Ello permitirá conocer el radio o radios que forman cada curva y la longitud de los tramos rectos.

Posteriormente se deberá trazar dos líneas paralelas al eje, separadas entre sí a una distancia igual al ancho que tendrá el río una vez protegido, tal como se muestra en las Figuras (a) a (d) de las Láminas 3.708.301(1).A (1/2) y (2/2). Todos los espigones deberán nacer en las riberas y llegar hasta una de esas dos líneas, por lo que la longitud final de cada espigón será función del nuevo ancho del río a proyectar. La separación entre las dos líneas extremas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río, teniendo en cuenta el cambio de pendiente que se introducirá cuando el tramo en estudio sea rectificado y además si el tramo se diseñará como navegable o no. Se entenderá por ancho estable el que tiene un tramo de río cuando en él no hay islas o bifurcaciones y las riberas son sensiblemente paralelas.

En caso que se desee rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las riberas son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura, medidos hasta el eje del río conviene que estén comprendidos entre los siguientes límites:

$$2B \leq r \leq 8B$$

donde B es el ancho medio de la superficie libre del río del río en los tramos rectos y r el radio de curvatura del eje del río.

Con esta recomendación se logra que las mayores profundidades siempre se encuentren cercanas a la orilla exterior de la curva y que en ésta no se formen islas o bancos de arena cercanos a la orilla cóncava. En grandes ríos, en general mayores de 150 m de ancho, es posible alcanzar razones r/B de hasta 20.

Las relaciones r/B posiblemente dependan de los gastos líquidos y sólidos transportados por el río, de los materiales y resistencia de la ribera, de la velocidad del flujo y distribución anual de los gastos mencionados; sin embargo, aún no se establece una relación entre los parámetros señalados para una amplia gama de ríos.

Fig. a) TRAZADO DEL EJE DEL RIO Y LINEAS EXTREMAS DE DEFENSA EN UNA RECTIFICACION DE CAUCE

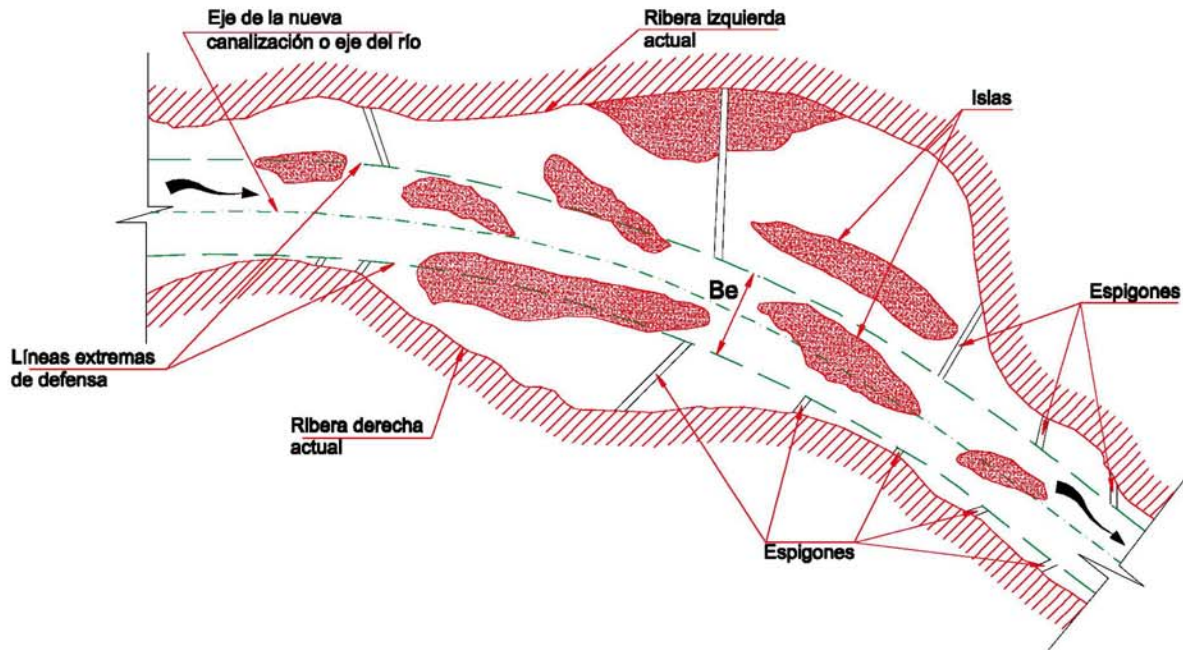


Fig. b) TRAZADO DEL EJE DEL RIO Y LINEAS EXTREMAS DE DEFENSA PARA PROTEGER RIBERAS SENSIBLEMENTE PARALELAS AL EJE DEL RIO

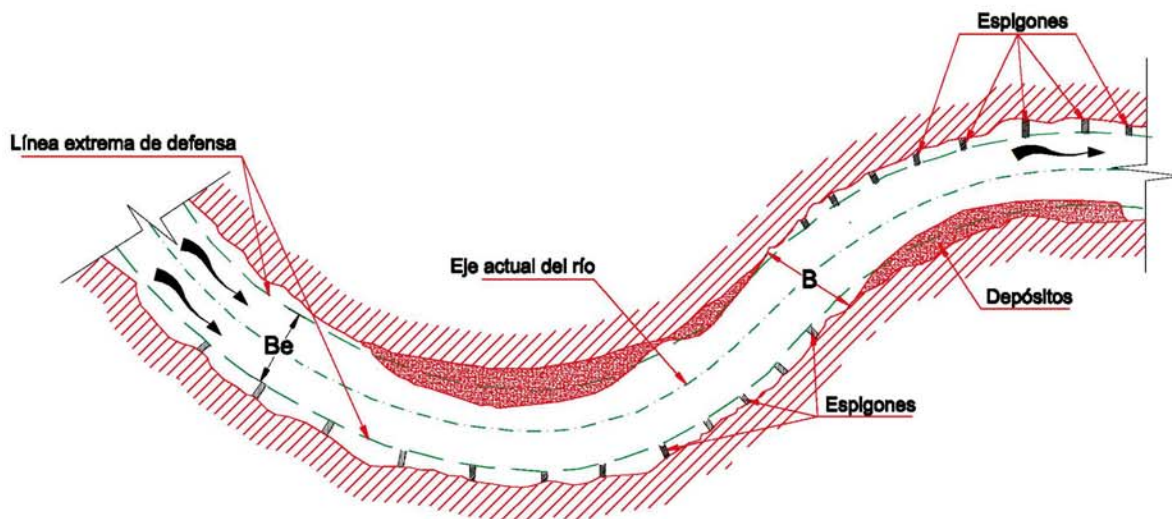


Fig. c) TRAZADO DEL EJE DE UN RIO

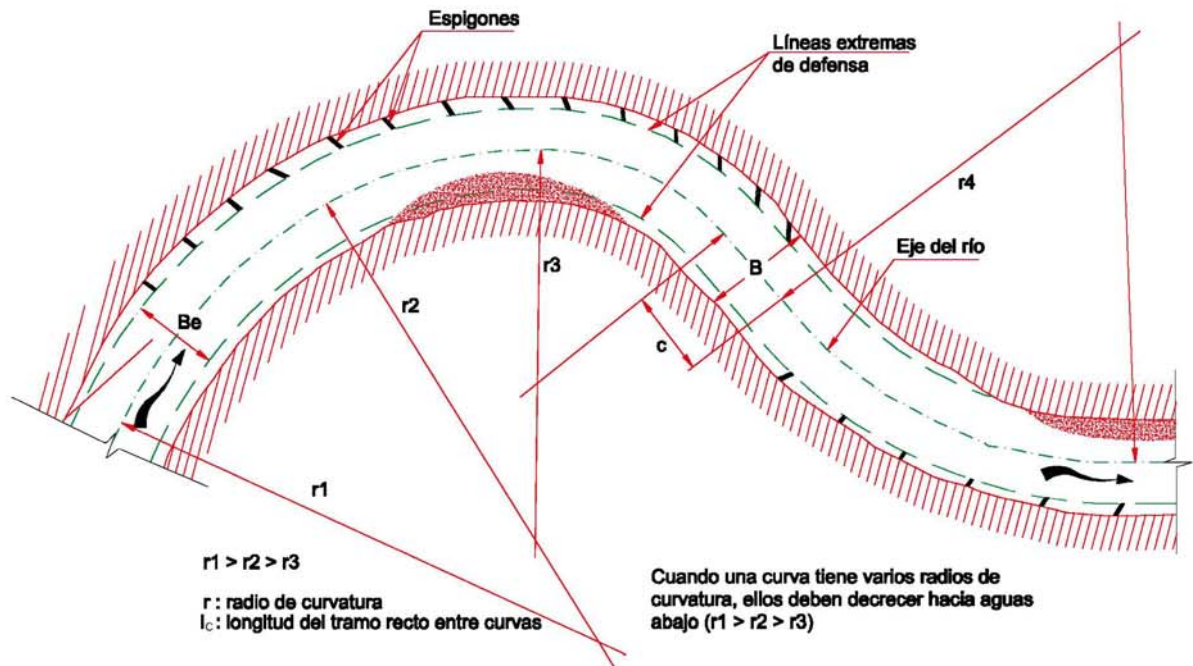
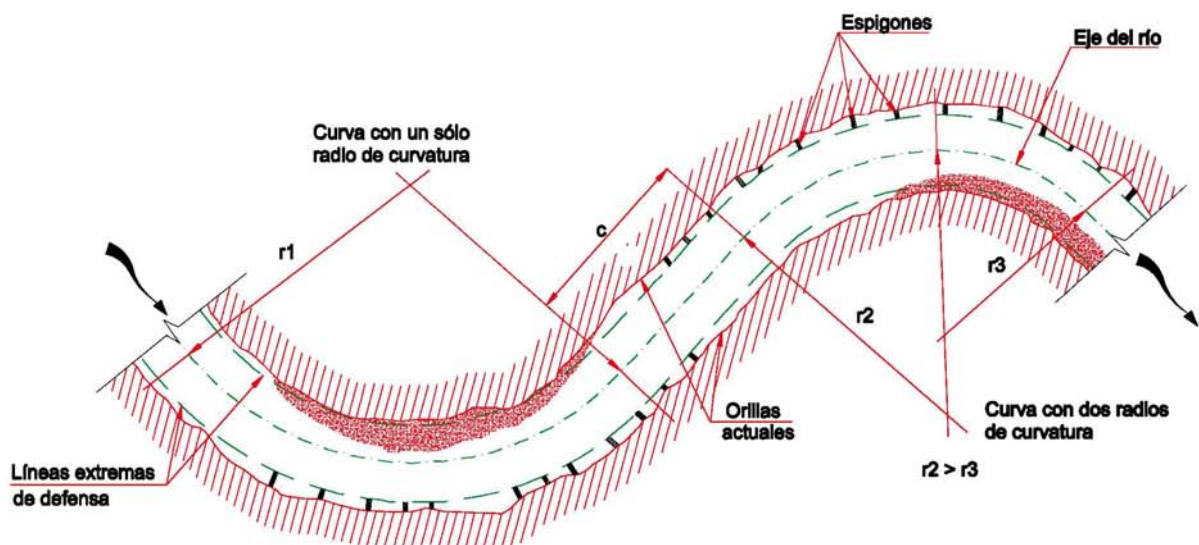


Fig. d) EJE DEL RIO Y RADIOS DE CURVATURA



Por lo anterior, cuando se desea proteger un tramo de río conviene conservar los radios de curvatura de las curvas, modificando aquellas cuyo r/B sea menor que 2. En cambio, cuando se desea efectuar una rectificación, se deben observar las curvas estables del río aguas abajo y arriba del tramo a intervenir, o de algún curso semejante cercano. Esto último presupone que los caudales, pendientes y materiales de ambas corrientes sean semejantes.

Si r/B es menor que 8 la distancia entre los espigones decrece y desde el punto de vista económico puede ser preferible construir una defensa longitudinal. En cambio si r/B es mayor que 8, el río puede llegar a formar un cauce con radio menor que el de la curva, pudiendo ocurrir que no todos los espigones trabajen eficientemente y aguas abajo de la curva, la corriente incida en lugares no previstos y por lo tanto, queden desprotegidos.

Si se trata una curva con varios radios de curvatura, es recomendable que el tamaño de dichos radios disminuya hacia aguas abajo, a fin de evitar que el flujo pueda separarse de la ribera exterior [véanse Figuras (c) y (d) de la Lámina 3.708.301(1).A (2/2)] dando lugar a la formación de bancos de arena cercanos o adyacentes a la ribera cóncava.

Cuando se protege una curva trazada con un radio de curvatura único y la ribera exterior es uniforme, todos los espigones tendrán una longitud y ángulo de orientación similar, al igual que la separación entre ellos. Por otro lado, si la ribera es uniforme en una curva que se define con dos o más radios de curvatura, lo único que variará es la separación entre los espigones, la que será constante dentro de los segmentos con igual radio de curvatura. Esta separación será menor cuanto menor sea el radio.

Cuando se desea proteger la ribera de un río, la línea extrema de defensa deberá trazarse lo más uniforme y paralela posible a esa ribera, cuidando que los radios de curvatura no crezcan hacia aguas abajo. Dado que la ribera actual puede tener entrantes y salientes o zonas más erosionadas que otras, la longitud de todos los espigones puede ser diferente, Figura (d) de la Lámina 3.708.301(1).A (2/2).

Al proteger la curva de un río se debe asegurar que las riberas de las curvas situadas aguas arriba no puedan ser erosionadas y por lo tanto, hay que tener la seguridad de que la corriente incidirá aproximadamente con la misma dirección contra la ribera protegida. Si esto último no ocurre, en pocos años el río escurrirá por otro sitio, abandonado completamente los espigones que fueron colocados allí. Por esto, en ríos de planicie que tienden a migrar lateralmente o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger tramos completos.

3.708.301(2) Longitud de los Espigones. La longitud total L de un espigón queda definida por la longitud de trabajo, L_t , que es aquella que está dentro del cauce y la longitud de empotramiento, L_e , que está inserta dentro de la ribera, tal como se muestra en la Lámina 3.708.301(2).A.

$$L = L_t + L_e \quad (\text{ec. 3.708.301(2).1})$$

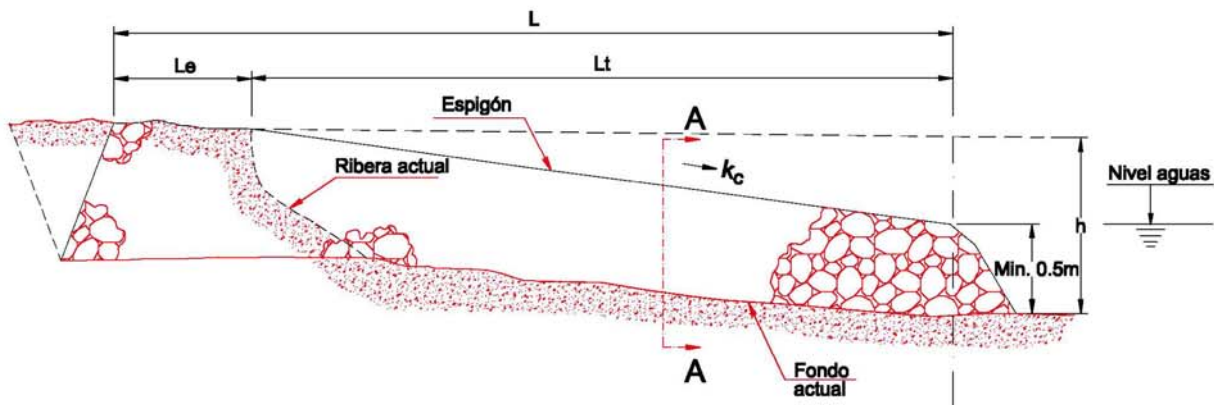
La longitud de trabajo de los espigones está dada por la distancia entre el cruce de la ribera con el coronamiento del espigón y la línea extrema de defensa. Se recomienda acotarla entre los siguientes límites:

$$h \leq L_t \leq B/4 \quad (\text{ec. 3.708.301(2).2})$$

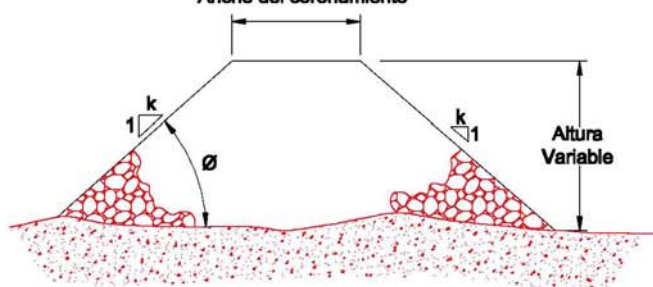
donde h es la profundidad del cauce, asociada al gasto formativo (a cauce pleno), en el sitio donde se construirá el espigón. En los ríos de planicie, este parámetro es igual a la diferencia entre la cota de la ribera y la cota del fondo del río en el sitio donde se colocará el cabezo del espigón, es decir, en el extremo ubicado hacia el centro del cauce.

Los espigones pueden empotrarse en la ribera o bien terminar en contacto con ella ($L_e = 0$), aunque esto último no es en general recomendable. La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo.

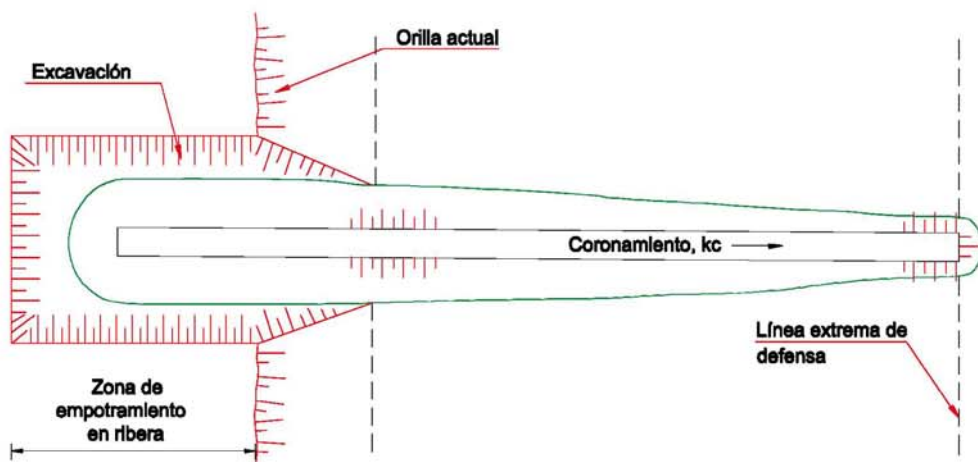
a) VISTA LATERAL



SECCION TRANSVERSAL A-A
Ancho del coronamiento



b) PLANTA



Para anclar o empotrar un espigón se recomienda excavar un ancho igual al de la base del espigón, hasta alcanzar la cota del fondo del río en esa sección. Como el procedimiento indicado es costoso no resulta conveniente en general empotrar los espigones, justificándose sólo cuando no se puede permitir que falle ninguno de ellos.

3.708.301(3) Separación y Longitud de los Primeros Espigones. Al diseñar la defensa de un tramo de río, los espigones de aguas arriba se diseñan como se indica en la Fig. (a) de la Lámina 3.708.301(3).A. Para ello, en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa se prolonga hacia aguas arriba hasta unirla con la ribera. La línea de la ribera y la línea extrema de defensa forman un ángulo γ , que varía entre 8° y 10°. Respetando las recomendaciones ya explicadas se obtiene la localización, longitud y separación de los espigones en el tramo en que convergen la línea extrema de defensa y la ribera.

La pendiente longitudinal del coronamiento de estos espigones debe ser la misma que la de los espigones normales de la protección, tal como se muestra en la Fig. (b) de la Lámina 3.708.301(3).A. Con la colocación de estos primeros espigones se evita un cambio brusco de la dirección del flujo al llegar al primer espigón de la defensa propiamente dicha.

3.708.301(4) Pendiente Longitudinal, Elevación y Ancho del Coronamiento de los Espigones. Los espigones pueden ser construidos con coronamiento longitudinal horizontal o teniendo una pendiente descendente hacia el centro del río.

Los espigones horizontales se recomiendan, en general, cuando se desea reducir artificialmente el ancho del escurrimiento. En cambio, cuando el propósito es proteger una ribera o rectificar un tramo de cauce, el coronamiento del espigón debe tener una pendiente longitudinal con inclinación hacia el interior del río, tal como se muestra en la Lámina 3.708.301(2).A.

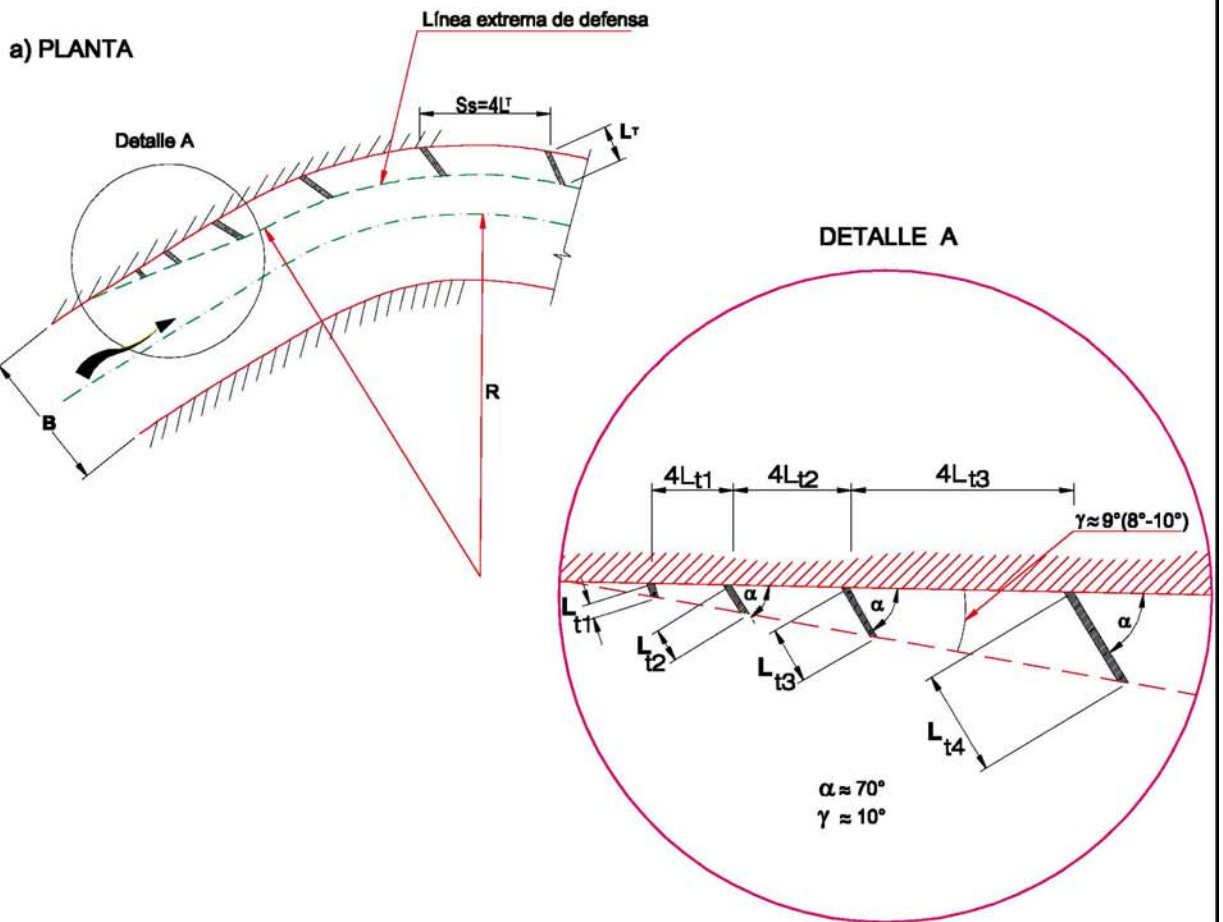
La altura del punto de arranque de un espigón puede considerarse igual a la elevación de la ribera en donde se encuentra empotrada dicha obra. En ríos de planicie y en zonas intermedias o de montaña, dicha elevación es igual a la altura del agua que corresponde al gasto formativo, tal como se muestra en las Láminas 3.708.301(2).A y 3.708.301(4).A.

Al seleccionar la pendiente longitudinal del espigón, conviene tener presente que resulta recomendable ubicar el extremo del espigón, que se encuentra dentro del río, a una elevación de unos 50 cm por sobre el fondo del cauce. Esto es posible en ríos que casi no llevan agua en la época de estiaje.

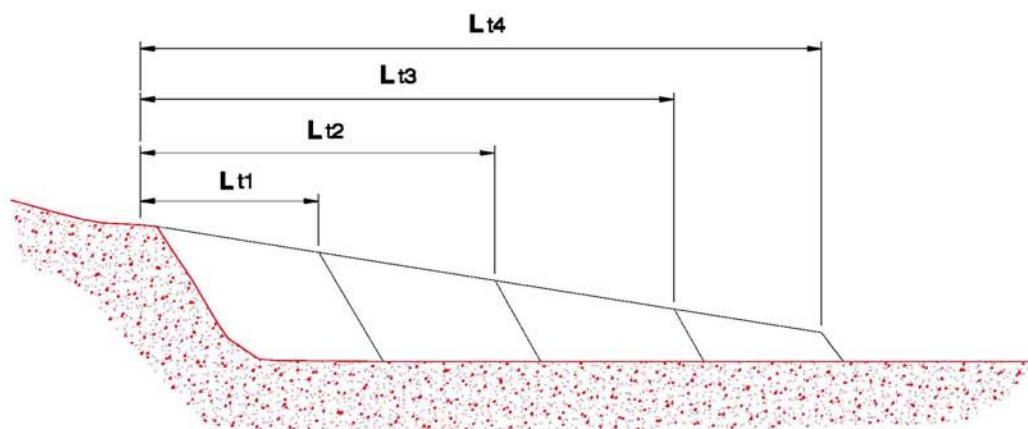
En ríos con escurrimiento permanente, dicho extremo se recomienda dejarlo con una elevación similar a la del agua durante el momento de la construcción. Naturalmente que debe aprovecharse para su construcción la época de estiaje, cuando las profundidades y velocidades de los escurrimientos son menores. En todo caso, la pendiente longitudinal del espigón, no debe ser mayor que la que permita el manejo seguro del equipo de construcción.

Como recomendación general para el diseño de los espigones, debe tenerse en cuenta que los espigones construidos con pendiente longitudinal igual o mayor que 10% tienen las siguientes ventajas:

- Presentan una tendencia más favorable al depósito de sedimentos entre ellos, respecto de aquellos con un coronamiento horizontal.
- Cuando los espigones tienen paredes verticales, como ocurre con los construidos con tablestacado, se presenta una tendencia a la erosión al pie del talud de aguas arriba. Cuando el espigón tiene taludes, como ocurre con aquellos construidos con enrocados, la tendencia es a depositar los sedimentos en el talud de aguas arriba lo que ayuda a proteger al espigón.
- Son más económicos, ya que cada espigón requiere entre 40% y 70% del material que necesita el mismo espigón con coronamiento horizontal. Los mayores ahorros se obtienen en espigones construidos con enrocados o gaviones y el menor ahorro con los construidos con tablestacados.
- La socavación local del lecho es menor frente al extremo del espigón.

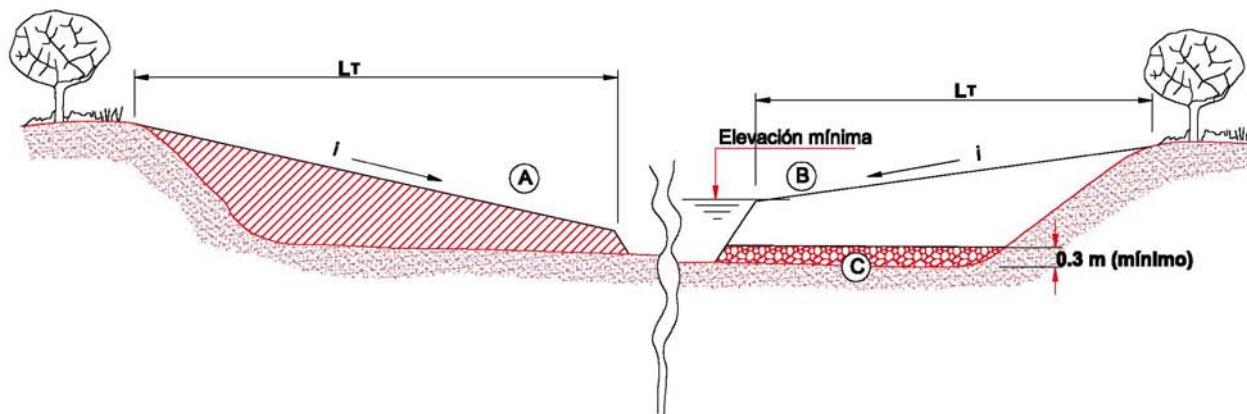


b) VISTA LATERAL

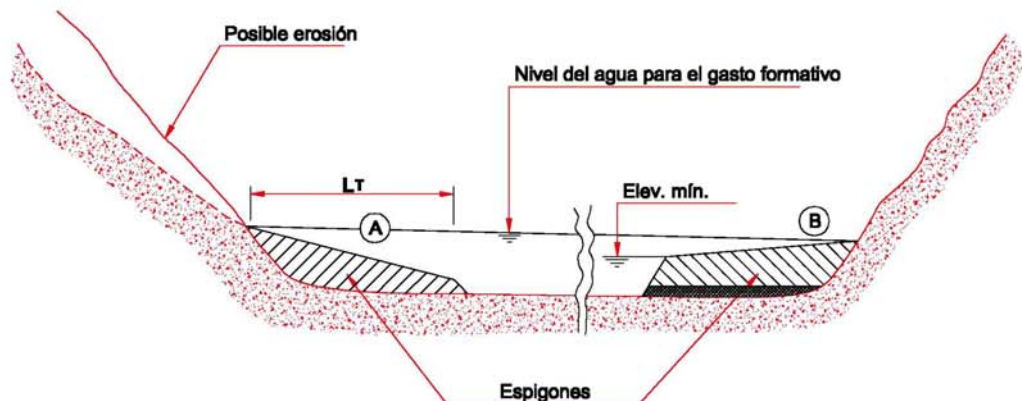


NOTA:
El coronamiento de todos los espigones debe tener la misma pendiente longitudinal

a) CONSTRUCCION DE ESPIGONES EN ZONA DE PLANICIE



b) CONSTRUCCION DE ESPIGONES CUANDO LAS RIBERAS SON ALTAS



Ⓐ RIOS SIN AGUA EN LA ESTACION SECA

Ⓑ RIOS CON AGUA TODO EL AÑO

Ⓒ CARPETA DE ENROCADO PARA EVITAR
EROSIONES DURANTE LA CONSTRUCCION

El ancho de coronamiento de los espigones depende de los materiales con que se construyen y del procedimiento de construcción empleado. Así por ejemplo, si el espigón se construye con enrocado, el ancho del coronamiento debe ser tal que permita el acceso de camiones tolva, los cuales entrarán en reversa para descargar la roca, la que será posteriormente empujada por un tractor. Un ancho típico es de 4 m.

3.708.301(5) Orientación de los Espigones. Los espigones pueden estar orientados hacia aguas abajo, hacia aguas arriba o ser perpendiculares a la dirección del flujo. Su orientación está dada por el ángulo α que forma el eje longitudinal del espigón con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón, medido hacia aguas abajo, como se muestra en la Lámina 3.708.301(3).A. El ángulo de orientación conviene que esté comprendido entre $60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

En curvas con riberas uniformes se recomienda $\alpha = 70^\circ$. En curvas con riberas irregulares conviene, en ocasiones, variar el ángulo de orientación de alguno de los espigones; esto ocurre sobre todo cuando una curva tiene un radio menor que $2B$. En situaciones extremas en que el ángulo recomendable es de 30° , puede ser preferible proteger la ribera con una defensa longitudinal.

Orientaciones con ángulos mayores de 90° requieren distancias menores entre espigones y por tanto, un mayor número de ellos para proteger la misma longitud de río. Experimentalmente se ha encontrado que espigones con orientaciones de 120° y con pendiente longitudinal en su coronamiento, no trabajan satisfactoriamente y aun más, cuando un espigón falla, la erosión de la ribera es mayor que la que se produce cuando los espigones tienen ángulos entre 60° y 70° .

3.708.301(6) Fundación. En el caso de los espigones, la socavación local más importante es la que se produce al pie en el extremo que se encuentran dentro del agua. Cuando los espigones se construyen en ríos que no presentan escurrimiento durante la época de estiaje, no existe socavación durante el período de construcción. Si además se les da una pendiente longitudinal y su extremo final queda casi a la elevación del fondo, tampoco experimentarán socavaciones importantes durante su vida útil.

En ríos que llevan aguas todo el año, a medida que se construye el espigón, se produce una socavación en su extremo y por lo tanto, al continuar la construcción también se tiene que ir rellenando la depresión que se forma por efecto de esa socavación, tal como se muestra en la Lámina 3.708.301(6).A. Si dicha socavación se desea minimizar durante la construcción, conviene considerar en el diseño la colocación de una capa de fragmentos de enrocado o bloques de roca de un tamaño tal que asegure que los elementos no sean arrastrados por la corriente, y que ocupen toda la base del futuro espigón. El volumen de este enrocado debe estar considerado en el diseño.

3.708.301(7) Forma de los Espigones en Planta. La forma en planta de los espigones puede ser recta, inclinada hacia aguas arriba o inclinada hacia aguas abajo, en forma de L con el brazo también dirigido hacia aguas arriba o hacia aguas abajo y en forma de T (véase la Fig. (a) de la Lámina 3.708.301(7).A.

Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y por ser más económicos. Los espigones con forma de L o T son los más costosos, ya que su parte extrema debe construirse en la zona más profunda del río.

3.708.301(8) Separación entre Espigones. La distancia entre espigones se mide a lo largo de la ribera entre los puntos medios de los arranques de cada espigón y depende de la longitud del espigón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración de la ribera.

Fig. a) SOCAVACION LOCAL DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN ESPIGON

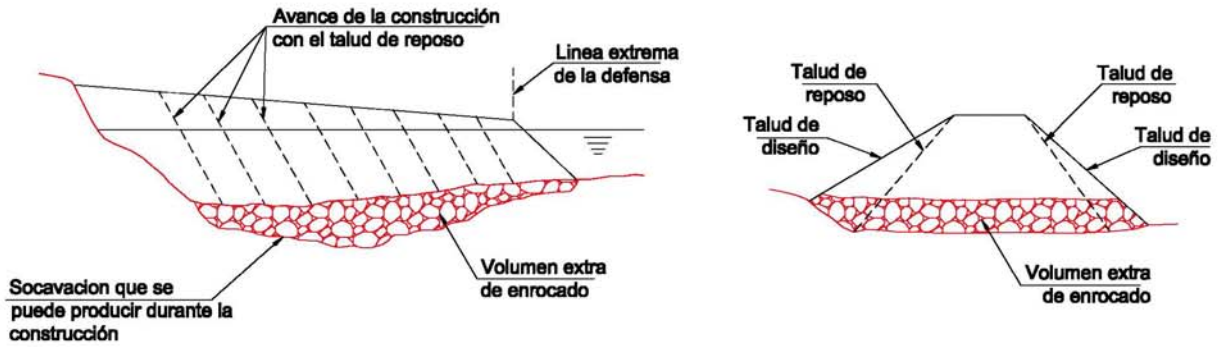
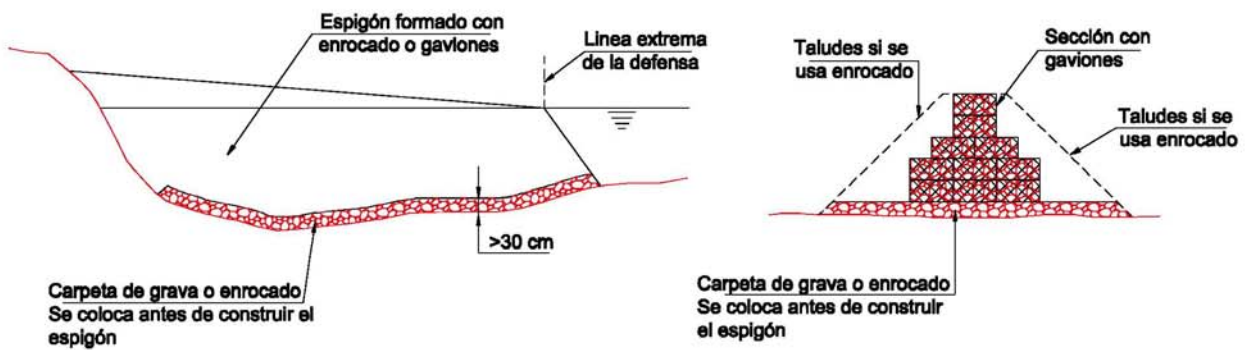


Fig. b) FORMA DE EVITAR LA SOCAVACION DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN ESPIGON



Para calcular la separación entre dos espigones es necesario tener en cuenta que la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón se considera regularmente entre 9° y 11° [véase Fig. (b) de la Lámina 3.708.301(7).A]. Dicho ángulo (β) se mide en la punta del espigón, con respecto a la tangente a la línea extrema de defensa.

La práctica usual consiste en considerar como ángulo de expansión $\beta = 9^\circ$ cuando se desea obtener un diseño económico y hasta $\beta = 14^\circ$ cuando se quiere un diseño más conservador.

Las fórmulas y recomendaciones que a continuación se presentan son válidas para $60^\circ < \alpha < 90^\circ$, siendo α el ángulo de orientación del espigón, definido entre la tangente a la línea extrema de defensa medido en la punta del espigón y el eje del espigón.

- **Separación entre espigones cuando la ribera es paralela a la línea extrema de defensa.**

Cuando la línea extrema de la defensa y la ribera del río son sensiblemente paralelas, es decir, en el caso en que la ribera no tiene irregularidades apreciables (entrantes ni salientes significativas), las separaciones que se recomiendan entre espigones son aplicables únicamente a obras que son utilizadas para defender las riberas. Si se construyen para reducir el ancho de la superficie libre del agua e incrementar la profundidad en ríos navegables, las separaciones deben ser menores.

+ Separación entre espigones en tramos rectos (S_s)

La separación entre espigones en un tramo recto, cuando la línea extrema de defensa y la ribera son paralelas, está dada por la relación siguiente [véase la Fig. (c) de la Lámina 3.708.301(7).A].

$$S_s = L_t \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen } \beta} \quad (\text{ec. 3.708.301(8).1})$$

Al sustituir los valores de α y β señalados arriba, S_s varía entre los límites.

$$4L_t \leq S_s \leq 6,3L_t \quad (\text{ec. 3.708.301(8).2})$$

+ Separación entre espigones en curvas (S_c)

La separación entre espigones ubicados en las riberas exteriores de las curvas puede variar entre los siguientes límites:

$$2,5L_t \leq S_c \leq 4L_t \quad (\text{ec. 3.708.301(8).3})$$

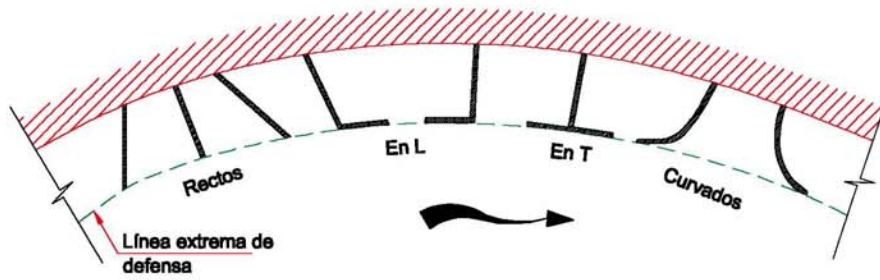
En curvas, la separación entre espigones depende del radio de curvatura. A menor radio de curvatura, menor separación. En algunas curvas con radios menores de $1,5B$ los espigones pueden llegar a quedar tan juntos y tan orientados hacia aguas abajo que por economía, es preferible sustituirlos por una defensa longitudinal.

Cuando una curva tiene un radio igual o mayor a 4 veces el ancho del río, la práctica usual consiste en colocar los espigones con una separación igual a o menor que $4L_t$.

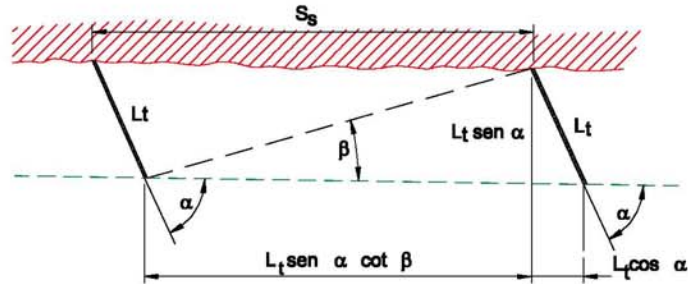
- **Separación entre espigones cuando la ribera no es paralela a la línea extrema de defensa.**

Cuando la línea extrema de defensa no es paralela a la ribera del río, y esta última es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica como se muestra en la Fig. (d) de la Lámina 3.703.301(7).A.

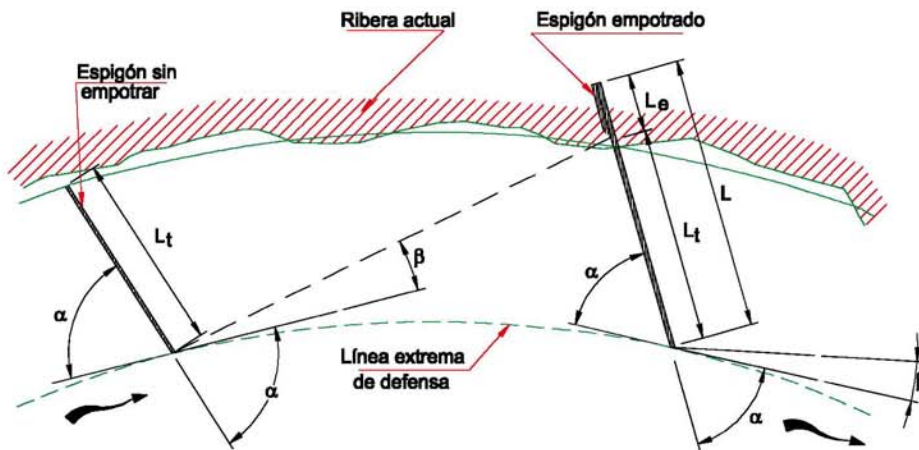
a) FORMA EN PLANTA DE LOS ESPIGONES



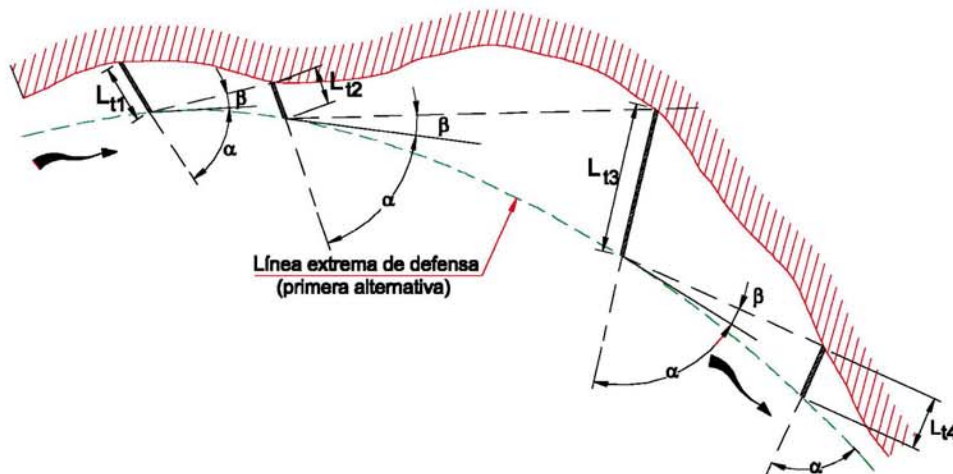
b) RIBERA REGULAR SEPARACION DE ESPIGONES EN TRAMO RECTO



c) RIBERA REGULAR SEPARACION DE ESPIGONES EN UNA CURVA



d) RIBERA IRREGULAR SEPARACION DE ESPIGONES EN UNA CURVA



El procedimiento consiste en lo siguiente:

- Trazar en la punta del espigón una tangente a la línea extrema de defensa.
- Con respecto a esa línea y hacia aguas abajo medir el ángulo β seleccionado.
- Con ese ángulo trazar desde la punta del espigón, una línea hacia aguas abajo hasta que intersecte la ribera.
- En el punto de intersección con la ribera trazar un nuevo espigón al que se le dará el ángulo de orientación α deseado, y se prolongará hasta alcanzar la línea extrema de defensa.

Al diseñar una protección con espigones, el primero puede colocarse libremente en cualquier parte y todos los restantes quedarán situados siguiendo el procedimiento descrito. Si la ribera y la línea extrema de defensa son paralelas, la longitud de trabajo de los espigones es la misma cualquiera que sea el lugar donde se ubique el primer espigón. Esto no ocurre si la ribera es muy irregular, por lo que conviene proyectar dos o tres opciones para seleccionar al final la más económica (véase la Fig. 3.708.206(a)).

Siempre conviene que una de las alternativas considere la colocación del primer espigón en la zona en la que la distancia entre la ribera y la línea extrema de defensa es menor, es decir, donde la ribera se acerca más a esa línea extrema de defensa, ya que ello se puede deber a que la ribera sea localmente más resistente en ese sitio. Posteriormente la colocación de los espigones situados tanto aguas abajo como aguas arriba se obtendrá gráficamente.

3.708.302 Defensas Longitudinales. Tal como se mencionó anteriormente, estas obras consisten en colocar directamente sobre la ribera un material natural o artificial que no pueda ser arrastrado por la corriente, evitando el contacto directo del escurrimiento con la ribera.

Al igual que en el caso de los espigones, a continuación se describen las principales consideraciones y criterios para el dimensionamiento geométrico de las defensas longitudinales.

3.708.302(1) Localización en Planta. Si lo que se desea es rectificar el cauce del río, lo primero que se deberá hacer es trazar el eje del río tal como quedará una vez que éste sea rectificado, o bien establecer el eje existente si sólo se van a proteger las riberas. A partir de los ejes anteriores se dibuja el eje de la defensa el que en la mayoría de los casos será paralelo al eje del cauce.

Es conveniente que además del eje también se represente el coronamiento y las líneas extremas del talud tanto hacia el lado del cauce como hacia la ribera. Lo anterior, con el objeto de verificar la posible interferencia de la defensa proyectada, ya sea con propiedades o infraestructura existente en la ribera, como también para verificar la interferencia con el cauce.

No existe una norma en cuanto al radio de curvatura que deben tener los trazados en planta de las defensas longitudinales, aceptándose en general cualquier valor. No obstante lo anterior, dentro de lo posible, se deberán considerar curvas suaves con ángulos no mayores a 90° .

Cuando únicamente se desea evitar los movimientos laterales de un río, sin reducir el ancho del cauce, las defensas longitudinales se colocan en las riberas cóncavas de las curvas y se prolongan hacia aguas arriba y aguas abajo en los tramos rectos, de tal forma que donde termina la protección de una ribera se inicia la protección de la ribera opuesta [véase Lámina 3.708.101(1).B]. Debido a que las prolongaciones señaladas son costosas, conviene reducir su longitud, lo cual es posible cuando se protegen todas las curvas de un tramo largo de un río, ya que se logra uniformar la dirección general del flujo y con un poco de experiencia se visualizan en planta las zonas de los tramos rectos, que con seguridad no serán atacadas por la corriente y que por lo tanto no requieren protección.

La indicación anterior no es válida cuando la defensa longitudinal tiene por objeto proteger contra inundaciones una o ambas riberas de un cauce. En este caso necesariamente la defensa se debe extender a lo largo de todo el tramo de ribera que se desea proteger.

3.708.302(2) Talud de Protección. Simultáneamente con la localización en planta de la defensa, es conveniente representarla en las secciones transversales dibujando en ellas la inclinación del talud con el objeto de visualizar las zonas que deberán ser rellenadas o los cortes que se tienen que realizar antes de colocar el recubrimiento. Normalmente se recomienda ubicar el talud de la defensa de modo que sólo se tengan cortes. Esto último obliga a reubicar en planta la defensa a partir de la cual se dibujan nuevamente las secciones transversales, y así sucesivamente hasta obtener una posición satisfactoria.

En defensas longitudinales formadas con enrocados conviene utilizar taludes cercanos a 2:1 (H:V) o mayores, con el objeto que la protección se sostenga adecuadamente y el tamaño máximo de los elementos no sea muy grande. En pequeñas corrientes con bajas velocidades es razonable aceptar taludes de 1,5:1 (H:V) o menores si el análisis de estabilidad lo permite.

Taludes cercanos a 2:1 (H:V) tienen ventajas constructivas cuando las riberas se protegen con losas de concreto o colchonetas con malla metálica y rellenos con grava o bolones. Taludes más tendidos como 3:1 (H:V) pueden emplearse en ríos grandes y sobre todo cuando son similares al talud natural de las riberas.

Como se mencionó antes, cuando se requiere proteger tramos de ríos que atraviesan poblaciones, en ocasiones se diseñan con taludes verticales con objeto de ganar terreno al río o bien, para no destruir construcciones que estén cerca de la ribera. Para ello se puede recurrir a tablestacados de diferentes materiales, como muros de concreto o mamposterías y, en ocasiones, muros formados con gaviones. Estas estructuras deberán resistir los empujes de tierra y por tanto, pueden requerir de la construcción de muertos de concreto y colocación de cables de anclaje.

3.708.302(3) Coronamiento. Los principales parámetros que definen el coronamiento son su cota y su ancho. La cota de coronamiento dependerá de la función y objetivo que cumpla la obra de defensa. De este modo si la defensa se utiliza para proteger las riberas contra la erosión, la cota de coronamiento podrá ser la misma de la ribera e incluso menor.

Por otro lado, cuando la defensa longitudinal tiene por objeto proteger, ya sea una determinada obra o infraestructura o bien sectores poblacionales contra inundaciones, la cota de coronamiento deberá ser tal que para el caudal de diseño no se produzcan rebases. En este último caso, para definir la cota de coronamiento de la defensa se debe determinar el nivel de escurrimiento mediante el cálculo del eje hidráulico de acuerdo a la metodología descrita en el numeral 3.707.202 de este Manual.

La comparación del nivel de escurrimiento con el de las riberas, permite definir la altura y la extensión de la defensa. Para lo anterior, es recomendable dibujar un perfil longitudinal con las cotas asociadas tanto al nivel de escurrimiento como a las riberas.

Una vez definida la altura mínima de la defensa, correspondiente a la altura del nivel de escurrimiento para el caudal de diseño, es necesario considerar una "revancha" que dé mayor seguridad a la obra. No existe una norma en cuanto al valor que debe tener la revancha en una obra de defensa fluvial, no obstante es necesario destacar que dicha revancha dependerá en gran medida de la seguridad que se quiera dar a la obra, y de la importancia de lo que se desea proteger. Es así como en caso de proteger sectores poblacionales habrá que considerar el costo que podrían significar los desbordes e inundaciones con pérdida de infraestructura material e incluso de vidas humanas.

Además de lo anterior, para definir la revancha se debe tomar en cuenta la incertidumbre asociada a distintas variables y metodologías de cálculo que pueden influir en la determinación de los niveles de escurrimiento, todo lo cual debe ser asimilado, en cierta forma, por la revancha. Un valor usual de revancha en obras de defensa fluvial para prevenir inundaciones es de un metro (1 m), aunque este valor podría disminuir hasta cincuenta centímetros (50 cm) en el caso de obras de menor altura siempre y cuando se trate de escurrimiento en régimen tranquilo o de río. También resulta aceptable adoptar revanchas menores a 1 m cuando el nivel de aguas de la crecida de diseño se compara con el de otra crecida de mayor período de retorno. Por ejemplo si el diseño se realiza para $T = 100$ años, la revancha puede ser menor que 1 m si se verifica el diseño por la crecida de $T = 200$ años o $T = 500$ años dejando para estos niveles también una huelga, por ejemplo de 30 a 50 cm.

Otro aspecto del dimensionamiento del coronamiento de una defensa corresponde a su pendiente longitudinal. En obras de protección de riberas contra la erosión dicha pendiente coincidirá

aproximadamente con la pendiente longitudinal media de la ribera. En el caso de defensas para prevenir inundaciones, la pendiente del coronamiento tenderá a ser paralela a la pendiente del plano de carga del escurrimiento. En cuanto al ancho del coronamiento, éste debe ser tal que dé estabilidad a la estructura, sobre todo en el caso que la defensa sobresalga por sobre el nivel de la ribera y cuando es necesario construir un terraplén de respaldo. También se debe considerar en la elección del ancho, el método constructivo de la obra, que en muchos casos requerirá el tránsito de maquinaria debiendo dejarse el ancho necesario para el desplazamiento de vehículos. Resulta importante también considerar la posibilidad de inspección de la obra y eventuales reparaciones, para lo cual también será necesario considerar un ancho mínimo que permita el desplazamiento de vehículos y personas.

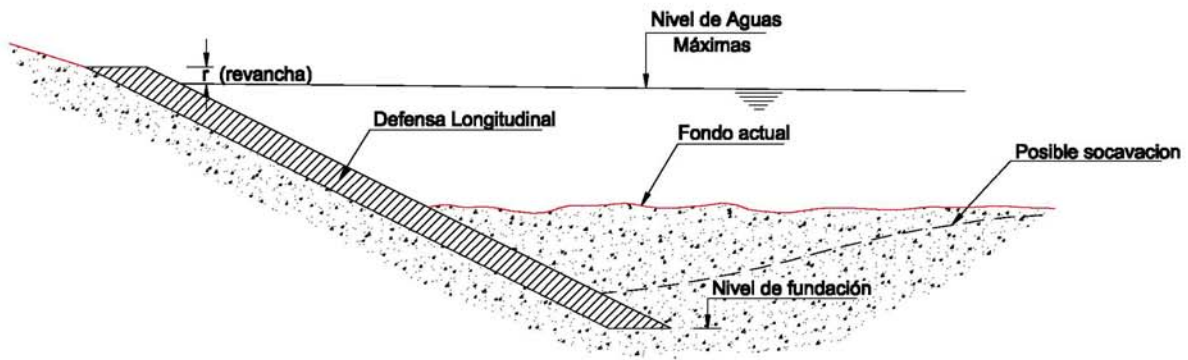
3.708.302(4) Fundaciones. La fundación de una obra de defensa queda definida por el nivel de la socavación tanto local como generalizada del lecho. La metodología y criterios para su cálculo se encuentra detallada en el numeral 3.707.204 de este manual. A partir de estos cálculos se determina el nivel de fundación mínimo que deberá tener la defensa. Debido a que este cálculo se realiza en las distintas secciones transversales del tramo en estudio, se obtendrá un perfil longitudinal con los niveles de fundación el que usualmente se presenta junto con el perfil longitudinal del coronamiento de la defensa. En la Lámina 3.708.302(4).A se ilustran algunas formas de proteger una defensa longitudinal contra la socavación del fondo. La Figura (a) muestra el caso de una defensa en que su talud se extiende hasta un nivel igual o inferior al del nivel de socavación o erosión del lecho. Por otro lado, la Figura (b) muestra una fundación que se rellena con enrocado que no pueda ser arrastrado por el escurrimiento. En este caso si se produce erosión del fondo ocurrirá un reacomodo de algunos elementos de la fundación, pero la defensa seguirá protegida. Finalmente en la Figura (c) se muestra la fundación de una defensa longitudinal de enrocados, en la que la fundación se materializa en base a dos capas de roca de un peso al menos 50% superior a la roca del talud de la defensa.

Cabe señalar que desde el punto de vista constructivo, pudiera resultar más sencillo controlar la cubicación de los enrocados en un perfil uniforme. En tal caso se podrá aceptar el uso de un enrocado único en el perfil transversal, siempre y cuando se adopte para el talud el enrocado especificado para la fundación, es decir, el de mayor tamaño o peso.

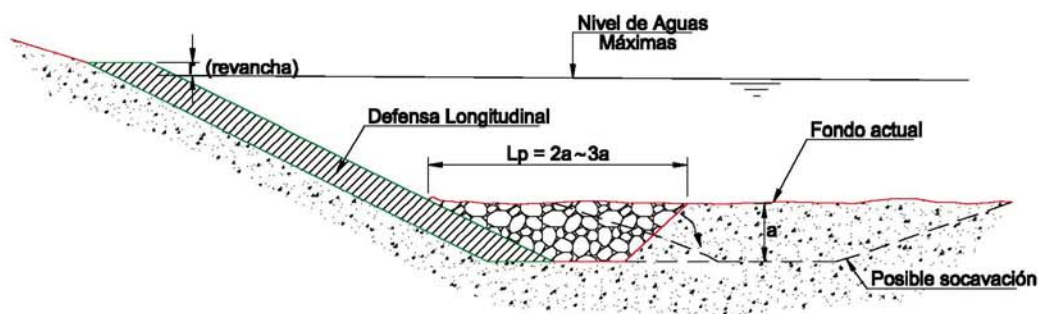
En necesario destacar que, tal como se indicó en el numeral 3.707.204 de este Manual, el cálculo de la socavación generalizada del lecho se realiza por subsecciones, resultando usualmente una de ellas la más desfavorable, en la que se obtienen las máximas socavaciones (thalweg). Esto último puede traer como resultado que las subsecciones más próximas a la ubicación de la defensa, en la ribera del cauce, no sean las que arrojen las mayores socavaciones. No obstante lo anterior, debido a la posible migración lateral del cauce, usualmente se recomienda considerar el nivel de máxima socavación y suponer que éste se puede dar en la ubicación de la fundación de la defensa.

3.708.302(5) Coraza de Protección. La coraza de protección de una obra de defensa fluvial puede ser impermeable o permeable dependiendo del tipo de material usado en su construcción. En el primer caso, el material más usual es hormigón, asfalto, tablaestacas de madera o metal, etc. El dimensionamiento de este tipo de estructuras se realiza tomando en cuenta aspectos fundamentalmente estructurales, geotécnicos y constructivos. En el cálculo se deben tomar en cuenta las recomendaciones y procedimientos indicados en las normas tanto chilenas como extranjeras de uso común en nuestro país (Nch, ACI, ASSTHO, ASTM, BS, CEB, DIN, ISO, USAC, USBR), así como también las propiedades y parámetros relativos a las características del suelo de las zonas de emplazamiento de las obras.

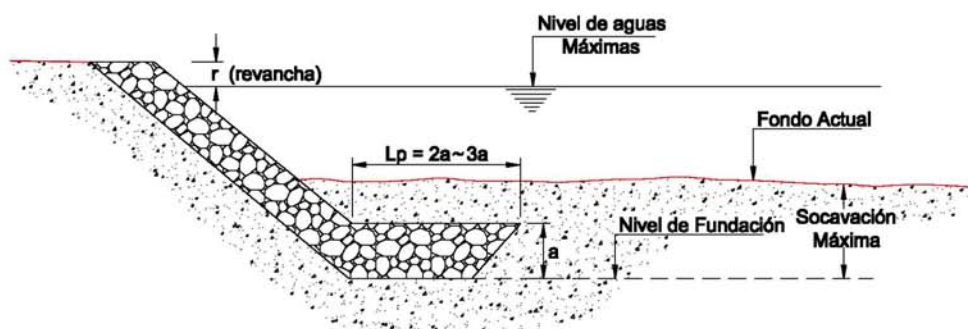
a) DEFENSA FUNDADA A UN NIVEL INFERIOR AL DE SOCAVACION



b) FUNDACION RELLENA CON ENROCADO



c) FUNDACION PARA UNA DEFENSA DE ENROCADOS



Otro aspecto a considerar en el dimensionamiento de una coraza impermeable, es la presencia del nivel freático por encima del nivel de fondo del cauce, en cuyo caso se deberán colocar barbacanas para aliviar la subpresión.

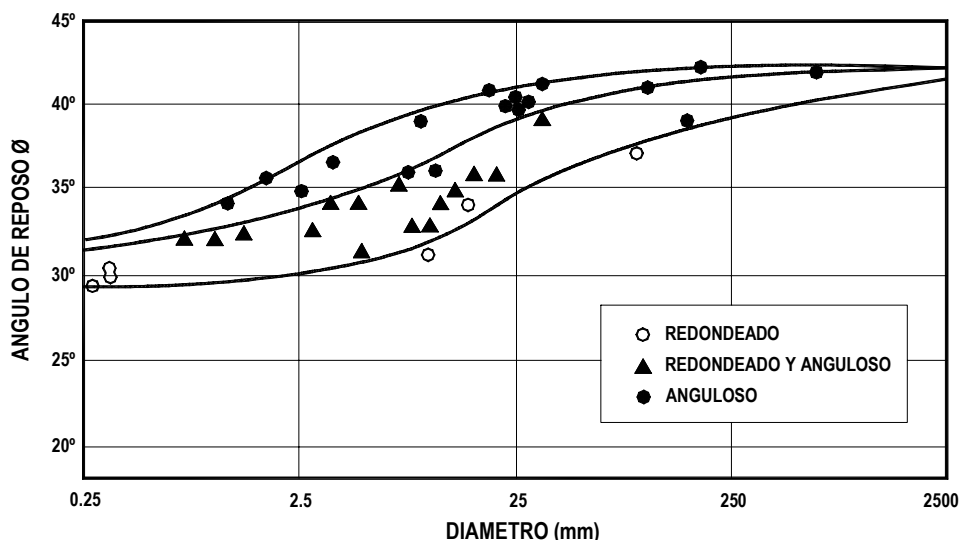
En el caso de corazas de protección permeables, los elementos más usados son enrocados, gaviones y losetas de hormigón. El uso de gaviones queda condicionado fundamentalmente a la disponibilidad del material para su construcción o también como elemento alternativo al enrocado, cuando el dimensionamiento de este último arroja como resultado unidades extremadamente grandes que hacen muy difícil su obtención y posterior manipulación. En este último sentido los gaviones al ser elementos unidos entre sí trabajan como una sola estructura aceptando solicitaciones mayores que los enrocados. Sin embargo, se deben tener presente las restricciones o limitaciones que presentan el uso de estos elementos a causa de la incerteza en la vida útil de la mallas de alambre, según lo señalado en el numeral 3.708.102 de este manual.

Para el dimensionamiento de corazas de protección en base a enrocados, sin considerar los efectos de las filtraciones y del oleaje, su estabilidad depende de la magnitud de la velocidad de la corriente principal, de la dirección de ésta en relación con el plano del enrocado, del ángulo del talud del enrocado, y de características de las rocas tales como peso específico, forma de sus aristas (angulosas o redondeadas) y ángulo de reposo.

El valor de la velocidad y el ángulo de incidencia con respecto al talud son factores importantes que se deben tener presente para el dimensionamiento. En general, las fórmulas usuales utilizadas para el cálculo de enrocados son válidas para flujos con la velocidad tangencial al talud, y un nivel de turbulencia normal.

La principal característica del enrocado es su trabazón, que depende de la forma de las rocas y de su colocación. Estos factores se reflejan en el ángulo de reposo. En la Fig. 3.708.302(5).A se muestran los ángulos de reposo que presentan materiales sin cohesión de diferentes tamaños colocados por volteo. Se consiguen mejores ángulos con enrocados de cantera colocados en forma ordenada, pudiendo llegar hasta un ángulo de 70°.

FIGURA 3.708.302(5).A
ANGULO DE REPOSO PARA MATERIAL NO COHESIVO COLOCADO POR VOLTEO



3.708.302(5) a) Dimensionamiento del Enrocado.

a.1) Corazas de Defensas Longitudinales de Riberas.

Para dimensionar el peso del enrocado de la coraza de una defensa longitudinal en una ribera puede emplearse la fórmula del California Highway División (CHD) de los EEUU, definida como sigue.

$$W = \frac{0,0113 \cdot s \cdot V^6}{[(s-1) \operatorname{sen}(\phi - \theta)]^3} \quad (\text{ec. 3.708.302(5).1})$$

donde:

- W = Peso del enrocado (kg); aproximadamente 70% de las unidades debe tener un peso igual o mayor que W .
- s = Peso específico o densidad relativa al agua del enrocado (2,65 máximo). En el caso que el agua contenga sedimento en suspensión o sea salina, el peso específico del agua $\gamma_a > 1 \text{ ton/m}^3$. Por ejemplo si $\gamma_s = 2,65 \text{ ton/m}^3$ y $\gamma_a = 1,1 \text{ ton/m}^3$, entonces $s = 2,65/1,1 = 2,41$.
- V = Velocidad media de escurrimiento (m/s).
- ϕ = Angulo de reposo del enrocado (°)
- θ = Angulo de inclinación del talud (°) medido con respecto a la horizontal (<90°)

Para la definición de la velocidad representativa de la acción solicitante de la corriente sobre el enrocado, si no se dispone de información más detallada, puede utilizarse como velocidad de diseño de un tramo recto y más o menos paralelo a la corriente, la velocidad media de la corriente, V . En curvas exteriores, esta velocidad puede aumentar 35% a 50%, o más, dependiendo de la geometría particular de la curva.

Para establecer la equivalencia entre el peso del enrocado y su tamaño, puede estimarse un diámetro nominal equivalente de una esfera de igual volumen o alternativamente el lado de un cubo de igual volumen al de la roca. En general, para enrocados pequeños y medianos (hasta 0,5 m) la primera equivalencia resulta mejor, en tanto para enrocados mayores (sobre 0,8 m) puede emplearse un promedio de ambas equivalencias.

Las rocas que forman parte de la fundación de la defensa deberán tener un peso 50% a 100% superior al de la roca del talud.

a.2) Corazas de Defensas Costeras o Defensas Fluviales Sujetas a Oleaje.

Para el dimensionamiento de enrocados en defensas de costas o defensas fluviales afectadas por oleaje la CHD de los EEUU propone emplear las siguientes fórmulas:

Oleaje dominado por olas en “aguas profundas u oceánicas”

$$W = \frac{0,106 \cdot s \cdot h^3}{[(s-1)\operatorname{sen}(\phi - \theta)]^3} \quad (\text{ec. 3.708.302(5).2})$$

donde:

- W = Peso mínimo de las rocas (ton)
- h = Profundidad máxima del agua al pie de la defensa (m) considerando el lecho socavado. Para defensas marítimas esta profundidad se calcula como la diferencia entre el nivel medio del mar más 50% de la amplitud de marea, y el nivel del lecho socavado.
- s = Densidad o peso específico relativo del enrocado (referido al agua; en el caso de agua de mar considerar $\gamma_{\text{agua}} = 1,0265 \text{ ton/m}^3$, por lo que si el enrocado tiene $\gamma_s = 2,65 \text{ ton/m}^3$, $s = 2,65 / 1,0265 = 2,58$).
- ϕ = Angulo de reposo del enrocado (°).
- θ = Angulo de inclinación del talud (°), medido con respecto a la horizontal.

Oleaje dominado por olas en “aguas poco profundas”.

$$W = \frac{0,082 \cdot s \cdot H^3}{[(s-1)\operatorname{sen}(\phi - \theta)]^3} \quad (\text{ec. 3.708.302(5).3})$$

donde las variables tienen el mismo significado de la fórmula precedente, salvo H que representa la altura de ola significante (promedio de las olas 33% más altas). H se expresa en m.

3.708.302(5) b) Distribución de Tamaños de los Enrocados. En relación a la distribución granulométrica o graduación de los tamaños de la coraza, la experiencia internacional indica que ésta no es verdaderamente crítica para el diseño. No obstante, es aconsejable que la distribución que se proponga sea relativamente uniforme lo cual no da cabida a dispersiones granulométricas importantes. También conviene que la forma de los elementos de enrocado sea lo más cúbica posible (menos redondeada o tableada posible); es decir con aristas vivas para asegurar una buena trabazón de los elementos.

En la Tabla 3.708.302(5).A se incluyen tres posibles distribuciones granulométricas para enrocados, donde en una situación promedio:

Clase I	Enrocado de diámetro nominal ≤ 400 mm
	Peso ≤ 100 kg
	Velocidad local admisible ≤ 3 m/s
Clase II	Enrocado de diámetro nominal ≤ 500 mm
	Peso ≤ 200 kg
	Velocidad local admisible ≤ 4 m/s
Clase III	Enrocado de diámetro nominal ≤ 750 mm
	Peso ≤ 600 kg
	Velocidad local admisible $\leq 4,5$ m/s

Nota: Se entiende por diámetro nominal el diámetro de una esfera de volumen igual al del fragmento de roca. Se supone un peso específico de 2.650 kg/m^3 para la roca.

TABLA 3.708.302(5).A
DISTRIBUCIONES GRANULOMETRICAS DE ENROCADOS DE PROTECCION

ESPECIFICACION	CLASE I		CLASE II		CLASE III	
	Diámetro Nominal (mm)	Peso (kg)	Diámetro Nominal (mm)	Peso (kg)	Diámetro Nominal (mm)	Peso (kg)
100 % menor que	500	180	750	600	1.200	2.400
a lo menos 20 % mayor que	450	130	600	300	900	1.000
a lo menos 50% mayor que	400	100	500	200	750	600
a lo menos 80% mayor que	250	100	400	100	500	180

Nota: Con respecto al peso mínimo de las unidades de roca, es posible emplear rocas de 100 kg siempre y cuando este peso sea el de menor proporción en el perfil, siendo el peso de diseño superior a éste. La experiencia en Chile demuestra que el peso mínimo de diseño es generalmente 300 kg.

3.708.302(5) c) Espesor de la Coraza con Enrocado. En relación al espesor de la coraza, se recomienda que el espesor normal del enrocado sea a lo menos de dos capas traslapadas para que si hay pérdidas de material, no se produzca una falla masiva o catastrófica de la protección.

3.708.302(5) d) Colocación de la Coraza. Como procedimiento general estándar debe emplearse, bajo las 2 capas de enrocado que conforman la coraza, un filtro inverso o geotextil para evitar succión del material fino entre los elementos por acción de la subpresión que genera la corriente.

En lo que respecta a la colocación del enrocado, es importante señalar que si la colocación manual u ordenada no resulta técnicamente posible, ya sea por tratarse de trabajos de emergencia o zonas sin acceso de maquinarias, debe considerarse como una alternativa factible a la colocación masiva por descarga. En el caso de emplearse este último procedimiento, se debe tener presente en el diseño el ángulo de reposo apropiado al tipo de colocación de la faena, debiendo cuidarse también el dejar protuberancias excesivas que puedan generar torbellinos locales y aumentos locales de la velocidad del flujo que produzcan vibraciones e inestabilidades en los bloques de roca.

3.708.302(5) e) Uso de Gaviones. Si las velocidades, alturas de presión, oleaje, etc. resultan importantes, puede ocurrir que el tamaño del enrocado necesario para resistir la acción de la corriente u oleaje sea extremadamente grande y por lo tanto, práctica y económicamente inconveniente. En general, sucede que

unidades cuyos volúmenes exceden 1 m^3 o cuyos pesos exceden las 2 ton resultan inaceptables por las grandes dificultades que significa su obtención en canteras, cargas, transporte y colocación en la obra.

Una solución que surge como alternativa a enrocados de gran tamaño es la de amarrar entre si unidades de menor tamaño o reemplazarlas por otro tipo de soluciones como es del caso de los gaviones.

Sin embargo, como factor de decisión para seleccionar este tipo de elemento para la protección de una ribera, debe tenerse presente que una de las principales desventajas que presentan los gaviones es su restringida vida útil, directamente ligada a la vida útil de las mallas de alambre, puesto que éstas quedan expuestas a rotura por golpes, corrosión, oxidación, abrasión, etc. Si bien existen métodos modernos para proteger los alambres (mediante galvanizado o el empleo de recubrimientos de PVC), el problema de asegurar una cierta durabilidad de las mallas no puede considerarse todavía resuelto. Por esta razón, es posible que en ciertas aplicaciones específicas esta desventaja sea suficiente como para desechar el uso de este tipo de solución.

En el caso de ser ésta la solución elegida, su dimensionamiento como coraza de protección, queda definido fundamentalmente por los empujes de tierra que debe soportar, debiendo utilizarse en este caso los procedimientos y metodologías usuales para el cálculo de muros de contención. Como recomendaciones generales para el dimensionamiento de gaviones, desde un punto de vista hidráulico, conviene tener presente las siguientes consideraciones:

- El tamaño de las piedras debe ser suficientemente grande para que no se produzcan pérdidas de material.
- Las capas externas del gavión deben en lo posible estar constituidas por piedras de tamaño nominal de al menos 1,5 veces el tamaño mínimo de la abertura de la malla.
- Las piedras deben seleccionarse, tamizarse y limpiarse antes de rellenar los gaviones.
- Las piedras en contacto directo con la malla deben ser en lo posible redondeadas.
- Las cajas deben llenarse con un volumen de piedras algo superior a su volumen nominal y cerrarse firmemente, verificando todas las amarras.

3.708.302(6) Protecciones al Pie. La mayoría de las obras insertas en un lecho necesitan de algún tipo de protección al pie que minimice la socavación retrógrada que se origina en dicho sector por efecto del escurrimiento. En este punto se aborda el dimensionamiento del enrocado usado para este tipo de protección, no obstante lo cual existen otros materiales que también pueden ser usados. Tal es el caso de sábanas de gaviones, pero para esta solución no existe una metodología específica para su dimensionamiento siendo suficiente con darle las dimensiones adecuadas que cubran todo el sector que eventualmente puede ser afectado por la erosión y seguir las recomendaciones dadas por los fabricantes de mallas.

Para el cálculo del tamaño del enrocado al pie de obras pueden utilizarse las relaciones que involucran el concepto de velocidad crítica de arrastre, es decir, la velocidad a partir de la cual comienza el movimiento de las partículas. La relaciones a emplear están descritas en la Sección 3.707 y con ellas es posible calcular el diámetro del enrocado y posteriormente el peso de la roca haciendo la equivalencia con una esfera de igual volumen (diámetro nominal).

Alternativamente a lo anterior, es posible utilizar algunas relaciones empíricas que fueron desarrolladas para el cálculo de la socavación al pie de estructuras, pero que también pueden ser usadas para el cálculo del tamaño del enrocado. Las relaciones se describen en detalle en el numeral 3.707.204 de este manual, donde se entrega un esquema de cada estructura o situación para las cuales fueron deducidas.

En estas últimas relaciones, es posible despejar el diámetro del enrocado (D) imponiendo una socavación "S". De esta forma una condición de diseño podría ser imponer socavación nula al pie de la estructura ($S = 0$) y determinar el tamaño del enrocado de protección que cumpla con esta condición. Si el tamaño de la roca así calculado resulta muy grande, es posible diseñar la protección en una fosa presocavada, asignándole este valor a la socavación "S" de las relaciones anteriores.

3.708.302(7) Otros Componentes de la Obra. En algunas ocasiones resulta necesario complementar las obras de defensa con obras adicionales que permitan controlar el escurrimiento durante el paso de crecidas, como en el caso de las barreras vertedoras de enrocado, las que dispuestas en forma transversal al río, pueden ser utilizadas para escalonar pendientes o generar volúmenes de regulación para crecidas menores.

Este tipo de obras no presenta grandes problemas de erosión al pie, por cuanto el escurrimiento sobre el paramento de aguas abajo tiene una velocidad límite, que es la de un flujo normal con gran fricción entre el enrocado de la coraza y el agua. Un inconveniente de estas obras en cambio, es que requieren de un talud de aguas abajo muy tendido, lo que implica el empleo de un gran volumen de enrocado. Esto ha limitado su uso a alturas no superiores a 8 o 10 m.

3.708.302(7) a) Coraza de Protección. El tamaño del enrocado de la coraza de la barrera vertedora es posible calcularla con la relación de Olivier, la cual se expresa como:

$$q = 0,2335D^{1,5}(s-1)^{1,667}i^{-1,167} \quad (\text{ec. 3.708.302(7).1})$$

donde

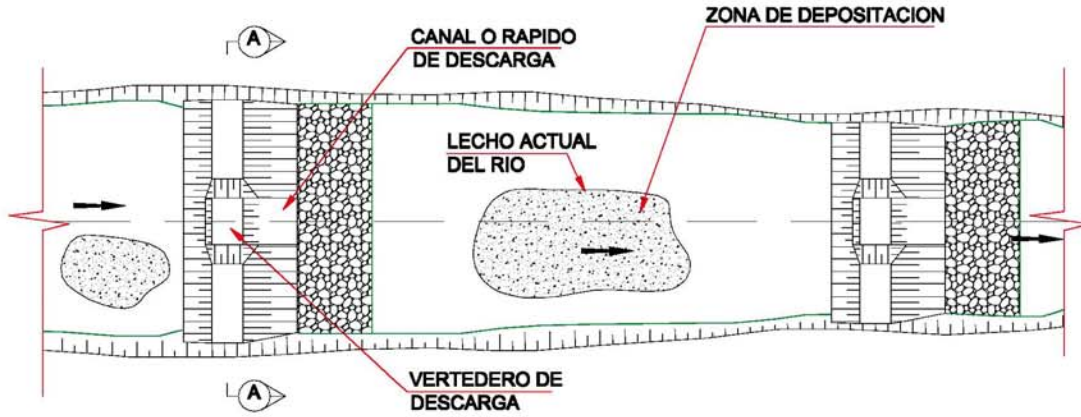
- q = caudal por unidad de ancho, expresado en (m³/s/m)
 D = diámetro nominal de la coraza, expresado en (m)
 s = densidad relativa de las rocas referidas a la del agua
 i = pendiente del talud, expresada en tanto por uno en la forma V/H.

3.708.302(7) b) Socavación al Pie. Este aspecto puede tratarse con el mismo tipo de relaciones descritas en el numeral 3.707.204 de este manual, según lo descrito en el Numeral 3.708.302(6) precedente.

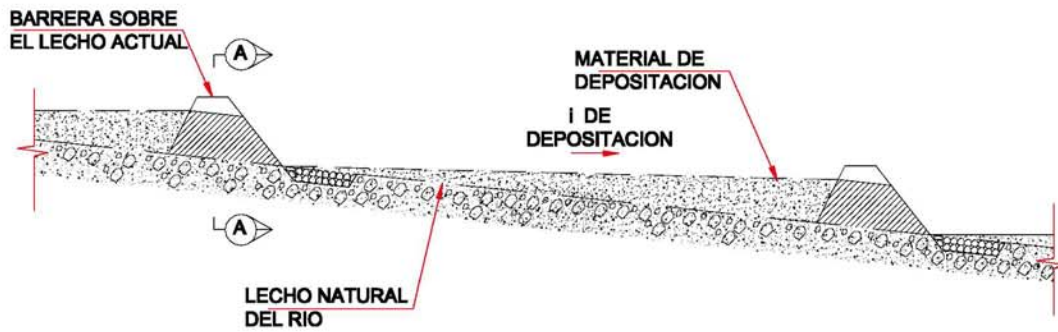
3.708.303 Obras de Retención de Sedimentos. En general, las obras de retención de sedimentos se utilizan en los sectores de cabecera de los cauces principales, con el fin de contener parte del flujo y de los sedimentos (normalmente las fracciones mas gruesas de sedimentos y bloques de roca) y en algunos casos cumplen con la función de disminuir localmente la pendiente para reducir la energía y capacidad de arrastre de la corriente. En este último caso las obras consisten en barreras dispuestas transversalmente al cauce conformando un sistema estabilizador de su perfil longitudinal. También existe la posibilidad de dar alojamiento a la totalidad o parte del material de arrastre en hondonadas o pozas de decantación o en áreas abiertas que no representan peligro para los sectores urbanos o agrícolas adyacentes, para ser limpiadas periódicamente.

3.708.303(1) Barreras Estabilizadoras del Perfil de un Cauce. Consisten en barreras transversales al cauce, permeables o impermeables, dispuestas en serie a lo largo de un tramo canalizado de éste, cuyo fin es contener el material arrastrado por las aguas generando una pendiente del cauce menor a la natural. Un esquema de este tipo de solución se muestra en la Lámina 3.708.303(1).A.

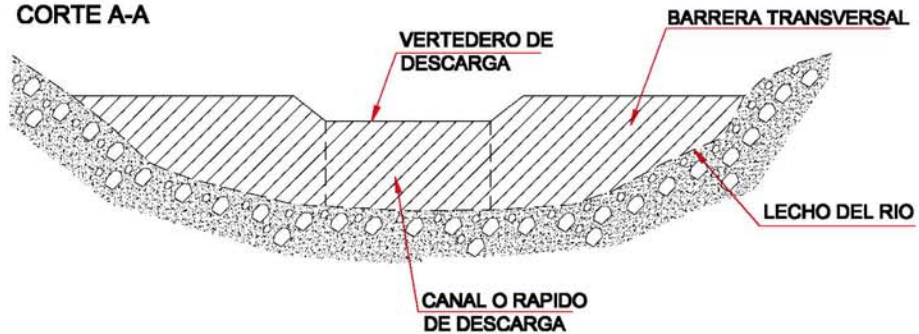
PLANTA



SECCION LONGITUDINAL



CORTE A-A



NOTA: LAS BARRERAS DE RETENCION DEBERAN DISEÑARSE CON EMPOTRAMIENTO DE FONDO Y RIBERAS SEGUN LO DETALLADO EN EL NUMERAL 3.708.103 Y EL TOPICO 3.708.3

3.708.303(2) Pozas de Decantación Excavadas Bajo el Cauce. Las pozas decantadoras consisten en excavaciones destinadas a acumular parcialmente el volumen del flujo de agua y sedimento. Los cortes en el cauce de aguas arriba y aguas abajo, presentan un talud inclinado en la pared, pudiendo ser el piso horizontal o con alguna inclinación. El ingreso del flujo a cada poza se realiza a través de un canal de aproximación, que lo encauza para disminuir los posibles efectos de socavación u otros efectos indeseados.

En la Lámina 3.708.303(2).A se presenta un esquema con el detalle de la obra descrita anteriormente.

3.708.4 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE MANTENCION DE LAS OBRAS

Se entregan los principales aspectos constructivos que se deben tener en cuenta antes y durante la construcción de una obra de defensa. Además, se incluyen los cuidados y precauciones que deben considerarse en el cauce durante las faenas de construcción y de mantención una vez que la obra de protección se encuentre en operación.

3.708.401 Elementos Constructivos. La elección del material con que se construirá la obra seleccionada dependerá de su disponibilidad en cantidad y calidad, y de la conveniencia en términos de inversión inicial, costos de mantención y vida útil que le provea a la obra en su conjunto.

Los elementos que es posible considerar son los mismos señalados en el numeral 3.708.102 de este manual. Es del caso señalar que algunos de los elementos alternativos a utilizar se ven más desfavorecidos, en las obras tipo barreras, puesto que deben ser capaces también de soportar el vertimiento de aguas y sedimentos sobre ellos.

3.708.402 Alteración del Lecho y Manejo del Cauce. Como parte del proceso constructivo de una obra de defensa fluvial, se debe tener presente que resultará necesario introducir modificaciones temporales y permanentes en el cauce.

Las modificaciones permanentes serán las establecidas como parte del proyecto de protección o de regularización del cauce, y corresponderán al estado final del río una vez materializadas y operadas las obras proyectadas.

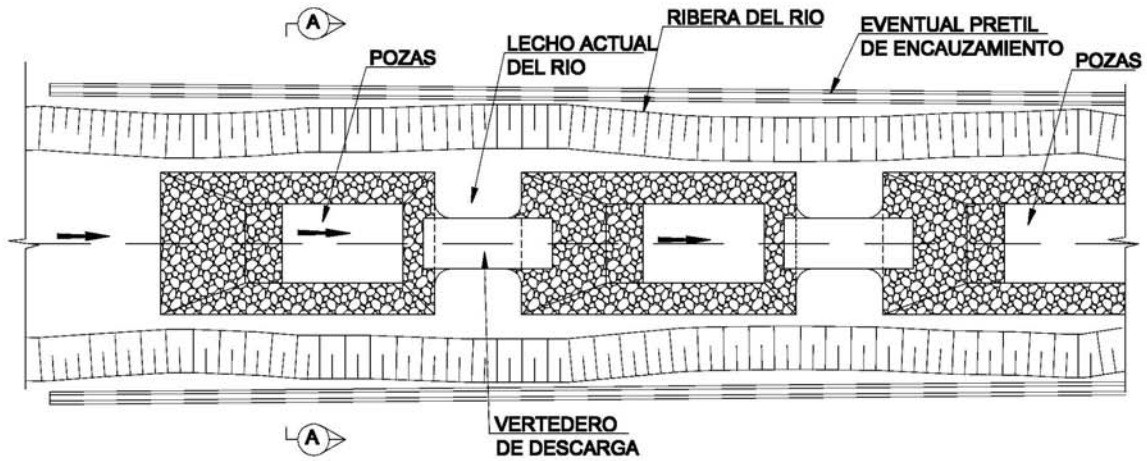
Las modificaciones temporales se refieren a aquellas requeridas para la fase de construcción de las obras, y su permanencia será la estrictamente necesaria para lograr dicho objetivo. En este contexto se debe tener presente que deben contemplarse como parte de las programaciones y costos de la obra en su conjunto, actividades destinadas al desvío del escurrimiento para alejarlo del sitio donde se desarrollarán las faenas, o el cierre parcial o total del cauce principal o cauces secundarios, mediante el apretillamiento de material fluvial o conglomerados de canteras.

En todos los casos señalados, deben tomarse los debidos resguardos de manera que dichas obras temporales no afecten el comportamiento global del río, y que cumplan la función de resguardar la zona de faenas durante el paso de las crecidas frecuentes durante el período utilizado para la construcción de las defensas. Para ello deben considerarse las solicitudes y desarrollar los diseños hidráulicos adecuados al tipo de obra que se analiza. Debe asegurarse además que todos los elementos utilizados sean retirados una vez concluida las faenas.

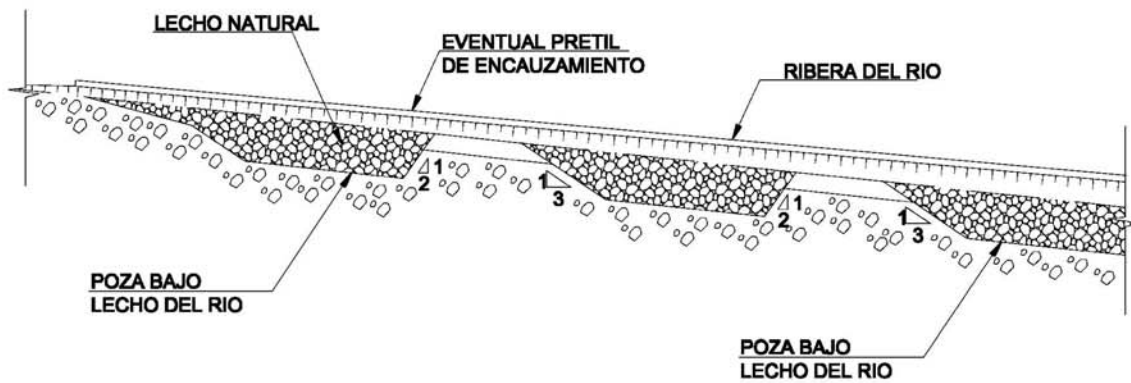
3.708.403 Mantención Periódica del Cauce. Un aspecto básico que debe considerarse para resguardar el comportamiento futuro de las obras de defensa, corresponde a la ejecución de las obras de mantención periódica del cauce. Dichas actividades deben estar destinadas a mantener las condiciones generales de los cauces, en forma similar a las consideradas en el diseño de las obras.

Es importante tener presente que para el caso de las obras de retención, tratadas en el numeral 3.708.303 de este Volumen, la mantención del cauce debe enfocarse a preservar la capacidad de acumulación de sedimentos en las pozas u hondonadas habilitadas para ello, retirando periódicamente aquellos depósitos de material que pudieran disminuir la capacidad de retención diseñada originalmente a fin de restituirle tal capacidad.

PLANTA



SECCION LONGITUDINAL



CORTE A-A



NOTA: LAS BARRERAS DE RETENCION DEBERAN DISEÑARSE CON EMPOTRAMIENTO DE FONDO Y RIBERAS SEGUN LO DETALLADO EN EL NUMERAL 3.708.103 Y EL TOPICO 3.708.3

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.800 TÚNELES

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO	3.800 TÚNELES
SECCIÓN	3.801 ASPECTOS GENERALES
3.801.1	OBJETIVOS Y ALCANCES
3.801.2	CLASIFICACIÓN DE OBRAS VIALES SUBTERRÁNEAS
3.801.201	Introducción
3.801.202	Clasificación de Túneles
	<i>(1) Según Ubicación</i>
	<i>(2) Según Características Constructivas</i>
	<i>(3) Según Clima y Altitud</i>
	<i>(4) Según Flujo Vehicular, Longitud y Equipamiento</i>
SECCIÓN	3.802 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE TÚNELES
3.802.1	ASPECTOS GENERALES
3.802.2	TRAZADO EN PLANTA
3.802.3	TRAZADO EN ALZADO
3.802.301	Efecto de las Pendientes Longitudinales
3.802.4	SECCIÓN TRANSVERSAL
3.802.401	Separación Entre Túneles Vecinos
SECCIÓN	3.803 ESTUDIO DE INGENIERÍA BÁSICA
3.803.1	ASPECTOS GENERALES
3.803.2	ASPECTOS TOPOGRÁFICOS
3.803.3	RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICOS
3.803.301	Investigación Geológica General.
3.803.302	Investigación Geológica de Detalle
3.803.4	GEOTECNIA DE TÚNELES Y PORTALES - PROSPECCIONES
3.803.401	Aspectos Generales
3.803.402	Sondajes
3.803.403	Técnicas Geofísicas
3.803.404	Calicatas
3.803.5	HIDROGEOLOGÍA
3.803.6	ANÁLISIS DE RIESGOS GEOLÓGICOS
3.803.7	CATASTRO DE PERTENENCIAS MINERAS Y EXPROPIACIONES

SECCIÓN	3.804 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
3.804.1	ASPECTOS GENERALES
3.804.101	Clasificación Geotécnica
3.804.102	Clasificación Geomecánica RMR
3.804.103	Sistema Q
3.804.104	Correlaciones entre los Índices RMR y Q
3.804.105	Estimación del Sostenimiento a Partir de Las Clasificaciones Geomecánicas
3.804.106	Presiones Sobre el Revestimiento <i>(1) Clasificación de Terzaghi (1946)</i> <i>(2) Índice RMR</i> <i>(3) Índice Q</i>
3.804.107	Estimación de la Longitud de Avance Sin Soporte
3.804.108	Sostenimientos Estimados a Partir de RMR
3.804.109	Fortificaciones y Sostenimientos Estimados a Partir de Q <i>(1) Criterios Empíricos</i> <i>(2) Sostenimiento del Hormigón</i> <i>(3) Pernos</i> <i>(4) Hormigón Proyectado</i>
3.804.2	PORTALES DE EXCAVACIÓN Y EXCAVACIONES EXTERIORES
3.804.201	Introducción
3.803.202	Cuestiones Básicas en El Diseño de Portales
3.804.203	Ubicación de los Portales
3.804.204	Medidas Complementarias Generales, Bermas Sobre el Talud Frontal
3.804.205	Taludes de Corte para acceso a los Portales
3.804.3	TÚNELES FALSOS
3.804.4	TRINCHERAS CUBIERTAS
3.804.5	CONTROL DE FILTRACIONES Y SANEAMIENTO
3.804.6	REVESTIMIENTO A LA VISTA
3.804.7	PAVIMENTOS, ACERAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
SECCIÓN	3.805 CRITERIOS DE DISEÑO DE INSTALACIONES ELECTROMECAÑICAS, DE CONTROL Y SEGURIDAD
3.805.1	ASPECTOS GENERALES
3.805.2	ABASTECIMIENTO DE ENERGÍA Y DE AGUA
3.805.201	Equipamiento Eléctrico
3.805.202	Instalación y Montaje Eléctrico
3.805.203	Equipamiento Hidráulico
3.805.204	Instalación y Montaje Hidráulico
3.805.3	SISTEMAS DE VENTILACION DE TÚNELES
3.805.301	Aspectos Generales
3.805.4	ILUMINACIÓN DE TÚNELES
3.805.401	Normativa a Aplicar
3.805.5	SISTEMAS DE CONTROL DE INCENDIOS
3.805.501	Sistemas de Detección de Incendios
3.805.502	Sistemas de Combate de Incendios

3.805.6	SISTEMAS DE MONITOREO Y CONTROL
3.805.601	Aspectos Generales
3.805.602	Circuito Cerrado de Televisión
3.805.603	Sistemas de Telefonía y Altavoces
3.805.604	Sistema de Monitoreo y Control de la Ventilación
3.805.605	Sistema de Detección de Incendios
3.805.606	Sistema de Control de la Iluminación
3.805.607	Sistema de Aforos
3.805.608	Sistemas de Señalización y Control de Gálibo
3.805.609	Señalización para Peatones

SECCIÓN 3.806 CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS

3.806.1 ASPECTOS GENERALES

3.806.2 UNIDADES Y PROCEDIMIENTOS DE MEDIDA Y PAGO

SECCIÓN 3.807 ALCANCES SEGÚN NIVEL DE LOS ESTUDIOS

3.807.1 ASPECTOS GENERALES

3.807.2 ESTUDIO PRELIMINAR Y PREFACTIBILIDAD ECONÓMICA

3.807.3 ANTEPROYECTO Y FACTIBILIDAD TECNICO ECONÓMICA

3.807.4 ESTUDIO DEFINITIVO (PROYECTO DETALLADO)

CAPITULO 3.800 TUNELES

SECCION 3.801 ASPECTOS GENERALES

3.801.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

La ejecución de proyectos de túneles ha tenido un importante desarrollo en el país en los últimos años, ello en razón de la construcción de carreteras y obras civiles hidráulicas que llevan una tunelería asociada.

La ejecución de estas obras ha permitido realizar soluciones viales modernas y eficientes y a la vez ha demandado el desarrollo de la Mecánica de Rocas y Suelos, y de la Geología Aplicada a la Ingeniería, utilizando también diversas técnicas originalmente desarrolladas para la Minería, en una conjunción de ingenieros civiles, geólogos e ingenieros geólogos.

Las obras subterráneas, al igual que las excavaciones, fundaciones y otras obras de tierra, se diferencian de los diseños estructurales por producirse en formaciones geológicas, caracterizadas en general por su heterogeneidad y anisotropía, cuyo conocimiento resulta, en la práctica, siempre limitado. Ante esta situación, sólo queda realizar una investigación geotécnica previa más intensa que lo habitualmente acostumbrado, con objeto de reducir el nivel de incertidumbre a un límite aceptable. Es necesario recordar que en obras subterráneas, el peor problema es el no previsto, ya que el espacio reducido, la falta de luz, y la siempre presente problemática de seguridad, limitan el margen de maniobra y pueden llegar a producir accidentes o afectar severamente la economía de la operación.

Por otra parte, con vistas al diseño geológico-geotécnico y método de excavación, es necesario recordar que la bondad del modelo geológico supuesto nunca superará la realidad del terreno, por lo que casi toda inversión en prospecciones está sobradamente justificada. En consecuencia, los sondajes, la geofísica y las calicatas se pagan siempre, y a un precio mayor cuanto más tarde se hagan o cuando se omitan.

Todo estudio o proyecto debe, al menos, identificar los problemas que pueden presentarse, en especial los que pueden suponer riesgos laborales, como la presencia de gases tóxicos o explosivos, causantes de graves accidentes, filtraciones de agua, derrumbes, etc.

Dados los límites del conocimiento, siempre será necesario organizar un seguimiento de la excavación con el objeto de adaptar el proyecto a la realidad allá donde sea necesario, y contar con la presencia de profesionales experimentados, tanto en el diseño como en la construcción.

Es un hecho evidente que la sociedad del futuro va a hacer un uso cada vez más intenso y racional del subsuelo, con el fin de satisfacer diversas necesidades, que se sumarán al aprovechamiento tradicional de los recursos minerales que alberga. Basta citar como ejemplos los depósitos subterráneos de combustibles líquidos y de residuos peligrosos, la construcción de túneles, de centrales hidráulicas, de refugios, etc.

La evolución que han sufrido en los últimos tiempos las técnicas de reconocimiento del terreno, diseño y construcción de obras subterráneas exige una puesta al día y revisión de las mismas, recogiendo no sólo el estado del arte actual sino incluso las tendencias del futuro.

Las instrucciones de diseño que se exponen en los Numerales siguientes solo corresponden a directrices básicas, orientativas de lo que se considera primario, en un diseño de una obra subterránea. Cada obra subterránea de por sí es especial, diferente y única, en donde pueden ser necesarias técnicas específicas, mixtas y variables de un proyecto a otro. Un túnel es una obra de alto costo que debe ser estudiada y acondicionada a las situaciones particulares del contexto vial del que formará parte, el tipo de servicio que deberá prestar, así como de las características geográficas y geológicas propias de cada emplazamiento.

Todo lo expuesto avala la condición de la flexibilidad que se debe dar a las pautas que se definen, orientando cada proyecto como un caso especial y adecuando las técnicas de diseño, las prospecciones y especificaciones a las peculiares condiciones de cada situación.

3.801.2 CLASIFICACION DE OBRAS VIALES SUBTERRANEAS

3.801.201 Introducción. La clasificación de túneles abarca diferentes aspectos los cuales pueden ser modificables en el tiempo; por ejemplo, un túnel que hoy sea catalogado como "rural" podrá en el futuro corresponder a un túnel "urbano", debido al crecimiento que experimenta una región.

Actualmente la red vial chilena ocupa algunos túneles que antiguamente pertenecían a la red ferroviaria. En general estos túneles no cumplen con una normativa de condición vial que pueda aplicarse en forma directa, por lo cual éstos serán considerados como excepcionales.

Se considera que toda excavación vial cerrada, ya sea excavada directamente en roca y/o suelo o excavada como trinchera y luego cubierta, corresponde a la denominación genérica de "túnel". La longitud se mide desde el inicio al fin de la estructura cubierta lo cual hace que se incluyan, en la longitud, los denominados túneles falsos.

Para los efectos de clasificar un túnel se establecerán los siguientes criterios generales:

3.801.202 Clasificación de Túneles.

3.801.202(1) Según Ubicación. Los túneles, según su ubicación en relación a las ciudades, pueden ser definidos como:

Rurales

- Son túneles ubicados fuera del entorno urbano y que, en general, están destinados a atravesar obstáculos físicos tales como montañas o cuerpos de agua que resultan difíciles o inconvenientes de cruzar mediante puentes.
- Los túneles rurales habitualmente tienen pocas restricciones espaciales. Por otra parte, en ellos suele ser más costoso el abastecimiento de agua y electricidad para la operación de los sistemas de incendio, iluminación, ventilación, controles y comunicaciones que puedan requerirse. En general, estos túneles son excavados en roca, suelos residuales o suelos transportados.

Urbanos

- Son túneles emplazados dentro de los límites de la ciudad y están fuertemente constreñidos espacialmente por las redes de servicios propios de las urbes modernas, como ser: redes de alcantarillado, redes de trenes subterráneos, redes de agua potable, redes de gas, redes de alimentación eléctrica, teléfonos, fibra óptica, etc.
- Los túneles urbanos son frecuentemente del tipo trinchera cubierta y excavados en suelos o depósitos sedimentarios.
- En los túneles urbanos los problemas de ventilación resultan, a veces, dificultados por el hecho de que no siempre se puede expulsar libremente el aire viciado proveniente del interior del túnel, debido a restricciones de carácter ambiental.

3.801.202(2) Según Características Constructivas. Los túneles según sus características estructurales y de construcción pueden ser definidos como:

- Túneles en roca (Normalmente a través de cordones de cerros)
- Túneles en suelo (Normalmente urbanos)

- Túneles falsos (Construidos en hormigón armado y luego cubiertos con suelo. Generalmente se construyen antes de la entrada a los túneles en roca, para proteger a los vehículos de la caída de clastos).
- Trincheras cubiertas (Estructuras de hormigón armado de sección rectangular, construidas en suelo y luego tapadas. Generalmente son urbanas)
- Cobertizos (Estructuras de hormigón armado de sección rectangular construidos en zonas montañosas para proteger a los vehículos de las avalanchas de nieve y/o desprendimientos de bloques de rocas. Estas estructuras generalmente son abiertas en uno de sus costados)

3.801.202(3) Según Clima y Altitud. Resulta de especial importancia la ubicación geográfica (fundamentalmente altitud) en donde se ubique la obra y el clima del sector.

Toda obra localizada en altura considerable y en un clima lluvioso o sectores con filtraciones mayores, requerirá el diseño especial de canaletas conductoras – evacuadoras de aguas, las cuales deberán ser calculadas, dimensionadas y localizadas de manera que cumplan con el objetivo de mantener las pistas secas.

La ubicación geográfica determinará la posibilidad de congelamiento de aguas escurrientes o infiltradas a la obra para lo cual deberá procederse a neutralizar el fenómeno que provoque esta situación.

Hay dos fenómenos, particularmente peligrosos para los conductores, que se producen frecuentemente en túneles cordilleranos con exceso de agua, que deben evitarse a toda costa:

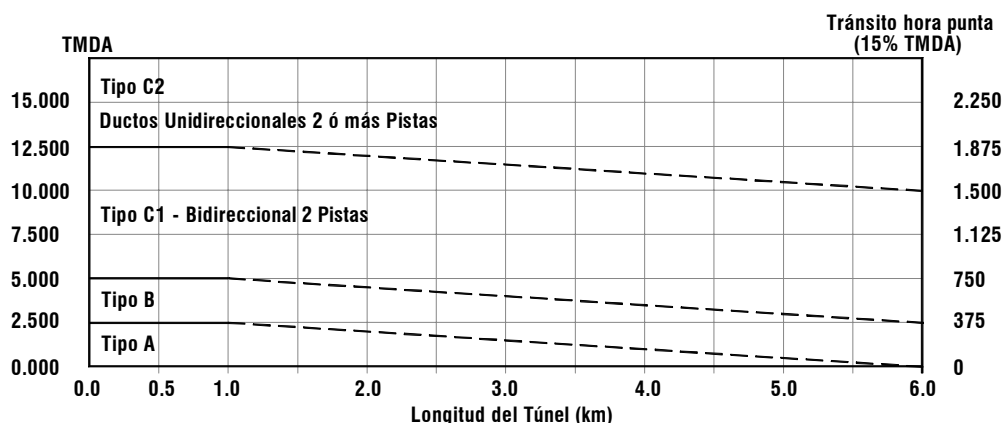
- Pavimentos con una película superficial de agua congelada, que se tornan muy resbalosos.
- Empañamiento repentino del parabrisas al ingresar un vehículo a baja temperatura a un túnel lleno de aire saturado y a mayor temperatura que el vehículo.

Para evitar estos fenómenos se deberá considerar en el proyecto la colocación de láminas térmicas, por ejemplo CARFOAM, las cuales evitan la generación de goteos y su posterior congelación de arriba hacia abajo (estalactitas) o de abajo hacia arriba (estalacmitas).

3.801.202(4) Según Flujo Vehicular, Longitud y Equipamiento. La Figura 3.801.202(4).A ilustra una clasificación de los Túneles en función del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) y del Tránsito en Hora Punta asociado a dicho TMDA, versus la longitud del ducto; según ello se clasifican las obras en cuatro categorías, A, B, C1 y C2, para las que en la Tabla 3.801.202(4).A se indica el tipo de Equipamiento de Seguridad y Control con que debería contar el Túnel. El TMDA se debe considerar al horizonte de diseño de la obra y el Tránsito en Hora Punta como el de la Hora 30 a dicho horizonte.

Las categorías A, B y C1 corresponden a ductos con tránsito bidireccional, en tanto que la C2 corresponde a ductos con tránsito unidireccional. Desde el punto de vista de su equipamiento los túneles C1 y C2 deben contar con las instalaciones clasificadas con la letra C en la Tabla 3.801.202(4).A.

**FIGURA 3.801.202(4).A
CLASIFICACION DE TUNELES SEGUN FLUJO VEHICULAR Y LONGITUD**



Las líneas punteadas de la figura corresponden a la frontera para la cual a un mismo TMDA, túneles de mayor longitud pasan a la categoría superior en cuanto a equipamiento deseable.

Se establece además que según sea la longitud del Túnel, cuando el tránsito de la hora punta es del orden de 1500 a 1900 Veh/h, se deben diseñar ductos unidireccionales de 2 pistas cada uno; pudiendo inicialmente construirse un ducto bidireccional, para luego construir el segundo ducto quedando ambos unidireccionales.

Debe tenerse presente que para los TMDA indicados entre 20% y 40% son camiones y buses, según el camino de que se trate. En hora punta estos porcentajes suelen bajar a valores comprendidos en el rango de 7% a 18%.

El volumen de 12.500 Veh/día, para un túnel corto, que requeriría Ductos Unidireccionales corresponde al porcentaje menor de camiones y buses. Consecuentemente, para el límite superior de vehículos comerciales la línea divisoria entre túnel bidireccional y de ductos unidireccionales se desplazará hacia abajo, dependiendo entre otros factores de la pendiente longitudinal y del tipo de carretera de que se trate, es decir de la calidad del servicio que le corresponda.

La longitud de un túnel es fundamental en la determinación de las especificaciones de requerimientos de equipamiento, ya sea para implementación inmediata o a futura.

Debe tenerse presente que siempre es posible realizar el equipamiento de un túnel, en forma progresiva. Sin embargo, es necesario tomar las precauciones respectivas en el diseño de la sección básica y obras civiles, particularmente si se pretende habilitar sistemas de ventilación en etapas posteriores.

En todo caso, la clasificación apunta principalmente al tipo de equipamiento con que deberían contar los túneles y la decisión de construir uno o dos ductos deberá ser tomada tras un estudio técnico económico que pondere adecuadamente todos los factores involucrados.

Un túnel de gran longitud pero de escaso tránsito puede considerar la postergación de cierta implementación, pero debe considerar en su diseño los espacios y/o condiciones específicas para estas implementaciones a futuro.

Según el tipo de túnel que corresponda de acuerdo a lo indicado, quedarán determinados los equipos de seguridad requeridos y/o recomendados en cada caso [véase Tabla 3.801.202(4).A].

TABLA 3.801.202(4).A
EQUIPAMIENTO DE SEGURIDAD Y CONTROL EN TUNELES MAYORES DE 200 M.

Equipamiento	A	B	C	Observaciones
Luces de evacuación de emergencia	○	○	●	Luces cada 50 m.
Extintores de incendio	○	●	●	Cada 100 m Tipo C Cada 200 m Tipo B
Teléfono de emergencia	○	○	●	Cada 200 m.
Señales de servicios	○	●	●	En cada servicio.
Marcas en pavimentos				
Ojos de gato	●	●	●	Continuas.
Red de control de incendio	○	○	●	Diseñar ad hoc.
Vigilancia de TV.	○	○	●	Diseñar ad hoc.
Iluminación interior	○	●	●	Diseñar ad hoc.
Equipos eléctricos de emergencia	○	●	●	Diseñar ad hoc.
Control de altura	●	●	●	200 m antes de portales. Con pista auxiliar para detención fuera de la carretera.
●	Obligatorio			
○	Recomendable			

Nota: Los requerimientos relativos a ventilación del túnel serán analizados para cada caso específico según los criterios establecidos en el punto 3.805.3 "Sistemas de Ventilación de Túneles".

Las principales características de estos Sistemas de seguridad son las que se indican:

- Luces de Evacuación de Emergencia

Son luces usadas para indicar o mostrar el camino hacia las bocas de los túneles en caso de presencia de humo. Son equipos activados manual o automáticamente en caso de incendio. Debe tratarse de luz blanca que pueda verse a través del humo, instaladas en las paredes a 1 m sobre el pavimento y a lo menos cada 50 m una de otras, deben tener capacidad para permanecer a lo menos 1 hora encendidas.

- Extintores de Incendio

Debe tratarse de equipos puestos en nichos en las paredes del túnel dentro de cubículos iluminados con puerta de vidrio delgado fácil de romper en caso de requerimiento. Deben estar indicados con señalización adecuada, reflectante e iluminación interior.

A lo menos se considera un punto de ubicación cada 200 m.

- Teléfonos de Emergencia

Estos teléfonos deben estar destacados, y deben funcionar de manera tal que emitan una señal al controlador con solo levantar el auricular no requiriendo discar ningún número.

Se deben instalar en nichos cubiertos con un semi techo. Su número debe ser uno cada 200 m de longitud de túnel.

- Señales de Servicio

Debe considerarse dentro del túnel la instalación destacada de señales camineras que indiquen la presencia de extintores de incendio, teléfono de emergencia, velocidad y otras condiciones especiales de la obra.

- Marcas de Pavimento. Ojos de Gato

Debe considerarse la instalación de este tipo de marcas reflectantes en el pavimento igual que su instalación en el camino exterior.

SECCION 3.802 DEFINICION GEOMETRICA DE TUNELES

3.802.1 ASPECTOS GENERALES

Los túneles difieren de otras vías, tales como caminos de superficie, en los siguientes aspectos.

- no tienen actividad lateral.
- las diferencias estacionales son menos marcadas .
- igual luminosidad o condiciones de iluminación de día y de noche con excepción de portales o zonas de entrada.

Deben contar con condiciones de seguridad y servicios de emergencia completos y permanentes.

Estas condiciones indican que el diseño de ciertos elementos en un túnel difieren de diseños que se aplican a caminos normales de superficie, sin embargo el diseño geométrico del trazado se hará siguiendo la misma pauta que se utiliza en las carreteras de superficie.

Velocidades de circulación en túneles.

La velocidad de circulación de los vehículos dentro del túnel determinará el diseño geométrico del trazado correspondiente, que se hará de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 3.200 "Diseño Geométrico del Trazado".

Para efectos de diseño la velocidad máxima de circulación dentro de un túnel será la que corresponde a la velocidad de proyecto del trazado geométrico de la respectiva carretera, en superficie, reducida en 20 km/h. Así mismo la velocidad mínima de circulación dentro de un túnel será la misma mínima establecida para la carretera exterior correspondiente, si ésta se encuentra definida. En todo caso será deseable que los vehículos comerciales no experimentan un descenso de su velocidad de operación mayor que a 25 km/h, como máximo, respecto de la velocidad máxima señalizada en el túnel, a causa de la pendiente longitudinal, siendo esto especialmente importante en los túneles bidireccionales en que se prohíbe el adelantamiento. De lo anterior se deriva la importancia en cuanto a limitar las pendientes en túneles largos.

3.802.2 TRAZADO EN PLANTA

El diseño del trazado en planta de un túnel está sujeto a las mismas limitaciones y recomendaciones generales aplicables al diseño geométrico de un camino, excepto algunas particularidades específicas de los túneles. El hecho de que los túneles se diseñen con un ancho de bermas limitado y que sus paredes sean verticales o semi verticales, tiene una consecuencia importante en cuanto a la disminución de la visibilidad, en especial cuando se tiene curvas horizontales hacia la derecha, en el sentido del avance del vehículo, o bien curvas a la izquierda en ductos unidireccionales con un paramento central. De aquí resulta la necesidad de utilizar radios de curva suficientemente grandes para que se mantenga siempre la visibilidad mínima de parada, ante un obstáculo en la calzada. El cálculo respectivo debe hacerse en función de la velocidad de circulación autorizada, considerando la normativa establecida en la Sección 3.202 "Distancias de Visibilidad".

El diseño de curvas en el interior de los túneles puede estar impuesto por condicionantes del trazado, o bien, para lograr un mejor emplazamiento de los portales. En cualquier caso las curvas proyectadas deberán respetar la normativa antes aludida.

Otra recomendación que suele hacerse en relación al trazado en planta es la conveniencia de evitar que el conductor pueda ver la salida del túnel desde una gran distancia, ya que esto tiende a distraer su atención, respecto de la zona próxima por la que está circulando. La forma de conseguir el efecto buscado es diseñar curvas suaves a la entrada y a la salida de los túneles. Sin embargo, el mismo resultado puede obtenerse a través de la geometría del trazado en alzado como puede verse en el punto siguiente.

3.802.3 TRAZADO EN ALZADO

El diseño del trazado de un túnel está sujeto a las mismas limitaciones y recomendaciones generales aplicables al diseño geométrico de un camino. Sin embargo, resulta necesario tener presentes algunas situaciones que son específicas de los túneles. Uno de los problemas que debe estudiarse en forma más cuidadosa, en el diseño de un túnel, es su saneamiento, ya que es frecuente que en su interior aparezcan filtraciones de agua permanentes u ocasionales. A fin de evitar acumulaciones de agua que pueden ser graves y peligrosas se debe hacer el diseño en alzado dejando pendientes hacia las bocas del túnel no menores de 0,3% a 0,5% y no haciendo curvas cóncavas que podrían embalsar localmente las aguas. En esta forma el saneamiento del túnel se podrá hacer siempre conduciendo las aguas por gravedad hacia el exterior. Coincidiendo con las directrices enunciadas se puede, en algunos casos, obtener una buena solución a la recomendación de evitar la vista directa a las bocas de salida haciendo curvas convexas en uno o ambos extremos según las condiciones de las rasantes de aproximación.

Si por alguna razón, relativa a interferencias con obras existentes, singularidades geológicas u otras causas, resultará inevitable hacer curvas cóncavas dentro del túnel, se deberá prestar especial atención a la limitación de visibilidad (debido al techo del túnel o al cielo falso si lo hay) y a asegurar la evacuación de las aguas hacia el exterior.

3.802.301 Efecto de las Pendientes Longitudinales. La pendiente longitudinal de los túneles es una variable crítica que influye sobre la velocidad de operación del conjunto de vehículos, en especial en túneles bidireccionales en que se prohíbe el adelantamiento, quedando la velocidad controlada por la de los camiones. Por otra parte, a mayor pendiente, mayor producción de gases tóxicos y de humos, lo que requiere de sistemas de ventilación de mayor costo.

En el Capítulo 3.200, numeral 3.204.303 se hizo el análisis del efecto de la pendiente sobre la velocidad de un camión tipo, cuya relación peso/potencia es de 90 kgf/cv \approx 122 kgf/kW, presentándose los gráficos que figuran en la Lámina 3.204.303.A.

La Figura b) de dicha lámina ilustra el concepto de velocidad crítica en pendiente, que indica la longitud en una pendiente dada que induce una caída de velocidad de ΔV km/h para el camión tipo que ingresa a la pendiente a una velocidad de 88 km/h (rasante de aproximación prácticamente horizontal).

Si a partir de dichos antecedentes se analiza el siguiente caso a modo de ejemplo, se determina para los datos que se indican:

- Velocidad de Proyecto del Camino : 100 km/h
- Velocidad Máxima en el Túnel : 80 km/h
- Velocidad Mínima Deseable en el Túnel : 65 km/h

$\Delta V = 88 - 65 = 23$ km/h (Máxima caída de Velocidad adoptada), con estos datos se puede construir la Tabla 3.802.3.A.

TABLA 3.802.3.A
LONGITUD CRITICA EN PENDIENTE $\Delta \approx 23$ km/h

i %	Longitud Crítica (m)
2	$\Delta V < 23$ km/h para cualquier L (m)
3	1000 m (sobre 2000 m $\Delta V \approx 28$ km/h)
4	560 m
5	380 m
6	300 m

En consecuencia, a modo de ejemplo, para un túnel de 1.500 m de largo, la pendiente máxima deseable debería ser del orden de 2,5%, pudiendo llegar a 3% si se acepta que la velocidad de los camiones caiga hasta ≈ 60 km/h.

En túneles muy cortos de 300 a 400 m podrían eventualmente aceptarse pendientes de 5% a 6%.

En definitiva, cada túnel en particular requerirá un estudio como el esbozado precedentemente, considerando las pendientes de aproximación, situación que se analiza también en 3.204.303. Por otra parte, deberá considerarse también la Velocidad de Proyecto propia de la Carretera o Camino, la que estará asociada al tipo de terreno en que ésta se emplaza y el Volumen de Tránsito que solicita la obra, pudiendo incrementarse el valor de Δ para tránsitos moderados y bajos (TMDA menores que 2500 Veh. Equivalentes/diarios).

3.802.4 SECCION TRANSVERSAL

La sección transversal de un túnel bidireccional debe tener el ancho suficiente para que se crucen dos camiones con un adecuado rango de seguridad. En ductos unidireccionales se deben asegurar las mismas condiciones de seguridad en relación a los adelantamientos. Todos los túneles carreteros se diseñarán con 2 pistas, como mínimo.

Como criterio general puede decirse que la capacidad de operación de un túnel es directamente proporcional al número de pistas que él tiene. En cambio, el costo de excavación, fortificación y riesgo geológico de un túnel crece en forma mucho mayor que linealmente con respecto al ancho del túnel.

Por otra parte, teniendo presente que por razones de seguridad y operación no resulta conveniente hacer túneles de menos de 2 pistas, se puede concluir que los túneles carreteros deben diseñarse preferentemente de 2 pistas. Las excepciones a esta recomendación se suelen presentar cuando existen limitaciones de espacio tales que obligan a emplazar un túnel único de varias pistas en lugar de 2 ó más túneles de 2 pistas cada uno (esto ocurre frecuentemente en túneles urbanos). A este respecto deben establecerse claramente los criterios que pueden justificar túneles que no sean de dos pistas. Estas justificaciones deben incluir fundamentalmente aspectos relacionados a la geología para aquellos casos de túneles de 3 pistas y de aspectos de proyección de tránsito a futuro para túneles de 1 ó 3 pistas.

Siempre debe considerarse el espacio necesario para instalaciones de control de tránsito y equipos electromecánicos (ventilación, iluminación, comunicaciones, incendio, etc.), sin afectar el gálibo libre del túnel.

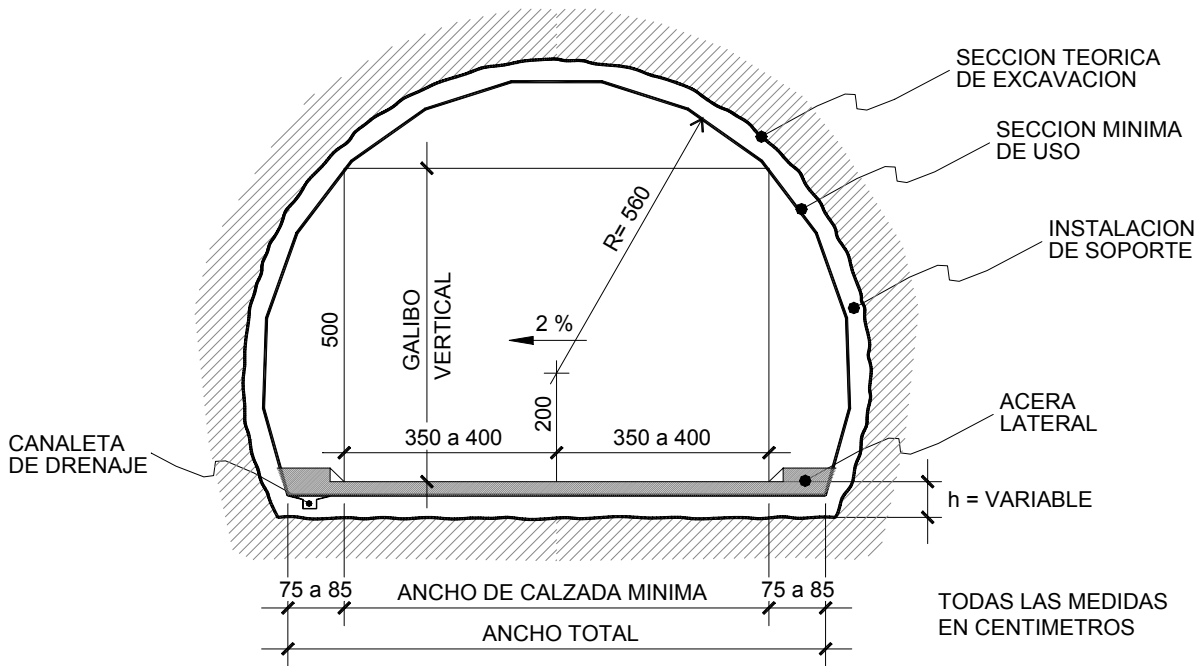
Se considera que se deben seguir como mínimo las siguientes condiciones de diseño para un túnel.

Dimensiones Mínimas de la Sección Transversal

Gálibo vertical	: 5 m o mayor, si se requiere
Ancho de pistas	: 3,5 a 4,0 m c/u.
Bermas	: 0,5 m a cada lado de la calzada
Aceras laterales	: 0,75 a 0,85 m. Pueden aceptarse excepciones justificadas
Pendiente transversal única	: 2%

En los túneles que formen parte de Autopistas con Velocidad de Proyecto ≥ 100 km/h, el ancho de las bermas deberá ser de 1,5 m pudiendo excepcionalmente disminuirse a 1,0 m.

Se ilustra a continuación, a modo de ejemplo, una figura básica de sección transversal, que muestra los principales elementos que la definen, la que deberá ser adaptada a las particulares condiciones de cada proyecto, en especial las relativas a ventilación.



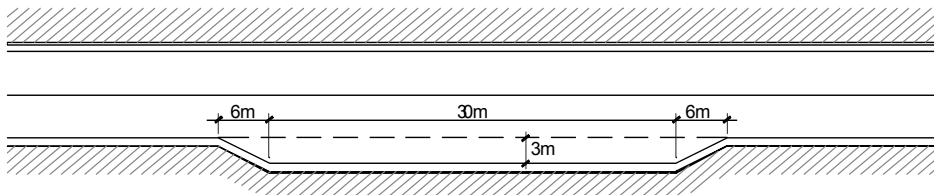
El diseño de la sección transversal puede considerar paredes verticales para situaciones especiales a definir por el proyectista. Las nuevas tendencias mundiales de diseño generan proyectos con paredes semicirculares, lo cual junto al factor estético y de amplitud aparente, otorga una mejor estabilidad al conjunto.

- Nichos de estacionamiento de emergencia

En los túneles, los nichos de estacionamiento de emergencia se construyen para posibilitar el aparcamiento de vehículos en caso de emergencia. Eventualmente estos ensanches pueden acomodar instalaciones técnicas. Su diseño debe considerarse de acuerdo a lo indicado en la figura adjunta. Estas áreas deben estar especialmente iluminadas y señalizadas.

En túneles de la categoría C de más de 1.000 metros, se deberá diseñar nichos de estacionamiento de emergencia de tal manera que la distancia máxima entre ellos (o la salida o entrada del túnel) no sea mayor que 1.000 m. Dichos nichos tendrán la geometría que se indica en la figura respectiva.

NICHOS DE ESTACIONAMIENTO DE EMERGENCIA



Debe considerarse en todo diseño de túnel a lo menos una instalación como la señalada cada 1.000 m de distancia y debe proyectarse esta localización de emergencia a ambos lados, aunque no en el mismo sitio, es decir, en forma alternada una respecto a otra.

3.802.401 Separación Entre Túneles Vecinos. Al considerar un proyecto con túneles paralelos deberá establecerse claramente las condiciones geológico – geotécnicas del área, dado que de ellas se deberá deducir el criterio de separación mínima entre los ejes de los túneles.

De acuerdo a normas de Mecánica de Rocas la separación mínima aceptable en condiciones geológico – geotécnicas favorables es de 2 diámetros entre ejes de túneles. En condiciones geológico – geotécnicas desfavorables esta separación llega a ser de un mínimo de 4 diámetros entre ejes.

En aquellos túneles excavados como zanjas o trincheras que posteriormente serán cubiertas, la separación entre ejes de túneles puede ser de sólo 1 diámetro, es decir, en este caso se entiende que ambos túneles estarán compartiendo un muro común.

En general, no se considera una condición específica de diseño geotécnico la ejecución de galerías de conexión entre túneles paralelos. En caso de ejecutar diseños con estas conexiones, se entendería que el proyectista estaría potenciando aspectos tales como seguridad, mantención o consideraciones de ventajas operativas o de procedimientos constructivos.

SECCION 3.803 ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA

3.803.1 ASPECTOS GENERALES

Antes que se inicie el diseño de un túnel es esencial llevar a cabo estudios de Ingeniería Básica, teniendo especial relevancia las investigaciones geológicas preliminares.

Hay un criterio diferente para la investigación de cada fase del proceso de diseño.

El responsable de la planificación debe estipular oportunamente el alcance de la investigación para cada fase planificada. A esto va vinculada una estimación del costo efectivo de la investigación que se llevará a cabo.

3.803.2 ASPECTOS TOPOGRAFICOS

Todo trabajo topográfico para el estudio de Túneles deberá cumplir con las exigencias señaladas en el Capítulo 2.300 del Volumen N° 2 del Manual de Carreteras, en particular las Secciones 2.301 y 2.307 de dicho Capítulo.

Los ordenes de Control Topográfico a utilizar dependerán del nivel del estudio que se esté realizando, por ejemplo:

En levantamientos aerofotogramétricos escala 1:5000, apoyados en terreno mediante tecnología GPS, para ser usados como base de un Estudio Preliminar, se podrá usar un Orden de Control Terciario.

En levantamientos para el estudio a nivel de Anteproyecto escala 1:2000 o similar, el Orden de Control corresponde al Secundario, pero muchas veces si existe razonable certeza de que el proyecto pasará a nivel de Proyecto Definitivo, resulta más económico y confiable que el Orden de Control corresponda al nivel Primario.

Para Proyecto Definitivo o de Construcción, el Orden de Control de los estudios deberá obligatoriamente corresponder a un Control de Orden Primario.

Tanto para el Orden de Control Secundario como para el Primario, el Sistema de Transporte de la Coordenada Altimétrica entre ambas bocas del Túnel, deberá ser ejecutado mediante una Nivelación Geométrica de Precisión, según se especifica en la Sección 2.311 del Capítulo 2.300 del Volumen N° 2.

3.803.3 RECONOCIMIENTOS GEOLOGICOS

3.803.301 Investigación Geológica General. Esta investigación, en su etapa preliminar debe a lo menos incluir la siguiente información:

- Recolección y evaluación de toda la información disponible.
Esto debe incluir mapas geológicos y topográficos y publicaciones relevantes así como informes provenientes de investigaciones anteriores.
- Estudios Fotogeológicos
Los estudios fotogeológicos se efectuarán en una fase inicial de análisis de alternativas y evaluación del terreno.
Los estudios consistirán en el examen de fotos aéreas a escalas variable según la disponibilidad de las mismas y estudios fotosatelitales.

El estudio de fotos aéreas, a escala disponible normalmente entre 1: 10.000 a 1:70.000 permitirán efectuar una evaluación preliminar del terreno para así optimizar el trabajo geológico posterior de terreno. Se deberá considerar en este estudio una apreciación de los siguientes aspectos:

- Geomorfología
- Unidades geológicas mayores
- Disposiciones estructurales
- Zonas de empréstitos
- Análisis de zonas de riesgo geológico
- Redes de drenaje
- Estructuras mayores (fotolineamientos)
- Zonas de alteración

El estudio fotogeológico debe conducir a un Informe Especial que incluya las observaciones recopiladas así como los antecedentes bibliográficos que hayan surgido en la etapa de búsqueda y análisis de información.

El análisis de fotosatélites se considera una herramienta de gran utilidad en diseño y evaluación de obras mayores, es decir, sobre 1000 m de longitud. De acuerdo a las condiciones particulares de cada proyecto puede considerarse su estudio incluso para túneles de menor longitud.

Este estudio permitirá establecer el comportamiento macroestructural del área definiendo la presencia de fotolineamientos regionales, su distribución e impacto en el área del proyecto. Adicionalmente se definirán áreas de riesgo tales como avalanchas, deslizamientos, sendas volcánicas y otros.

Las conclusiones quedarán integradas al Informe Especial de análisis previo que se ha mencionado anteriormente.

- Reconocimiento de terreno básico del área del proyecto confrontando la información obtenida con lo expuesto en terreno.
- Informe de Etapa
Se debe generar un informe preliminar destacando las condiciones geológicas básicas del área conducente a proporcionar la información para una evaluación de las etapas siguientes y entregar una estimación del volumen de información, prospecciones y costos involucrados.

3.803.302 Investigación Geológica de Detalle. Basado en el Informe de la Etapa Preliminar se decidirá la necesidad de realizar las investigaciones siguientes:

- Estudios fotogeológicos basados en pares de fotos estereoscópicas (Escala 1: 5.000 – 1: 10.000) combinado con una restitución a escala 1: 5.000, con apoyo terrestre. Este plano, de no existir, deberá generarse en esta etapa.

Basado en este material y los estudios que se realicen, se genera un plano base indicando la ubicación de las unidades de rocas y suelos, fallas y diaclasas, lineamientos, contactos entre unidades, riesgos geológicos, fenómenos naturales de degradación, otros.

- **Investigación de terreno**

Esta investigación normalmente debe incluir la siguiente información (que puede cambiar de acuerdo a las condiciones particulares de cada zona):

- tipos de rocas y suelos
- contactos entre unidades geológicas
- discontinuidades (fallas y diaclasas)
- hidrogeología
- lineamientos
- riesgos (deslizamientos, otros)
- grado y profundidad de meteorización
- materiales de empréstito, tipos y volúmenes
- relaciones con el medio ambiente.

Esta etapa considera planos de superficie a lo largo del túnel a escala 1: 1.000 á 1: 5.000 dependiendo de la longitud del túnel y planos del área de portales a escala 1: 200 ó 1: 500. La escala del levantamiento geológico dependerá de la longitud del túnel, complejidad geológica, altura de sobrecarga y otros factores.

3.803.4 GEOTECNIA DE TUNELES Y PORTALES - PROSPECCIONES

3.803.401 Aspectos Generales. Se procederá a la ejecución de las investigaciones del subsuelo para completar el conocimiento del área. Estas investigaciones serán dirigidas y evaluadas por personal de alta capacitación y experiencia de modo de obtener el máximo resultado de ellas.

Las prospecciones corresponderán básicamente a las definidas de acuerdo a los estudios geológicos de superficie ejecutados.

Las principales prospecciones son las que se efectúa con métodos tales como:

- sondajes a rotación
- técnicas geofísicas
- calicatas

3.803.402 Sondajes. Los procedimientos para la ejecución de sondajes en suelos y en roca pueden consultarse en el Manual de Carreteras, Volumen N° 2, Puntos 2.503.203 y 2.503.204, respectivamente.

Los sondajes requeridos para evaluar un túnel serán localizados de acuerdo a los estudios geológicos y básicamente tendrán como objetivo definir espesores y características de sobrecarga y calidad geotécnica del macizo rocoso. Estos sondajes se localizarán en zonas de portales y en aquellos sectores del eje del túnel proyectado que presenten singularidades geológico-geotécnicas de importancia para la obra.

Los sondajes tendrán a lo menos las siguientes características:

- recuperación continua de testigos
- diámetro mínimo NQ
- longitud tal que pase 5 m bajo la cota de rasante del túnel proyectado
- ejecución de pruebas de permeabilidad
- medición de RQD y FF (Rock Quality Designation y Frecuencia de Fracturas)
- estimación de resistencia a la compresión (en Mpa)
- estimación de grado de meteorización (según Deerman, 1974)

Los sondajes deben ser ejecutados y procesados de acuerdo a la normativa vigente para este efecto.

Técnicas Geofísicas. La prospección geofísica principal corresponde a la sísmica de refracción, la cual será usada como técnica básica para el estudio e interpretación de las condiciones de subsuperficie en el desarrollo de un proyecto de túnel. (Ver 2.503.5 en Capítulo 2.500 del Volumen N° 2).

En caso de ser posible esta técnica de investigación debe plantearse como una herramienta previa a la ejecución de sondajes y debe considerar la alternativa de ser reinterpretable luego de ejecutadas las prospecciones con sondajes.

Se deberán considerar separaciones de geófonos, longitudes de líneas y cargas explosivas tales que aseguren una penetración de ondas que permita interpretar las condiciones geotécnicas del macizo hasta profundidades que puedan afectar al proyecto.

Adicionalmente, pueden considerarse otras prospecciones geofísicas tales como sondeos eléctricos verticales (SEV), que se apliquen a problemas geológicos específicos.

Toda técnica geofísica es en si un instrumento básico de evaluación del subsuelo debido a su relativo bajo costo y a la capacidad de abarcar grandes extensiones de terreno. Es recomendable calibrar dicha prospección geofísica mediante sondajes con recuperación de testigos.

3.803.404 Calicatas. Las calicatas estarán enfocadas básicamente al reconocimiento geológico – geotécnico de los sectores de portales y zonas de empréstitos, y tendrán profundidades variables entre 2 y 10 m.

Se deberá considerar una descripción estratigráfica de ellas y un registro fotográfico de sus paredes. En algunos casos se ejecutarán ensayos geotécnicos en sitio, o bien, se obtendrán muestras para ensayos en laboratorio.

Estas calicatas, debido a su relativo bajo costo de ejecución, son un complemento eficaz para establecer la profundidad de cobertura sedimentaria y las características de meteorización de la roca basal en su contacto con los depósitos de cobertura.

3.803.5 HIDROGEOLOGIA

Todo proyecto de diseño de una obra subterránea debe considerar los aspectos hidrogeológicos de la excavación a desarrollar. Su importancia es mayor en aquellas obras localizadas bajo el nivel freático del área, o bien, expuestas a bajas temperaturas ya sea por la altura a que se encuentran o por la latitud geográfica del emplazamiento del proyecto. Así mismo, en condiciones de túneles bajo el mar, lagos, ríos o glaciares. En estas condiciones la hidrogeología representa un elemento de primera importancia.

Los estudios hidrogeológicos irán acompañados de un análisis de la hidrología de la zona del proyecto para caracterizar las condiciones hídricas del área.

Se ejecutarán todas las prospecciones requeridas para establecer las características geológico – geotécnicas de los macizos rocosos, a fin de obtener datos que permitan evaluar las condiciones hidrogeológicas de la zona.

El conocimiento de la hidrogeología debe así mismo obtenerse del estudio de sectores aledaños u obras paralelas. Debe considerarse el análisis de pozos existentes en el área, vertientes, cursos de agua, etc. La caracterización de los acuíferos y la localización de los niveles de agua subterránea permitirá definir la estrategia de construcción, entregando al Contratista valores de infiltraciones esperables durante la construcción y dando al proyectista el valor de caudal necesario a evacuar durante la operación del túnel por el sistema de drenaje que se proyecte.

3.803.6 ANALISIS DE RIESGOS GEOLOGICOS

El estudio de fotos aéreas en combinación con planos topográficos generará un detallado conocimiento de los riesgos geológicos naturales que existen en el área. Los riesgos naturales a considerar deben ser a lo menos los siguientes:

1. Inundaciones
2. Deslizamientos o remociones en masa
3. Aludes o avalanchas de nieve
4. Volcanismo
5. Sismicidad

La tipificación y localización de estos fenómenos será orientativa para la evaluación de sus efectos en el proyecto y para evaluar potenciales repeticiones de los mismos.

Todo proyecto de túnel deberá considerar un completo estudio de riesgos geológicos a los cuales se encuentra expuesta el área tanto del túnel como de portales y de accesos.

El estudio fotogeológico y fotosatelital permitirán definir preliminarmente los tipos de riesgos geológicos naturales y las zonas afectadas por éstos en relación al área del proyecto.

Se incluirá además el conocimiento histórico bibliográfico y finalmente la observación directa de terreno.

Los principales factores de riesgo que deben ser analizados, a los cuales pueden ser adicionados otros específicos que se apliquen a áreas especiales, son los que se indican a continuación:

- Inundaciones: Se deberá definir la posibilidad de inundaciones provenientes desde el exterior que afecten las áreas de acceso y/o de portales. Estas inundaciones pueden ser por crecidas de cauces naturales, avalanchas, represamientos y otros.
- Deslizamientos o Remociones en Masa: Incluye los deslizamientos, desprendimientos, reptaciones, flujos de detritos y flujos de barro ocurridos en las cercanías del proyecto, los cuales deben quedar indicados en planos ad-hoc. Se estudiarán sus características y se analizarán sus posibilidades de recurrencia, ya sea para el mismo sitio o áreas cercanas de iguales condiciones geológicas y/o geomorfológicas.
- Aludes o Avalanchas de Nieve: Deben definirse todas aquellas situaciones de avalanchas pasadas, su extensión, procedencia y capacidad de ocurrencia en el mismo sitio o en áreas cercanas, de condiciones geomorfológicas semejantes. (Ver Capítulo 3.900 – Riesgo y Protección de Avalanchas de Nieve).
- Volcanismo: Este estudio deberá indicar la distribución de los centros volcánicos cercanos a la obra proyectada en caso que éstos se encuentren en un radio aproximado menor a 50 km de ella. Adicionalmente se deberá indicar la periodicidad de la actividad de los centros volcánicos y se analizará la posibilidad de impacto en el área de proyecto (lluvia de ceniza, corrientes de lava, lahares, sismicidad relacionada, etc.)
- Sismicidad: Se deberá proporcionar un plano base indicando la localización de los sismos ocurridos en un radio mínimo de 100 km del área del proyecto del túnel. Se entregará información de localización, profundidad y magnitud de cada evento sísmico registrado, adicionando situaciones específicas de alguno de ellos que tengan relevancia para el proyecto.

3.803.7 CATASTRO DE PERTENENCIAS MINERAS Y EXPROPIACIONES

Como parte de todo estudio de trazado de un túnel se deberá considerar el análisis de la propiedad minera del sector del proyecto.

Este estudio debe incluir un plano actualizado del catastro de propiedades mineras vigente en el área, identificando lo siguiente:

- pertenencias mineras (plano indicando el área de cada pertenencia)
- rol del propietario
- fecha de petición de pertenencia
- estado legal de la petición en cuanto a mineral a explotar.

Este estudio debe ser ejecutado por una Empresa especializada en el tema y su presentación debe estar actualizada a lo menos dentro de los 30 días previos a la presentación oficial de la información.

SECCION 3.804 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.804.1 ASPECTOS GENERALES

A partir de los resultados obtenidos en la Ingeniería Básica y los ensayos de laboratorio realizados sobre los testigos de roca recuperados se establecen los criterios de diseño estructural.

3.804.101 Clasificación Geotécnica. Todos los estudios geológicos están orientados a la evaluación geotécnica de los macizos rocosos donde se planifica la excavación subterránea.

La evaluación geotécnica tiene como finalidad establecer lo siguiente:

- método de construcción
- tiempos involucrados
- soportes requeridos

La evaluación geotécnica se realiza aplicando algunas de las clasificaciones geomecánicas actualmente en uso (métodos de Barton - Bieniawski y otros) los cuales corresponden a los procedimientos más modernos y actualmente aceptados por los proyectistas de excavaciones subterráneas.

Las clasificaciones geomecánicas surgieron de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos, de forma integrada, para evaluar preliminarmente el sostenimiento en túneles. Al depender los túneles de múltiples variables geológicas de difícil cuantificación, el uso de los métodos empíricos (al que pertenecen las clasificaciones geomecánicas) fue de gran ayuda desde el primer sistema de clasificación propuesto en 1946 por Terzaghi, hasta el presente.

Se puede decir que hoy día las clasificaciones geomecánicas son un método de uso generalizado en el proyecto y construcción de túneles, y que, gracias a ellas, es posible un mejor conocimiento e interpretación de los datos geológicos y geotécnicos en el diseño y excavación de las obras subterráneas. Las clasificaciones geomecánicas permiten evaluar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, estimando los parámetros geotécnicos de diseño y el tipo de sostenimiento de un túnel. Además de las obras subterráneas, se destacan las aplicaciones a taludes y cimentaciones. Las clasificaciones llevan más de 50 años en uso, pero es a partir de la década de los 70 cuando se extienden internacionalmente.

Entre las distintas clasificaciones para túneles propuestas hasta el presente sobresalen las de Terzaghi (1946), Kauffer (1958), Deer et al (1967), Bieniawski (1973) y Barton et al (1974-1993). De ellas solamente las dos últimas proporcionan procedimientos cuantitativos aplicables a los modernos sistemas de sostenimiento y construcción de túneles.

Dichos métodos parten de la combinación de algunos de los siguientes parámetros del macizo rocoso:

- Resistencia del material rocoso
- RQD
- Espaciado de discontinuidades
- Orientación de discontinuidades
- Condiciones de las discontinuidades (continuidad, separación, rugosidad, meteorización y relleno)
- Estructuras geológicas y fallas individualizadas
- Infiltraciones
- Estado tensional

La utilización generalizada de las clasificaciones geomecánicas se debe a las evidentes ventajas, tanto por su facilidad de aplicación, como por la sencillez en la obtención de los parámetros que intervienen, y además ha aportado un lenguaje común entre geólogos, ingenieros y constructores. Existen, sin embargo, algunas limitaciones que deben tenerse en cuenta al momento de ser aplicadas:

- Muchos de sus datos corresponden a valores extrapolados sin que se considere el grado de incertidumbre.
- Algunos de sus parámetros son de difícil cuantificación, como las infiltraciones o las condiciones de las discontinuidades.
- Los resultados pueden ser subjetivos al estar influidos por el criterio del geólogo que tome los datos de campo.
- No pueden aplicarse a formaciones geológicas, tales como rocas salinas, evaporitas en general, rocas muy Karstificadas,
- Como método de diseño para el sostenimiento de túneles no se cuantifican sus resultados ni se conoce el factor de seguridad de las respectivas fortificaciones.

3.804.102 Clasificación Geomecánica RMR. Fue desarrollada en Sudáfrica por Bieniawki en 1973, a partir de cuarenta y cinco túneles, y posteriormente revisada por el mismo autor en 1976 y 1979. Constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y de sostenimiento. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciamiento de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento de la excavación se expresa por medio de un índice de calidad denominado Rock Mass Rating-RMR, que varía de 0 a 100.

Para aplicar la clasificación geomecánica RMR se divide el macizo rocoso a lo largo del eje del túnel, en un número de tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes, de acuerdo con medidas hechas en el campo.

La obtención del índice RMR se presenta en la Tabla 3.804.102.A, que aparece a continuación.

TABLA 3.804.102.A
CLASIFICACION GEOMECANICA DE BIENIAWSKI (1979)
PARAMETROS DE CLASIFICACION

1	Resistencia de roca sana	Ensaye de carga puntual (MPa)	> 10	4 – 10	2 - 4	1 – 2	En valores bajos se prefiere ensayos a compresión uniaxial		
		Compresión simple (MPa)	> 250	100–250	50-100	25 – 50	5 - 25	1 - 5	< 1
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	< 25		
	Valoración		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas (m)		> 2	0,6 – 2	0,2 – 0,6	0,06 – 0,2	< 0,06		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado de las diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Sin separaciones Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes duros	Ligeramente rugosas Abertura < 1 mm Bordes blandos	Espejos de falla o con relleno < 5 mm o abiertas 1-5 mm. Diaclasas continuas	Relleno blando > 5 mm o abertura > 5 mm Diaclasas continuas		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Nulo	< 10	10 – 25	25 – 125	> 125		
		Relación PRESION AGUA Tensión princ. Mayor	0	0,0 – 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteos	Flujos		
	Valoración		15	10	7	4	0		

Una vez obtenidas las puntuaciones, correspondientes a los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de las diaclasas (Tablas 3.804.102.B y B1) obteniéndose el puntaje final asignado, al que corresponderá una de las cinco clases de roca que considera esta clasificación y sus correspondientes índices RMR (Tabla 3.804.102.C). El significado geotécnico se presenta en la Tabla 3.804.102.D “Características Geotécnicas”, en donde se indica la estabilidad expresada como tiempo estimado de autosoporte para una determinada longitud de excavación; la cohesión y el rozamiento interno.

TABLA 3.804.102.B
CORRECCION POR LA ORIENTACION DE LAS DIACLASAS(1)

Dirección y Buzamiento		Muy Favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy Desfavorable
Variación para	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

(1) Aplicar conjuntamente con la clasificación indicada en la Tabla 3.804.102.B1.

TABLA 3.804.102.B1
ORIENTACION DE LAS DIACLASAS

DIRECCION PERPENDICULAR AL EJE DEL TUNEL				DIRECCION PARALELA AL EJE DEL TUNEL		BUZAMIENTO 0° - 20° CUALQUIER DIRECCION
Excavación a favor de buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	
Muy Favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy Desfavorable	Media	Desfavorable

TABLA 3.804.102.C
CLASIFICACION

CLASE	I	II	III	IV	V
CALIDAD	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
VALORACION	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

TABLA 3.804.102.D
CARACTERISTICAS GEOTECNICAS

CLASE	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO ESTIMADO Y LONGITUD	10 años con 5 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 min con 1 m de vano
COHESION (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
ANGULO DE ROZAMIENTO	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

3.804.103 Sistema Q. Desarrollado en Escandinavia por Barton, Lien y Lunde en 1974, a partir de doscientos casos de excavaciones subterráneas, actualizado en 1993 con el respaldo de 1.050 casos, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite establecer sistemas de sostenimientos para túneles y cavernas.

El sistema Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros que definen el índice Q. Este índice viene dado por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{ec. 3.804.103.1})$$

donde:

- RQD = Rock Quality Designation, obtenida de los sondajes
- J_n = Índice de diaclasas que indica la cuantía de la fracturación.
- J_r = Índice de rugosidad
- J_a = Índice de alteración que indica la alteración de las juntas.
- J_w = Coeficiente reductor por la presencia del agua.
- SRF = Stress Reduction Factor, es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional en el macizo rocoso.

Los tres grupos formados con estos parámetros son:

$\frac{RQD}{J_n}$ = representa el tamaño de los bloques.

$\frac{J_r}{J_a}$ = representa la resistencia al corte entre los bloques.

$\frac{J_w}{SRF}$ = representa la influencia del estado tensional.

El rango de variación de los parámetros es el siguiente:

- RQD : entre 0 y 100
- J_n : entre 0,5 y 20
- J_r : entre 0,5 y 4
- J_a : entre 0,75 y 20
- J_w : entre 0,05 y 1
- SRF : entre 0,5 y 20

La Tabla 3.804.103.A adjunta establece los criterios de valoración de estos parámetros. El índice Q varía entre 0,001 y 1000. Este intervalo se ha dividido en 9 tramos que dan lugar a la siguiente clasificación cualitativa:

<u>Valor de Q</u>	<u>Clasificación</u>
Entre 0,001 y 0,01	Roca excepcionalmente mala
Entre 0,01 y 0,1	Roca extremadamente mala
Entre 0,1 y 1	Roca muy mala
Entre 1 y 4	Roca mala
Entre 4 y 10	Roca media
Entre 10 y 40	Roca buena
Entre 40 y 100	Roca muy buena
Entre 100 y 400	Roca extremadamente buena
Entre 400 y 1000	Roca excepcionalmente buena

TABLA 3.804.103.A
ESTIMACION DE PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN EL INDICE Q
(SIMPLIFICADO DE BARTON ET AL., 1974)

INDICE DE DIACLASADO	VALOR	INDICE DE RUGOSIDAD	VALOR
J_n (*)		J_r	
Roca masiva	0,5 – 1,0	Diaclasas rellenas	1
Una familia de diaclasas	2	Diaclasas limpias (*)	
Id. Con otras diaclasas ocasionales	3	- Discontinuas	4
Dos familias de diaclasas	4	- Onduladas, rugosas	3
Id. Con otras diaclasas ocasionales	5	- Onduladas, lisas	2
Tres familias de diaclasas	9	- Planas, rugosas	1,5
Id. Con otras diaclasas ocasionales	12	- Planas, lisas	1,0
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15	Lisas o espejos de fallas	
Roca triturada	20	- Onduladas	1,5
		- Planas	0,5
(*) En portales $2 \times J_n$		(*) O cuyas caras entran en contacto bajo la sollicitación	

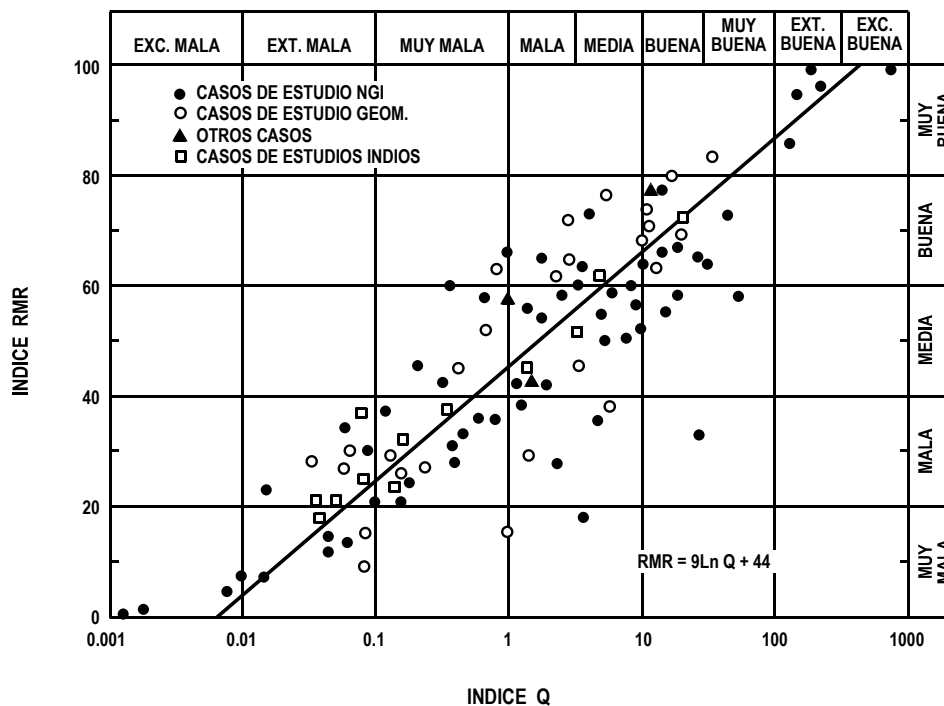
INDICE DE ALTERACION	VALOR	COEFICIENTE REDUCTOR POR LA PRESENCIA DE AGUA	VALOR	PRESION DE AGUA (kg/cm ²)
J_a		J_w		
Diaclasas de paredes sanas	0,75 – 1,0	Excavaciones secas o con <5 l/min localmente	1	< 1
Ligera alteración	2,0	Afluencia media con lavado de algunas diaclasas	0,66	1 – 2,5
Alteraciones arcillosas	4,0	Afluencia importante por diaclasas limpias	0,5	2,5 – 10
Con detritus arenosos	4,0	Idem con lavado de diaclasas	0,33	2,5 – 10
Con detritus arcillosos preconsolidados	6,0	Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo	0,2 – 0,1	> 10
Id. Poco consolidados	8,0	Idem mantenida en el tiempo	0,1 – 0,05	> 10
Id. Expansivos	8 – 12			
Milonitas de roca y arcilla	6 – 12			
Milonitas de arcilla limosa	5			
Minolitas arcillosos-gruesos	10 – 20			

PARAMETRO SRF	VALOR
Zonas débiles :	
Multitud de zonas débiles o milonitas	10,0
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura ≤ 50 m)	5,0
Idem con cobertura > 50 m	2,0
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (cobertura ≤ 50 m)	5,0
Idem con cobertura > 50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5,0
Roca competente :	
Pequeña cobertura	2,5
Cobertura media	1,0
Gran cobertura	0,5 – 2,0
Terreno expansivo :	
Con presión de hinchamiento moderada	5 – 10
Con presión de hinchamiento alta	10 – 15

3.804.104 Correlaciones entre los Indices RMR y Q. Se han propuesto distintas correlaciones empíricas para RMR y Q, algunas de las más características son las siguientes:

- RMR = 9 Ln Q + 44 (Bieniawski, 1979, Sudáfrica, Fig. 3.804.104.A)
- RMR = 5,9 Ln Q + 43 (Rutledge y Preston, 1980, Nueva Zelanda)
- RMR = 5,4 Ln Q + 55,2 (Moreno, E. 1981, Asturias)
- RMR = 10,5 Ln Q + 41,8 (Abad., J. et al 1983, Asturias)
- RMR = 5 Ln Q + 60,8 (Cameron Clark y Budavari 1981, Sudáfrica)

FIGURA 3.804.104.A
CORRELACION ENTRE CLASIFICACIONES GEOMECANICAS (BIENIAWSKI, 1979).



La equivalencia de ambas clasificaciones se muestra en la Tabla 3.804.104.B

TABLA 3.804.104.B
EQUIVALENCIA APROXIMADA DE LAS CLASIFICACIONES

CLASES RMR	VALORES RMR	CLASES Q	VALORES Q
I	90 ± 10 Muy buena	Extremadamente buena	> 200
II	70 ± 10 Buena	Buena a muy buena	20 – 200
III	50 ± 10 Regular	Muy mala a buena	0,3 – 20
IV	30 ± 10 Mala	Extremadamente mala	0,003 – 0,3
V	10 ± Muy mala	Excepcionalmente mala	< 0,003

Como puede apreciarse tanto las correlaciones empíricas como la descripción cualitativa de ambas clasificaciones no coinciden exactamente ni en sus clases ni en sus coeficientes de regresión. Kaiser y Gale (1985), basándose en estudios probabilísticos, han propuesto una única relación según la expresión:

$$\text{RMR} = 8,5 \text{ Ln } Q + 35 \quad (\text{ec. 3.804.104.1})$$

Dichos autores señalan que las relaciones anteriores dependen del número de datos utilizados, la localización del dato medido y su variación, mientras que la relación única propuesta debe emplearse como medio de valorar la consistencia y la calidad de los datos de campo, más que como medio de correlación, dadas las grandes diferencias de clases que existen entre ambos sistemas. Consecuentemente, los dos sistemas no deben conducir a una valoración similar siendo más aconsejable aplicar un único sistema y estimar aquellas factores no incluidos por separado, por ejemplo la orientación de discontinuidades en Q.

3.804.105 Estimación del Sostenimiento a Partir de Las Clasificaciones Geomecánicas. El sostenimiento de una excavación subterránea puede ser estimado de forma empírica utilizando las clasificaciones geomecánicas. Sin embargo, se deben tener en cuenta las siguientes limitaciones:

- No se cuantifica el factor de seguridad.
- Diferentes parámetros pueden dar lugar al mismo índice RMR o Q procedente de casos que precisaron distintos sostenimientos.
- Es conveniente estudiar el sostenimiento del túnel en función de la idoneidad de la clasificación elegida.

3.804.106 Presiones Sobre El Revestimiento. Uno de los parámetros básicos para el diseño de un túnel es la carga o presión transmitida por el macizo rocoso a los elementos de sostenimiento. Para su evaluación pueden aplicarse los índices de calidad geomecánica que han sido relacionados con la presión sobre el revestimiento de una excavación. Los métodos más utilizados son los siguientes:

- Clasificación de Terzaghi
- Índice RMR
- Índice Q

Todas estas aproximaciones presentan importantes limitaciones y discrepancias, con tendencias en general a dar resultados muy conservadores. La tendencia actual es el uso de las clasificaciones basadas en los Índices RMR y Q.

3.804.106(1) Clasificación de Terzaghi (1946). Desarrollada para evaluar la carga de rocas sobre el revestimiento, específicamente sobre cerchas y hormigones. La clasificación se describe considerando la carga sobre la clave (H_r) para cada tipo de terreno en términos de metros de roca sobre la clave. Esta clasificación es muy conservadora, sobre todo para rocas de buena calidad. Su principal campo de aplicación es en túneles de tamaño medio, del orden de 8 m de ancho o menor, y no se debe aplicar en terrenos de comportamiento plástico. No es recomendable para sistemas de sostenimiento modernos, hormigón proyectado y pernos por ejemplo.

La distribución de cargas para el dimensionado del sostenimiento es la siguiente:

- Presión uniforme vertical sobre la bóveda: $P_m = \gamma \cdot H_r$
- Presión uniforme sobre los muros: $P_h > 0,3 P_m$
- Presión uniforme sobre la solera, en su caso: $P_s > 0,5 P_m$

γ = Densidad de la roca

H_r = Carga de Roca (m) - deducido de la Tabla 3.804.106.A, con B y H según la nota al pie de la Tabla.

TABLA 3.804.106.A
CARGAS PARA DIMENSIONAR EL SOSTENIMIENTO: CLASIFICACION DE TERZAGHI (1946)

Clase	Terreno	Tipo de Terreno	Carga de Roca Hr (m)		Observaciones
			Inicial	Final	
1	Roca	Dura y sana	-	-	Revestimiento sólo si hay caída de bloques
2	Roca	Dura; estratificada o esquistosa.	-	0 a 0,5 B	Depende de buzamiento. Caída de bloques probable.
3	Roca	Masiva; moderadamente diaclasada	-	0 a 2,5 B	Caída de bloques probable. Empuje lateral si hay estratos inclinados.
4	Roca	Moderadamente fracturada; bloques y lajas.	-	0,25 B a 0,35(B+H)	Necesita entibación rápida. Empuje lateral pequeño.
5	Roca	Muy fracturada.	0 a 0,6 (B+H)	(0,35 a 1,1) (B+H)	Entibación inmediata. Empuje lateral pequeño.
6	Roca	Completamente fracturada, pero sin meteorizar.	-	1,1 (B+H)	Entibación continua. Empuje lateral considerable.
6'	Grava o Arena	Densa	(0,54 a 1,2)(B+H)	(0,62 a 1,38)(B+H)	Los valores más altos corresponden a grandes deformaciones que aflojan el terreno.
6''		Suelta	(0,94 a 1,2)(B+H)	(1,08 a 1,38)(B+H)	Empuje lateral: $P_n = 0,3 \gamma (Hr \cdot w \cdot 0,5)$
7	Suelo Cohesivo	Profundidad moderada		(1,1 a 2,1) (B+H)	Fuerte empuje lateral. Entibación continua concierre en la base.
8		Profundidad grande		(2,1 a 4,5) (B+H)	
9	Suelo o roca expansivas	Expansivo		Hasta 90 m sea cual sea (B+H)	Entibación continua y circular (y deformable en casos extremos).

Observaciones:

B = Ancho del tunel

H = Alto del tunel

Expresiones válidas para profundidades mayores que 1,5 (B + H)

En las clases 4, 5, 6, 6' y 6'', reducir la carga a la mitad por encima del nivel freático

3.804.106(2) Índice RMR. De acuerdo con Unal (1983) la carga sobre el sostenimiento puede estimarse según la siguiente expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \cdot \gamma \cdot B = \gamma \cdot ht \quad (\text{ec. 3.804.106(2).1})$$

en que:

$$ht = \frac{100 - RMR}{100} \cdot B \quad (\text{ec. 3.804.106(2).2})$$

siendo:

- RMR = Rock Mass Rating
- ht = Altura de la carga de rocas (m).
- B = Ancho del túnel (m).
- γ = Densidad de la roca (kg/m³).

3.804.106(3) Índice Q. La presión en la clave en kg/cm² (Pr) viene dada por:

$$Pr = \frac{2 \cdot J_n^{1/2} \cdot Q^{1/3}}{3 \cdot J_r} \quad (\text{ec. 3.804.106(3).1})$$

en que:

- Pr = Presión en la clave
- Jn = Índice de diaclasamiento que indica la cuantía de la fracturación
- Q = Índice de Barton
- Jr = Índice de rugosidad

Para tres familias de discontinuidades (Jn = 9) la expresión anterior sería:

$$Pr = \frac{2 \cdot Q^{1/3}}{J_r} \quad (\text{ec. 3.804.106(3).2})$$

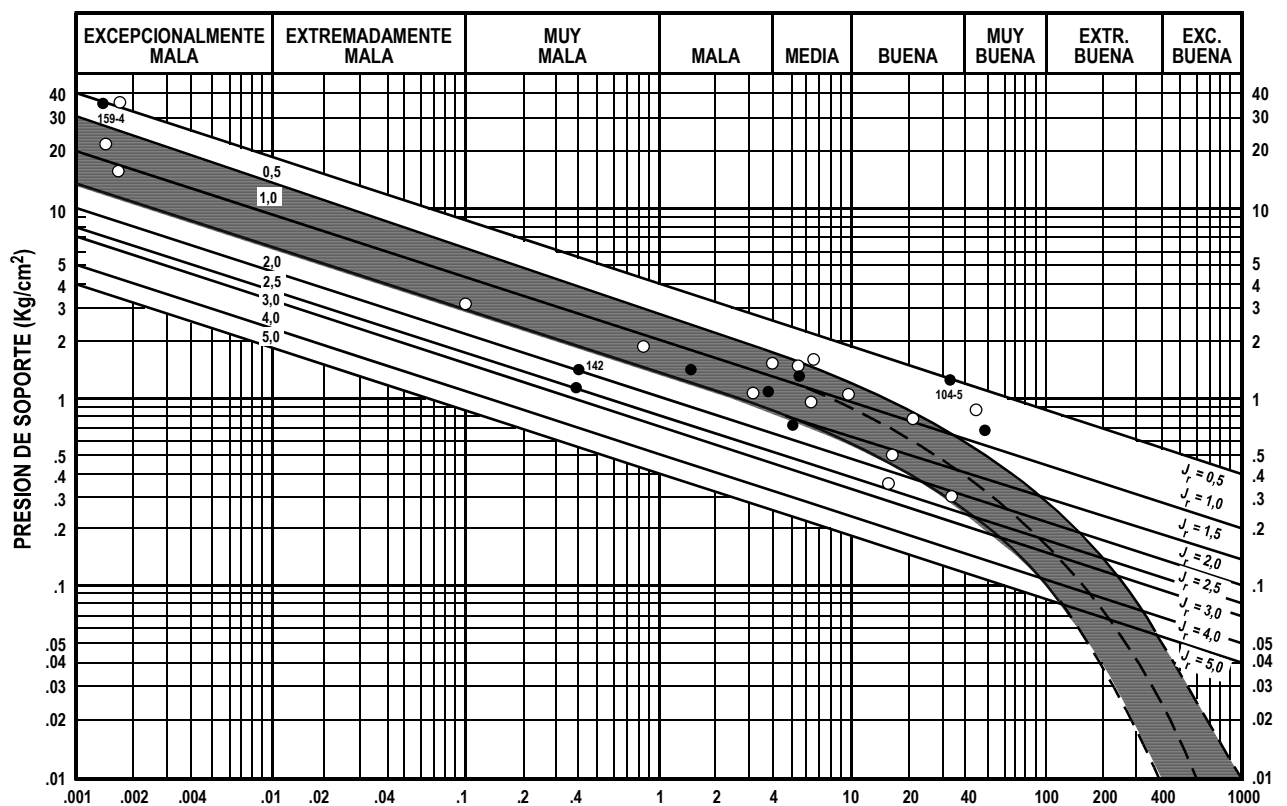
Esta fórmula se representa gráficamente en la Fig. 3.804.106(3).A en función de Q y Jr, estando dentro de la zona achurada los casos utilizados para la elaboración del estudio.

La presión sobre los muros se obtiene con la misma expresión utilizada para la clave, pero modificando el valor de Q, por considerar que en los muros la presión (en rocas a partir de una cierta calidad) es menor que en la clave. Por esta razón y para poder aplicar la misma expresión, se considera una *mejora ficticia* de la calidad de la roca a efectos de cálculo.

La modificación de Q se hace de la siguiente forma:

- | | |
|---------------------|---------------------------|
| Para $Q > 10$ | se emplea el valor $5Q$ |
| Para $0,1 < Q < 10$ | se emplea el valor $2,5Q$ |
| Para $Q < 0,1$ | se emplea el valor Q |

FIGURA 3.804.106(3).A
PRESIONES SOBRE EL SOSTENIMIENTO, (BARTON ET AL, 1974)



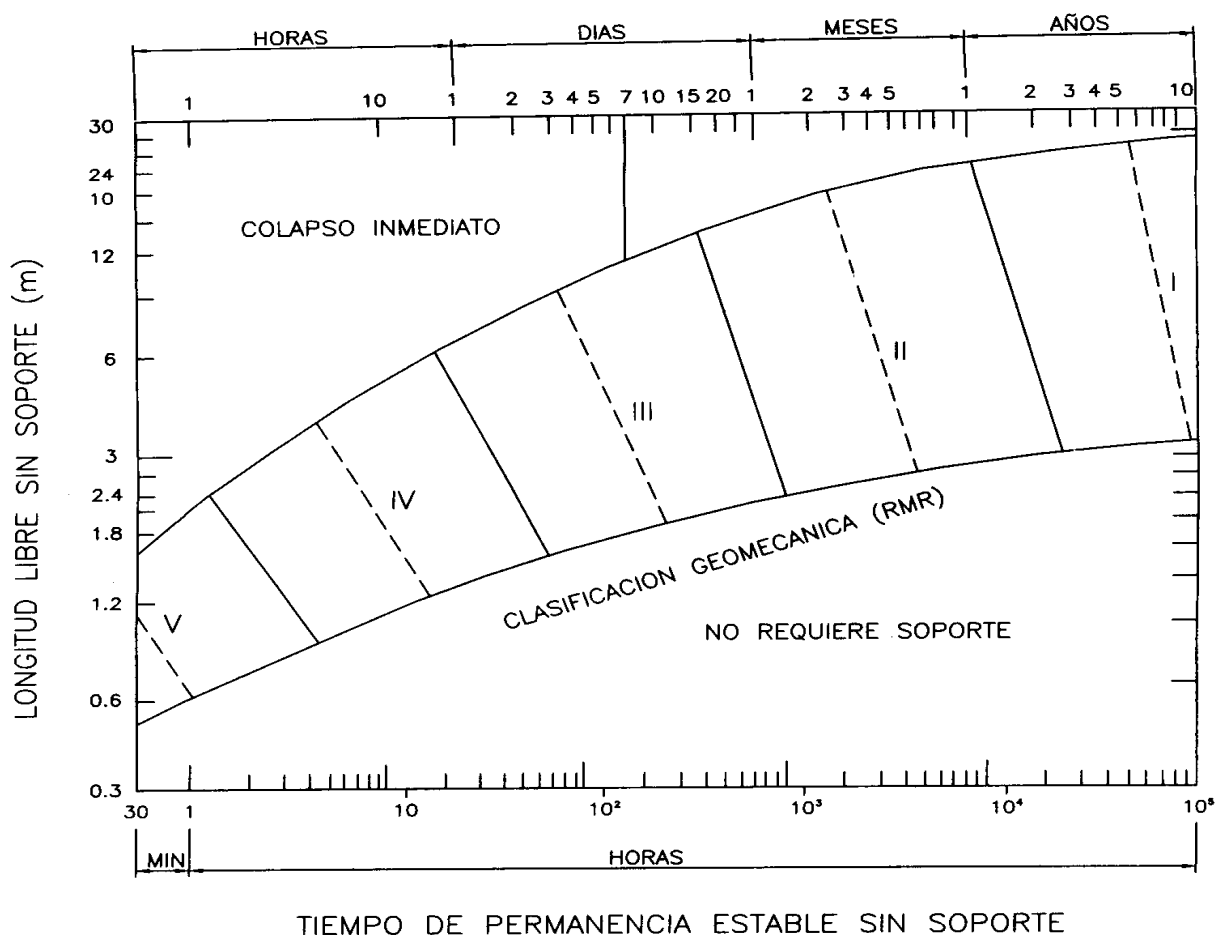
$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

3.804.107 Estimación de la Longitud de Avance Sin Soporte. A partir del índice RMR (Figura 3.804.107.A) se representa la longitud de avance sin soporte o autoportante y el tiempo de permanencia sin soporte.

Para ello se efectuarán los siguientes pasos. Por ejemplo, para un RMR de 60:

- Longitud de excavación autoportante (longitud de avance) = 2 m (intersección de RMR = 60 con límite inferior y lectura en longitud libre).
- Máxima luz = 12 m (intersección con una curva del límite superior, a partir de la cual se produce el colapso).
- Tiempo de permanencia sin soporte para un avance de 6 m y 25 días (intersección de 6 m con RMR = 60 y lectura en tiempos).

FIGURA 3.804.107.A
RELACION ENTRE LONGITUDES DE TRAMOS DE TUNELES Y TIEMPOS DE PERMANENCIA ESTABLE SIN SOPORTE, (BIENIAWSKI)



3.804.108 Sostenimientos Estimados a Partir de RMR. La Tabla 3.804.108.A que se presenta a continuación indica los sostenimientos propuestos por Bieniawski, en función del Índice RMR.

TABLA 3.804.108.A
SOSTENIMIENTOS PROPUESTOS POR BIENIAWSKI (1979) APLICADA A TUNELES DE SECCION EN HERRADURA, MAXIMO ANCHO 10 m, Y MAXIMA TENSION VERTICAL 250 kg/cm²

CLASE ROCA	RMR	EXCAVACION (Avance mínimo)	SOSTENIMIENTO PRIMARIO		
			PERNOS (longitudes, túneles de 10 m de luz)	HORMIGON PROYECTADO	CERCHAS
I	81 – 100	A sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún perno ocasional		
II	61 – 80	Plena sección. Avances de 1 – 1,5 m	Apernado local en bóveda, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con malla.	5 cm en bóveda para impermeabilización.	No
III	41 – 60	Galería en la clave. Avance de 1,5 a 3 m en la galería	Apernado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en bóveda y muros. Malla en bóveda.	5 a 10 cm en la bóveda y 3 cm en muros.	No
IV	21 – 40	Galería en la clave. Avances de 1 a 1,5 m en la galería.	Apernado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y muros. Uso de malla.	10-15 cm en bóveda y 10 cm en muros. Aplicación según avanza la excavación.	Entibación ligera ocasional, con separaciones de 1,5 – 1,0 m.
V	< 20	Galerías múltiples. Avances de 0,5-1 m en la galería de clave.	Apernado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en bóveda y muros. Uso de malla.	15-20 cm en bóveda, 15 cm en muros y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada voladura.	Cerchas separadas 0,75 – 1,0 m con blindaje de chapas, y cerradas en piso. (eventual)

3.804.109 Fortificaciones y Sostenimientos Estimados a Partir De Q.

3.804.109(1) Criterios Empíricos. Se definen 9 tipos de sostenimientos, que constituyen el criterio básico del sostenimiento dado por el índice Q. Estos criterios se resumen en la Lámina 3.804.109.A, en que "D_e" Diámetro Equivalente, corresponde a:

$$D_e = \frac{B}{ESR} \quad (\text{ec. 3.804.109(1).1})$$

en que:

B = Diámetro, ancho o alto del túnel (m)

ESR = (Excavation Support Ratio), parámetro que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en la Tabla 3.804.109.A.

Los autores de esta clasificación, en los casos de túneles sin sostenimiento, observaron que en ninguno de ellos había más de tres familias de fracturas, estando éstas inalteradas y en excavaciones secas.

En los túneles en los que se coloque un sostenimiento provisional, el tipo a elegir para el definitivo se obtendrá considerando un aumento de Q y ESR (Excavation Support Ratio-Tabla 3.804.109.A Barton et al 1993), con lo que se obtendrá un tipo de sostenimiento menor que si no existiese el provisional. Los valores que se utilizarán en caso de existir sostenimiento provisional, son:

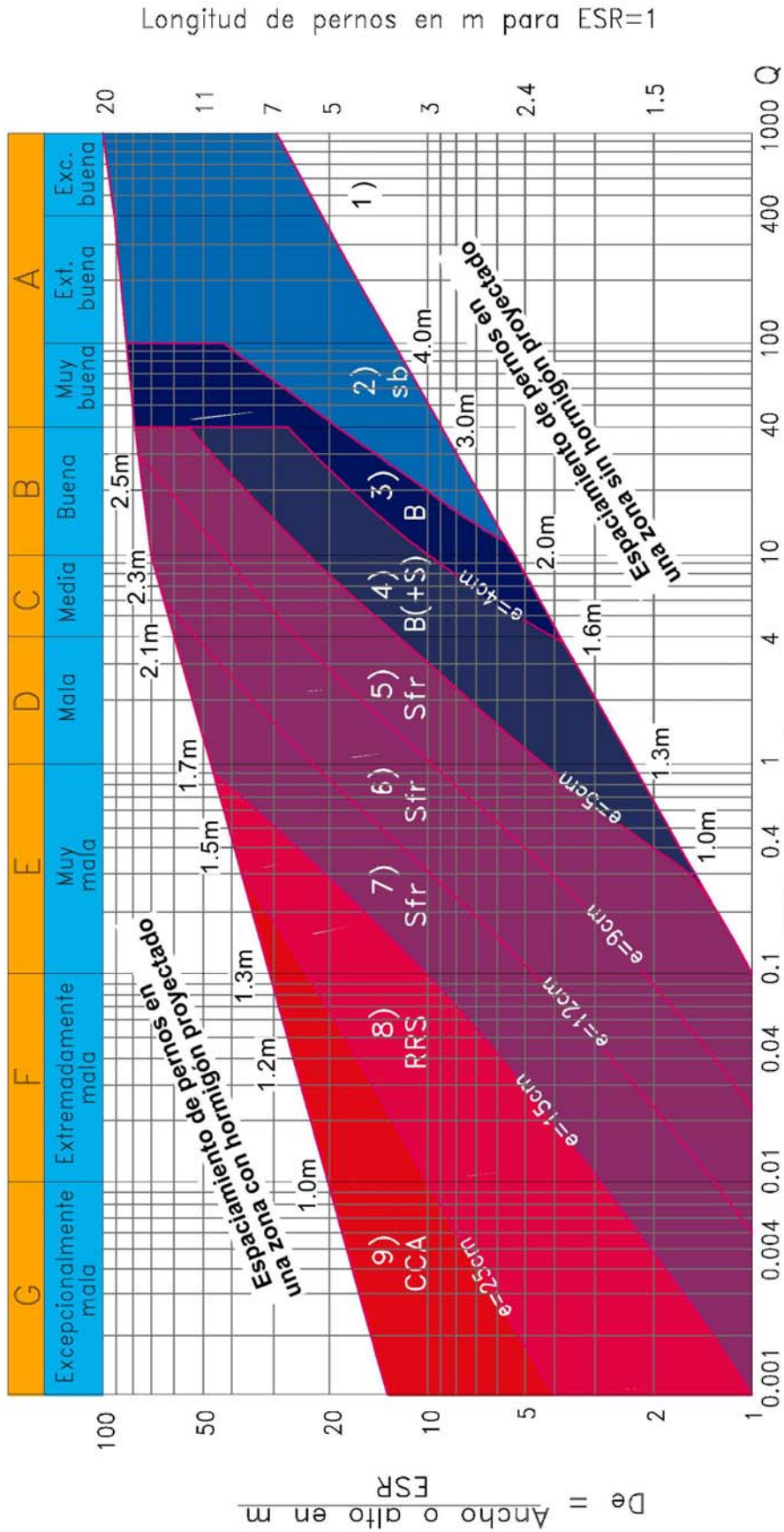
Para Q, el valor 5 Q

Para ESR, el valor 1,5 ESR

**TABLA 3.804.109.A
VALORES DE ESR PARA DISTINTOS TIPOS DE EXCAVACION**

TIPO DE EXCAVACION	ESR	Nº DE CASOS
A Minas abiertas temporalmente, etc.	3 – 5	2
B Pozos verticales: 1) Sección circular 2) Sección rectangular o cuadrada	2,5 2,0	
C Minas abiertas permanentemente, túneles hidroeléctricos, túneles piloto y galerías de avance para grandes excavaciones.	1,6	83
D Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles pequeños de carretera y ferrocarril, túneles de acceso.	1,3	25
E Centrales eléctricas subterráneas, túneles grandes de carretera y ferrocarril, cavernas de defensa civil, intersecciones.	1,0	73
F Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, pabellones deportivos y de servicios, etc.	0,8	2

CALIDAD DE LA ROCA



CATEGORIAS DE SOPORTES

- 1) Sin refuerzo
- 2) Pernos aislados (sb)
- 3) Pernos sistemáticos B
- 4) Pernos sistemáticos y hormigón proyectado simple, e= 4 a 10 cm B(+S)
- 5) Hormigón proyectado con fibra (e= 5 a 9 cm) y apernado sistemático Sfr + B
- 6) Hormigón proyectado con fibra (e= 9 a 12 cm) y apernado sistemático Sfr + B
- 7) Hormigón proyectado con fibra (e= 12 a 15 cm) y apernado sistemático Sfr + B
- 8) Hormigón proyectado con fibra (e > 15 cm), marcos de acero u hormigón proyectado con pernos sistemáticos Sfr, RRS + B
- 9) Revestimiento de hormigón CCA

3.804.109(2) Sostenimiento de Hormigón. Se calcula el espesor de éste a partir de la expresión.

$$t = \frac{P \cdot R}{\sigma_c} \quad (\text{ec. 3.804.109(2).1})$$

donde:

t = Espesor del hormigón revestimiento (cm).

P = Presión aplicada (kg/cm²).

R = Radio interior del revestimiento (cm).

σ_c = Resistencia a compresión del hormigón (kg/cm²).

3.804.109(3) Pernos. Se calcula el espaciado a partir de la presión y la carga de trabajo en cada perno.

La longitud de pernos se puede obtener según las expresiones:

Bóveda:

$$L = \frac{2 + 0,15B}{ESR} \quad (\text{ec. 3.804.109(3).1})$$

Muros:

$$L = \frac{2 + 0,15H}{ESR} \quad (\text{ec. 3.804.109(3).2})$$

donde:

L = Longitud del perno (m).

B = Ancho excavación (m).

H = Altura excavación (m).

ESR = Parámetro que depende del tipo de excavación
(véase Tabla 3.804.109.A)

- Reglas prácticas para el dimensionamiento de los pernos

Longitud mínima de pernos (L):

$L \geq 2 \cdot \text{espaciado pernos}$

$L \geq 3 \cdot \text{ancho crítico de cuñas potencialmente inestables}$

Para luces menores de 6 m:

$L \geq 1,5 \text{ luz}$

Para luces de 18 a 30 m:

$L \geq 0,25 \text{ luz}$

Para luces de 6 a 18 m:

L interpolar entre 3 y 5 m de longitud

Para luces mayores de 18 m:

L en muros = $1/5 \cdot \text{altura de la excavación}$

Máximo espaciado de pernos (S)

$S > 1,5 L$

$S > 1,5 \text{ ancho crítico de cuñas inestables}$

Mínimo espaciado de pernos

$S > 0,9 \text{ m.}$

La orientación de los pernos depende de la disposición de las cuñas inestables. En el caso de sostenimientos puntuales la orientación de los pernos depende de la disposición de los planos de las discontinuidades. Se procurará conseguir un cosido lo más regular posible, cuando sea ésta la función de los pernos.

La longitud de los pernos para apernado sistemático que aparece en el costado derecho de la Lámina 3.804.109.A, se basa en la ecuación:

$$L = 1,4 + 0,184 \times B \quad (\text{ec. 3.804.109(3).3})$$

donde L es la longitud de los pernos y B el ancho o alto de la excavación. El ESR (Excavation Support Ratio), expuesto en el lado izquierdo de la figura es un factor que toma en consideración el uso que se le dará al túnel. Por ejemplo un túnel carretero tendrá un ESR de 1 mientras que un túnel de agua tendrá un ESR de un 1,6.

3.804.109(4) Hormigón Proyectado. No se indica una expresión para el cálculo del espesor de éste. Se considera que en pequeñas capas (3-5 cm) su función es evitar la alteración de la roca, especialmente en las fracturas.

El hormigón proyectado como elemento soportante definitivo se considera para una obra vial en espesores mínimos de 10 cm. Este espesor corresponde a la sumatoria de los espesores puestos durante las etapas de construcción y de instalación del soporte definitivo.

Puede considerarse para un mejor resultado de soporte el uso de hormigón proyectado mezclado con fibra de acero o junto a malla electrosoldada. El uso de los diferentes sistemas será definido de acuerdo a las condiciones geotécnicas del macizo.

3.804.2 PORTALES DE EXCAVACION Y EXCAVACIONES EXTERIORES

3.804.201 Introducción. Se define como portal de excavación el sector de los extremos de la obra subterránea, es decir, entrada y salida de un túnel durante su etapa de excavación. En este sector se suele diseñar una estructura exterior especial que se desarrolla al inicio o término de la excavación subterránea. Esta estructura se denomina túnel falso.

Los túneles constituyen obras complicadas de la ingeniería, siendo vital contar con verdaderos especialistas que, con su buen juicio, permitan adaptar la construcción a las condiciones cambiantes del terreno. De hecho, en los túneles, lo que realmente importa es el proceso constructivo –un buen proyecto de túneles consiste básicamente en describir cómo se ha de construir-, y es en estas obras donde más riesgos e incertidumbres pueden hallarse. Así, quizás sea en esta especialidad de la ingeniería civil, donde pueden encontrarse más ejemplos de obras abandonadas por imposibles de concluir.

Los portales representan en general, las obras más complicadas y singulares de un túnel debido a que constituyen los sectores con menor cobertura, como porque en ellas los macizos rocosos suelen ser de mala calidad geotécnica debido a la meteorización y al desconfinamiento que los afectan y en último término porque un porcentaje importante de los materiales pueden ser suelos.

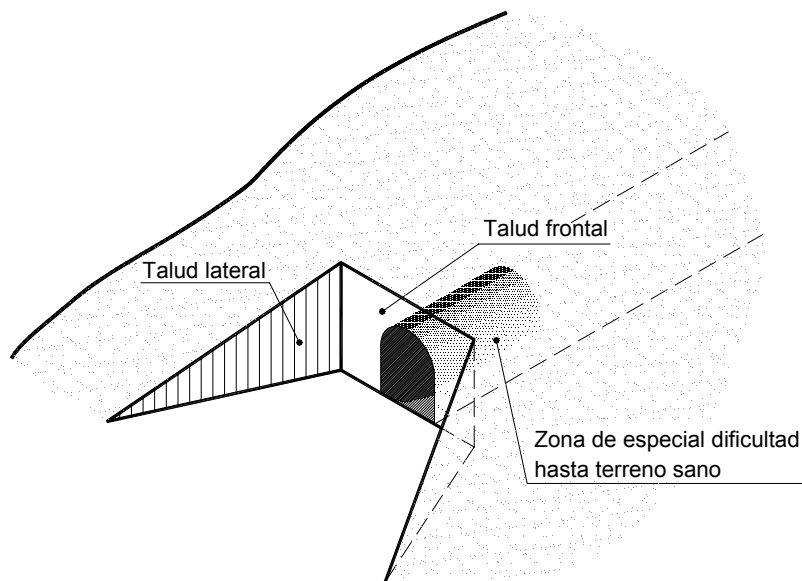
Básicamente, un portal plantea dos problemas. Por un lado, es necesario analizar la estabilidad de los taludes a ejecutar para penetrar suficientemente en la ladera y comenzar a excavar el túnel con suficiente seguridad. Por otro, es necesario resolver la construcción del túnel en sus primeras fases. Ambos problemas se plantean en las condiciones más desfavorables y difíciles por los motivos antes apuntados: escasez de recubrimiento y baja calidad geotécnica del terreno. Cada portal representa un caso particular, difícilmente extrapolable a otra situación o incluso al otro portal de la misma obra.

Por ello, en este capítulo se ha optado por recoger algunos criterios básicos e ideas generales que pueden ayudar a visualizar el problema de los portales en toda su magnitud.

3.804.202 Cuestiones Básicas en el Diseño de Portales. El portal de construcción de un túnel consiste, en su acepción más general, en excavar a cielo abierto una ladera hasta obtener un talud estable y que tenga la relación V/H mayor posible, desde el que se pueda comenzar la ejecución del túnel. El talud o frente donde se iniciará la excavación del túnel se conoce como talud frontal, y los taludes situados a ambos lados de éste se denominan taludes laterales, Fig. 3.804.202.A

La situación básica que muestra la Fig. 3.804.202.A puede modificarse en función de las circunstancias especiales de cada túnel. Así, en algunas ocasiones tan sólo se contará con un talud lateral y otro frontal, dependiendo del ángulo de incidencia de la traza del túnel y de la forma de la ladera.

**FIGURA 3.804.202.A
PARTES BASICAS DE UN PORTAL**



Cuando se trata de portales convencionales en macizos rocosos, es interesante recordar algunos puntos del clásico Manual de U.S. Corps of Engineers, que resume los principales condicionantes generales de los portales.

1. Se sitúan habitualmente tan cerca como sea posible de la superficie de la ladera, con el fin de reducir los taludes de excavación. Por ello, el macizo rocoso resulta también el más superficial, y por lo tanto el más alterado y meteorizado.
2. La excavación del túnel puede afectar directamente la estabilidad de los taludes.
3. Suelen ser lo primero que se ejecuta en la obra, de manera que posiblemente los técnicos y demás personal aún no han tenido tiempo para adaptarse al trabajo en equipo. Por otra parte, tampoco se ha ganado experiencia alguna sobre el comportamiento de los suelos y roca del lugar.
4. Históricamente los portales resultan problemáticos y a menudo se producen fallas debidos tanto a deficiencias del proyecto como a una errónea selección del sistema constructivo. Afortunadamente, suponen una parte muy pequeña de la obra, de manera que se puede ser conservador y actuar del lado de la seguridad, sin que en general suponga un incremento global de costo significativo.

3.804.203 Ubicación de Los Portales. Desde el punto de vista del diseño, la ubicación de los portales depende de dos factores fundamentales. El primero es de carácter geométrico y contempla la topografía de la ladera, el ángulo de incidencia de la traza del túnel sobre la misma y otros aspectos relacionados. El segundo deriva de las condiciones geológicas e hidrogeológicas existentes (tipo de material, estructura del macizo, grado de meteorización, características geomecánicas, presencia y afluencia de agua, etc.)

Del análisis combinado de ambos factores se debe alcanzar una respuesta apropiada al problema, es decir, desde dónde empieza a ser rentable ejecutar el túnel verdadero y hasta dónde es más rentable avanzar en materiales de suelos o roca de mala calidad geotécnica.

Como criterio general, para comenzar la excavación del túnel es deseable que exista un recubrimiento suficiente por encima de su clave de manera que se pueda desarrollar un arco autoportante de terreno. Lógicamente la altura mínima dependerá, en cada caso, del tipo de terreno, de sus características geomecánicas y demás factores geotécnicos.

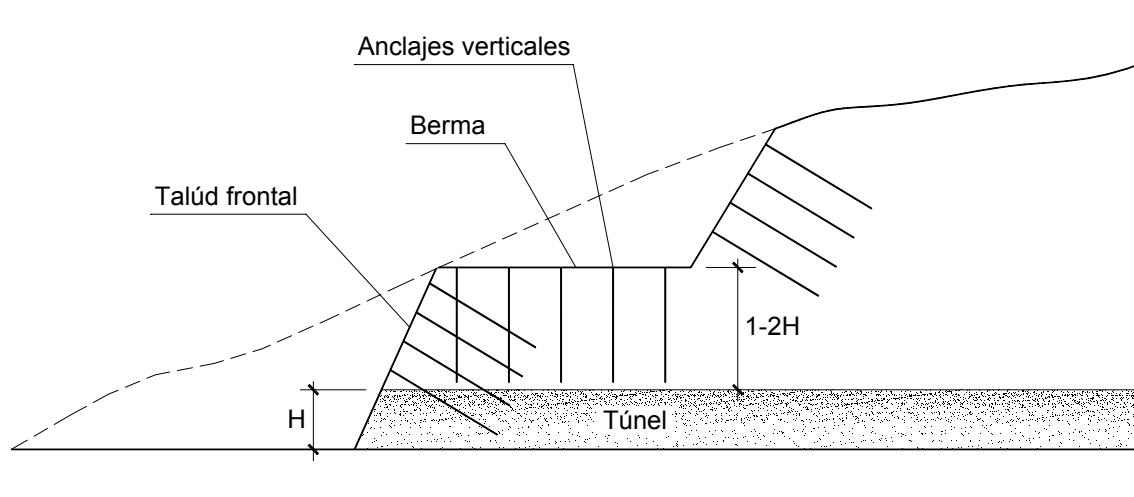
Dado que es probable que el macizo rocoso en la zonas de portales sea más alterado, es habitualmente recomendable contar con un recubrimiento mínimo de al menos 2 diámetros por encima de la clave (Manual de U.S. of Corp Engineers, 1978). En zonas de roca suficientemente sana, es posible reducir esta cobertura hasta un diámetro. Evidentemente, para decidir sobre este punto será necesario llevar a cabo las investigaciones geológicas y geotécnicas necesarias, poniendo especial énfasis en la determinación de la profundidad de la roca sana, situación de los niveles freáticos, registro de discontinuidades, etc.

Con las premisas anteriores, si se supone un diámetro de túnel de unos 8 m, los taludes de corte de los portales podrán alcanzar unos 24 m, siendo éste un valor razonable en la mayoría de los casos, si bien en ocasiones pueden alcanzarse alturas del orden de 40 m o más.

3.804.204 Medidas Complementarias Generales, Bermas Sobre El Talud Frontal. Un aspecto favorable a considerar en el diseño, cuando la topografía lo permite, es la ejecución de una berma horizontal por encima de la clave del túnel, Fig. 3.804.204.A Los objetivos de esta berma son múltiples:

- Sirve de plataforma de recepción de eventuales caídas de bloques y piedras que puedan provenir de las zonas altas de la ladera, mejorando así la seguridad en la zona de trabajo.

**FIGURA 3.804.204.A
PERFIL TRANSVERSAL DE PORTAL CON BERMA SUPERIOR**



- Facilita la ejecución de anclajes apertados verticales, o cualquier otro tipo de tratamiento del terreno, justo por encima de la traza del túnel. Esto permite crear una zona reforzada y aumentar significativamente la estabilidad del macizo por encima de la clave del túnel en las primeras fases de la excavación.
- Se puede emplear para recoger y desviar las aguas de escorrentía de la ladera, evitando que se dirijan hacia el talud frontal.
- Constituye una excelente plataforma para la instalación de instrumentación para el seguimiento tanto de los taludes como de los primeros y más conflictivos metros de túnel.

3.804.205 Taludes de Corte para Acceso a los Portales. Como en todo problema típico de estabilidad de taludes, es necesario prever las medidas de sostenimiento o estabilización necesarias para asegurar un buen comportamiento de los cortes que se desarrollan para acceder al túnel.

En algunos casos en los que el macizo rocoso surge sano y sin discontinuidades desfavorables puede resultar factible excavar los taludes sin sostenimiento alguno, dotando a los portales, en todo caso, de una visera de hormigón que aumente la seguridad del personal de obra frente a eventuales caídas de piedras.

Sin embargo, ya se ha señalado que lo habitual es precisamente lo contrario, que el macizo se encuentre en las peores condiciones por su proximidad a la superficie. En esas circunstancias es necesario adoptar medidas de refuerzo y estabilización, y es precisamente aquí donde resulta imposible apuntar reglas generales, dado que cada boca o portal será un caso particular. En cualquier caso, cuando se trata de túneles en roca, las medidas clásicas, sin duda, son las constituidas por pernos y anclajes.

Cuando se puede contar con una berma, desde su plataforma se pueden ejecutar apernados verticales que alcancen la clave del futuro túnel con anterioridad a la finalización de la excavación del talud frontal de la boca, Fig. 3.804.204.A Estos elementos suelen ser pasivos, es decir, sin tensión inicial. Su utilidad, entre otras cosas, radica en el soporte que proporcionan durante las primeras fases de excavación del túnel.

A continuación, a medida que se excavan los taludes en sucesivas etapas o escalones se pueden instalar pernos y anclajes subhorizontales, que en este caso suelen ser activos.

Con esta disposición se consigue un “cosido” de las discontinuidades de la roca en todas direcciones, proporcionando un grado de estabilidad considerable al portal y a sus taludes.

Obviamente, en función del grado de alteración de la roca y del espaciamiento y orientación de sus discontinuidades, puede ser recomendable acudir a la instalación de otras medidas tales como malla, hormigón proyectado, muros de hormigón, etc.

3.804.3 TUNELES FALSOS

Su propósito específico corresponde a diseñar una zona de protección y contención en el sector de acceso así como generar una sección arquitectónica acorde con el entorno que lo rodea.

En forma general esta estructura lleva un recubrimiento de tierra que sirve de amortiguador al impacto de bloques o deslizamientos que eventualmente se produzcan en el corte de acceso al área tanto lateral como frontalmente.

Esta estructura deberá ser adecuada al terreno y su forma interior corresponderá exactamente a la forma interior del túnel, no existiendo diferencia alguna entre ambas.

Se requerirá de diseños armónicos, coherentes y adecuados al medio exterior. Todo diseño de este tipo de estructura deberá ser ejecutado por arquitectos especialistas y deben ser evaluados desde el punto de vista ecológico y de impacto ambiental.

Los requerimientos que debe cumplir el túnel falso son:

adecuada transición entre una estructura artificial y el medio natural.

diseño tal que proteja a personas y vehículos de eventos tales como caídas de rocas, agua, hielo, etc.

La sección o camino exterior al portal, en ambos extremos, debe tener una pista lateral adicional al lado derecho, o salida, que actúe como pista de seguridad y permita el estacionamiento de vehículos que presenten algún grado de dificultad mecánica, permitiendo así el tránsito libre y seguro.

Esta pista debe tener un ancho de 4 m y un desarrollo de 150 m. Sólo en condiciones especiales se podrá obviar esta condición de diseño.

3.804.4 TRINCHERAS CUBIERTAS

Las trincheras cubiertas corresponden a túneles, en general de carácter urbano, que son excavados como un corte abierto o trinchera en donde se funda una obra de hormigón que corresponde al túnel y que luego se cubre restituyendo el nivel del terreno superficial.

El diseño debe considerar los aspectos básicos de fundación sobre un terreno normalmente del tipo sedimentario y debe considerar la carga tanto lateral como superior de los rellenos con que se cubra la obra.

Durante la faena constructiva existe un elemento importante de riesgo que corresponde al diseño de las excavaciones, las cuales deberán ser lo suficientemente estables para ejecutar la obra sin riesgos y evitar al mismo tiempo el desplome de paredes que ocasionen daños en propiedades o vías laterales. Para estos efectos el diseño podrá considerar tablaestacas, taludes protegidos, inyección de terrenos u otros métodos. Adicionalmente, se deben considerar saneamientos superficiales para eventuales aguas lluvias u otras que puedan fluir hacia los taludes saturándolos y contribuyendo a su colapso.

3.804.5 CONTROL DE INFILTRACIONES Y SANEAMIENTO

El estudio hidrogeológico deberá anticipar las condiciones de infiltraciones que se encontrarán durante la construcción de la obra y su posterior operación.

Se deberá establecer un método de control de infiltraciones para evitar el escurrimiento directo sobre las pistas de rodadura. Para esto el proyectista deberá diseñar métodos de control de infiltraciones y su posterior saneamiento o evacuación.

El control de infiltraciones puede efectuarse mediante revestimientos impermeables, ya sea a la vista o dentro del hormigón de revestimiento. Así mismo puede considerarse tomas directa de chorros específicos mediante barbacanas que son conducidas por medio de tuberías a canaletas de drenaje.

El saneamiento de las infiltraciones se realizará por medio de drenajes o canaletas laterales ya sea a ambos lados del túnel o en un solo lado. Estos sistemas pueden ser cubiertos por una acera o enterrados y deben ser dimensionados para los caudales que resulten de un estudio de evaluación hidrogeológica.

Las zanjas de drenaje tendrán un mínimo de 0,5 m de profundidad y un ancho de 0,5 m en la base. Usualmente una zanja de drenaje continua en un costado del túnel es suficiente como obra de saneamiento.

En aquellos casos en que la obra cruce bajo brazos de ríos, mar, lagos u otros sistemas hídricos y que su diseño en alzado implique puntos bajos, siempre se deberá considerar el diseño de un pozo de captación para la instalación de equipos de bombeo que conduzcan las aguas al exterior.

3.804.6 REVESTIMIENTO A LA VISTA

El revestimiento a la vista corresponde al diseño final de las paredes y clave del túnel proyectado. Este diseño final debe estar definido en forma anticipada a la obra y su concepto de terminación operará de acuerdo a aspectos de estética y arquitectura especial que se quiera dar a la obra.

Se deberá establecer este criterio del proyecto en forma inicial de modo de considerar su impacto en la soportación que se aplicará en la fase de construcción dado que ésta puede ser parte del revestimiento final.

Consideraciones de iluminación y ventilación pueden incidir en la decisión del revestimiento a la vista final que se proyecte para la obra.

3.804.7 PAVIMENTOS, ACERAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

1. Dentro de los túneles se preferirá la alternativa de pavimento de hormigón.
2. Base de Pavimento
 - a) En caso que la diferencia de altura entre el fondo de la excavación del túnel y el nivel de apoyo de la losa sea menor que 250 mm, se limpiará el fondo de la excavación eliminando el polvo y partículas sueltas, se colocará un hormigón pobre con un espesor mínimo de 100 mm sobre las protuberancias.
 - b) En caso que la diferencia de altura indicada sea igual o mayor que 250 mm se podrá colocar una base granular de al menos de 250 mm de espesor, debiendo los materiales asegurar una excelente estabilidad física y química.
 - c) Los módulos de elasticidad y coeficiente de fricción de las bases serán los que indican en la Tabla 3.604.208.A del Capítulo 3.600.
3. Para el cálculo de espesores se utilizará el método AASHTO Versión 1998, considerando lo siguiente:

-	Gradiente Positivo	0,0 °C/cm
-	Gradiente Negativo	0,5 °C/cm
-	Largo de Paños	4,0 m
-	Precipitación Media Anual	0 mm
4. El diseño de espesores de losa que resulten del cálculo serán aumentados en un mínimo de 15 mm para absorber el desgaste de posibles cepillados futuros.

SECCION 3.805 CRITERIOS DE DISEÑO DE INSTALACIONES ELECTROMECHANICAS, DE CONTROL Y SEGURIDAD

3.805.1 ASPECTOS GENERALES

La clasificación e importancia que se le da a un túnel es la base del equipamiento de seguridad requerido.

En el numeral 3.801.202(4), se establecieron los criterios generales que relacionan el equipamiento necesario en función del flujo vehicular, longitud y localización del túnel.

Como regla general, en túneles menores de 200 m no se requieren equipos de seguridad específicos. Sin embargo, casos particulares de túneles de menor longitud pueden requerirlos y túneles de mayor longitud pueden no requerirlos. Estos casos particulares deben ser considerados cuando se produzcan. En todo túnel se instalarán aquellos equipos adicionales de seguridad que por razones especiales de uso, sean recomendables, tomando como referencia general lo establecido en la Tabla 3.801.202(4).A.

Se deberá contar con proyectos específicos en lo relativo a los Numerales que se describen así como en sistemas de control exterior e interior, telefonía, señalización, velocidad, red de incendio.

Los sistemas descritos serán analizados para cada obra específica definiendo en cada caso su importancia, necesidad y alcance del proyecto.

3.805.2 ABASTECIMIENTO DE ENERGIA Y DE AGUA

No se estima necesario disponer de equipos de emergencia en el caso de túneles Tipo A, que cubren la gama de flujos de tránsito-distancia, según se ilustra en la Figura 3.801.202(4).A.

Todos los túneles de las categorías B y C, según lo establecido en la Tabla 3.801.202(4).A, requerirán disponer de abastecimiento de energía eléctrica a fin de alimentar los sistemas de iluminación, controles de operación y seguridad, y sistemas electromecánicos de ventilación, si ésta se requiere.

En general, en todos los túneles en que se requiera abastecimiento de energía eléctrica, deben consultarse dos fuentes de suministro, en donde una de ellas debe ser un grupo electrógeno de emergencia de potencia adecuada para alimentar la carga en condiciones de emergencia. Adicionalmente, debe existir un sistema de respaldo de energía instantáneo (baterías o UPS) en aquellos túneles que requieren respaldo instantáneo para equipos que no admiten el retardo de la partida del grupo electrógeno, donde se conectarán por ejemplo: sistemas de control y comunicaciones, iluminación de emergencia anti pánico, etc.

Las canalizaciones y aislaciones de cables en interiores de túneles, deben ser de materiales cuya combustión produzca gases de baja toxicidad.

Así mismo para túneles como los descritos se debe contar con un sistema de agua para control de incendio y lavado interior, el cual básicamente debe consistir en un estanque elevado que permita, por gravedad, contar con los caudales y presiones requeridas. El dimensionamiento de este resorvorio será definido de acuerdo a cada proyecto. En túneles urbanos el abastecimiento de agua puede provenir de la red pública si se cuenta con el caudal y presión necesarias.

Las recomendaciones indicadas son orientativas debiendo analizarse en cada proyecto los requerimientos específicos de energía y agua.

3.805.201 Equipamiento Eléctrico. El equipamiento eléctrico debe estar constituido a lo menos por los siguientes equipos:

- Sub estación y su (o sus) correspondiente(s) transformador(es).
- Tableros Eléctricos Generales y/o Centros de Distribución de Cargas
- Tableros Eléctricos de Fuerza y/o Centros de Control de Motores
- Tableros Eléctricos de Alumbrado
- Sistemas Eléctricos de Emergencia:
 - Grupo electrógeno
 - Sistema de respaldo instantáneo (banco de baterías o UPS).
- Equipos de iluminación

3.805.202 Instalación y Montaje Eléctrico. La instalación y montaje eléctrico debe ejecutarse conforme a norma establecida (SEC) y debe contar con la siguiente implementación:

- Obras civiles para la instalación eléctrica:
 - Excavaciones
 - Rellenos
 - Bases de soportación de equipos
 - Bancos de ductos
 - Cámaras eléctricas
- Canalizaciones:
 - Ductos
 - Bandejas portaconductores
 - Escalerillas portaconductores
- Cables:
 - Cables de control
 - Cables de comunicaciones
- Montaje de equipos
 - Soportes y anclajes
 - Izado e instalación

3.805.203 Equipamiento Hidráulico. El equipamiento hidráulico debe estar constituido a lo menos por los siguientes equipos:

- Eventual sistema de captación de aguas
- Estanques de almacenamiento
- Eventuales bombas de impulsión
- Válvulas
- Red de Cañerías

3.805.204 Instalación y Montaje Hidráulico. La instalación y montaje hidráulico debe ejecutarse conforme a norma establecida (ej.: NFPA) y debe contar con la siguiente implementación:

- Obras civiles para la instalación hidráulica:
 - Excavaciones
 - Rellenos
 - Bases de soportación de equipos
 - Bancos de ductos y Redes de Cañerías

3.805.3 SISTEMAS DE VENTILACION DE TUNELES

3.805.301 Aspectos Generales. Los requerimientos de ventilación, deben determinarse conforme a las recomendaciones de PIARC (Permanent International Association of Road Congresses) del año 1995 y a las modificaciones que posteriormente ese organismo vaya recomendando.

A título indicativo se enumeran a continuación los sistemas de ventilación normalmente utilizados:

- Ventilación natural
- Ventilación forzada longitudinal
- Ventilación forzada semi – transversal
- Ventilación forzada transversal o cruzada

Las figuras de la Lámina 3.805.3.A ilustran las diferencias entre uno y otro sistema.

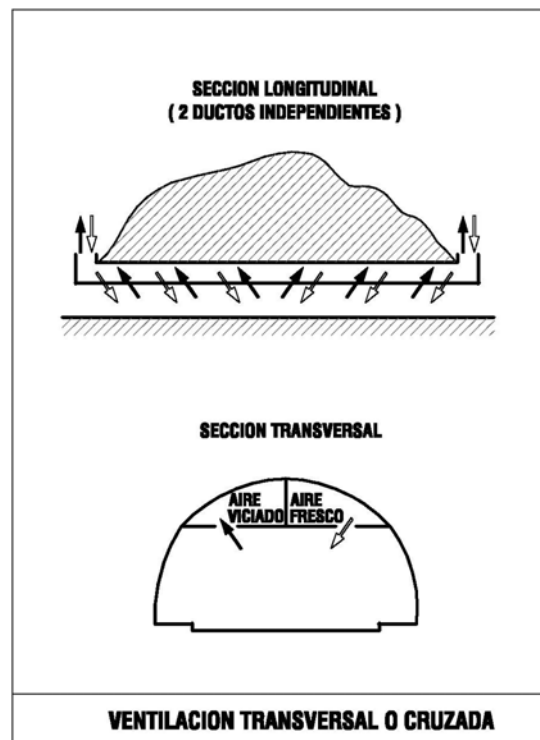
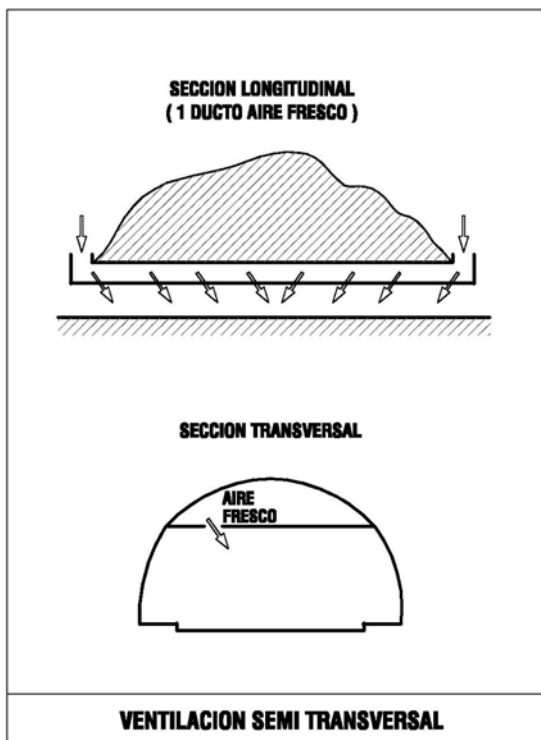
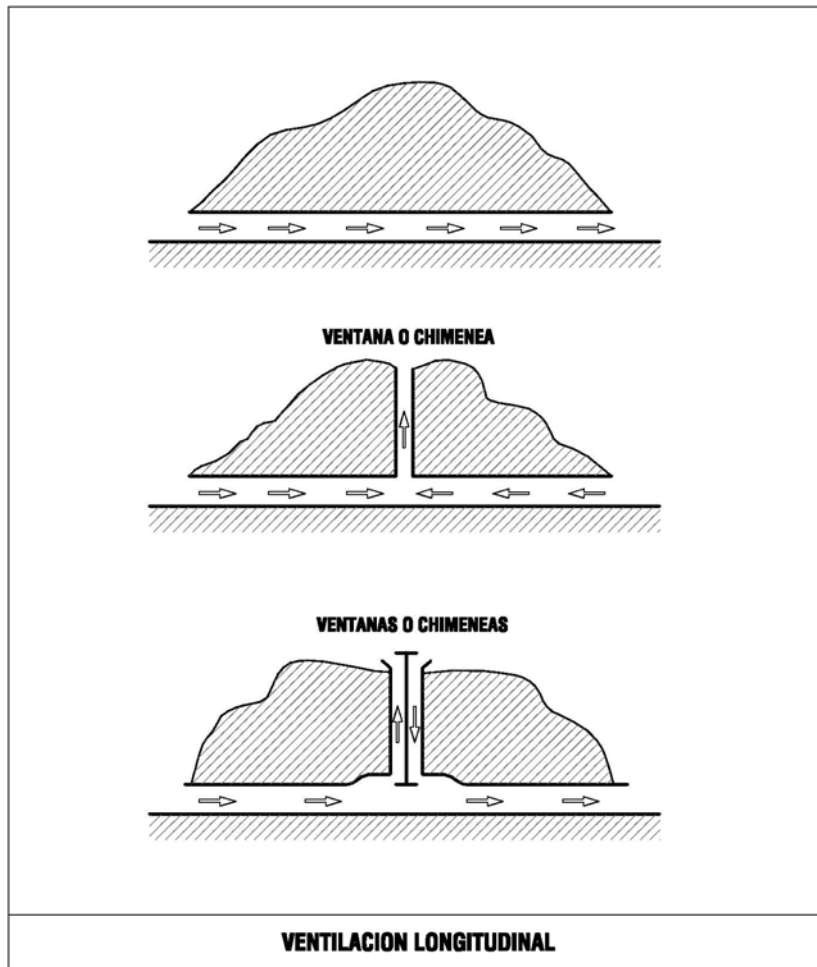
El diseño del sistema de ventilación de un túnel debe ser hecho por un especialista que deberá tomar en consideración, entre otros, los siguientes antecedentes para su análisis:

- T.M.D.A. (Tránsito Medio Diario Anual) y V.H.D (Volumen Horario de Diseño)
- Longitud del túnel
- Gradiente. Se debe tener presente que siempre es posible que por ambas pistas circulen vehículos subiendo, en circunstancias excepcionales
- Altura del túnel sobre el nivel del mar
- Velocidad de circulación media de los vehículos

En cualquier caso y sin que la enumeración sea taxativa, el proyecto de ventilación debe abordar los siguientes aspectos:

- Producción de CO
- Opacidad
- Efecto pistón
- Características de crecimiento y composición del parque
- Características del ducto de aire
 - Area transversal
 - Longitud
 - Pérdidas por fricción
 - Otras pérdidas
 - Presión en extremo del ducto
 - Densidad del aire
 - Rendimiento de los equipos
- Condiciones de operación en caso de incendio
- Efecto de los vientos externos

El diseño final deberá considerar la interacción de todos los parámetros enumerados y de otros que pudieren ser necesario incorporar al análisis según las particulares características del proyecto, dando cumplimiento a las normativas de diseño aceptadas por la Dirección de Vialidad para cada caso.



3.805.4 ILUMINACION DE TUNELES

3.805.401 Normativa a Aplicar. A fin de aplicar criterios sancionados por su aceptación internacional y uso prolongado se adopta integralmente la normativa indicada en el Technical Report. "Guide for the Lighting of Road Tunnels and Underpasses de la Internacional Commission on Illumination" Publication CIE 88-1990.

3.805.5 SISTEMAS DE CONTROL DE INCENDIOS

3.805.501 Sistemas de Detección de Incendios. El proyecto de la especialidad debe indicar los sistemas con que se detectarán los eventuales incendios y/o siniestros equivalentes, estableciendo el tipo, la cantidad, localización e interconexión de los elementos sensores o detectores (calor y humo) y del control de la información (Central de Detección de Incendio) como asimismo de la red de transmisión.

Del mismo modo se deberá abordar el proyecto de los elementos de indicación y operación (detectores de apertura de puertas, detectores de posición de válvulas, de niveles de estanques, de flujo de agua en cañerías matrices de combate de incendio, pulsadores manuales dentro de gabinetes, etc.) Debe indicarse también, la tecnología con que debe procesarse la información, siendo recomendable que en este aspecto el proyecto se ajuste a la norma NFPA.

3.805.502 Sistemas de Combate de Incendios. El proyecto debe dimensionar los sistemas con que se pretenden combatir los incendios. Incluyendo al menos, los siguientes:

a) Red de incendio con todo su equipamiento:

- Estanques (Deben dar gravitacionalmente la presión requerida)
- Sala de bombas (si la hubiera)
- Red de Cañerías
- Válvulas

El cálculo de la red debe hacerse conforme a alguna norma establecida para este evento, por ejemplo, la NFPA.

b) Sistema de combate manual con todo su equipamiento:

- Gabinetes de incendio y su equipamiento; cada 50 m en Túneles tipo C y cada 100 m en Tipo B
 - Carrete con manguera
 - Teléfono
 - Hachas
 - Luz de emergencia
 - Extintores manuales de 6 kg
- Carros portátiles y su equipamiento
 - Carro
 - Extintores de al menos 90 kg
- Equipo de protección personal
 - Vestimenta
 - Equipos respiradores autónomos

c) Sistema de manejo de aire con todo su equipamiento:

- Ventiladores extractores de humos (eventuales)
- Celosías anti humo – corta fuego
- Sistema de iluminación anti pánico
- Red eléctrica a prueba de incendio
- Programa contingente de operación de ventilación

d) Cortinas de Agua

3.805.6 SISTEMAS DE MONITOREO Y CONTROL

3.805.601 Aspectos Generales. Para mantener un tránsito seguro y expedito en un tunel en operación, es necesario implementar un sistema eficaz de detección de incidentes, ya que su conocimiento temprano es de vital importancia para la oportuna y correcta operación de los sistemas de control instalados.

El sistema de control debe realizar el procesamiento de las señales captadas mediante el monitoreo para así determinar las condiciones de tránsito y congestión, indicando si existen condiciones que afecten el flujo normal de circulación vehicular, a fin de operar o actuar sobre los sistemas instalados en el tunel.

En consecuencia, el Proyecto de Monitoreo y Control debe desarrollar y especificar en detalle los sistemas y equipos requeridos para monitorear la operación del tunel, considerando los parámetros de operación correspondientes, según se trate de un Tunel Tipo B ó C.

Los sistemas y sensores que normalmente se requieren en un Tunel Tipo C, son al menos los siguientes:

- Circuito Cerrado de Televisión
- Sistema de Telefonía para permitir la comunicación entre uno o más usuarios con el Centro de Control
- Sensores de CO, CO₂, NOx, Opacidad, Velocidad y dirección del viento, para una eficiente operación del sistema de ventilación.
- Sensores para detección de incendio
- Sensores de los niveles de iluminación exterior e interior
- Sensores para el conteo y velocidad de los vehículos dentro del tunel
- Sensores para el control de gálibos en los accesos al tunel
- Sensores de nivel de los estanques de agua y posición de válvulas

Los sistemas de Control de situaciones anormales, deben permitir:

- Actuar sobre el sistema de ventilación para adecuarlo a la situación imperante (Nivel de gases tóxicos, opacidad, incendio)
- Actuar sobre la Iluminación para adecuarla a los niveles exteriores, luces de emergencia, etc.
- Actuar sobre los paneles de señalización variable para dar instrucciones a los usuarios
- Actuar mediante sistemas de comunicación masiva (altavoces) para instruir a los usuarios en situaciones de emergencia con tránsito detenido
- Dar órdenes de inicio de acciones de emergencia preestablecidas al personal destinado al efecto
- Actuar sobre válvulas de control de estanques de agua

3.805.602 Circuito Cerrado de Televisión. A fin de tener todas las zonas tunel bajo control, se debe instalar cámaras de video al interior y en los accesos del tunel, éstas deben estar distribuidas de forma tal que no queden zonas fuera de observación.

El sistema debe permitir una transmisión y recepción eficiente de imágenes a fin de mantener una señal permanente y clara de cada uno de los puntos del tunel.

El proyecto debe especificar la Tecnología del sistema a emplear, detallando la estructura, composición e instalación del sistema (comunicaciones por cable o fibra óptica; cámaras que poseerán zoom, pantilt, autoiris, etc.)

3.805.603 Sistemas de Telefonía y Altavoces. En túneles de más de 500 m, se deben incluir nichos cada 250 m que contengan equipos y elementos que permiten al usuario comunicarse con el Centro de Control en caso de necesidad. Para ello estos deben ubicarse tanto al interior del tunel como en cada uno de sus accesos, a fin de obtener y mantener una inmediata comunicación. Este sistema debe permitirle al operador la comunicación con múltiples usuarios a la vez. Cada uno de éstos debe tener incorporado un detector que indique a la sala de control desde donde se origina el llamado.

El proyecto debe especificar la tecnología a emplear y detallar los equipos e instalaciones requeridas, las que al menos deben comprender:

- Central Telefónica
- Aparatos telefónicos en los nichos
- Parlantes de una potencia y en localizaciones tales que no produzcan reverberación, fenómeno de difícil control dentro de un túnel.

3.805.604 Sistema de Monitoreo y Control de la Ventilación. Este sistema estará compuesto por equipos de recogida de datos y equipos de activación y control.

Los equipos de recogidas de datos son: detectores de CO, CO₂, NO_x, opacímetros, controladores de velocidad y dirección del viento.

Los equipos de activación y control deberán operar mediante algoritmos adecuados, considerando parámetros tales como concentración de CO, opacidad, incidentes, velocidad y dirección del viento, intensidad de tránsito, etc.

El control del sistema de ventilación tiene como objetivo permanente mantener por debajo de unos mínimos admisibles el porcentaje de CO y la opacidad del aire dentro de los túneles, todo ello minimizando el consumo de energía eléctrica y como objetivos eventuales, participar en el control de incendios, en situaciones de congestión por averías, etc.

El proyecto debe especificar y detallar los equipos de monitoreo y los de activación y operación del sistema de control, su instalación y procedimientos de puesta en servicio y verificación de su funcionamiento.

3.805.605 Sistema de Detección de Incendios. La detección automática de un incendio permite llevar a cabo el control y extinción de éste de forma rápida, por lo que es muy importante disponer de sistemas que permitan llevar a cabo dicha detección precoz.

Los detectores previstos deben generar una alarma ante cualquier incidencia, la cual será transmitida al Centro de Control.

Además del sistema detector de incendios propiamente dicho, el proyecto debe consultar procedimientos complementarios mediante la combinación e integración de los siguientes sistemas:

- Control de la ventilación. Su funcionamiento depende de los datos obtenidos de los medidores de CO y opacímetros ubicados a lo largo del túnel. Se produce una alarma cuando uno de estos medidores de CO sobrepasa una determinada concentración durante un tiempo prefijado, o cuando un opacímetro da una señal muy alta de opacidad durante un tiempo prefijado.
- Nichos de llamado de emergencia. Permite la realización de llamadas desde el interior del túnel.
- Detección de incidentes. Para detectar un vehículo detenido en el interior de los túneles se deben consultar aforadores (espiras) que permitan detectar vehículos detenidos, así como colas de vehículos, que deben inducir el inmediato cierre del túnel.

El Centro de Control debe realizar verificaciones sistemáticas para detectar la aparición de condiciones de incendio en los túneles y locales donde se han instalado los elementos detectores. La indicación puede llegar al Centro por diferentes vías tal y como ya se ha indicado; ante esta situación el sistema debe ser capaz de diferentes acciones, tales como:

- Activación de indicadores generales (registro de la alarma en ficheros históricos, aviso acústico y óptico al operador)
- Presentación en sistema de visualización del Centro

- Presentación en pantalla gráfica del operador (indicando el punto donde se ha producido el incidente dentro del plano asociado a esta zona).
- Emisión de órdenes asociadas a dicha alarma (enclavamiento de una cámara cercana, modificación de la señalización, cierre del túnel, modificación de las condiciones de ventilación).

Para los efectos del Control del incidente, el sistema debe estar planificado conjuntamente con lo establecido en el Tópico 3.805.5, Sistemas de Control de Incendios, de este Capítulo.

3.805.606 Sistema de Control de la Iluminación. El proyecto debe comprender el sistema de monitoreo y regulación de la iluminación, de modo de evitar los cambios bruscos de luminosidad entre el exterior y el interior del túnel. Para ello se deben prever dos medidores de luminosidad, uno en cada boca del túnel, los que deben permitir varios niveles posibles de iluminación al interior del ducto, dependiendo el número de éstos de la longitud del túnel.

El proyecto debe incluir la tecnología prevista, la especificación de los equipos y su instalación.

3.805.607 Sistema de Aforos. Se deberán proyectar aforadores instalados en la boca de entrada, en la de salida y en puntos intermedios, que proporcionen información instantánea respecto del flujo vehicular en el interior del túnel, permitiendo determinar el nivel de servicio en que está operando el túnel en cada momento, la velocidad de circulación del conjunto y las eventuales interrupciones del flujo vehicular.

El proyecto debe especificar la tecnología a emplear, equipos, localización e instalación.

3.805.608 Sistemas de Señalización y Control de Gálibo. Estos se clasifican según su ubicación, tipo y función:

- Al interior del túnel: paneles de mensaje variable, indicando uso de pistas y señales de limitación de velocidad. Deben tener dimensiones y lecturas visibles y entendibles para el usuario, a fin de captar claramente y a una distancia prudente el mensaje entregado.
- En los accesos: semáforos y panel de señalización variable, sistema de control de altura de vehículos, de modo que éstos no excedan el gálibo permitido, pudiéndose detectar y parar o desviar los vehículos sobredimensionados antes de ingresar al túnel.

El proyecto debe definir la tecnología a emplear, los equipos, su localización e instalación.

3.805.609 Señalización para peatones

Se emplearán señales y símbolos para la información de peatones en caso de emergencias en túneles. El esquema de señalización se basa en el empleo de formas y colores característicos de cada tipo de señal, y privilegiando el empleo de símbolos gráficos en lugar de inscripciones, para facilitar su comprensión a los extranjeros.

Se utilizarán señales para indicar lo siguiente:

- Salidas de emergencia: se utilizará la misma señal para todos los tipos de salidas de emergencia.
- Vías de evacuación: las dos salidas de emergencia más próximas estarán señalizadas en las paredes a distancias no superiores a 25 metros entre sí, a una altura de entre 0,5 y 1,5 m por sobre el nivel de la vía de evacuación, con indicación de las distancias que hay hasta la salida.
- Estaciones de emergencia: señales que indican la presencia de teléfonos de emergencia y extintores.

Las señales que indiquen las salidas de emergencia deben ser del tipo fluorescentes. Algunos ejemplos se exponen a continuación:



La señalización de emergencia puede ser complementada con señales luminosas continuas, que permitan guiar en condiciones de baja visibilidad por propagación de humo al interior del túnel (incendio).

Todo túnel urbano que opere con TMDA superior a 50.000 vehículos, deberá disponer obligatoriamente de señales luminosas continuas.

SECCION 3.806 CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS

3.806.1 ASPECTOS GENERALES

Para definir, precisar y evaluar las principales cantidades de obra que habitualmente participan en el diseño y construcción de un túnel, se deben establecer las Especificaciones Técnicas correspondientes a cada una de las partidas, según se definen en el Volumen N° 5 del Manual de Carreteras.

3.806.2 UNIDADES Y PROCEDIMIENTOS DE MEDIDA Y PAGO

El detalle de las unidades y procedimientos de medida y pago de cada una de las partidas correspondientes a la ejecución de túneles se debe consultar en la especificación respectiva del Volumen N° 5 del Manual de Carreteras o en el proyecto específico.

Un proyecto específico podrá señalar Especificaciones Técnicas Especiales acorde a las condiciones del proyecto.

SECCION 3.807 ALCANCES SEGUN NIVEL DE LOS ESTUDIOS

3.807.1 ASPECTOS GENERALES

En este tópico se describen en general las condiciones y alcances que debe tener cada etapa de desarrollo de un proyecto de túnel vial. Las indicaciones que se entreguen son sólo una guía de los alcances esperados dado que como ha sido planteado, cada obra de tunelería es una condición especial en donde se conjugan múltiples factores de diferente índole los cuales hacen que los requerimientos para cada proyecto tengan diferentes alcances técnicos, sociales, económicos, de seguridad y de prioridades de inversión.

3.807.2 ESTUDIO PRELIMINAR Y PREFACTIBILIDAD ECONOMICA

Los estudios se efectuarán sobre cartas topográficas existentes, con reconocimientos geológicos preliminares basados en bibliografía, estudios anteriormente ejecutados, examen de fotografías aéreas y reconocimiento general del terreno, reconocimiento básico del área de portales; generando bosquejos y definiendo la potencialidad del sitio para la ejecución de la obra.

Se definirán zonas, corredores o ejes posibles para la obra. Así mismo se entregará una evaluación de las necesidades de exploración en cada alternativa seleccionada.

El proyecto incluirá definiciones básicas de forma o sección de la obra, ubicación de portales, requerimientos de seguridad y requerimiento de prospecciones, para los niveles de estudio siguientes.

Este nivel de estudio corresponde, en consecuencia, a un diagnóstico técnico-económico de las alternativas de ejecución de una obra de tipo tunel en un área específica, tal que se cubran todos los principales aspectos de las alternativas posibles.

3.807.3 ANTEPROYECTO Y FACTIBILIDAD TECNICO ECONOMICA

El Anteproyecto y Factibilidad Técnico-Económica del Proyecto corresponderá a una Fase Avanzada de estudios en donde se seleccionará la Alternativa más adecuada.

Esta Fase incluirá los estudios a nivel de anteproyecto de geología, geotecnia, evaluación del macizo, prospecciones, topografía, es decir aquellos estudios definidos en la Sección 3.803 "Estudio de Ingeniería Básica". Se definirán todos los alcances estipulados en la Sección 3.802 "Definición Geométrica de Túneles".

El estudio incluirá un anteproyecto concordante con los estudios de Ingeniería Básica desarrollados, abordando los prediseños según los parámetros definidos en las secciones 3.804 "Criterios de Diseño Estructural" y 3.805 "Criterios de Diseño de Instalaciones Electromecánicas, de Control y Seguridad".

Todas las alternativas irán evaluadas económicamente, correspondiendo en esta etapa estimar un costo con una precisión dentro de un rango $\pm 15\%$.

Este costo de inversión debe ir respaldado por un itemizado en el cual se indiquen las partidas de cada ítem o tópico del proyecto. Para la valorización de la inversión se deberá contar con precios actualizados de obras semejantes.

3.807.4 ESTUDIO DEFINITIVO (PROYECTO DETALLADO)

El estudio Definitivo o Proyecto Detallado consistirá en el suministro o ejecución de todos los estudios a nivel de Proyecto Detallado, entregando las memorias de cálculo, definiciones y planos para construcción de la Alternativa Seleccionada.

El costo que se entregue deberá estar absolutamente justificado y deberá incluir todas las partidas de cada ítem considerado. Este costo corresponderá al costo referencial de construcción que manejará el Mandante.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.900 RIESGO Y PROTECCIÓN DE AVALANCHAS DE NIEVE

**DIRECCION DE VIALIDAD
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

ÍNDICE

CAPÍTULO	3.900 RIESGO Y PROTECCIÓN DE AVALANCHAS DE NIEVE
SECCIÓN	3.901 ASPECTOS GENERALES
3.901.1	OBJETIVO
3.901.2	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS, ABREVIATURAS Y UNIDADES
3.901.3	ANTECEDENTES Y AGRADECIMIENTOS
3.901.4	ORGANIZACIÓN DEL CAPÍTULO DE AVALANCHAS
3.901.5	LIMITACIONES
SECCIÓN	3.902 LOS CRISTALES DE NIEVE
3.902.1	EL CRISTAL DE HIELO
3.902.101	La Formación del Cristal de Hielo en la Atmósfera
3.902.102	La Estructura Cristalina del Hielo
3.902.103	Propiedades Físicas del Hielo Ordinario (hielo tipo I _H)
3.902.104	Contenido Químico del Hielo, Impurezas e Isótopos
3.902.105	Fenómenos Electromecánicos en el Cristal de Hielo <i>(1) Fenómenos Eléctricos en la Fricción sobre el Cristal de Hielo</i> <i>(2) Efectos Electro-elásticos</i> <i>(3) Fenómenos Electromagnéticos en Fracturas en el Hielo</i> <i>(4) Efectos Electoplásticos en el Hielo</i>
3.902.106	La Superficie del Cristal de Hielo
3.902.2	DESCRIPCIÓN COMÚN DE LA PRECIPITACIÓN
3.902.201	Llovizna
3.902.202	Lluvia
3.902.203	Cristal de Nieve
3.902.204	Copo de Nieve
3.902.205	Escarchilla
3.902.206	Granizo Blando
3.902.207	Grano de Hielo
3.902.208	Granizo
3.902.3	CONDICIONES EN QUE SE FORMAN LOS DIFERENTES TIPOS DE CRISTALES DE NIEVE
3.902.301	Forma Básica del Cristal de Hielo
3.902.302	Diagrama Morfológico
3.902.303	Simetría de los Cristales de Nieve
3.902.304	Dependencia de las Formas Cristalinas de la Temperatura
3.902.4	MECANISMO DE CRECIMIENTO DE CRISTALES DE NIEVE
3.902.401	Mecanismos de Difusión y Relacionados con la Física de la Superficie
3.902.402	Cristales “Hopper”
3.902.403	La Capa Casi Líquida

- 3.902.404** Crecimiento de Cristales de Nieve en Campos Eléctricos
(1) Efectos de Campos Eléctricos
(2) Crecimiento de Dendritas en Campos Eléctricos
(3) Agujas Eléctricas
(4) Otros efectos de campos eléctricos
- 3.902.405** Escarchilla, Granos de Hielo, Granizo y Granizo Blando
(1) Escarchilla
(2) Granos de Hielo y Granizo
(3) Granizo Blando
- 3.902.5** CLASIFICACIÓN DE LOS CRISTALES DE NIEVE
- 3.902.501** Clasificación de las Formas
(1) Esquemas de Clasificación
(2) Clasificación de la Comisión Internacional de Nieve y Hielo
(3) Otras Clasificaciones
- 3.902.502** Clasificación Según el Tamaño de los Cristales o Granos
- 3.902.503** Descripción de Rasgos Adicionales
- 3.902.504** Ejemplos de Clasificación
- SECCIÓN 3.903 MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN SÓLIDA**
- 3.903.1** GUÍA PARA LA MEDICIÓN MANUAL DE LA PRECIPITACIÓN SÓLIDA
- 3.903.101** Elementos Necesarios para las Observaciones y Mediciones
(1) Lupa y Escala Milimétrica
(2) Tabla de Nieve
(3) Red de Estacas para Medir Profundidad Total de la Nieve
(4) Tubo Colector de Nieve
(5) Cilindro Mmuestreador de Nieve
- 3.903.102** Instrucciones Generales
- 3.903.103** Medición de la Altura Máxima de Nieve Acumulada desde la Nevada Anterior
- 3.903.104** Profundidad Total de la Nieve
- 3.903.105** Equivalente en Agua de la Precipitación Ocurrida desde la Medición Anterior
- 3.903.106** Formato de Informe de Precipitación Sólida
- 3.903.2** INSTRUMENTOS REGISTRADORES PARA LAS MEDICIONES DE NIEVE
- 3.903.201** Pluviógrafos
- 3.903.202** Colchón de Nieve
- SECCIÓN 3.904 METEOROLOGÍA DE MONTAÑA**
- 3.904.1** CIRCULACIÓN GENERAL DE LAS MASAS DE AIRE
- 3.904.101** Presión Atmosférica y el Movimiento de las Masas de Aire
- 3.904.102** Movimiento en Ciclones y en el Paso de Frentes
- 3.904.103** Contenido de Humedad de las Masas de Aire
- 3.904.104** Efecto de las Montañas
- 3.904.2** LA PRECIPITACIÓN
- 3.904.201** Contenido de Vapor de Agua y la Temperatura
- 3.904.202** Efecto Orográfico y la Precipitación
- 3.904.203** Relieve y la Variabilidad de la Precipitación
- 3.904.204** Variación de los Montos de Precipitación con la Altura
- 3.904.3** LA PRECIPITACIÓN SÓLIDA
- 3.904.301** Velocidad de Caída de los Cristales de Nieve
- 3.904.302** La Depositación de la Cubierta de Nieve

3.904.4	REDISTRIBUCIÓN DE LA NIEVE POR EL VIENTO
3.904.401	Mecanismo de Redistribución
3.904.402	Erosión Eólica del Manto de Nieve
3.904.403	Otras Formas de Erosión Natural del Manto de Nieve
3.904.404	Maneras de Transporte de la Nieve
3.904.405	Formas que Resultan de la Depositación de la Nieve de Arrastre Eólico <i>(1) Dunas y Ondulitas</i> <i>(2) Cornisas de Nieve</i> <i>(3) Hongos de Nieve</i> <i>(4) Vestigios de Nieve</i>
3.904.5	LOCALIZACIÓN DE LOS DEPÓSITOS DE NIEVE DE ARRASTRE EÓLICO
3.904.501	Lugares de Depositación Preferente de la Nieve
3.904.502	Instrumentos para la Medición del Viento
3.904.503	Ubicación Preferente de los instrumentos para Medir Viento
3.904.6	INTERCAMBIO CALÓRICO EN LA SUPERFICIE DE NIEVE
3.904.601	Componentes del Balance Calórico en la Superficie del Manto de Nieve
3.904.602	Radiación Neta en Onda Corta (radiación solar)
3.904.603	Radiación Neta en Onda Larga
3.904.604	Intercambio Turbulento de Calor Sensible
3.904.605	Intercambio Turbulento de Calor Latente
3.904.606	Calor Aportado por la Precipitación
3.904.607	Ejemplo de un Balance Calórico en Superficie
3.904.608	Fusión en la Base del Manto de Nieve por Calor Geotérmico
3.904.7	ANÁLISIS DE TORMENTAS
3.904.701	Período y Perfil de la Tormenta
3.904.702	Análisis de las Variables Meteorológicas
3.904.703	Indicación de las Pendientes que se Cargan de Nieve
3.904.704	Indicación de la Magnitud de la Carga de Nieve
3.904.705	Indicación de la Tasa de la Carga de Nieve
SECCIÓN	3.905 EVOLUCIÓN DEL MANTO DE NIEVE
3.905.1	PROPIEDADES DEL MANTO DE NIEVE
3.905.101	Límites del Manto de Nieve
3.905.102	Estructuras <i>(1) Estratificación</i> <i>(2) Pliegues y Fracturas</i>
3.905.103	Textura de los Estratos de Nieve y Proceso de Sinterización
3.905.104	Temperatura y Gradiente de Temperatura
3.905.105	Variaciones de Densidad
3.905.106	Dureza Relativa
3.905.2	PROCESOS Y TIPOS DE METAMORFISMO
3.905.201	El Metamorfismo de los Cristales de Nieve
3.905.202	Tipos de Metamorfismo y Clasificación de la Nieve en el Manto
3.905.3	METAMORFISMO EQUITERMAL
3.905.301	La Presión de Vapor y el Efecto de Curvatura de la Superficie de los Cristales de Nieve
3.905.302	La Transferencia Preferente de Moléculas de Agua entre Cristales de Hielo
3.905.303	El Redondeamiento de los Cristales de Nieve
3.905.304	El Crecimiento de los Granos
3.905.305	Formación de Puentes y Refuerzo del Esqueleto del Manto de Nieve

3.905.4	METAMORFISMO CON GRADIENTE DE TEMPERATURA
3.905.401	Flujo de Vapor de Agua en el Manto de Nieve
3.905.402	Flujo de Vapor y Crecimiento de Cristales
3.905.403	Efectos Sobre el Esqueleto del Manto de Nieve
3.905.404	Localización Preferente de Estratos con Metamorfismo de Gradiente de Temperatura
3.905.5	METAMORFISMO CON FUSIÓN Y CONGELAMIENTO
3.905.501	Presencia de Agua Libre en el Manto de Nieve
3.905.502	Fuentes de Agua Libre
3.905.503	Terminología Descriptiva del Agua en el Manto de Nieve
3.905.504	Flujo del Agua en el Manto de Nieve
3.905.505	Fusión y Congelamiento por Cambios de Temperatura en el Manto de Nieve
3.905.506	Efectos del Metamorfismo sobre la Consistencia del Manto de Nieve
3.905.6	DENSIDAD DE LA NIEVE RECIÉN CAÍDA
3.905.601	Mediciones de Densidad
3.905.602	Valores de Densidad
3.905.7	DENSIFICACIÓN DEL MANTO DE NIEVE CON EL TIEMPO
3.905.701	Procesos de Densificación
3.905.702	Densificación a Temperaturas Negativas
3.905.703	Densificación a 0º de Temperatura
3.905.8	EVALUACIÓN DE LAS ACUMULACIONES NIVALES MÁXIMAS
3.905.801	Evaluación a Partir de los Registros Meteorológicos
3.905.802	Acumulaciones de Nieve en Tormentas Individuales
3.905.803	Ablación entre Tormentas
3.905.804	Densificación de Estratos Individuales
3.905.805	Acumulaciones Máximas
3.905.9	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MANTO DE NIEVE
3.905.901	Generalidades
3.905.902	Cohesión
3.905.903	Compresión Uniaxial Simple
3.905.904	Modelo Descriptivo de Deformación
3.905.905	Modelo Numérico de Deformación
3.905.906	Módulo de Young y Razón de Poisson
3.905.907	Viscosidad
3.905.908	Resistencia
3.905.909	Propiedades Eléctricas
3.905.910	Velocidad de Onda Elástica y Módulo Elástico Dinámico
3.905.911	Dureza del Manto de Nieve
3.905.912	Porosidad
3.905.913	Permeabilidad
3.905.914	Energía de Disgregación
SECCIÓN	3.906 VARIABILIDAD REGIONAL DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MANTO NIVAL
3.906.1	COTA MÍNIMA DE LA NIEVE PERMANENTE Y LÍNEA DE NIEVE
3.906.2	COTA MÍNIMA HISTÓRICA DE LA PRECIPITACIÓN NIVAL
3.906.3	COTA MÍNIMA MEDIA ANUAL DE LA PRECIPITACIÓN NIVAL
3.906.4	ACUMULACIONES NIVALES MÁXIMAS MEDIAS ANUALES VER PORQUE EN MANUAL DICE CUMULACIONES VER PÁG. 1075

3.906.5	ACUMULACIONES NIVALES MÁXIMAS EN UNA SOLA TORMENTA
3.906.6	DENSIDADES DEL MANTO DE NIEVE
3.906.7	DENSIFICACIÓN DEL MANTO DE NIEVE
SECCIÓN	3.907 MEDICIONES EN EL MANTO DE NIEVE
3.907.1	CLASIFICACIÓN INTERNACIONAL DE LA NIEVE DE TEMPORADA DEPOSITADA SOBRE EL SUELO
3.907.101	Características Primarias de la Nieve Depositada <i>(1) Densidad</i> <i>(2) Forma de los Granos</i> <i>(3) Tamaño de los Granos</i> <i>(4) Contenido de Agua Líquida</i> <i>(5) Impurezas</i> <i>(6) Resistencia Mecánica de la Nieve</i> <i>(7) Dureza de la Nieve</i> <i>(8) Temperatura</i> <i>(9) Espesor de Estratos</i>
3.907.102	Mediciones y Descripciones Adicionales en el Manto de Nieve <i>(1) Perfiles en el Manto de Nieve</i> <i>(2) Rugosidad de la Superficie</i> <i>(3) Capacidad de la Superficie de Soportar Cargas</i> <i>(4) Equivalente en Agua</i> <i>(5) Aspecto del Suelo</i> <i>(6) Inclinación del Manto de Nieve</i> <i>(7) Razón entre el Área Cubierta de Nieve y el Área Total</i> <i>(8) Edad del Depósito de Nieve</i>
3.907.2	TIPOS DE OBSERVACIONES Y PROCEDIMIENTOS PARA LAS MEDICIONES
3.907.201	Generalidades
3.907.202	Observaciones <i>(1) Observaciones en un Pozo de Nieve</i> <i>(2) Rutas de Nieve</i> <i>(3) Estaciones Meteorológicas</i> <i>(4) Observaciones a Distancia</i> <i>(5) Vuelos a Baja Altura</i> <i>(6) Imágenes Satelitales</i>
3.907.3	EQUIPOS Y ELEMENTOS PARA LAS MEDICIONES
3.907.301	Huincha Métrica
3.907.302	Marcadores de Madera
3.907.303	Lupa y Escala Milimétrica
3.907.304	Tubos Muestreadores y Balanza
3.907.305	Termómetros
3.907.306	Resistencia Mecánica <i>(1) Penetrómetro</i> <i>(2) Marco Metálico</i>
3.907.307	Sonda de Penetración
3.907.308	Contenido de Agua Líquida
3.907.309	Muestreador Monte Rosa
3.907.310	Otros Instrumentos
3.907.4	EJEMPLOS DE REGISTROS DE OBSERVACIONES EN EL MANTO DE NIEVE

SECCIÓN	3.908 ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE Y MECANISMOS DE INICIO DE AVALANCHAS
3.908.1	DEFORMACIÓN Y ESFUERZOS EN EL MANTO DE NIEVE
3.908.101	Deformación de un Manto de Nieve Horizontal
3.908.102	Esfuerzos y Deformación en un Manto de Nieve Inclinado
3.908.2	MECANISMO DE FRACTURA DEL MANTO DE NIEVE INCLINADO
3.908.201	Modelo de Fracturamiento
3.908.202	Posibles Causas de Esfuerzos en Tensión <i>(1) Estrato Débil</i> <i>(2) Curvatura Convexa</i> <i>(3) Cojín de Nieve</i> <i>(4) Anclaje</i>
3.908.203	Ángulo Crítico de Reposo Estable del Manto de Nieve
3.908.3	INICIO DE MOVIMIENTO DE PLACAS DE NIEVE
3.908.301	Fracturamiento de la Placa de Nieve
3.908.302	Nomenclatura de los Límites de las Placas <i>(1) Corona</i> <i>(2) Flanco</i> <i>(3) Superficie basal</i> <i>(4) Stauchwall</i> <i>(5) Substrato de la placa</i>
3.908.303	Propiedades de las Placas de Nieve que Deslizan <i>(1) Corona</i> <i>(2) Densidad de la placa</i> <i>(3) Dureza de la placa</i> <i>(4) Temperatura y humedad de la nieve en la placa</i> <i>(5) Estratigrafía de la Placa</i> <i>(6) Superficie del plano basal</i> <i>(7) Substrato de la placa destilada</i>
3.908.304	Eventos que Gatillan, el Inicio de Fracturas de Placas de Nieve <i>(1) El Esfuerzo de Corte Excede la Resistencia al Corte en el Plano Basal</i> <i>(2) Colapso de un Estrato de Nieve Débil</i> <i>(3) Fractura en Tensión que Activa la Fractura de Corte en la Base</i> <i>(4) Cambios Bruscos de la Temperatura en la Placa</i>
3.908.4	INICIO DE MOVIMIENTO EN MANTOS DE NIEVE SUELTA
3.908.401	Perturbaciones Locales del Manto de Nieve y Pérdida de Cohesión
3.908.402	Secuencia de Eventos de Movimiento
3.908.403	Ocurrencia
3.908.5	EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE
3.908.501	Aspectos Generales
3.908.502	Distribución del Manto de Nieve
3.908.503	Observación de Actividad de Avalanchas Actuales y en el Pasado <i>(1) Observación de Pendientes con Aspecto Similar</i> <i>(2) Observación de Pendientes en Cotas Similares</i> <i>(3) Frecuencia de Actividad en las Sendas de Avalanchas</i> <i>(4) Fusión de Nieve</i> <i>(5) Repetición de Avalanchas</i> <i>(6) Chorreos</i>
3.908.504	Estructuras en el Manto de Nieve <i>(1) Granos de metamorfismo TG</i> <i>(2) Nieve Fría y Suelta</i> <i>(3) Escarcha de Superficie</i> <i>(4) Granizo</i> <i>(5) Recristalización</i>

	<i>(6) Nieve Húmeda</i>
	<i>(7) Costras de Hielo</i>
	<i>(8) Grietas de Tensión</i>
3.908.505	Datos Meteorológicos Locales
3.908.506	Información Meteorológica y Climática Regional
3.908.507	Pruebas de Terreno
3.908.508	Emisiones Acústicas
3.908.6	PREDICCIÓN DE OCURRENCIA DE AVALANCHAS
3.908.601	Aspectos Generales
3.908.602	El Método Sinóptico
	<i>(1) El Análisis Estadístico</i>
	<i>(2) El Análisis Determinístico</i>
	<i>(3) El Análisis Mediante un Sistema Experto</i>
3.908.603	Otros Métodos
	<i>(1) Redes Neurales</i>
	<i>(2) Árboles de Decisión</i>
	<i>(3) Procesadores para Toma de Decisiones Inductivas</i>
3.908.604	El Índice de Estabilidad del Manto de Nieve
SECCIÓN	3.909 TIPOS, CLASIFICACIONES Y REGISTROS DE AVALANCHAS
3.909.1	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE MOVIMIENTO INICIAL
3.909.101	Avalanchas de Nieve Suelta
3.909.102	Avalanchas de Placas de Nieve
3.909.2	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL GRADO DE HUMEDAD DE LA NIEVE
3.909.201	Avalanchas de Nieve Seca
3.909.202	Avalanchas de Nieve Mixta
3.909.203	Avalanchas de Nieve Húmeda o Saturada
3.909.3	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE FLUJO PREDOMINANTE
3.909.301	Avalanchas de Flujo sobre el terreno
3.909.302	Avalanchas de Flujo mixto
3.909.303	Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión
3.909.4	CLASIFICACIÓN SEGÚN LA FORMA DE LA SENDA
3.909.401	Avalanchas en Sendas Abiertas
3.909.402	Avalanchas en Sendas Parcialmente Confinadas
3.909.403	Avalanchas en Gargantas de Roca
3.909.5	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL PLANO DE DESLIZAMIENTO
3.909.501	Avalanchas que Deslizan sobre Nieve Preexistente (o Avalanchas de Superficie)
3.909.502	Avalanchas de Fondo
3.909.6	CLASIFICACIÓN SEGÚN LA MAGNITUD
3.909.601	Chorroes
3.909.602	Normal
3.909.603	Clímax
3.909.7	CLASIFICACIÓN SEGUN EL MECANISMO DE INICIO
3.909.701	Inicio Natural
3.909.702	Inicio Inducido por Personas
3.909.8	AVALANCHAS DE FRAGMENTOS DE HIELO
3.909.801	Generalidades
3.909.802	Zonas de Inicio
3.909.803	Distancia de Corrida

3.909.9	CLASIFICACIÓN INTERNACIONAL DE AVALANCHAS
3.909.901	Principio de la Clasificación
3.909.902	Clasificación Morfológica <i>(1) Zona de Inicio, o de Origen</i> <i>(2) Zona Intermedia, o de Transición</i> <i>(3) Zona de Depositación, o de Derrame</i>
3.909.903	Clasificación Genética <i>(1) Altura Relativa</i> <i>(2) Pendiente</i> <i>(3) Clima Reciente</i> <i>(4) Espesor de la Nieve Nueva</i> <i>(5) Viento</i> <i>(6) Condiciones Térmicas y Estratificación</i>
3.909.904	Registros de Avalanchas
SECCIÓN	3.910 SENDAS DE AVALANCHAS
3.910.1	IDENTIFICACIÓN DE SENDAS DE AVALANCHAS
3.910.2	DELIMITACIÓN DE LAS ZONAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS
3.910.201	Delimitación de las Zonas de Inicio
3.910.202	Delimitación de las Zonas de Transición
3.910.203	Delimitación de las Zonas de Depositación
3.910.3	TRAYECTORIAS DE CAÍDA DE LAS AVALANCHAS EN UNA SENDA
3.910.301	Sendas de una Sola Trayectoria
3.910.302	Sendas de Trayectorias Múltiples
3.910.303	Eje de la Trayectoria
3.910.304	Sinuosidad de las Trayectorias de Caída
3.910.305	Forma del Eje de Caída según el Tipo de Avalanchas
3.910.4	PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE DE UNA TRAYECTORIA DE AVALANCHA
3.910.401	Dibujo del Perfil de un Eje de Avalancha
3.910.402	División de un Eje en Tramos de Pendiente Homogénea
3.910.5	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS
3.910.501	Material del Terreno en la Senda de Avalancha <i>(1) Afloramientos de Rocas</i> <i>(2) Suelos</i> <i>(3) Hielo</i> <i>(4) Vegetación</i> <i>(5) Combinación de los Anteriores</i>
3.910.502	Asperezas de la Superficie del Terreno <i>(1) Ondulación</i> <i>(2) Rugosidad</i> <i>(3) Retención de Nieve en las Asperezas del Terreno Durante las Avalanchas</i>
SECCIÓN	3.911 ZONIFICACIÓN DEL PELIGRO Y DEL RIESGO DE AVALANCHAS
3.911.1	ASPECTOS GENERALES Y CRITERIOS DE ZONIFICACIÓN DEL PELIGRO
3.911.2	ZONIFICACIÓN REGIONAL DEL PELIGRO DE AVALANCHAS
3.911.201	Objetivo de la Zonificación
3.911.202	Delimitación de las Zonas en que es Posible que Ocurran Avalanchas

3.911.3	ZONIFICACIÓN LOCAL DEL PELIGRO DE AVALANCHAS
3.911.301	Objetivo de la Zonificación
3.911.302	Definición de las Zonas con Peligro Alto o Moderado
3.911.4	MICROZONIFICACIÓN
3.911.401	Objetivo de la Microzonificación
3.911.402	Definición de las Microzonas en las Sendas de Avalanchas
3.911.5	ÍNDICE DEL PELIGRO DE AVALANCHAS EN CARRETERAS
3.911.501	Cálculo del Índice del Peligro de Avalanchas
3.911.502	Categorías de Peligros de Avalanchas
3.911.503	El Índice Residual del Peligro de Avalanchas
3.911.504	Empleo del Índice de Peligro de Avalanchas en la Operación de Carreteras
3.911.6	COMPOSICIÓN DEL RIESGO DE AVALANCHAS
3.911.601	Fundamentos del Análisis de Riesgo <i>(1) Probabilidad de Ocurrencia de las Avalanchas</i> <i>(2) Probabilidad de Ocurrencia de Daño</i> <i>(3) Extensión, o Severidad, del Daño</i>
3.911.602	El Riesgo en Carreteras
3.911.603	Reducción del Riesgo <i>(1) Reducción de la Probabilidad del Evento</i> <i>(2) Reducción de la Probabilidad de Daño</i> <i>(3) Reducción de la Extensión del Daño</i>
3.911.7	PROBABILIDAD DE DAÑO POR IMPACTO DE AVALANCHAS
3.911.701	Consideraciones Generales
3.911.702	Cálculo de la Probabilidad de Daño
3.911.703	Probabilidad de Daños por Avalanchas y Otros Eventos Simultáneos
SECCIÓN	3.912 RECURRENCIA DE AVALANCHAS
3.912.1	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE ELEMENTOS CLIMÁTICOS
3.912.101	Características Generales de las Estadísticas <i>(1) Sistema de Características</i> <i>(2) Características Primitivas</i> <i>(3) Características Elementales</i> <i>(4) Características Superiores</i>
3.912.102	Análisis Probabilístico <i>(1) Selección de Datos</i> <i>(2) Período de Retorno</i> <i>(3) Distribución de Frecuencias</i>
3.912.2	DÍAS CON PELIGRO DE AVALANCHA EN UN AÑO
3.912.201	Acumulación Nival Mínima Necesaria para el Inicio de Avalanchas
3.912.202	Peligro de Avalanchas en Días Después de las Tormentas
3.912.203	Estimación de Días con Peligro de Avalanchas a Partir de Registros de Precipitación Nival
3.912.204	Estimación de Días con Peligro de Avalanchas a Partir de Registros de Precipitación
3.912.3	AÑOS CON PELIGROS DE AVALANCHAS
3.912.301	Intensidad de la Precipitación en una Tormenta
3.912.302	Características del Clima y Períodos entre Tormentas
3.912.303	Secuencia de Tormentas en un Año
3.912.4	VARIACION DEL PELIGRO DE AVALANCHAS EN LAS ESTACIONES DEL AÑO
3.912.401	Variación en el Tipo de Avalanchas
3.912.402	Variación en la Frecuencia

3.912.5	RECURRENCIA DE AVALANCHAS
3.912.501	Generalidades y Experiencias
3.912.502	Recurrencia Regional
3.912.503	Recurrencia Local
3.912.504	Recurrencia en Sendas Individuales
SECCIÓN	3.913 DINÁMICA DEL MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS
3.913.1	ANALOGÍA CON FLUIDOS
3.913.2	PROPIEDADES DEL FLUIDO DE LA AVALANCHA
3.913.3	VELOCIDADES DE LAS AVALANCHAS DE FLUJO MIXTO, O FLUJO SOBRE EL TERRENO, EN SENDAS ABIERTAS O PARCIALMENTE CONFINADAS
3.913.301	Criterio de Senda Abierta o Parcialmente Confinada
3.913.302	Velocidad de las Avalanchas
3.913.303	Valor del Coeficiente de Fricción Kinética
3.913.304	Valor del Coeficiente de Fricción Turbulenta
3.913.305	Distancias Requeridas para Alcanzar las Velocidades Máximas
3.913.306	Cambio de Velocidad de la Avalancha en Cambios de Pendiente
3.913.307	Peso Específico del Flujo de Nieve
3.913.308	Velocidad de las Avalanchas de Nieve Saturada de Agua Líquida
3.913.4	VELOCIDADES DE LAS AVALANCHAS DE FLUJO MIXTO, O FLUJO SOBRE EL TERRENO, EN SENDAS CONFINADAS
3.913.401	Criterio de Garganta
3.913.402	Cálculo de la Velocidad
3.913.403	Distancias de Corrida para Alcanzar las Velocidades Máximas
3.913.5	ALTURAS DE FLUJO DE LAS AVALANCHAS
3.913.501	Parámetros que Controlan la Altura de Flujo
3.913.502	Altura de Flujo en Avalanchas de Flujo sobre el Terreno
3.913.503	Altura de Flujo en Avalanchas de Flujo Mixto
3.913.504	Altura de Flujo en Avalanchas con Flujo de Nieve Polvo en Suspensión
3.913.505	Variación de la Altura de Flujo en Cambios de Pendiente
3.913.6	VELOCIDAD DE MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS DE NIEVE POLVO EN SUSPENSIÓN
3.913.601	Mecanismo de Movimiento
3.913.602	Velocidad de las Avalanchas
3.913.7	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA VELOCIDAD EN LAS AVALANCHAS
3.913.701	Distribución Vertical de la Velocidad en Avalanchas de Flujo sobre el Terreno o Flujo Mixto
3.913.702	Distribución Vertical de la Velocidad en Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión
3.913.8	VIENTO QUE GENERA, Y ACOMPAÑA A LA AVALANCHA DE NIEVE POLVO EN SUSPENSIÓN
3.913.801	Flujo de Aire en Torno a un Frente de Avalancha
3.913.802	Velocidad del Viento de Avalancha
3.913.803	Distancia de Corrida del Viento de Avalancha
3.913.804	Partículas de Nieve en el Viento de Avalancha
3.913.805	Carga del Viento sobre un Obstáculo
3.913.9	DENSIDAD Y PROFUNDIDAD DE LA NIEVE EN LA ZONA DE DEPOSITACIÓN DE LAS AVALANCHAS Y DISTANCIA DE CORRIDA
3.913.901	Densidad de la Nieve en los Depósitos de Avalanchas (1) Experiencias en el Extranjero

- 3.913.902 **(2) Experiencias en Chile**
Distancia de Corrida de Avalanchas de Flujo sobre el Terreno y Mixto
(1) El Método de las Recomendaciones Suizas
(2) El Método del Modelo del Terreno (método α/β)
- 3.913.903 **Distancia de Corrida de las Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión**
- 3.913.904 **Profundidad del Depósito de Nieve de Avalanchas de Flujo sobre el Terreno o de Flujo Mixto**
(1) Profundidad Teórica del Depósito
(2) Experiencias de Terreno
- 3.913.905 **Profundidad del Depósito de Nieve de las Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión**
- SECCIÓN 3.914 EFECTOS Y PRESIONES DE LAS AVALANCHAS**
- 3.914.1 **EFECTOS DE CONTENCIÓN EN LA ZONA DE DEPOSITACIÓN**
- 3.914.2 **PRESIÓN DE IMPACTO**
- 3.914.201 **Presión Específica de Impacto**
- 3.914.202 **Máxima Presión de Impacto**
- 3.914.203 **Presión de Impacto sobre una Superficie Inclinada con Respecto a la Dirección de Flujo**
- 3.914.3 **PÉRDIDA DE ENERGÍA DEBIDO A UN OBSTACULO EN LA SENDA**
- 3.914.301 **Pérdida de Energía Debido al Impacto sobre un Objeto Cilíndrico**
- 3.914.302 **Pérdida de Energía Debido al Impacto sobre un Objeto de Amplitud Determinada**
- 3.914.4 **EFECTOS DE SUCCIÓN EN AVALANCHAS DE FLUJO DE NIEVE POLVO EN SUSPENSIÓN**
- 3.914.5 **EFECTO DE EMPUJE Y LEVANTE SOBRE GRANDES OBSTÁCULOS**
- 3.914.501 **Descripción del Efecto**
- 3.914.502 **Efecto de Empuje**
(1) Empuje sobre una Pared Vertical
a) Pared de altura igual a la altura de flujo de la avalancha
b) Pared de altura superior a la altura de flujo de la avalancha
(2) Empuje Sobre una Pared Vertical en Ángulo con la Dirección de Flujo
(3) Empuje Sobre una Pared Inclinada con Respecto a la Dirección de Flujo
- 3.914.503 **Efecto de Levante**
(1) Altura de Levante
(2) Velocidad Vertical
(3) Presión de Levante Contra Salientes en la Pared del Obstáculo
(4) Presión de Levante por Fricción en la Pared del Obstáculo
- 3.914.6 **PRESIÓN SOBRE EL PISO**
- 3.914.601 **Consideraciones Generales**
- 3.914.602 **Cálculo de las Presiones**
(1) Presión Sobre una Superficie Horizontal
(2) Presión por el Peso del Flujo de la Avalancha
(3) Fricción por la Nieve en Movimiento
- 3.914.7 **IMPUREZAS INCLUÍDAS EN LAS AVALANCHAS**
- 3.914.701 **Incorporación de Impurezas en las Avalanchas**
- 3.914.702 **Modos de Transporte de las Impurezas**
- 3.914.703 **Efecto dinámico de las Impurezas**
- 3.914.8 **MODELOS COMPUTACIONALES PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE LAS AVALANCHAS**

SECCIÓN	3.915 CONTROL DE AVALANCHAS Y PROTECCIONES ACTIVAS
3.915.1	CONTROL DE AVALANCHAS
3.915.101	Consideraciones Generales
3.915.102	El Plan de Control de Avalanchas
3.915.103	El Plan de Protección de una Carretera <i>(1) No Hacer Nada</i> <i>(2) Reubicación de Tramos de la Carretera</i> <i>(3) Controles Activos</i> <i>(4) Controles Pasivos</i>
3.915.2	RESTRICCIÓN DE ACCESO A ÁREAS CON PELIGRO DE AVALANCHAS
3.915.201	Propósito
3.915.202	Comando y personal
3.915.203	Barreras
3.915.204	Vehículos y Conductores
3.915.205	Comunicaciones
3.915.206	Señalizaciones de las Rutas
3.915.207	Equipos para Manejo de la Nieve
3.915.208	Meteorología y Observaciones de Nieve
3.915.209	Inducción Artificial de Avalanchas
3.915.210	Despeje de Caminos
3.915.211	Rescate y Primeros Auxilios
3.915.3	INDUCCIÓN DE AVALANCHAS
3.915.301	La Técnica de Inducción Artificial de Avalanchas <i>(1) El Método de Inducción de Avalanchas</i> <i>(2) El Efecto de la Inducción Artificial</i> <i>(3) Criterios de Selección del Sistema de Inducción</i>
3.915.302	Efectos de Explosiones Artificiales en el Manto de Nieve <i>(1) Consideraciones Generales</i> <i>(2) Efectos de una Onda de Choque</i> <i>(3) Efecto de una Explosión en el Manto de Nieve</i> <i>(4) Efecto en el Manto de Nieve de una Explosión en el Aire</i> <i>(5) Selección de Explosivos</i> <i>(6) Uso de Explosivos</i> <i>(7) Medidas de Seguridad en el Manejo de Explosivos</i>
3.915.303	Inducción con Métodos Manuales <i>(1) Compactación de la Nieve</i> <i>(2) Cortes de Placas de Nieve con Esquíes</i>
3.915.304	Inducción con Explosivos Colocados, o Lanzados, Manualmente <i>(1) Lanzamiento de Cargas Explosivas</i> <i>(2) Deslizamiento de Cargas Explosivas</i> <i>(3) Emplazamiento de Cargas Mediante Trineos</i> <i>(4) Lanzamiento de Cargas Explosivas desde Helicóptero o Avión</i> <i>(5) Lanzamiento de Cargas Explosivas desde un Andarivel</i> <i>(6) Cargas Explosivas Plantadas con Antelación</i> <i>(7) Control de Cornisas</i>
3.915.305	Inducción con Empleo de Artillería Militar
3.915.306	Inducción con Cañón de Propulsión a Gas
3.915.307	Inducción con Sistema CATEX
3.915.308	Inducción con Sistema GAZEX
3.915.4	OTROS MÉTODOS DE PROTECCIÓN ACTIVA

SECCIÓN	3.916 PROTECCIONES PASIVAS DE AVALANCHAS
3.916.1	CONSIDERACIONES BÁSICAS EN UN PLAN DE CONTROL DE AVALANCHAS CON PROTECCIONES PASIVAS
3.916.101	Condiciones de la Nieve
3.916.102	Condiciones del Terreno
3.916.103	Tipos de Estructuras de Control de Avalanchas
3.916.2	ESTRUCTURAS SIMPLES PARA ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.201	Bancos
3.916.202	Paredes
3.916.203	Pilotes
3.916.3	ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR Y ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE
3.916.301	Propósito y Tipos de Estructuras
3.916.302	Condiciones del Terreno y Disposición General de las Estructuras de Soporte en las Laderas
3.916.303	Profundidad y Espesor de la Nieve y Altura de las Estructuras
	<i>(1) Profundidad de la Nieve</i>
	<i>(2) Espesor de la Nieve</i>
	<i>(3) Altura de una Estructura</i>
3.916.304	Distancia entre Estructuras, o entre Líneas de Estructuras
	<i>(1) Distancia a lo Largo de la Pendiente</i>
	<i>(2) Intervalo entre Estructuras, Medido Transversalmente a la Pendiente</i>
3.916.305	Longitud de la Estructura para Soportar el Manto de Nieve
3.916.306	Presión del Manto de Nieve sobre las Estructuras y Cálculo de Esfuerzos
	<i>(1) Factores que Determinan la Presión del Manto de Nieve</i>
	<i>(2) Los Componentes de la Presión del Manto de Nieve</i>
	<i>a) La presión paralela a la pendiente</i>
	<i>b) La presión perpendicular a la pendiente</i>
	<i>c) Fuerzas adicionales en el caso de un plano de soporte inclinado</i>
	<i>d) Fuerzas por el efecto de los extremos de la estructura</i>
	<i>e) Fuerza resultante</i>
3.916.307	Guías para el diseño de estructuras
	<i>(1) Materiales para las Estructuras</i>
	<i>(2) Factores de Seguridad</i>
	<i>(3) Dimensiones y Esfuerzos Admisibles</i>
	<i>(4) Mantenimiento de las Estructuras</i>
	<i>(5) Inclinación del Plano de Soporte con Respecto a la Perpendicular a la Pendiente</i>
	<i>(6) Cargas de Tipo General</i>
	<i>a) Carga de primer tipo</i>
	<i>b) Carga de segundo tipo</i>
	<i>c) Cargas adicionales</i>
	<i>(7) Diseño del Plano de Soporte</i>
	<i>a) Cargas perpendiculares al plano rígido de una grilla</i>
	<i>b) Cargas paralelas al plano rígido de una grilla</i>
	<i>c) Cargas sobre un restrillo</i>
	<i>(8) Cargas Sobre Postes o Mástiles</i>
	<i>a) Método simple de estimación de la carga transversal</i>
	<i>b) Método de correlaciones</i>
	<i>c) Otras Consideraciones</i>
	<i>9) Especificaciones generales</i>
	<i>a) Especificaciones para Redes</i>
	<i>b) Especificaciones para rastrillos</i>
	<i>(10) Fundaciones</i>
3.916.308	Geología y Geotecnia
	<i>(1) Geología y Condiciones del Suelo</i>
	<i>(2) Ensayes de Suelos</i>
3.916.309	Ventajas y Desventajas

3.916.4	ESTRUCTURAS PARA DESVIAR Y/O CANALIZAR AVALANCHAS
3.916.401	Tipos de Estructuras
3.916.402	Ventajas y Desventajas
3.916.403	Angulo Máximo de Desviación
3.916.404	Altura de la Estructura de Desvío y Onda Estacionaria en la Desviación
3.916.405	Esfuerzo sobre la Estructura de Desvío
3.916.5	ESTRUCTURAS PARA DETENER AVALANCHAS
3.916.501	Tipos de Estructuras
3.916.502	Altura de las Estructuras
3.916.503	Esfuerzo sobre la Estructura
3.916.504	Ventajas y Desventajas
3.916.6	ESTRUCTURAS PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE AVALANCHAS
3.916.601	Tipos de Estructuras
3.916.602	Presiones de Impacto sobre las Estructuras
3.916.603	Cálculo de la Reducción de Velocidad
3.916.604	Ventajas y Desventajas
3.916.7	COBERTIZOS
3.916.701	Propósito y Tipos de Cobertizos
3.916.702	Cargas Dinámicas y Estáticas sobre los Cobertizos
3.916.703	Ventajas y Desventajas
3.916.8	TÚNELES DE PROTECCIÓN Y REFUGIO
3.916.801	Túneles
3.916.802	Cargas Estáticas y Dinámicas sobre los Túneles
3.916.803	Elementos de Seguridad en los Refugios
3.916.804	Ventajas y Desventajas
3.916.9	DEFLECTORES DE VIENTO Y VALLAS PARA LA NIEVE
3.916.901	Vallas para Nieve
3.916.902	Deflectores de Viento <i>(1) Paneles para Turbulencias</i> <i>(2) Púlpitos</i> <i>(3) Techos Jet</i> <i>(4) Deflectores Omnidireccionales</i>
3.916.10	FORESTACIÓN Y REFORESTACIÓN
3.916.1001	Aspectos Generales
3.916.1002	Posibilidades de Utilización
3.916.11	UBICACIÓN PREFERENTE DE LAS CARRETERAS CONSIDERANDO LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS AVALANCHAS
SECCIÓN	3.917 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN DE AVALANCHAS
3.917.1	CONSIDERACIONES BÁSICAS AL SELECCIONAR UNA ALTERNATIVA DE PROTECCIÓN
3.917.101	Aspectos Generales
3.917.102	El Bien a Proteger y su Vida Útil
3.917.103	Nivel de Riesgo, o de Protección, Aceptable
3.917.104	Selección de Alternativas de Protección <i>(1) Selección del Sistema de Protección</i> <i>(2) Selección de Materiales</i>
3.917.105	Criterios de Costos

3.917.2	CONSTRUCCIÓN EN ETAPAS DE LAS PROTECCIONES
3.917.201	Criterios de Riesgos en las Etapas
3.917.202	Guía para el Diseño de las Etapas en una Carretera <i>(1) Etapa de Estudios Previos</i> <i>(2) Etapa de Diseño de las Protecciones</i> <i>(3) Etapa de Protecciones Básicas</i> <i>(4) Etapa de Protecciones Avanzadas</i> <i>(5) Etapa de Protecciones Completas</i>
3.917.203	Observaciones de Nieve y Avalanchas
SECCIÓN	3.918 SEÑALIZACIÓN VIAL
3.918.1	SEÑALIZACIÓN PARA LA CONDICIÓN GENERAL DEL RIESGO DE AVALANCHAS
3.918.101	Escala de Riesgos de Avalanchas <i>(1) Sin Peligro</i> <i>(2) Peligro Débil</i> <i>(3) Peligro Moderado</i> <i>(4) Peligro Notorio</i> <i>(5) Peligro Fuerte</i> <i>(6) Peligro muy Fuerte</i>
3.918.102	Señalización
3.918.2	SEÑALIZACIÓN PARA LA IDENTIFICACIÓN DE SENDAS DE AVALANCHAS
3.918.3	IDENTIFICACIÓN DE ZONAS LIBRES DE RIESGOS Y REFUGIOS
3.918.301	Propósito
3.918.302	Identificación de las Zonas
3.918.4	OTRAS SEÑALES DE TRÁNSITO EMPLEADAS
3.918.5	ASPECTOS GENERALES
SECCIÓN	3.919 RESCATE DE VÍCTIMAS DE AVALANCHAS
3.919.1	LOS ACCIDENTES DE AVALANCHAS
3.919.101	El Factor Humano <i>(1) Presunciones incorrectas</i> <i>(2) El instinto de grupo</i> <i>(3) La actitud</i> <i>(4) El género</i> <i>(5) El clima y la percepción</i> <i>(6) La percepción del terreno</i> <i>(7) Habilidades</i> <i>(8) Comunicaciones</i>
3.919.102	Las Causas de Víctimas
3.919.103	La Probabilidad de Sobrevivir
3.919.104	Los Tipos de Accidentes <i>(1) Accidentes en Terrenos Inhóspitos</i> <i>(2) Accidentes en Canchas de Esquí</i> <i>(3) Accidentes en Carreteras</i> <i>(4) Construcciones Impactadas por Avalanchas</i> <i>(5) Accidentes de Ferrocarril</i> <i>(6) Accidentes Misceláneos</i>
3.919.105	La Experiencia Humana <i>(1) El Riesgo</i> <i>(2) La Muerte</i> <i>(3) La Moral</i>

3.919.2	EQUIPAMIENTO Y PRECAUCIONES MÍNIMAS EN ZONA DE AVALANCHAS
3.919.201	Equipamiento Mínimo y Precauciones Básicas
3.919.202	Acción de los Sobrevivientes
3.919.3	MÉTODOS Y ELEMENTOS PARA RESCATE
3.919.301	Los Métodos de Búsqueda de Víctimas
3.919.302	Elementos Mínimos para los Procedimientos de Búsqueda
3.919.303	Disposición de Elementos para los Rescates
3.919.4	ORGANIZACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE RESCATE
3.919.401	La Estación de Rescate
3.919.402	El Jefe de Rescates
3.919.403	El Jefe de Terreno
3.919.404	Los Jefes de Columnas
3.919.405	El Observador
3.919.406	Las Etapas de un Rescate
	<i>(1) Etapa 1</i>
	<i>(2) Etapa 2</i>
	<i>(3) Etapa 3</i>
3.919.407	El Peligro de Avalancha para el Personal de Rescate
3.919.408	Definición del Área de Búsqueda y Revisión Inicial
3.919.5	BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS CON TRANSCÉPTOR ELECTRÓNICO
3.919.501	Procedimiento de Búsqueda
3.919.502	El Caso de más de una Víctima Simultáneamente
3.919.6	BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS CON VARILLAS DE SONDEO
3.919.601	Organización de la Línea de Sondeo
3.919.602	Procedimiento de Sondeo Grueso
3.919.603	Procedimiento de Sondeo Fino
3.919.7	BÚSQUEDA DE VÍCTIMAS CON PERROS ENTRENADOS
3.919.701	El Empleo de Perros en Rescates de Avalanchas
3.919.702	Ejercicios de Adiestramiento
	<i>(1) Ejercicio Básico 1</i>
	<i>(2) Ejercicio Básico 2</i>
	<i>(3) Ejercicio Básico 3</i>
	<i>(4) Ejercicio Básico 4</i>
	<i>(5) Ejercicios Avanzados</i>
3.919.8	OTROS MÉTODOS DE BÚSQUEDA
3.919.9	RESUCITACIÓN Y EVACUACIÓN DE VÍCTIMAS
3.919.901	Procedimientos Generales
3.919.902	Paramédicos, Médicos y sus Equipos Mínimos
3.919.903	Evacuación de Víctimas
SECCIÓN	3.920 ALCANCES DE LOS ESTUDIOS DE PELIGRO Y PROTECCIÓN DE AVALANCHAS
3.920.1	DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE ESTUDIOS
3.920.2	ALCANCE DE LOS ESTUDIOS EN PROYECTOS NUEVOS
3.920.201	Estudio Preliminar
3.920.202	Anteproyecto
3.920.203	Estudio Definitivo

- 3.920.3** **ALCANCE DE LOS ESTUDIOS PARA OBRAS EXISTENTES**
- 3.920.301** **Recuperación del Estándar de Diseño**
 - (1) Estudio Preliminar*
 - (2) Estudio Definitivo*
- 3.920.302** **Cambio del Estándar de Diseño**
 - (1) Estudio Preliminar*
 - (2) Estudio Definitivo*

CAPITULO 3.900 RIESGO Y PROTECCION DE AVALANCHAS DE NIEVE

SECCION 3.901 ASPECTOS GENERALES

3.901.1 OBJETIVO

Enfrentados a la necesidad de utilizar terrenos en áreas con peligros de avalanchas, son dos los grandes problemas a resolver. Uno tiene que ver con la predicción de la ocurrencia y el posible control de avalanchas, el otro con la dinámica de las avalanchas. El comprender el primero permite utilizar continuamente el terreno, con restricciones de diversos grados durante períodos de peligros. Conocer el segundo posibilita definir las áreas libres de peligros, determinar la carga de los impactos de avalanchas y el peso de la nieve depositada que deben resistir las estructuras en las sendas de avalanchas, o bien diseñar formas de contener o desviar las avalanchas.

El objetivo de este capítulo es el de describir procedimientos que permiten emplear el conocimiento actual de la nieve y dinámica de las avalanchas como guías para cuantificar el peligro de avalanchas y para el diseño de estructuras que reduzcan, o eviten, el riesgo. No se pretende una discusión teórica, sino proporcionar herramientas que, a pesar de los habitualmente limitados datos de nieves y avalanchas, posibiliten soluciones adecuadas de ingeniería.

3.901.2 DEFINICION DE TERMINOS, ABREVIATURAS Y UNIDADES

El tema de avalanchas es un tema con relativamente poco tratamiento en la literatura técnica en castellano, de manera que para muchos términos no existe un equivalente en lengua castellana, o simplemente se han adoptado, castellanizando, términos extranjeros. Donde existe, se han adoptado términos en castellano; en algunos casos, cuando tales términos han sido confusos o cuando han tenido diferentes acepciones, se ha propuesto el más corrientemente aceptado y claro, y se ha incluido su definición.

Las abreviaturas empleadas en este manual se han tratado de asimilar, hasta donde ha sido razonable, a aquellas empleadas por los autores de los diversos estudios de los cuales se han extraído las referencias. Las unidades, salvo caso excepcionales y debidamente señalados, son aquellas del sistema métrico y, preferentemente también, aquellas empleadas en las referencias originales; los ángulos se expresan en grados sexagesimales.

3.901.3 ANTECEDENTES Y AGRADECIMIENTOS

Los antecedentes expuestos en este capítulo provienen de numerosas publicaciones científicas y técnicas sobre nieve, hielo y avalanchas, de algunos manuales de avalanchas, de trabajos presentados en congresos y seminarios, de material entregado en cursos universitarios, y de la experiencia de los autores ganada en diversos estudios de avalanchas con observaciones y mediciones de las características del manto de nieve y de la nieve depositada en avalanchas, y contrastando los resultados de modelos computacionales que simulan el comportamiento de una avalancha, y de protecciones contra las avalanchas, con eventos reales.

La nómina de referencias empleadas en el texto y Láminas de este capítulo contiene más de 500 títulos, de autores de diversos países pero principalmente de Estados Unidos de Norte América, Suiza, Francia, Rusia, Canadá, Inglaterra y Japón. El citar a todos ellos continuamente en este manual dificultaría su lectura y lo extendería considerablemente; para todos ellos nuestro reconocimiento y sinceros agradecimientos.

3.901.4 ORGANIZACION DEL CAPITULO DE AVALANCHAS

El tema de peligro, riesgos y protección de avalanchas es una tema nuevo en el Manual de Carreteras. Para tratarlo se ha hecho una subdivisión del capítulo que lo contiene en Secciones, Tópicos, y Numerales que intentan seguir un desarrollo lógico de la disciplina científica y su aplicación en la

evaluación del peligro y riesgo y en el diseño de protecciones. Siendo un tema muy especializado, de bibliografía y referencias muy escasas, sino inexistentes en el país, ha parecido conveniente incorporar en el capítulo algunos conceptos básicos de la precipitación nival y del desarrollo del manto de nieve, porque son aspectos esenciales en el tema de avalanchas y porque inciden directamente en el cálculo y diseño de las protecciones. Adicionalmente, se hace necesaria la inclusión de aspectos y conceptos básicos para que hagan comprensible al usuario del manual, aquel que no es especialista, la terminología de nieve y avalanchas.

También se ha incluido una sección respecto al rescate de víctimas de avalanchas, considerando que en toda actividad que se ejecuta en áreas con peligros de avalanchas (lo cual incluye la construcción, mantenimiento, operación y despeje de nieve de las carreteras) existe la posibilidad que personas o equipos sean atrapados en avalanchas y que debe existir una metodología de rescate.

Las materias tratadas en este capítulo sobre avalanchas están organizadas en las siguientes 20 secciones:

SECCION 3.901 ASPECTOS GENERALES. Esta es una sección de introducción al tema de riesgo y protección de avalanchas, donde se declaran los objetivos del capítulo, indican las referencias empleadas en el tratamiento del tema y se declaran las limitaciones de la presentación.

SECCION 3.902 LOS CRISTALES DE NIEVE. En esta Sección se describe, brevemente, la formación del cristal de nieve (o de hielo) en la atmósfera, la estructura cristalina del hielo y su incidencia en las numerosas formas del cristal de nieve, la relación entre las formas de los cristales y las condiciones climáticas, los mecanismos de crecimiento de los cristales de nieve y la clasificación de estos últimos. Esto es necesario para que los observadores de nieve entiendan el porqué de las mediciones y registros de la precipitación sólida, y para que aquellos que están trabajando en áreas con peligros de avalanchas comprendan que el saber interpretar lo que está ocurriendo con las formas de los cristales de nieve durante la nevada puede ser un elemento auxiliar significativo en la toma de decisiones para, por ejemplo suspender una faena por el inicio del peligro de avalanchas o cerrar una carretera por las mismas razones.

SECCION 3.903 MEDICION DE LA PRECIPITACION SOLIDA. La información respecto a la medición de la precipitación sólida es un elemento esencial en el análisis del riesgo de avalanchas. Desafortunadamente son muy escasas en Chile las oportunidades, o los sitios, en que esta medición se ha hecho adecuadamente. La medición de la precipitación sólida implica registrar que es lo que está precipitando, la profundidad de nieve acumulada en un período entre dos observaciones, la profundidad total de la nieve (o espesor del manto de nieve sobre el suelo), y el equivalente en agua de la nieve caída (para, entre otros, estimar la densidad de la nieve caída). Todos estos son elementos claves en la evaluación del peligro de avalanchas, del inicio y término del peligro, y de la frecuencia y magnitud de las avalanchas. En la sección se describen los elementos necesarios para las observaciones de nieve y se presenta un formato conveniente de registro de estas. También se comentan algunos instrumentos registradores que se emplean en las mediciones de la precipitación sólida, y sus bondades y desventajas.

SECCION 3.904 METEOROLOGIA DE MONTAÑA. En esta Sección se explica la relación entre la circulación general de las masas de aire y la ocurrencia de precipitación, en particular precipitación sólida en regiones montañosas. También se describe cómo la precipitación sólida produce la cubierta de nieve, las formas de los depósitos de nieve y las formas de erosión, transporte y depositación (o redistribución) eólica. Esta última es, probablemente, la forma de depositación más significativa de nieve durante los temporales y, por lo mismo, el tipo de depositación más directamente asociado a las avalanchas.

Se incluye en esta Sección una evaluación del intercambio calórico en la superficie y en la base del manto de nieve, sugiriendo ecuaciones simples y probadamente eficientes a emplear para estimar este intercambio. Este intercambio tiene que ver, entre otros, con la evaluación de persistencia y destrucción por fusión y evaporación del manto de nieve, entre otros, permite estimar, a niveles de promedios mensuales, el período de inicio de los depósitos nivales y sus espesores, y el término de los mismos.

Finalmente, en esta Sección se sugieren formas de analizar las variaciones de los parámetros meteorológicos durante tormentas de nieve, de manera de poder evaluar, en cierto momento durante un temporal de nieve, la magnitud y tasa de la carga de nieve. También, el análisis de los registros

meteorológicos obtenidos durante tormentas permite evaluar los lugares y momentos de ocurrencia de cargas de nieve tales que constituyen condiciones de riesgos de avalanchas.

SECCION 3.905 EVOLUCION DEL MANTO DE NIEVE. La estructura y los procesos de evolución del manto de nieve con el tiempo y bajo ciertas condiciones climáticas, tienen estrecha relación con los mecanismos de inicio de avalanchas y con la estabilidad general del manto de nieve. En esta Sección se describe la estructura del manto de nieve sobre el suelo, los procesos de metamorfismo que transforman rápida y permanentemente la nieve en el manto desde cristales de nieve a granos de hielo, la relación del metamorfismo de la nieve con la creciente rigidez del manto de nieve, y la densidad de la nieve recién caída y su variación con el tiempo, parámetros necesarios para el cálculo de la velocidad de corrida de las avalanchas. Se incluyen en esta Sección sugerencias para evaluar, a partir de los registros meteorológicos, las acumulaciones nivales máximas que pueden producirse en cierta localidad. También se incluyen antecedentes respecto a las propiedades mecánicas del manto de nieve, tales como cohesión, compresión uniaxial simple, porosidad, velocidad de onda y otras, requeridas en la evaluación del mecanismo de inicio y de desplazamiento de las avalanchas.

SECCION 3.906 VARIABILIDAD REGIONAL DE LAS CARACTERISTICAS GENERALES DEL MANTO NIVAL Las características generales del manto de nieve dependen esencialmente de factores climáticos. Por ello, esas características varían con la latitud y con la cota de depositación del manto de nieve. En esta Sección se analiza la variabilidad regional del manto de nieve, vale decir parámetros como cota mínima de precipitación nival, acumulaciones máximas y densidades, que pueden esperarse en las diversas regiones de Chile. También se analiza la variabilidad con el propósito de entregar un procedimiento de estimación de las variables esenciales en la definición básica de zonas con riesgos de avalanchas.

En esta Sección se entregan también antecedentes sobre la densidad de la nieve en los depósitos producidos por las avalanchas. El valor de la densidad de la nieve en los depósitos de avalanchas es un parámetro importante en la estimación de los espesores máximos que pueden alcanzar estos depósitos, y en la carga estática que producen sobre las estructuras que alcanzan, por ejemplo, algunos tipos de protecciones de avalanchas.

Antecedentes de densidades de nieve en los depósitos de avalanchas se entregan tanto provenientes de experiencias y mediciones en el país (que, en general, son pocas) como en el extranjero.

SECCION 3.907 MEDICIONES EN EL MANTO DE NIEVE. Las mediciones en el manto de nieve, a diferencia de las mediciones de la precipitación sólida expuestas en la Sección 3.903, se refieren a mediciones de las características del manto de nieve existente sobre el suelo, en el momento de la observación. Normalmente se trata de un manto de nieve que contiene estratos de diferentes nevadas, con cristales de hielo en diversos estados de metamorfismo, de variadas densidades y durezas, y con un particular gradiente de temperatura.

En esta Sección se indica el equipo necesario para las mediciones, la normativa a emplear en las mediciones, se explica en detalle la forma de efectuar las mediciones y las precauciones a tomar. Se agregan ejemplos de mediciones de las características del manto de nieve.

SECCION 3.908 ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE Y MECANISMOS DE INICIO DE AVALANCHAS. Esta Sección describe, esencialmente, los mecanismos de inicio de las avalanchas, y la evaluación de la estabilidad del manto de nieve. Se inicia la Sección con una explicación de los esfuerzos que se producen en un manto de nieve inclinado, las causas de los esfuerzos y el ángulo crítico de reposos estable. A continuación se describen los diferentes mecanismos de inicio de avalanchas, referidos a avalanchas originadas en placas de nieve, en mantos de nieve suelta y en mantos de nieve húmeda o saturada.

La evaluación de la estabilidad del manto de nieve se aborda desde el punto de vista de la estructura del manto de nieve y de los datos meteorológicos locales. Se incluye en este Tópico las diferentes pruebas de campo para medir la estabilidad.

La Sección concluye con un Tópico sobre la metodología para la predicción estadística de ocurrencia de avalanchas, indicando la metodología, la forma de análisis de los antecedentes y la eficiencia del método.

SECCION 3.909 TIPOS, CLASIFICACIONES Y REGISTROS DE AVALANCHAS. Existen diferentes tipos de avalanchas, y cada uno de estos tipos tienen formas de desplazarse que son particulares. El propósito de esta Sección es el de entregar herramientas a los observadores de nieve y avalancha que les permitan clasificarlas adecuadamente. En particular porque esta información es esencial para que el diseñador de protecciones sepa respecto a los tipos de avalanchas de las cuales debe proteger y, consecuentemente, diseñar en concordancia.

En esta Sección se describen las diversas clasificaciones y tipos de avalanchas, según el movimiento inicial, el grado de humedad de la nieve, el tipo de flujo predominante, la forma de la senda de la avalancha, el plano de deslizamiento y la magnitud de las avalanchas. Se agrega una descripción de las avalanchas de fragmentos de hielo, las que son diferentes de las avalanchas de nieve en cuanto a su origen.

Concluye esta Sección con una descripción de la normativa internacional para la descripción de avalanchas y un ejemplo de los registros de avalanchas.

SECCION 3.910 SENDAS DE AVALANCHAS. Las sendas de avalanchas tienen una zona de inicio, otra de tránsito y una tercera de depositación. Cuando las zonas de inicio son amplias, como amplios abanicos en las cabeceras de quebradas, las avalanchas pueden iniciarse en diversos puntos de esa zona de inicio y tener ejes de caída, o trayectorias de caída, diferentes lo cual influye en las velocidades y otras propiedades de las avalanchas en la senda. En esta Sección se definen las zonas de una senda de avalanchas, se indica como identificar y delimitar las diferentes zonas de una senda de avalancha, y como trazar probables ejes de caída en las sendas de avalanchas o bien trazar ejes de avalanchas observadas.

Para efecto de cálculo de las características de las avalanchas en los ejes de caída de una senda, debe trazarse un perfil del eje dividido en tramos de pendiente homogénea. Se entregan en esta Sección indicaciones y ejemplos de trazado del perfil del eje de una senda de avalancha.

La velocidad de las avalanchas en una senda depende, entre otros de la rugosidad de la senda, definida por las características geotécnicas del terreno. Se entregan antecedentes, en un Tópico pertinente, respecto a como evaluar de manera general estas características geotécnicas.

Finalmente, se entregan en esta Sección sugerencias y recomendaciones respecto a como identificar sendas de avalanchas, en base a antecedentes históricos, en base a las particulares características del terreno de montaña, en base a fotografías aéreas y en base a las observaciones de la precipitación y acumulación nival.

SECCION 3.911 ZONIFICACION DEL PELIGRO Y DEL RIESGO DE AVALANCHAS. En esta Sección se describe la diferencia entre el peligro de avalanchas, que es el área y condición natural en la cual pueden ocurrir daños a personas o bienes debido a las avalanchas, y el riesgo de avalanchas propiamente tal, que es la probabilidad de ocurrencia de una condición peligrosa. Se describe la composición del riesgo de avalanchas y, de manera particular y detallada, los alcances y metodologías empleadas en la zonificación regional, local y microzonificación de áreas de peligro y riesgo de avalanchas.

Adicionalmente, se analizan en esta Sección los criterios de zonificación para diversos grados de riesgos, y los criterios, estándares, casos y ejemplos de zonificación del riesgo de avalanchas en uso en otros países.

SECCION 3.912 RECURRENCIA DE AVALANCHAS. La recurrencia de avalanchas es de particular interés en la evaluación del riesgo de avalanchas. De ella suele depender, en gran medida, la decisión respecto al tipo de protecciones de avalanchas. En todo Chile no existen estadísticas de recurrencias de sendas de avalanchas; en el mejor de los casos solo observaciones de la ocurrencia de avalanchas aisladas. Por ello, para producir una estadística debe recurrirse a la estadística meteorológica para, de ella, inferir las ocasiones en que, probablemente ocurrieron avalanchas.

Esta Sección está dedicada a como estimar la recurrencia de avalanchas en base a la estadística meteorológica, indicando procesos y metodologías simples. La estadística meteorológica puede ser objeto de sofisticados análisis estadísticos, pero ese no es el objetivo de este capítulo del Manual de Carreteras. Aquí, esencialmente, se propone un análisis para evaluar la ocurrencia de tormentas en un año con precipitaciones nivales, los montos de precipitación y los días en el año con peligro de avalanchas (considerando los procesos de metamorfismo que afectan al manto de nieve y el balance calórico en la superficie del manto) y los años con peligro de avalanchas. También se considera el análisis de la probabilidad de impacto de una avalancha en una senda contra una estructura, considerando la vida media de la estructura y la probabilidad de ocurrencia de las avalanchas.

SECCION 3.913 DINAMICA DEL MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS. Esta Sección contiene las ecuaciones que describen el movimiento general de las avalanchas y permiten calcular sus velocidades en los diferentes tramos de un eje de senda, y para diferentes formas topográficas, tales como sendas en amplias laderas abiertas, o bien sendas confinadas en estrechas quebradas. Se incluyen las ecuaciones matemáticas para el cálculo de la distancia de corrida de las avalanchas en las zonas de depositación y de los espesores máximos probables de la nieve acumulada por la depositación de avalanchas. También se describe y muestra como estimar la característica del viento que precede y acompaña a las avalanchas y que suele provocar daños aunque las estructuras y personas no sean alcanzadas por las avalanchas mismas.

Se analizan en esta Sección los valores de diversos coeficientes que deben emplearse en las ecuaciones de movimiento de las avalanchas, tales como el de fricción kinética y el de fricción turbulenta, con ejemplos de experiencias del análisis de avalanchas en el país y en extranjero. Se analizan los parámetros que controlan la altura de flujo de las avalanchas, la variación de la altura de flujo en los cambios de pendiente entre tramos de un eje de senda, y se muestran perfiles típicos de variación de la velocidad en un eje vertical perpendicular a la dirección de movimiento.

SECCION 3.914 EFECTOS Y PRESIONES DE LAS AVALANCHAS. Esta Sección contiene la metodología de cálculo y ecuaciones matemáticas para evaluar las presiones de impacto de una avalancha sobre una superficie u obstáculo en la senda, las pérdidas de energía debidas a un obstáculo en la senda, y los efectos de empuje y levante sobre grandes obstáculos. Estos últimos efectos, a menudo no considerados en el cálculo de estructuras en sendas de avalanchas, son la causa del levantamiento primero y luego volcamiento o destrucción de obras en las sendas de avalanchas.

Se considera en esta Sección, también, las presiones en el piso que produce una avalancha al correr sobre un terreno horizontal, indicando la metodología de cálculo, y el efecto de los detritos incluidos en la nieve de avalanchas, en particular los detritos rocosos que suelen acompañar a la nieve en las avalanchas de la alta cordillera. Un Tópico breve se dedica a la evaluación del efecto de succión en las avalanchas del tipo de flujo en suspensión.

SECCION 3.915 CONTROL DE AVALANCHAS Y PROTECCIONES ACTIVAS. Las protecciones activas se centran en dos alternativas: (i) la restricción de acceso a un área con peligro de avalanchas, o bien (ii) diferentes formas de inducir avalanchas de manera controlada, evitando que ocurran en ocasiones inesperadas. En esta Sección se describen y analizan los diferentes tipos de protecciones activas contra avalanchas, destacando las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

En el caso de protección con restricciones de acceso a áreas con peligro de avalanchas, se detalla el procedimiento, la línea de comando, las comunicaciones, las observaciones de nieve y control de nieve y cornisas, las faenas de despeje de caminos y carretera y los elementos de recate y primeros auxilio con que debe contarse para este tipo de protección activa.

Dentro de los métodos de protección activa se describe y analiza el efecto de explosiones artificiales en el manto de nieve, métodos manuales de inducir avalanchas, el uso de explosivos de diversas maneras (colocación manual, colocación antes de temporada invernal y disparo a control remoto, lanzamiento desde helicóptero, etc.) y de artillería militar para la inducción de avalanchas, el empleo de proyectiles explosivos lanzados desde cañones con propulsión a gas, el empleo de los sistemas Catex y Gazex, y otras alternativas de inducción de avalanchas.

SECCION 3.916 PROTECCIONES PASIVAS DE AVALANCHAS. Las protecciones pasivas de avalanchas son las diferentes obras y estructura empleadas para estabilizar el manto de nieve, vale decir para que no se deslice e inicie una avalancha, o bien para detener, desviar, canalizar, contener o reducir la velocidad y presiones de impacto de las avalanchas. En este sentido la variedad de estructuras posible de construir son tantas como lo permite la inteligencia y experiencia del diseñador, pero todas ellas se basan en conceptos de estabilidad y presiones ejercidas por el manto de nieve, o la velocidad y presión de impacto de las avalanchas.

En esta Sección se incorporan los criterios de diseño y la metodología (y ecuaciones) de cálculo de las estructuras para soportar el manto de nieve, y la normativa y estándares empleados en estos diseños.

El diseño del resto de las estructuras de protecciones pasiva depende de parámetros de las avalanchas tales como velocidad y altura de flujo, y presiones de impacto, cuya metodología de cálculo se entrega en secciones anteriores, de manera que aquí solo se incluye indicaciones para el adecuado empleo de los resultados de esos cálculos.

Estructuras de protección pasiva, no relacionadas directamente con las sendas de avalanchas, son túneles de protección y pantallas deflectoras de viento y nieve que se colocan en las cumbres de cordones para evitar la formación de cornisas. Se describen estas estructuras de manera general y los requisitos que deben cumplir.

Finalmente, se sugieren criterios básicos a emplear para la localización preferente de carreteras en áreas con peligro de avalanchas, de manera de reducir o evitar los costos de construcción de protecciones, y se comenta los resultados prácticos de protecciones basadas en programas de forestación o reforestación.

En todos los casos se analizan las ventajas y desventajas de las diferentes formas de protección de avalanchas.

SECCION 3.917 SELECCION DE ALTERNATIVAS DE PROTECCION DE AVALANCHAS. La selección de una alternativa de protección de avalanchas depende, además del grado de riesgo y del costo de las obras, de consideraciones sociales, económicas y de bien común todas las cuales se escapan en su análisis a los propósitos de este capítulo del Manual de Carreteras. Se entregan aquí solamente consideraciones y criterios general, tales como el valor y vida útil del bien a proteger, análisis del nivel de riesgo aceptable para la protección, y la selección de alternativas. Se indican, además, los criterios de costo detallado que deben incorporarse en la evaluación del costo de las protecciones, como, por ejemplo, excavaciones para las fundaciones, caminos de acceso a obras, y experiencias sobre los costos de mantenimiento de los diferentes tipos de obras para la protección de avalanchas.

SECCION 3.918 SEÑALIZACION VIAL. En esta Sección se describe la señalización vial que debe emplearse para indicar la condición general de riesgo de avalancha en una carretera en cierto momento, la identificación a lo largo de la carretera de los tramos que cruzan las sendas de avalanchas, la identificación de las zonas libres de riesgo de avalanchas donde los vehículos pueden detenerse o estacionarse sin riesgos, y la ubicación de eventuales refugios donde las personas pueden cobijarse libres del riesgo de avalanchas.

SECCION 3.919 RESCATE DE VICTIMAS DE AVALANCHAS. Los procedimientos de rescate de víctimas de avalanchas no tienen que ver con el diseño y (probablemente) construcción de una carretera, pero en toda carretera en áreas con peligros de avalanchas debe existir un procedimiento de rescate de víctimas de avalanchas y los elementos apropiados para el procedimiento de rescate.

Se incorporan en esta Sección recomendaciones respecto a las precauciones que deben observar quienes transitan en una zona de avalanchas, los métodos y procedimientos que deben existir para el rescate de víctimas, y la organización de los recursos humanos disponibles para los procedimientos de rescate.

Se describe en detalle el procedimiento de búsqueda de víctimas de avalanchas con varillas, el más tradicional y aún bastante empleado, especialmente en carreteras donde las personas suelen viajar sin elementos especiales de ayuda para localizar las víctimas.

También se describe el procedimiento de búsqueda con transceptor electrónico, el que debe ser utilizado por todas las personas que laboran en carreteras con riesgos de avalanchas, en particular en los equipos de despeje de nieve, de control de la carretera, y de rescate de víctimas.

Se indican otros métodos de búsqueda, como el uso de perros amaestrados y, de manera resumida, los procedimientos de resucitación y evacuación de víctimas.

SECCION 3.920 TERMINOS DE REFERENCIA GENERALES PARA LOS ESTUDIOS DE RIESGO Y PROTECCION DE AVALANCHAS. Cuando las carreteras se diseñan en áreas donde la ocurrencia de precipitación sólida es conocida o presumida, el peligro de avalanchas debe evaluarse y, eventualmente, diseñarse protecciones. En esta Sección se describen los objetivos y requisitos mínimos que deben cumplir los estudios de ingeniería en las etapas de ingeniería básica, de anteproyecto y de estudio definitivo. En particular, los contenidos que deben poseer tales estudios, desde el punto de vista del riesgo y protección de avalanchas.

3.901.5 LIMITACIONES

Algunas características y propiedades del manto de nieve varían de un lugar a otro por los procesos involucrados y que se relacionan, en gran medida, con las características del clima y la cota. Debido a que la cantidad de observaciones de nieve en Chile, y en particular de los depósitos de avalanchas, es relativamente escasa estas variaciones son poco conocidas y pueden inducir a errores en los cálculos de las características de las avalanchas y en el diseño de las protecciones. Virtualmente todo lo que se ha investigado y conoce de la nieve en las montañas chilenas ha sido incorporado en este manual; aún así, los antecedentes expuestos deben tomarse con ciertas precauciones y, probablemente, considerar un factor de seguridad; en todo caso, es recomendable realizar las mediciones y observaciones de nieves y avalanchas necesarias para proporcionar una conveniente base de datos a los proyectos.

Si las observaciones de nieve son pocas, las observaciones sobre la ocurrencia y recurrencia de avalanchas suelen ser aún más escasas, o inexistentes. Estimaciones respecto a estas ocurrencias, basadas en el análisis de condiciones meteorológicas, no necesariamente reflejan la realidad; por ello, es absolutamente necesario y conveniente que los estudios de avalanchas se realicen durante un período de tiempo tal que permita realizar estas observaciones.

Finalmente, este capítulo del Manual de Carreteras no pretende ser un texto de avalanchas, sino tan solo indicar el estado actual del conocimiento, señalar la normativa y procedimientos básicos a emplear en el estudio de avalanchas y las alternativas y criterios básicos para el diseño de protecciones.

SECCION 3.902 LOS CRISTALES DE NIEVE

3.902.1 EL CRISTAL DE HIELO

3.902.101 La Formación del Cristal de Hielo en la Atmósfera. La cantidad de vapor de agua presente en el aire depende de la temperatura del vapor, la que es normalmente igual a la del aire. Cuanto más baja es la temperatura, menor es el contenido de vapor que puede contener el aire. En consecuencia, descensos de temperatura en las masas de aire hacen que el vapor de agua presente en la atmósfera alcance su límite máximo (o de saturación) que corresponde a cierta temperatura, y el vapor de agua comienza a condensarse.

La condensación es la acumulación de moléculas de vapor de agua en gotas muy pequeña, o microgotitas, del tamaño de 20 micrones o menos. La condensación del vapor en la atmósfera se facilita con la presencia en esta de pequeñas partículas no necesariamente de carácter higroscópico, denominadas núcleos de condensación o de congelamiento, y cuyo tamaño es generalmente del orden de 0,1 a 1 micrón; vale decir, aerosoles que pueden permanecer indefinidamente en la atmósfera hasta que sirven de núcleos de condensación o congelamiento y precipitan. En ausencia de estas partículas, lo cual es mas bien raro, el aire se sobresatura antes de comenzar la condensación. Las partículas más activas en cuanto a núcleos de condensación suelen ser salinas, aunque pueden ser también otros sólidos, líquidos o gases (ejemplo, ozono). Como núcleos de congelamiento solamente actúan partículas sólida, siendo las más comunes de minerales arcillosos.

Los núcleos de condensación o de congelamiento actúan como centros de nucleación de la fase líquida, a partir de los cuales se inicia el crecimiento de microcristales de hielo si la temperatura del aire es negativa (aunque siempre pasando por una breve fase inicial líquida y congelamiento de la microgotita inicial), o de las microgotitas de agua si ella es positiva. Si las microgotitas no poseen núcleos, o sea son de agua pura, la congelación comienza normalmente a temperaturas inferiores a 0°C, incluso hasta de aproximadamente -40°C. Este fenómeno se llama sobrefusión y, en este caso, el congelamiento se inicia por choques entre microgotitas sobrefriadas, o entre una microgotita y un núcleo de condensación. Una vez iniciada la formación de hielo, cuando existe agua en contacto con hielo, el proceso prosigue a la temperatura ambiente, igual o inferior a 0°C, y la sobrefusión desaparece de manera irreversible. En general, se estima que la transformación de una nube de microgotitas a microcristales de hielo ocurre por sobrefriamiento a la temperatura de -12°C, por ello denominada temperatura de sublimación.

Tras la nucleación, el crecimiento de los microcristales de hielo, o de las microgotitas de agua, es a través de un proceso de difusión del vapor de agua hacia estos. Este es un proceso muy rápido, que ocurre en fracción de segundo, y forma una neblina (o nube) compuesta de microcristales de hielo, o de microgotitas, de tamaño hasta 10, y ocasionalmente hasta 50, micrones. El peso de los cristales, o de las microgotitas, es tan pequeño, que un leve movimiento ascendente en la masa de aire, con velocidades del orden de 100 a 150 m/h, es suficiente para mantenerlos en suspensión.

A partir del tamaño de 10 a 50 micrones, el crecimiento de los ahora cristales y gotitas ocurre por condensación y es muy lento. Para que ocurra precipitación, el tamaño de los cristales o gotitas en la nube debe aumentar hasta ser tal que la velocidad de caída exceda la velocidad de ascenso de las masas de aire. Adicionalmente, el tamaño debe ser tal que permita al cristal, o a la gotita, caer por el aire no saturado existente por debajo de la nube, y llegar a la tierra sin evaporarse totalmente. Por ello, la precipitación que se observa en la superficie terrestre comienza cuando las gotitas crecen o se unen en gotas de lluvia, o cristales de hielo, de tamaños del orden de 1.000 micrones.

Las gotas de lluvia mayores poseen tamaños del orden de 6 mm de diámetro. En nubes convectivas, con fuerte circulación de aire ascendente, las gotas de agua pueden elevarse, congelarse y caer como granizo (hielo amorfo en forma algo esférica) de hasta 10 cm de diámetro o más cuando el proceso de circulación ascendente en la nube se repite. Los cristales de nieve caen comúnmente como copos de nieve, que son cristales de hielo entrelazados, o de formas complejas.

3.902.102 La Estructura Cristalina del Hielo. La estructura cristalina del hielo depende esencialmente de la presión y temperatura de formación, lo cual resulta en diversas formas posibles. Sin embargo, en los

mantos de nieve se encuentra casi exclusivamente la estructura ordinaria del hielo, llamada Ih. Las otras formas existen solamente a muy altas presiones o extremadamente bajas temperaturas.

En los cristales de hielo, los átomos de oxígeno se disponen en forma tetraédrica, cada átomo de oxígeno rodeado a su vez por otros cuatro átomos de oxígeno casi igualmente separados [ver Lámina 3.902.102.A, Figura a)] ubicados en los vértices del tetraedro. Cada par de átomos de oxígeno se relaciona con enlaces de hidrógeno. Si los tetraedros fueran perfectos, todos los enlaces de hidrógeno serían de igual longitud y todos los ángulos internos serían de $109^{\circ}28'$. En realidad las desviaciones de esta figura ideal son menores, de manera que en una primera aproximación los átomos de oxígeno se disponen en juegos de tetraedros perfectamente ensamblados.

Esta disposición tetraedral de los átomos de oxígeno en el hielo produce la característica simetría hexagonal de los cristales de hielo, como se muestra en la Lámina 3.902.102.A, Figuras a), b) y c). En estas figuras, los tres átomos marcados O'' forman un triángulo equilátero en un plano llamado basal, y el enlace O'O es la dirección del denominado eje c cristalográfico, el cual es perpendicular al plano basal. El átomo O' tiene cuatro enlaces, uno con el átomo O y otros tres con los átomos O''' igualmente separados y ubicados también en un plano perpendicular al del eje c. Así, se conforman dos tetraedros enlazados, uno con el átomo O como centro y el otro con el O' como centro e invertido con respecto al primero. A su vez, cada átomo O'' y O''' tiene otros tres enlaces.

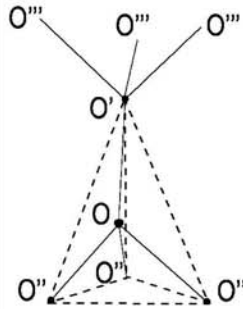
Como se puede observar en las figuras arriba nombradas, la simetría hexagonal requiere que todos los átomos O estén en un mismo plano, los O' en otro paralelo al primero, y así sucesivamente, formando hexágonos entre los planos. También requiere que los átomos del plano O'' se ubiquen directamente por sobre aquellos del plano O''', sin posibilidad de rotar unos con respecto a otros. La dimensión de cada celda es de 4,523 Å, vale decir muy abierta y poco densa.

En un cristal perfecto, no es posible que exista rotación entre los átomos O'' y O''', sin embargo, todos los cristales tienen superficies y en las superficies la estructura de enlaces no está completa existiendo, por ejemplo, grupos de átomos O''' enlazados a un átomo O' pero sin otros enlaces. Tales grupos de átomos pueden rotar fácilmente, y una película superficial de este tipo se comporta más bien como la de un líquido en cuanto a su poca capacidad de soportar esfuerzos en cizalle.

El menor número de enlaces entre átomos que se encuentran en un solo plano cristalográfico ocurre en un plano perpendicular al eje cristalográfico c, entre los átomos O y O'. Este es, en consecuencia, el plano más débil, o plano de deslizamiento en los cristales de hielo.

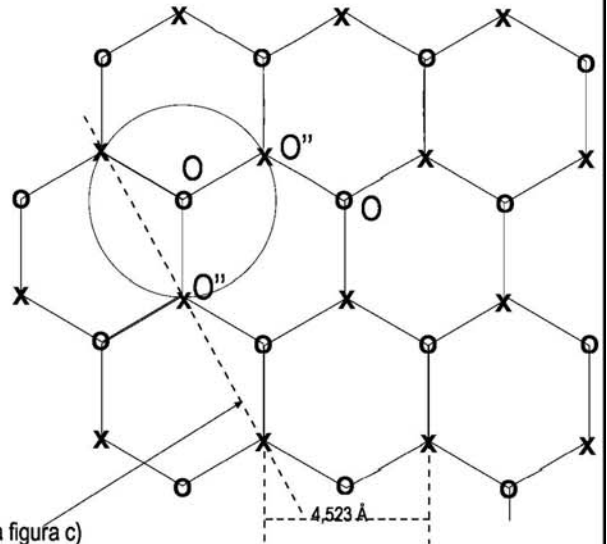
Las teorías modernas de sólidos indican que virtualmente no existen cristales de tamaño macroscópico perfectos. Las imperfecciones se refieren a huecos en la estructura atómica (faltan algunos átomos), líneas que no encajan perfectamente, o átomos extraños presentes en la estructura. Estas imperfecciones permiten la existencia de rotaciones con ejes en los enlaces al interior de los cristales, lo cual parece ocurrir particularmente cuando la temperatura se acerca al punto de fusión y se amplifican las amplitudes de la vibración térmica.

Los átomos de hidrógeno, que son más bien iones, se disponen en los enlaces entre átomos de oxígeno a una distancia de 1 Å de uno de los dos átomos de oxígeno [véase Lámina 3.902.102.B, Figuras a) y b)]. La separación entre átomos de oxígeno es de 2,7490 Å en los enlaces paralelos al eje c, y a 2,7517 Å en los enlaces inclinados con respecto al eje c.

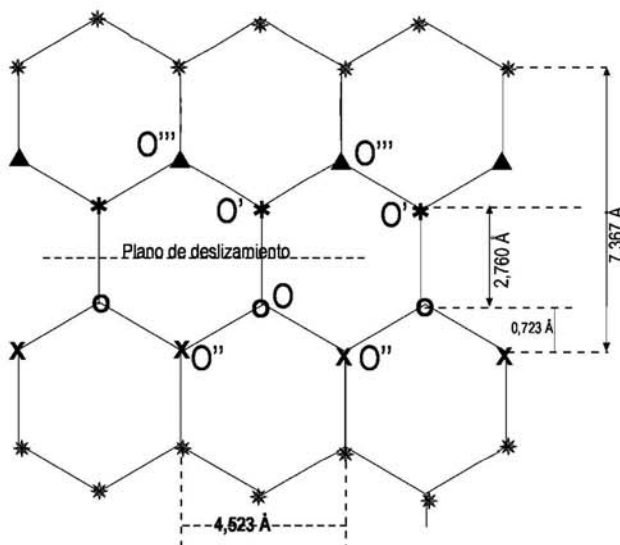


- a) Esquema de la estructura molecular del hielo mostrando el arreglo tetraédrico. O, O', O'', O'''' son átomos de oxígeno en diferentes niveles. O-O' es el eje c cristalográfico. Las líneas entre O'', O, O' y O'' son enlaces de hidrógeno entre átomos de oxígeno.
----- = aristas del tetraedro.

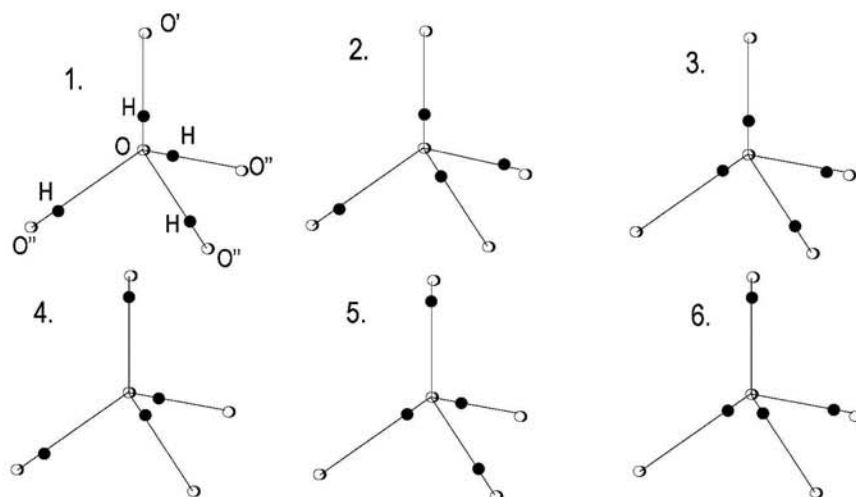
- b) Proyección de la estructura molecular del hielo sobre un plano basal. Los círculos y las cruces indican posiciones de los átomos de oxígeno en dos planos diferentes. Se muestran solos los enlaces inclinados.
O= átomos de oxígeno del nivel O
X= átomos de oxígeno del nivel O''



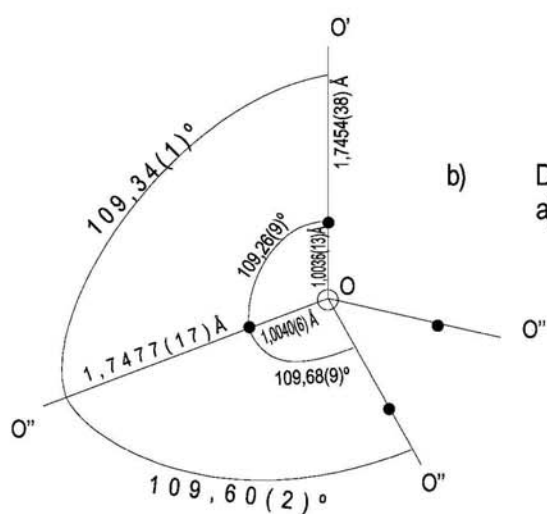
Proyección del plano de la figura c)



- c) Proyección de la estructura molecular del hielo sobre un plano por el eje c cristalográfico (ver fig. b)).
x= átomos de oxígeno del nivel O''
o= átomos de oxígeno del nivel O
*= átomos de oxígeno del nivel O'
▲=átomos de oxígeno del nivel O''''
*=átomos de oxígeno de otros niveles



- a) Seis posibles ubicaciones de protones de hidrógeno en la molécula de agua.
o= átomos de oxígeno y ●= protones de hidrógenos. Cada átomo de oxígeno
tiene dos protones de hidrógenos cercanos.



- b) Disposición de átomos y protones, según alternativa 3 de la figura a).

3.902.103 Propiedades Físicas del Hielo Ordinario (hielo tipo I_H). El cristal de hielo es un sólido con propiedades visco-elásticas. Vale decir, a esfuerzos breves reacciona de manera elástica, pero ante esfuerzos de mayor duración fluye y se comporta de manera viscosa. El flujo ocurre preferentemente en los planos de deslizamiento de los cristales de hielo [véase Lámina 3.902.102 A, Figura c)]. En realidad, el flujo del hielo es plástico, pero el esfuerzo mínimo requerido para iniciar el flujo plástico es tan pequeño que normalmente se lo ignora y se considera que la respuesta del hielo a los esfuerzos continuos es solamente viscosa. La ley de flujo de hielo policristalino que mejor se ajusta a las deformaciones observadas es:

$$\alpha = B_0 \times \tau^n \quad (\text{ec. 3.902.103.1})$$

donde α es la deformación debida al corte, τ es el esfuerzo de corte, B_0 es un parámetro dependiente de la temperatura pero de valor habitual 0,164 bar-n/año, y n es una constante cuyo valor más aceptado por los investigadores es 3.

Propiedades físicas del hielo se muestran en la Tabla 3.902.103.A, con las unidades determinadas por los diversos autores.

TABLA 3.902.103.A
PROPIEDADES FÍSICAS DEL AGUA Y HIELO ORDINARIO
(PETRENKO, 1993, POUNDER, 1965, SHUMSKII, 1964).

Parámetro	Valor
Densidad	
hielo a 0°C	0,917 g/cm ³
agua a 0°C	0,99984 g/cm ³
agua a 4°C (densidad máxima del agua)	0,99997 g/cm ³
líquido a 20°C	0,9982 g/cm ³
Viscosidad a 20°C	1,005 c
Punto de fusión	273,16 K (0°C)
Variación del punto de fusión con la presión	0,00752 °C/atm
Punto de ebullición	647,3 K (100°C)
Temperatura crítica	647,3 K (374,15°C)
Presión crítica	22,06 MPa
Densidad crítica	0,322 g/cm ³
Calor latente de fusión, a 0°C	332,4 J/g, 79,7 cal/g
Calor latente de evaporación	2256,2 J/g
Calor latente de sublimación	2833,9 J/g
Capacidad de calor específico (c _p)	
hielo a 0°C	2,038 J/g K, 0,50 cal/g
Hielo	0,5057+0,001863xt cal/g°C
líquido a 0°C	4,186 J/g K, 1,00 cal/g
vapor a 0°C	1,905 J/g K
Permisividad dieléctrica	
hielo a -10°C	95
líquido a 25°C	78,54
Conductividad térmica	
hielo a 0°C	234,6 mW/m K
hielo a cierta temperatura	0,0053 (1+ 0,0015 t) cal/cm ² s°C
líquido a 0°C	560,9 mW/m K
líquido a 100°C	678,6 mW/m K
vapor a 100°C	25,1 mW/m K
Compresibilidad adiabática a 20°C	4,555 x 10 ⁻¹² m ² /N
Tiempo de relajación dieléctrica	
hielo a -10°C	5 x 10 ⁻⁵ s
líquido a 25°C	9,22 x 10 ⁻¹² s
Susceptibilidad magnética molecular	-12,972 x 10 ⁻⁶

Parámetro	Valor
Tensión superficial de agua	
a 0°C	74,64 x 10 ⁻³ N/m
a 20°C	72,75 x 10 ⁻³ N/m
a 100°C	58,89 x 10 ⁻³ N/m
Índice de refractividad a 20°C	1,333
Peso específico	
Del hielo a 0°C y 1 atm de presión	0,9168 g/cm ³
Del hielo a cierta temperatura y 1 atm de presión	0,9168(1-1,53x10 ⁻⁴ xt) g/cm ³
Del agua a 0°C y 1 atm de presión	0,999863 g/cm ³
Volumen específico	
Del hielo a 0°C	1.0908 cm ³ /g
Del agua a 0°C	1,000132 cm ³ /g
Reducción del punto de fusión por presión	-0,0044 °C/atm
Resistencia al corte	<1 kg/cm ²
Dureza del hielo	
a 0°C	1,5 escala Mohs
a -15°C	2-3 escala Mohs
a -30°C	3-4 escala Mohs
a -40°C	4 escala Mohs
a -78,5°C	6 escala Mohs
Coefficiente de expansión lineal entre 0°C y -66°C	
en la dirección del eje cristalográfico	29x10 ⁻⁶ por °C
en dirección perpendicular al eje cristalográfico	17x10 ⁻⁶ por °C
Límite elástico del hielo policristalino a 0°C	< 0,1 kg/cm ²
Coefficiente de viscosidad del hielo	
fuerza perpendicular al eje c cristalográfico	10 ¹⁰ – 10 ¹¹ poise
fuerza paralela al eje c cristalográfico	10 ¹⁴ – 10 ¹⁵ poise
en general	desde 0,002x10 ¹² a 2200x10 ¹² poise
Límite de ruptura del hielo	
en compresión uniaxial simple, variación normal	31 – 38 kg/cm ²
En compresión uniaxial simple, extremos encontrados	18 – 107 kg/cm ²
en tensión	11 – 20 kg/cm ²
en cizalle	5,7 – 7,0 kg/cm ²
Flexión	4,2 – 17,9 kg/cm ²
Modulo elástico	
E del hielo a -15°C	1,06x10 ⁵ kg/cm ²
E del hielo a -9°C	9,29x10 ¹⁰ dinas/cm ²
E del hielo a -35°C	10,90x10 ¹⁰ dinas/cm ²
μ	0,33
Coefficiente de fricción (muy variable en general)	
patin de aluminio sobre hielo a -10°C, estático	0,38
patin de aluminio sobre hielo a -10°C, velocidad 3 cm/s	0,34
patin de aluminio sobre hielo a -10°C, velocidad 5 m/s	0,04

3.902.104 Contenido Químico del Hielo, Impurezas e Isótopos. El agua "pura" no es solamente H₂O, debido a la presencia de isótopos de hidrógeno y oxígeno. Los isótopos del hidrógeno son: ¹H o hidrógeno ordinario, ²H o D, o deuterio; y ³H o T, o tritio. Las aguas en la naturaleza poseen del orden de 15 átomos de deuterio por cada 100.000 átomos de hidrógeno ordinario. Existen también seis isótopos de oxígeno: ¹⁴O, ¹⁵O, ¹⁶O, ¹⁷O, ¹⁸O y ¹⁹O. De estos, solo tres son estables: ¹⁶O, ¹⁷O y ¹⁸O; en la naturaleza, por cada 10.000 átomos de ¹⁶O hay 20 de ¹⁸O y 4 de ¹⁷O. Las posibles combinaciones de los diversos isótopos son las siguientes: ¹H¹H¹⁶O o el agua más común, ²H¹H¹⁶O o agua de deuterio, y ³H¹H¹⁶O o agua de tritio. Moléculas muy pesadas, tales como ¹H¹H¹⁸O son muy raras.

El agua de deuterio (D_2O), también llamada “agua pesada”, se encuentra en todas las aguas en el mundo, constituyendo aproximadamente un 0,0015% de ellas. El tritio es β -radioactivo, vale decir, se desintegra y transforma en 3He con una vida media de 12,43 años. El agua de tritio (T_2O , punto de fusión $4,5^\circ C$) se encuentra en pequeñas cantidades en la vecindad de fuentes radioactivas. El contenido de ^{18}O decrece con la temperatura, de manera que, y en general, los mantos de nieve invernales contienen menos proporción de este isótopo que los mantos de nieve de precipitación otoñal o primaveral, y también la nieve precipitada a mayor altura.

Las gotas de agua en la atmósfera, o los cristales de hielo, contienen normalmente impurezas; estas son los núcleos de condensación o de cristalización, y también otras partículas atrapadas en la superficie de las gotas o en las dendritas de los cristales de hielo, incluyendo partículas orgánicas. La concentración de estas impurezas es normalmente del orden de pocas partes por millón en la precipitación en regiones montañosas. El efecto de estas impurezas es, normalmente, insignificante en cuanto a las propiedades del hielo, pero si pueden afectar el proceso de congelamiento del agua y las constantes térmicas del agua y el hielo.

3.902.105 Fenómenos Electromecánicos en el Cristal de Hielo.

3.902.105(1) Fenómenos Eléctricos en la Fricción Sobre el Cristal de Hielo. En la superficie de cristales de hielo con temperatura entre los $0^\circ C$ y $-4^\circ C$, existe una delgada película líquida, o casi-líquida, cuyo espesor depende de la temperatura, orientación cristalográfica y eventuales impurezas en el hielo. A temperaturas de $-1^\circ C$ el espesor de esta película es de aproximadamente 50 nm. Una película similar pero más especial subsiste en el hielo incluso a $-100^\circ C$. Las propiedades de estructura, conductividad eléctrica, viscosidad y coeficiente de difusión son distintos a los de la masa principal del cristal de hielo. Una particularidad del hielo lo constituye el hecho que, ante una fricción estática, se adhiere fuertemente a virtualmente cualquier material, de manera aún no adecuadamente comprendida.

Se ha encontrado que todos los materiales que se deslizan sobre el hielo producen una significativa carga eléctrica friccional. Esto se atribuye principalmente a que el elemento deslizante recoge la carga eléctrica previamente presente en la superficie del cristal de hielo. La densidad de esta carga eléctrica, con temperaturas de $-4^\circ C$ es del orden de $3,6 \times 10^{-7} C/m^2$ en superficies de hielo. En superficies de nieve la densidad es del orden de $1,6 \times 10^{-6} C/m^2$. El voltaje aumenta con el aumento de la velocidad de fricción.

La carga eléctrica de superficie ocurre en una delgada película superficial con una alta densidad de carga, y es debida al ordenamiento del momento dipolo de las moléculas de agua en el estrato monomolecular más superior. En un equilibrio térmico, la carga eléctrica en la superficie de hielo (o de la nieve) es neutralizada por otra carga, igual y opuesta, denominada carga limitante y que se distribuye en un más profundo estrato de moléculas de agua.

Aún se está en etapa de estudio experimental, pero es posible que la aplicación de cargas eléctricas, y el manejo de estas, puedan reducir la adhesión del hielo a otros materiales.

3.902.105(2) Efectos Electro-elásticos. El hielo es un cristal consistente de moléculas de agua, cuyos dipolos moleculares pueden tener una de seis orientaciones y no tienen ordenamiento, lo cual resulta en cero polarización. La aplicación de una carga uniforme puede producir la reorientación de algunas pocas moléculas, pero sin alterar el desorden general, de lo cual se concluye que el hielo ordinario no es piezoeléctrico, vale decir, la aplicación de una carga elástica uniforme no induce la polarización. Sin embargo, en circunstancias especiales la deformación elástica puede inducir la polarización eléctrica; estas circunstancias son: gradientes de deformación, de temperatura, o de concentración de impurezas, o bien un campo eléctrico externo, todos los cuales tienden a producir un cierto ordenamiento de los dipolos eléctricos.

3.902.105(3) Fenómenos Electromagnéticos en Fracturas en el Hielo. Ocurren diversos fenómenos electromagnéticos asociados con la presencia o el desarrollo de fracturas en el hielo. Estos son: emisiones electromagnéticas (EME) desde fracturas en propagación, EME desde fracturas estables pero en condiciones de esfuerzos variables, cambios en la conductividad eléctrica inducidos por fracturas y cambios en la permisividad dieléctrica del hielo. Estos fenómenos son actualmente bien conocidos y se emplean en problemas de mecánica del hielo y en percepción remota.

3.902.105(4) Efectos Electrolásticos en el Hielo. Varios fenómenos electromecánicos en el hielo se asocian con el movimiento de dislocaciones cargadas eléctricamente. Todos ellos son de magnitudes muy menores, pero significativos al considerar la deformación plástica. Uno de estos efectos es que la aplicación de incluso pequeños altos campos eléctricos externos estáticos puede reducir fuertemente la reptación plástica en cristales delgados y también la conductividad eléctrica.

3.902.106 La Superficie del Cristal de Hielo. La superficie del cristal de hielo posee características únicas que son una combinación de las propiedades de materias sólidas, líquidas y de plasma. Si se ponen en contacto dos cristales de hielo, o dos esferas de hielo, se desarrolla entre ellos rápidamente, en segundos y minutos, primero un cuello de unión, para luego transformarse las dos esferas, o los dos cristales, en una sola en plazos de días según el tamaño de las esferas. A este proceso se le denomina sinterización y se debe a la presencia de una película especial en la superficie de los cristales de hielo, denominada película casi-líquida.

El espesor de la película casi-líquida varía grandemente, pero está en el orden de 10 a 1000 Å y se reduce algo con el descenso de la temperatura. En el rango de temperatura de 0°C hasta aproximadamente -5°C la película casi-líquida tiene la estructura desordenada característica del agua y también la densidad del agua; en temperaturas inferiores, incluso de -100°C, se continúa encontrando una película con defectos moleculares en la superficie y con amplitudes de vibración térmica anormalmente altas, indicativos de la presencia de la película casi-líquida. La viscosidad y el coeficiente de difusión de la película casi-líquida tienen valores intermedios entre aquellos del hielo y del agua; su densidad óptica es virtualmente coincidente con la del agua. La conductividad eléctrica de la película casi-líquida excede en varios ordenes de magnitud a la del hielo o el agua, y corresponde a la de materiales super-iónicos.

3.902.2 DESCRIPCION COMUN DE LA PRECIPITACION

3.902.201 Llovizna. Consiste de pequeñas gotas de agua, cuyo diámetro varía entre 0,1 y 0,5 mm. Por lo general cae desde nubes tipo estratos bajos, con velocidades de caídas suaves, a veces casi en suspensión. La tasa de precipitación suele ser del orden de 1 mm/h.

3.902.202 Lluvia. Consiste de gotas de agua de diámetro mayor que 0,5 mm. Las intensidades de lluvia pueden ser: ligera para tasas de precipitación de hasta 2,5 mm/h, moderada para tasas de 2,5 hasta 7,6 mm/h, o bien fuerte para tasas superiores a 7,6 mm/h.

3.902.203 Cristal de Nieve. Cristal individual de hielo, blanco o translúcido, simple o combinado, de estructura hexagonal y de variadas formas cristalinas. Tamaños típicos son desde fracciones de milímetro hasta pocos milímetros de diámetro.

3.902.204 Copo de Nieve. Conglomerado entrelazado de cristales de nieve, o de fragmentos de cristales de nieve, que puede llegar a tener varios centímetros de diámetro, en particular cuando la nieve está húmeda.

3.902.205 Escarchilla. Cristales de nieve, con pequeñas gotitas o microgotitas adheridas al cristal, producto del congelamiento de estas gotitas o microgotitas al impactar en la atmósfera con cristales de nieve.

3.902.206 Granizo Blando. También denominada nieve rodada. Partículas de hielo, redondeadas, blancas u opacas, con relictos de estructura similar a la del cristal o copo de nieve. De 2 a 5 mm de diámetro. A menudo se rompen al golpear en superficies fuertes. Originado por fusión parcial, y eventualmente algo de recongelamiento, de cristales o copos de nieve.

3.902.207 Grano de Hielo. Partícula de hielo transparente, en forma de globo, similar en tamaño al granizo blando, pero originado por congelamiento de gotas de aguas. Suelen romperse al golpear contra superficies duras.

3.902.208 Granizo. Precipitación en formas de bolas de hielo, esféricas, cónicas o irregulares. Con diámetros entre 0,5 a 10 cm o más. Generalmente compuestas de varias capas de hielo adquiridas en ciclos sucesivos de circulación ascendente en nubes de origen convectivo.

3.902.3 CONDICIONES EN QUE SE FORMAN LOS DIFERENTES TIPOS DE CRISTALES DE NIEVE

3.902.301 Forma Básica del Cristal de Hielo. La forma más básica del cristal de hielo es un prisma hexagonal, como se muestra en la Lámina 3.902.301.A, Figura a). Esta forma reduce al mínimo la energía del cristal, puesto que las caras expuestas son muy estables. La estructura cristalina está definida por cuatro ejes cristalográficos: tres ejes *a* que se encuentran en el plano basal del cristal y un eje *c* perpendicular al plano basal. El prisma hexagonal posee dos caras basales hexagonales y seis caras prismáticas rectangulares. El prisma hexagonal puede ser de forma de placa o bien de columna, según sea la longitud del eje *c* cristalográfico con respecto a la longitud de los ejes *a* cristalográficos; una forma de placa se produce cuando el eje *c* es corto, y una columna cuando es largo.

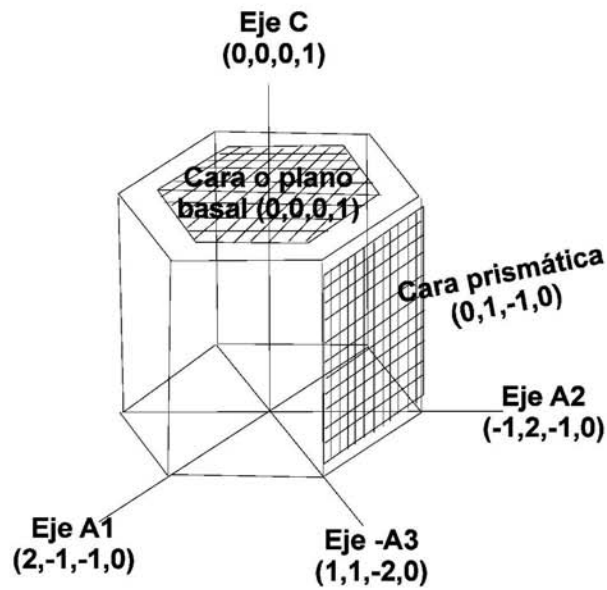
3.902.302 Diagrama Morfológico. Los cristales de nieve crecen con diferentes formas, las que dependen esencialmente de las condiciones de temperatura y sobresaturación durante el crecimiento. Estas condiciones y las formas resultantes se muestran en el diagrama morfológico de la Lámina 3.902.301.A. Figura b).

El diagrama morfológico indica que en condiciones de baja sobresaturación, cuando esta es solamente un pequeño porcentaje mayor que aquella del hielo, los cristales crecen en temperaturas cercanas a -2°C con formas de placas, luego como prismas columnares en temperaturas cercanas a -5°C , después como placas gruesas en temperaturas cercanas a -15°C , y nuevamente como prismas columnares sólidos en temperaturas vecinas a -30°C . Con niveles más elevados de sobresaturación las diferencias entre los ejes *c* y *a* cristalográficos se incrementan, y aparecen cristales alargados con formas de aguja a -5°C , o bien placas muy delgadas a -15°C . Con niveles aún más altos de sobresaturación los cristales se estructuran en formas más complicadas, tales como dendritas muy ramificadas a -15°C .

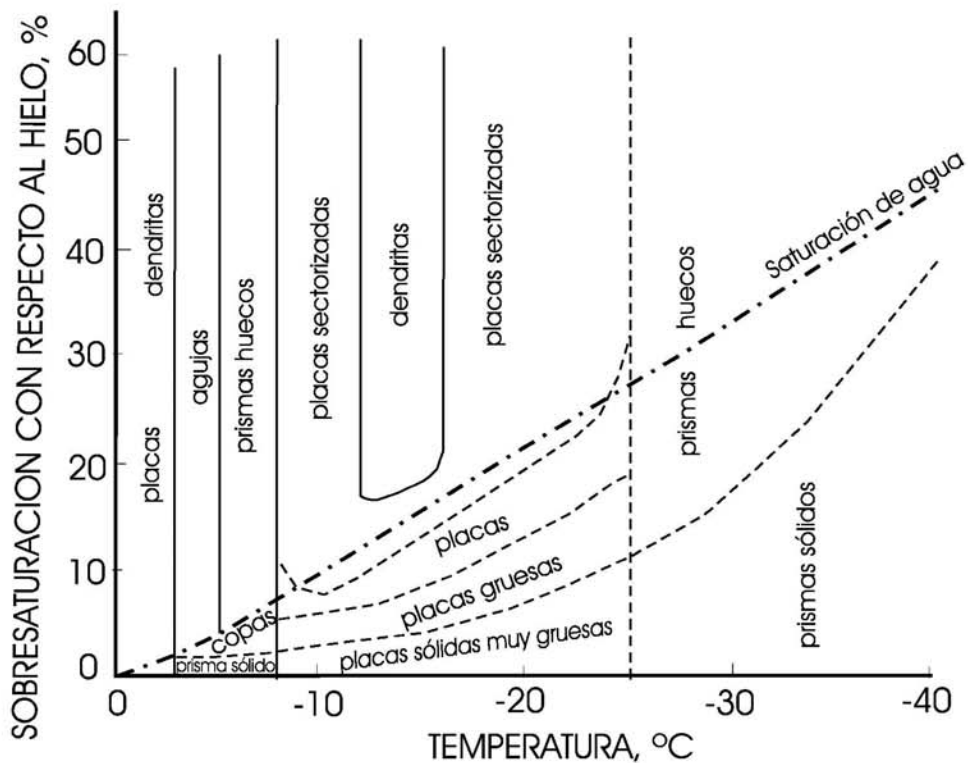
En la atmósfera el nivel de sobresaturación se encuentra habitualmente cerca o bajo el nivel de saturación del agua (ver línea del diagrama morfológico); en una nube el nivel de sobresaturación permanece fijo cerca del nivel del agua, puesto que la nube contiene numerosas microgotitas de agua sobrenfriadas sin congelar. A pesar de esto, la aparición de dendritas ocurre debido a que los cristales de nieve en la atmósfera son movidos por la circulación de vientos, y este movimiento incrementa el nivel de sobresaturación al punto tal en que se forman las dendritas.

3.902.303 Simetría de los Cristales de Nieve. La simple observación de los cristales de nieve que caen en una nevada, por ejemplo con una lupa, muestra que existe una variedad casi infinita de formas cristalinas, tanto de placas como de columnas (ver Lámina 3.902.303.A). Las estrellas hexagonales y dendríticas, que son las formas más conocidas de los cristales de nieve, es una de las tantas variedades de cristales con forma de placas. La simetría hexagonal de esta y otras formas cristalinas se inicia en la forma básica de la placa hexagonal, a partir de la cual se desarrollan seis brazos similares en los seis ángulos del hexágono. En la medida que el cristal de nieve vuela de manera turbulenta en la nube, si llega a regiones de menor temperatura se desarrollan seis idénticas placas sectoriales en los extremos de los seis brazos; volando a otras regiones con diferentes condiciones de crecimiento al mismo cristal se agregarán otros apéndices, hasta concluir en formas muy complicadas, pero siempre desarrollándose con la simetría hexagonal.

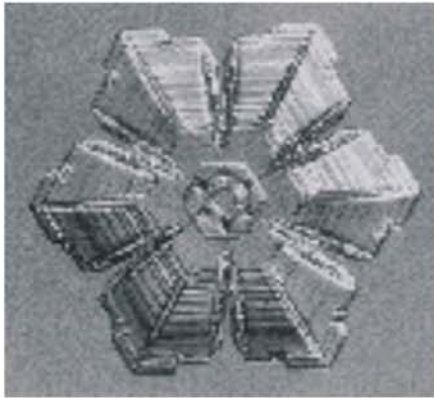
3.902.304 Dependencia de las Formas Cristalinas de la Temperatura. La razón del desarrollo de los cristales de nieve en alguna de las dos formas más básicas, placas y columnas, surge del hecho de que las caras basales y las prismáticas [véase Lámina 3.902.301.A, Figura a)] crecen con velocidades distintas según las condiciones de temperatura. Por ejemplo, a -15°C las caras (o superficies) basales crecen muy lentamente, mientras que las caras prismáticas lo hacen muy rápido, desarrollándose así la forma de placa. Lo inverso ocurre con las velocidades de crecimiento a -5°C , cuando crecen más rápido las caras basales, originándose la forma columnar.



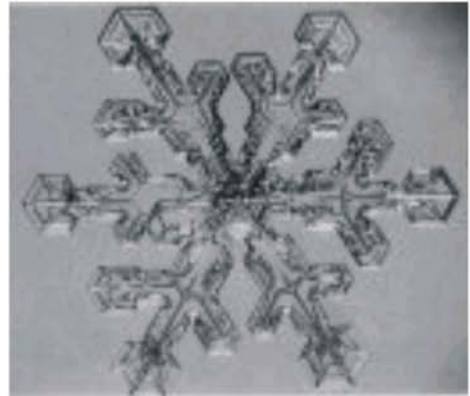
- a) Forma básica del cristal de hielo, mostrando ejes y caras cristalográficas. Si el cristal crece más rápido en el eje c resultan formas columnares o prismáticas (columnas y agujas). Si el crecimiento es más rápido en el plano basal de los ejes a, se desarrollan cristales con formas de placa (plaquetas y estrellas dendríticas).



- b) Condiciones de formación (diagrama morfológico) de los cristales de hielo. Se identifican como prismas las formas columnares.



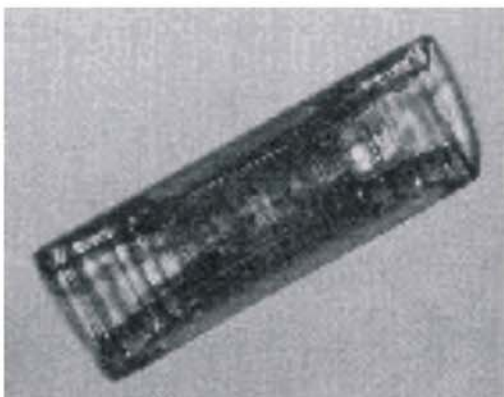
a) Placa simple sectorizada.



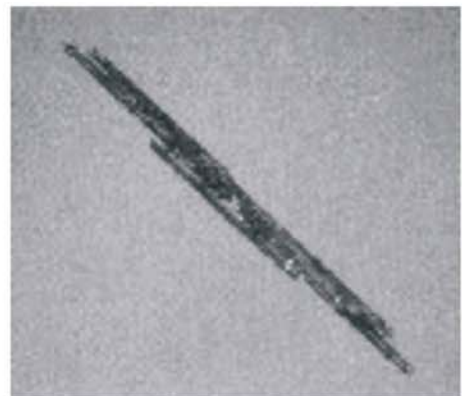
b) Placa dendrítica sectorizada.



c) Placa de estrella dendrítica.



d) Columna hueca.



e) Aguja columnar.

3.902.4 MECANISMOS DE CRECIMIENTO DE CRISTALES DE NIEVE

3.902.401 Mecanismos de Difusión y Relacionados con la Física de la Superficie. Cuando un cristal de hielo, o nieve, crece en un ambiente de aire sobresaturado con vapor de agua, son dos los mecanismos que controlan la tasa de crecimiento: (i) la difusión, vale decir la manera en que las moléculas de agua deben difundirse en el aire para alcanzar el cristal de nieve y (ii) la física de la superficie del hielo, vale decir, la eficiencia con la cual las moléculas de agua se adhieren a la red cristalina del hielo.

La manera en que el proceso de difusión controla la tasa de crecimiento consiste en que cualquier pequeña prominencia en la superficie de un cristal de hielo, como lo son por ejemplo las aristas que forman las uniones de dos caras prismáticas, produce una gradiente más fuerte en ese punto de la presión de vapor de agua, adhiriendo una mayor cantidad de moléculas de vapor de agua y así creciendo esa misma prominencia de manera más rápida [véase Lámina 3.902.401.A, Figura a)] que el resto de la superficie plana del cristal. Este mecanismo de crecimiento aprovecha, en lo sustancial, la inestabilidad intrínseca de cristales con aristas o prominencias en su superficie (en teoría, una forma cristalina muy estable sería una superficie esférica del mayor diámetro posible).

El resultado característico del crecimiento de cristales de nieve de manera inestable, es el crecimiento dendrítico con la formación de brazos dendríticos en los cristales de forma de placa. En este caso, el crecimiento se inicia como una forma microcristalina de placa y, en la medida que el cristal crece, sus aristas y luego los brazos crecen más rápido. En la medida que los brazos crecen, sus lados a su vez se hacen inestables y también desarrollan brazos menores, repitiéndose el proceso sucesivamente hasta alcanzar formas de dendritas muy complejas [véase Lámina 3.902.401.A, Figura b)].

Una causa adicional del crecimiento de brazos dendríticos, aunque menos relevante, es el grado de anisotropía de la tensión superficial. Esta anisotropía permite que se formen protuberancias en las caras cristalinas, a partir de las cuales se desarrollan los brazos dendríticos.

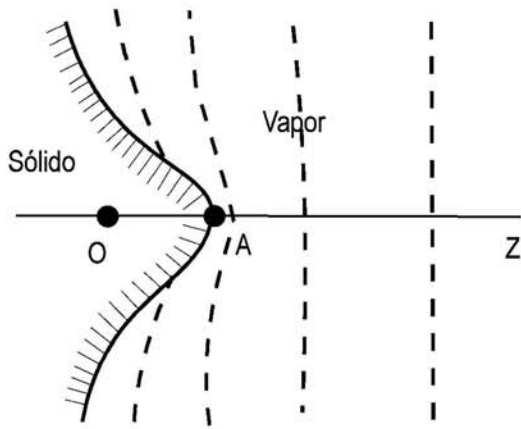
Las puntas de las dendritas son de forma parabólica y existe una estrecha correlación entre el grado de sobreenfriamiento, el radio de las puntas y la velocidad de crecimiento de las puntas de las dendritas.

3.902.402 Cristales “Hopper”. Un tipo de crecimiento relacionado con el proceso de difusión y la inestabilidad asociada, es el de los cristales “hopper”. En estos cristales, sus caras basales o prismáticas desarrollan áreas huecas, como se muestra en la Lámina 3.902.401.A, Figura c). Este tipo de crecimiento se observa más habitualmente en cristales columnares y ocurre porque las aristas del cristal crecen más rápido que sus caras basales o prismáticas, retrasándose el crecimiento de los centros de las caras, las cuales aparecen, finalmente, como huecos (o depresiones) en la superficie.

Las formas más característica de cristales “hopper” son las columnas huecas señaladas en la Lámina 3.902.303.A, Figura d).

3.902.403 La Capa Casi Líquida. La adhesión de nuevas moléculas de agua, desde el vapor de agua en la atmósfera, para el crecimiento de los cristales de nieve o hielo ocurre en la capa casi-líquida (ver Numeral 3.902.106) en la superficie del cristal. El espesor de esta capa es el de una película de solamente pocas moléculas a temperaturas bajas, por ejemplo de -10°C , y aumenta a temperaturas más altas. En la capa la estructura molecular es desordenada, pero en la medida que nuevas moléculas se adhieren, y como la capa mantiene su espesor, las moléculas que primero se adhirieron se ordenan en la estructura cristalina hexagonal típica del cristal de hielo [véase esquema en Lámina 3.902.403.A, Figura a)].

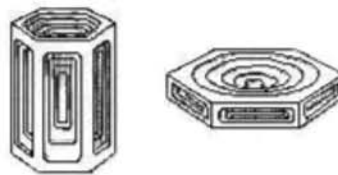
La capa casi líquida es responsable de la baja fricción de la superficie de los cristales de hielo (no la fusión por presión como a menudo y en forma errónea se piensa). La capa también facilita el proceso de sinterización de los cristales de hielo (formación rápida de cuellos y luego unión de cristales) lo que permite la formación de bolas de nieve sin que los cristales se desparramen como un puñado de arena. También, la capa juega un papel importante en la carga eléctrica de nubes que conducen a la formación de rayos. La capa tiene relación con el transporte de moléculas de agua en medios porosos, y el fracturamiento



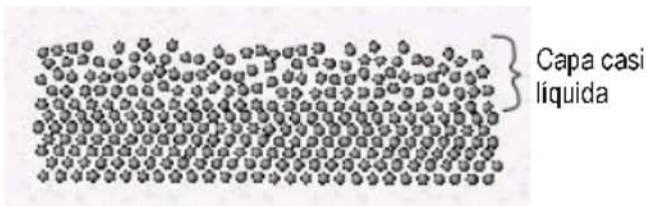
- a) Crecimiento más rápido de prominencias (A) en la superficie del cristal, en la dirección Z, donde la gradiente de presión del vapor de agua es mayor..



- b) Brazo dendrítico en un cristal de nieve.



- c) Cristales "hopper", con caras



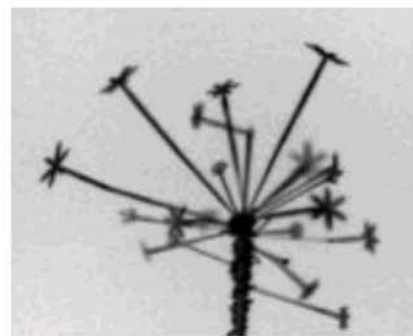
a) Desorden en la estructura cristalina del cristal de hielo en la capa casi líquida.



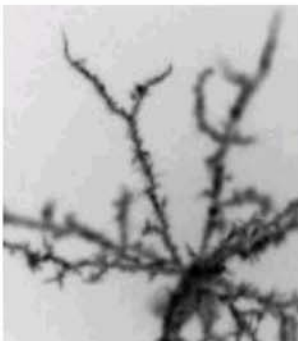
b) Aguja eléctrica, en el extremo de una dendrita.



c) Separación de la punta de la dendrita en dos, a causa de altos voltajes.

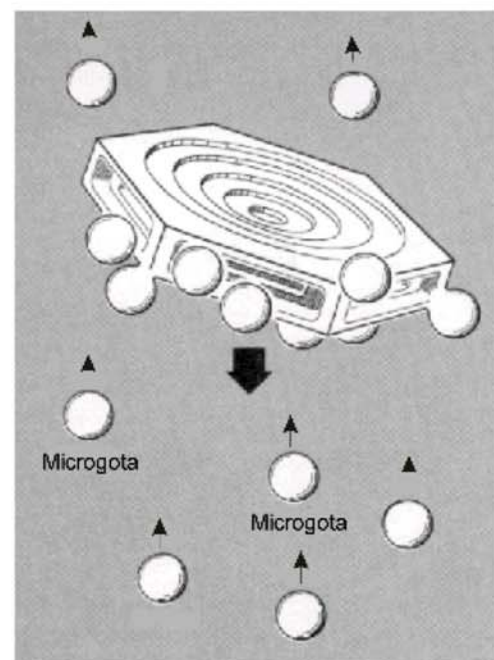


d) Crecimiento de estrellas hexagonales en las puntas de las agujas eléctricas al cesar la carga eléctrica.



e) Crecimiento errático de agujas eléctricas a causa de voltajes muy altos.

f) Escarchilla: adherencia y congelamiento de microgotas de agua sobre un cristal de nieve tipo placa, y aglomeración sobre una estrella dendrítica.



de rocas y la destrucción de hormigones de carreteras en regiones frías. La reducción de ozono en la atmósfera superior ocurre en parte importante bajo la influencia del crecimiento de cristales de hielo, puesto que la capa casi-líquida modifica la manera en que las moléculas se adhieren.

3.902.404 Crecimiento de Cristales de Nieve en Campos Eléctricos.

3.902.404(1) Efectos de Campos Eléctricos. Los campos eléctricos influyen en la manera en que las moléculas de agua se difunden en el aire cerca de la superficie de un cristal de hielo. Campos eléctricos altos se forman en nubes de tormentas. En un cristal con carga eléctrica, los campos eléctricos y los gradientes de los campos será más fuerte cerca de los extremos de las prominencias del cristal. Como las moléculas de agua son intrínsecamente polarizables por los campos eléctricos, estas son también atraídas preferentemente por los campos con gradientes más fuertes, vale decir, hacia las puntas de las dendritas.

3.902.404(2) Crecimiento de Dendritas en Campos Eléctricos. Cuando se aplican voltajes bajos a una dendrita de un cristal de hielo, la dendrita crece de manera similares a la de aquellas sin carga, pero la punta de la dendrita es más aguzada y su velocidad de crecimiento aumenta, debido al incremento de la difusión por el campo eléctrico lo cual atrae más moléculas a la punta de la dendrita. Sin embargo, la tensión superficial del cristal estabiliza el crecimiento, tal como si no existiera carga eléctrica, a velocidades del orden de 3 micrones por segundo.

Con voltajes más altos el crecimiento de los cristales se hace inestable y el extremo de las dendritas crece a velocidades mucho más altas que el resto del cristal. A 1300 volts las dendritas crecen a velocidades de aproximadamente 4 micrones/segundo y a 1400 volts la velocidad de crecimiento se dispara a aproximadamente 30 micrones/segundo.

3.902.404(3) Agujas Eléctricas. El rápido crecimiento de dendritas en campos eléctricos produce las formas aguzadas de cristales de hielo denominadas agujas eléctricas (ver Lámina 3.902.403.A, Figura b), debidas aparentemente a que la tensión superficial del cristal de hielo es incapaz de estabilizar el crecimiento de la dendrita. La razón de esta incapacidad reside, probablemente, en un calentamiento de la punta de la dendrita.

3.902.404(4) Otros efectos de campos eléctricos. Otros efectos especiales de los campos eléctricos son, por ejemplo: (i) la separación (y repetida separación) en dos de las puntas de las dendritas ante voltajes muy altos [véase Lámina 3.902.403.A, Figura c)], con rotación del eje cristalino en 30°, (ii) la formación de estrellas hexagonales en las puntas de las agujas cuando la carga desaparece [véase Lámina 3.902.403.A, Figura d)], y (iii) el crecimiento errático a muy altos voltajes [véase Lámina 3.902.403.A, Figura e)].

3.902.405 Escarchilla, Granos de Hielo, Granizo y Granizo Blando.

3.902.405(1) Escarchilla. La escarchilla es una forma diferente de crecimiento de los cristales de hielo. Aquí no se produce la transferencia de moléculas de agua desde el vapor de agua hacia el cristal de hielo, sino que microgotitas de agua sobrenfriadas colisionan con un cristal de hielo y se congelan sobre él. Así, el cristal de hielo adquiere una caparazón de microgotitas congeladas y toma la forma denominada escarchilla [véase Lámina 3.902.403.A, Figura f)].

Cristales con forma de escarchilla suelen encontrarse en todo depósito de nieve junto con las formas de crecimiento por difusión del vapor de agua, aunque lo habitual es que predomine una u otra.

3.902.405(2) Granos de Hielo y Granizo. El granizo no es una forma particular de crecimiento de cristales de hielo, sino que es simplemente una gota de agua que se ha congelado totalmente en la atmósfera, durante la circulación convectiva que lo mantiene un largo tiempo al interior de la nube, o durante la caída. Esto le permite al grano irregular de hielo incluso aumentar de tamaño por colisión con, y adición de, otras gotas (o microgotitas).

Si la gota de agua no se congela totalmente, sino que se forma solamente una cáscara de hielo alrededor de un núcleo que permanece líquido, a esta forma de precipitación se la denomina granos de hielo.

3.902.405(3) Granizo Blando. El denominado granizo blando son formas irregulares en las cuales se aprecian relictos de las formas cristalinas. Se originan por fusión parcial de los cristales de hielo y recongelamiento sobre esas mismas formas relictos del agua de fusión adherida o de gotas y microgotitas adheridas durante la caída.

3.902.5 CLASIFICACION DE LOS CRISTALES DE NIEVE

3.902.501 Clasificación de las Formas.

3.902.501(1) Esquemas de Clasificación. Existen diferentes esquemas de clasificación de los cristales naturales de nieve y de la precipitación congelada. Todos ellos distinguen entre las formas básicas de placa y de columna, pero difieren en el número de categorías y otros detalles. Si bien todas las categorías tienen un grado de arbitrariedad, sirven para determinar un lenguaje común al describir los cristales observados. Las clasificaciones más comunes son las de la Comisión Internacional de Nieve y Hielo propuesta el año 1951, la de Nakaya propuesta en 1954 y la de Magono y Lee del año 1966.

3.902.501(2) Clasificación de la Comisión Internacional de Nieve y Hielo. La clasificación de la Comisión Internacional de Nieve y Hielo diferencia 7 tipos principales de cristales de nieve: plaquetas, estrellas, columnas, agujas, dendritas espaciales, columnas con corona y formas irregulares. A lo anterior la clasificación y agrega tres tipos de precipitación congelada: granizo blando (también llamada nieve rodada), granos de hielo y granizo. Estas formas, con sus códigos y sus símbolos gráficos se muestran en la Lámina 3.902.501.A.

3.902.501(3) Otras Clasificaciones. La clasificación de formas de cristales y granos de la precipitación sólida sugerida por la Comisión Internacional de Nieve y Hielo puede ser suficiente para muchos trabajos de avalanchas, pero su propia simplicidad puede inducir a descripciones erróneas. Por ejemplo, debido a la abundancia de formas cristalinas y al hecho que muchas de ellas no coinciden con las relativamente pocas categorías de esta clasificación, se produce la tendencia a clasificar las formas según algunos pocos cristales que si coinciden con la clasificación, o bien emplear en demasía el término de partículas irregulares.











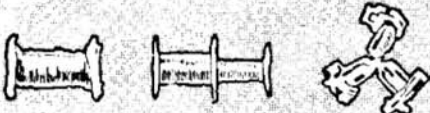









Por lo anterior, observadores más experimentados suelen emplear la clasificación de formas cristalinas de Magono y Lee, con 80 formas, y la cual es una extensión de una proposición previa de clasificación sugerida por Nakaya. La clasificación de Magono y Lee permite una más correcta identificación de las formas cristalinas, pero suele requerir el empleo, en terreno, de una lupa para observar bien los cristales y una guía de bolsillo para la clasificación. La clasificación de Magono y Lee se muestra en las Láminas 3.902.501 B y C.

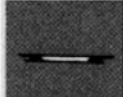


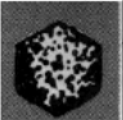




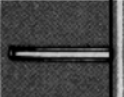
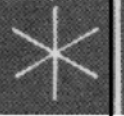
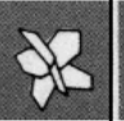

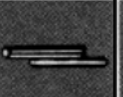



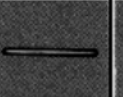




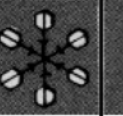
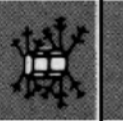
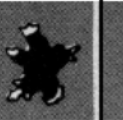
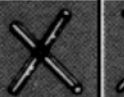
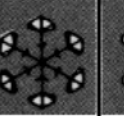
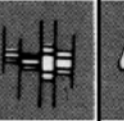
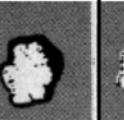
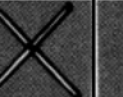
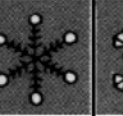
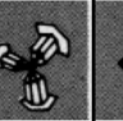
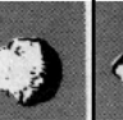

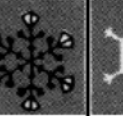
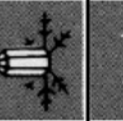
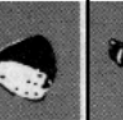
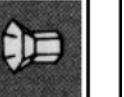


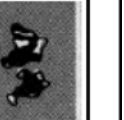
3.902.502 Clasificación Según el Tamaño de los Cristales o Granos. El tamaño promedio de los cristales individuales, o de los granos individuales, de nieve y hielo se designa con la letra D y puede expresarse en milímetros y fracciones, o bien tan solo en cinco categorías de tamaño, que se describen de la siguiente manera:

Símbolo	Categoría	Diámetro promedio
Da	Muy pequeño	Menor que 0,49 mm
Db	Pequeño	0,50 a 0,99 mm
Dc	Medio	1,00 a 1,99 mm
Dd	Grande	2,00 a 3,99 mm
De	Muy Grande	Mayor que 4,00 mm

3.902.503 Descripción de Rasgos Adicionales. Otros rasgos que es significativo señalar en la clasificación y descripción de la precipitación sólida se identifican con las siguientes letras minúsculas:





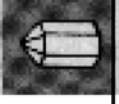



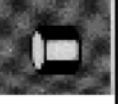










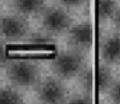



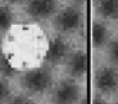


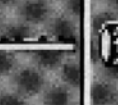
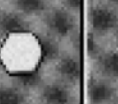


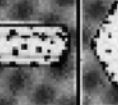
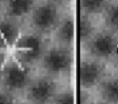



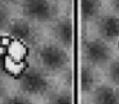




p	significa cristales o granos rotos,
r	significa cristales con escarchilla,
f	significa copo de nieve, o aglomeración de cristales,
w	significa nieve húmeda.

TIPO DE FORMA	CODIGO	SIMBOLO GRAFICO
	F1	 PLACAS
	F2	 ESTRELLAS
	F3	 COLUMNAS
	F4	 AGUJAS
	F5	 DENDRITAS ESPACIALES
	F6	 COLUMNAS CORONADAS
	F7	 PARTICULAS IRREGULARES
	F8	 GRANIZO BLANDO
	F9	 GRANO DE HIELO
	F0	 GRANIZO

	N1a Aguja elemental		P1b Cristal con brazos sectorizados		P6c Cristal estrella con placas espaciales		R2a Placa densamente escarificada
	N1b Aglomerado de agujas elementales		P1c Cristal con brazos anchos		P6d Cristal estrella con dendritas espaciales		R2b Cristal estrella densamente escarificado
	N1c Agujas tubulares elementales		P1d Cristal estrella		P7a Unión radial de placas		R2c Cristal estrella con brazos espaciales escarificados
	N1d Aglomerado de agujas tubulares elementales		P1e Cristal dendrítico ordinario		P7b Unión radial de dendritas		R3a Estructura hexagonal con tipo de granizo blando
	N1e Columna sólida y larga		P1f Cristal con forma de helecho		CP1a Columna con placas		R3b Estructura globular con tipo de granizo blando
	N2a Combinación de agujas		P2a Cristal estrella con placas en los extremos		CP1b Columna con dendritas		R3c Cristal de granizo blando con extensiones sin escarquilla
	N2b Combinación de agujas tubulares		P2b Cristal estrella con extremos sectorizados		CP1c Columna con múltiples coronas		R4a Granizo blando hexagonal
	N2c Combinación de columnas sólidas y largas		P2c Cristal dendrítico con placas en los extremos		CP2a Bala con placas		R4b Granizo blando globular
	C1a Pirámide		P2d Cristal dendrítico con extremos sectorizados		CP2b Bala con dendritas		R4c Granizo blando cónico
	C1b Copa		P2e Placa con extensiones simples		CP3a Cristal estrella con agujas		I1 Partículas de hielo

Continúa en lámina 3.902.501 C

Continuación de lámina 3.902.501 B

	C1c Bala sólida		P2f Placa con extensiones sectorizadas		CP3b Cristal estrella con columnas		I2 Partículas con escarchilla
	C1d Bala hueca		P2g Placa con extensiones dendríticas		CP3c Cristal estrella con extremos tubulares abiertos		I3a Rama rota
	C1e Columna sólida		P3a Cristal de 2 brazos		CP3d Placa con extremos tubulares abiertos		I3b Rama rota con escarchilla
	C1f Columna hueca		P3b Cristal de 3 brazos		S1 Planos laterales		I4 Miscelánea
	C1g Placa gruesa sólida		P3c Cristal de 4 brazos		S2 Planos laterales en forma de escama		G1 Mini columna
	C1h Placa gruesa de forma esquelética		P4a Cristal con 12 brazos anchos		S3 Combinación de planos laterales, balas y columnas		G2 Esqueleto incipiente
	C1i Tubo abierto		P4b Cristal dendrítico con 12 brazos		R1a Cristal de aguja con escarchilla		G3 Mini placa hexagonal
	C2a Combinación de balas		P5 Cristal malformado		R1b Columna con escarchilla		G4 Mini cristal estrella
	C2b Combinación de columnas		P6a Cristal con placas espaciales		R1c Placa con escarchilla		G5 Mini unión de placas
	P1a Placa hexagonal		P6b Placa con dendritas espaciales		R1d Cristal estrella con escarchilla		G6 Germen irregular

3.902.504 Ejemplos de Clasificación. La precipitación sólida debe describirse según la forma básica más frecuente que se observa, y no según alguna forma de cristal o grano fácilmente identificable pero de escasa ocurrencia. La clasificación según el tamaño se refiere al promedio del diámetro mayor de los cristales o granos observados.

El orden de anotación de las observaciones y clasificación de la precipitación sólida es el siguiente: número del código de la clasificación de forma, letra (o letras) que describen los rasgos adicionales, y símbolo del tamaño o, eventualmente, la letra D de tamaño seguida del número que indica el valor del tamaño medio. Así por ejemplo, y empleando la clasificación de formas de la Comisión Internacional de Nieve y Hielo, una descripción de la precipitación sólida podría ser 2wDb, lo cual significa cristales de nieve de forma de estrellas, húmedos, y de tamaño pequeño. Otro ejemplo es: 3fwD0,6, lo cual significa cristales de formas columnares, en copos de nieve, húmedos, de diámetro medio de 0,6 mm.

Un ejemplo de clasificación, empleando la clasificación de cristales de nieve de Magono y Lee, es el siguiente: P1ewD0,7, en que P1e significa cristal dendrítico ordinario, y wD0,7 igual como se indicó arriba, vale decir húmedo, de diámetro medio 0,7 mm. En esta clasificación no debe emplearse la letra r de escarchilla como rasgo adicional, puesto que la propia clasificación de formas cristalinas contiene formas de escarchilla.

SECCION 3.903 MEDICION DE LA PRECIPITACION SOLIDA

3.903.1 GUIA PARA LA MEDICION MANUAL DE LA PRECIPITACION SOLIDA

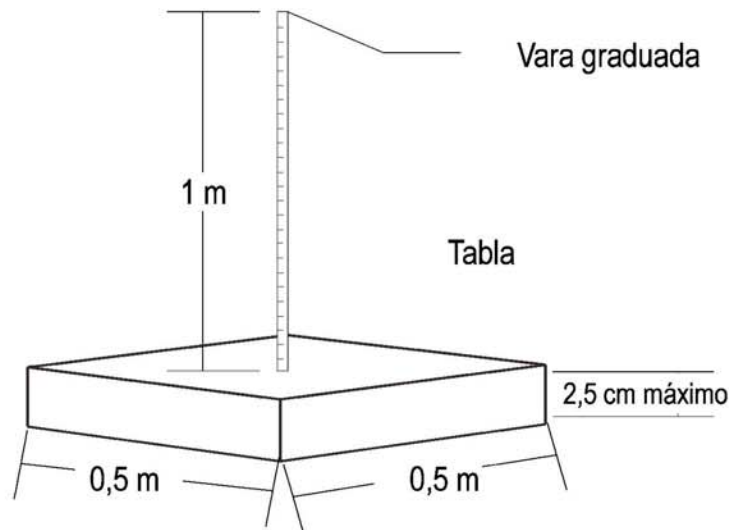
3.903.101 Elementos Necesarios para las Observaciones y Mediciones. La precipitación sólida se mide manualmente, en estacas, Tablas de nieve, tubos colectores y cilindros muestreadores, y el tipo de nieve se observa con lupa y escala milimétrica. Existen instrumentos registradores, que tienen la ventaja del registro automático continuo, pero todos ellos presentan algunos inconvenientes en las mediciones y registros, y no producen observaciones de los cristales de nieve.

Los elementos requeridos para la observación y medición de la precipitación sólida se señalan a continuación.

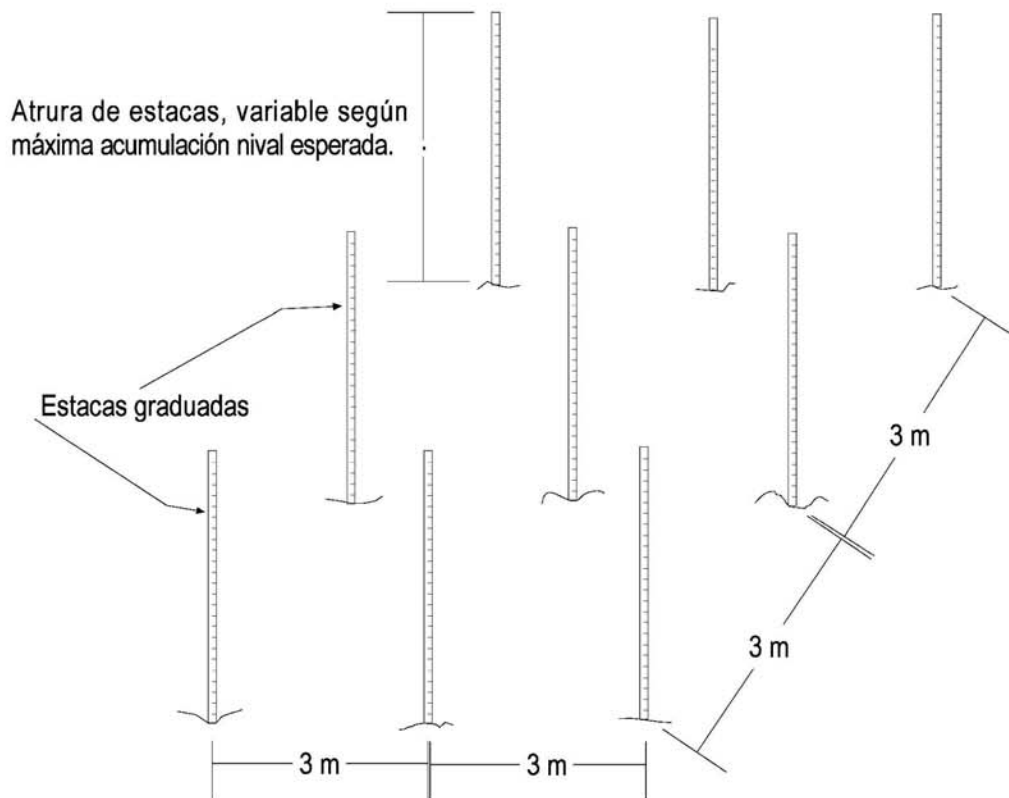
3.903.101(1) Lupa y Escala Milimétrica. Se requiere una lupa para observar el tipo de cristal de nieve. Aumento del orden de 5x es suficiente para observar los cristales y copos de nieve. Aumento de 10x es ideal aunque incómodo de manejar. Para observar el tamaño de los cristales existen diversas alternativas, siendo las más convenientes: (i) emplear una lupa con escala impresa en el cristal, o (ii) emplear una tarjeta confeccionada de papel milimétrico plastificado, sobre la cual se depositan los cristales o copos de nieve y se observan sus dimensiones con lupa. Los cristales de nieve se clasifican como se señala en el Tópico 3.902.5, para lo cual es útil contar con un esquema de clasificación plastificado.

3.903.101(2) Tabla de Nieve. La tabla de nieve es un objeto que consiste en una tabla desde cuyo centro se levanta una vara graduada [véase Lámina 3.903.101.A, Figura a)]. Se emplea para medir solamente la altura de nieve depositada en un período de tiempo, colocando la Tabla al inicio de la medición sobre la superficie del suelo o nieve preexistente, y luego, midiendo en la vara la altura de nieve depositada en el intervalo de tiempo entre la colocación de la tabla y la observación. Tras la observación la tabla se despeja de la nieve acumulada y se vuelve a colocar en una nueva superficie de nieve, para determinar la acumulación en el próximo período de tiempo. Pueden emplearse simultáneamente varias tablas, una para medir la acumulación de nieve durante todo un temporal, otra para medir las acumulaciones diarias de nieve y una tercera para medir las acumulaciones en intervalos de tiempo menores durante un temporal, cada tres (lo ideal) o cada seis (lo habitual) horas. La tabla debe ser de madera (por ser mal transmisor de calor, reduce la posibilidad de fusión de los primeros cristales que se depositan) impermeabilizada y pintada de blanco, cuadrada y de no más de una pulgada de espesor, de dimensiones tales que sus lados no excedan la mitad de la altura de la vara en su centro. La altura de la vara debe ser la adecuada para que sobresalga de la superficie de la nieve con las mayores acumulaciones previstas. Para tablas empleadas en mediciones cada tres horas, suelen ser suficientes varas de 0,5 a 0,6 m de altura. Para mediciones cada seis horas, son normalmente adecuadas varas de 1,0 m, y para mediciones diarias, varas de 1,5 m. Una altura mayor de varas, y que sea práctico de emplear, debe exceder de 2 m; esto puede ser insuficiente para medir toda la acumulación de nieve durante un temporal, pero en ese caso es preferible sacar, limpiar y volver a colocar la tabla. La vara en el centro de la tabla debe estar graduada a lo menos en centímetros e idealmente, también en milímetros; la medición de altura de nieve se registra en centímetros y milímetros. Para levantar la tabla de nieve tras la medición y colocarla en una superficie nueva de nieve, se la toma normalmente por la vara, de manera que la unión de la tabla y la vara debe ser suficientemente robusta; en caso de tablas mayores, como por ejemplo aquella de nieve de todo un temporal, suele ser necesario remover la nieve sobre la tabla para poder extraerla y reubicarla.

3.903.101(3) Red de Estacas para Medir Profundidad Total de la Nieve. La profundidad total de la nieve suele variar significativamente (5% o más) en puntos cercanos aún sobre un suelo de relieve uniforme. Por ello, es recomendable medir la profundidad total de la nieve no en una sola estaca sino en una red de estacas, siendo recomendable una red de 9 estacas colocada en tres filas de tres estacas [red de 3 × 3 estacas, véase Lámina 3.903.101.A, Figura b)]. La separación entre estacas dependerá en gran medida del sitio disponible, pero lo ideal es que sea de 3 m (en lo posible, no menos de 2 m). Las estacas deben ser de madera impermeabilizada y pintada de blanco, de altura adecuada para sobresalir aun con las mayores acumulaciones de nieve (no menos de 2 m), apropiadamente hincadas en el terreno con hormigón. Cada estaca debe contar con una escala graduada en centímetros y milímetros, colocada de manera que enfrente la senda que recorre el observador. El cero de las escalas debe estar al nivel del suelo. Para las mediciones de nieve es conveniente emplear siempre una misma senda



- a) Tabla para medir altura de nieve depositada en un período de tiempo. Se coloca de manera que la cara superior de la tabla quede a nivel de la la superficie de nieve al inicio del período, y luego se registra el total acumulado



- b) Esquema de red de estacas graduadas para medir la profundidad total de la nieve sobre el suelo. Se miden todas las alturas y se promedian las observaciones.

(o huella), apropiadamente alejada de las estacas, de manera de alterar lo menos posible el manto de nieve. Para evitar intrusos en el sitio de la red de estacas, sobre todo en verano, el sitio puede cercarse con malla de alambre, pero de estructura muy abierta para evitar interferencias a la nieve. Al principio de la época de nieve debe abrirse la puerta de acceso al sitio cercado, pues la nieve impedirá la operación de ella. Es conveniente emparejar el suelo del sitio, si este es irregular, pero manteniendo la pendiente general del terreno.

3.903.101(4) Tubo Colector de Nieve. Para determinar el equivalente en agua de la precipitación sólida, uno de los procedimientos consiste en coleccionar la precipitación sólida durante un cierto período de tiempo en un simple tubo colector (véase Lámina 3.903.101.B), extraer el tubo de su soporte en el momento de la observación, fundir la nieve dentro del tubo calentándolo levemente, medir el volumen del agua producida y dividirlo por la superficie de la boca del tubo para determinar el equivalente en agua de la precipitación. El tubo debe ser de boca suficientemente ancha como para reducir la evasión de la precipitación por efecto del viento. El diámetro mínimo recomendable es de 8" (203 mm); la altura del tubo debe ser la adecuada como para contener la altura de nieve máxima esperada durante el período de observación, del orden de 1,2 a 1,5 m, para mediciones una vez al día. El tubo debe instalarse en un soporte metálico cuya altura debe exceder la máxima acumulación de nieve esperada, requiriendo habitualmente una escalerilla de acceso. Para períodos de tiempo mayores (por ejemplo un mes) de colección continua de la precipitación en regiones de fuerte viento, se han empleado tubos de hasta 0,8 m de diámetro, equipados con una llave de fondo para extraer el agua que se forma con sal previamente depositada en el fondo del colector, al que se agrega, adicionalmente, aceite para evitar la evaporación durante períodos prolongados de tiempo. Se requiere, adicionalmente, un contenedor de vidrio, graduado, para medir el volumen de agua.

Un problema habitual con todos los tubos colectores de nieve ocurre porque en condiciones de viento algo fuerte los remolinos que el viento forma alrededor de la boca del tubo evita que toda la precipitación realmente entre al tubo. Una solución tradicional, aunque no siempre efectiva, es colocar alrededor de la boca del tubo una pantalla flexible de listones de madera de 0,45 m de altura y 4 cm de ancho, separados entre sí aproximadamente 1,5 cm, colgando de un aro metálico alrededor de la boca, de diámetro 6 veces el diámetro de esta y sobresaliendo 10 cm por sobre la cota de la boca.

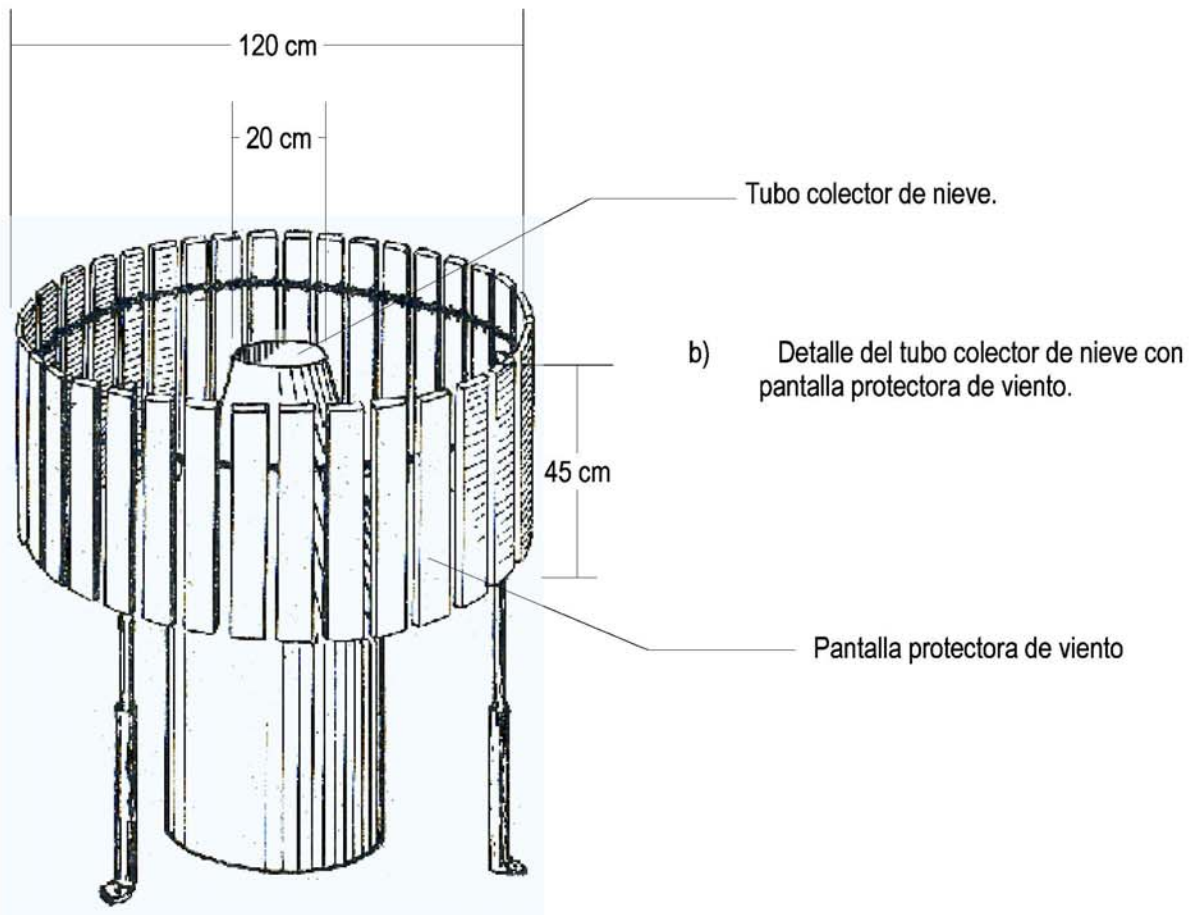
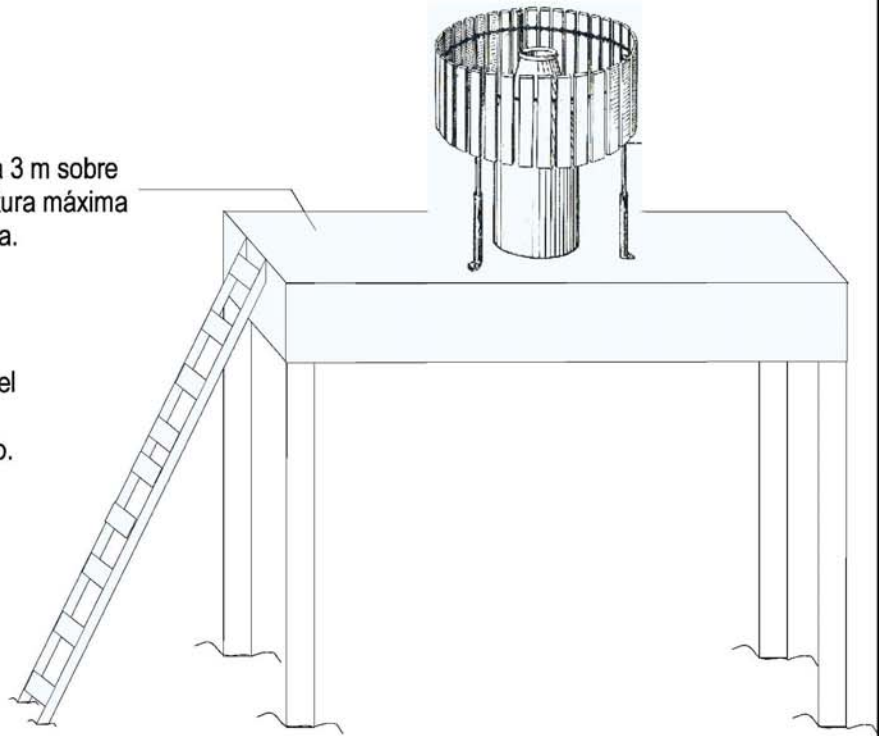
3.903.101(5) Cilindro Muestreador de Nieve. Otra forma de determinar el equivalente en agua consiste en un cilindro metálico de 8" de diámetro, el que se usa en conjunto con Tablas de nieve. Cuando se desea medir el equivalente en agua de la nieve sobre una Tabla se inserta el cilindro en la nieve hasta tocar la Tabla, se coloca una tapa en el extremo superior del cilindro, luego se extrae la Tabla con el cilindro y se la invierte sujetando el cilindro adherido a la Tabla y cuidando que toda la nieve encerrada en el cilindro se mantenga en él. El cilindro invertido (y con tapa) se retira, se funde la nieve en su interior y el agua se vierte en un contenedor de vidrio graduado para determinar su volumen. El equivalente en agua de la altura de la precipitación sólida es el volumen de agua obtenido dividido por la superficie de la sección del tubo colector. Una alternativa algo diferente de determinar la cantidad de agua consiste en pesar el cilindro muestreador con la muestra en su interior, y luego restar el peso del cilindro seco.

3.903.102 Instrucciones Generales. Es esencial que los observadores comprendan la importancia de obtener mediciones de nieve de manera uniforme, puesto que la inconsistencia en las observaciones y en las maneras de informar las observaciones resultan en datos incompatibles que conduce a errores y diferencias muy significativas entre las estaciones y entre los observadores.

Antes del inicio de la temporada de nieve, deben revisarse las instrucciones para medir nieve, en particular en las estaciones donde las nevadas no son frecuentes o, más aún, ni siquiera son anuales. Al inicio de la temporada de nieve debe colocarse la, o las, Tabla para medir nieve, y marcar su ubicación con una banderola de manera que pueda ubicarse fácilmente cuando la nieve la cubra. La Tabla debe colocarse cerca de la estación de observación, pero en un sitio abierto y despejado, lejos de obstrucciones como viviendas o cercos, lejos de árboles, y no en un lugar sombrío. Debe revisarse el tubo colector para asegurarse que no se producen pérdidas de nieve (o nieve derretida) y debe revisarse el cilindro muestreador para asegurarse que durante la operación de muestreo no se pierda agua por la tapa removible del cilindro, que no hay deformación de la boca y que el borde de la boca se encuentre sin resaltes.

Plataforma de 2 a 3 m sobre el suelo según altura máxima de nieve esperada.

a) Esquema de instalación del tubo colector de nieve con pantalla protectora de viento.



b) Detalle del tubo colector de nieve con pantalla protectora de viento.

Pantalla protectora de viento

Las observaciones de nieve se refieren esencialmente a la medición y registro de tres parámetros: (i) la acumulación máxima de nieve que se ha producido desde la ocasión de una medición anterior, realizada con una Tabla de nieve, (ii) la profundidad total de nieve sobre el suelo, medida en una red de estacas, y (iii) el equivalente en agua

3.903.103 Medición de la Altura Máxima de Nieve Acumulada desde la Nevada Anterior. La medición de la altura máxima de nieve acumulada se observa en Tablas de nieve. Esta medición debe realizarse a lo menos una vez al día, siendo la mayor frecuencia recomendable intervalos de tiempo de tres horas. Intervalos de seis horas son muy empleados, aunque para el efecto de manejo y control de avalanchas pueden emplearse incluso intervalos de una o dos horas, en particular al inicio de la precipitación y hasta que comienzan a producirse avalanchas.

Es esencial medir la altura de nieve en sitios donde el efecto de la erosión y depositación eólica sea el mínimo.

Si han ocurrido diversos episodios de depositación de nieve entre dos observaciones, y la nieve de cada una de estas nevadas se ha fundido completamente, o en parte, antes de la nueva nevada, debe indicarse esto en la hoja de observaciones, por ejemplo "nieve se fundió entre los períodos de observaciones". Debe anotarse en la hoja de observaciones el número de nevadas intermitentes que ocurrieron en el período de observación, y una estimación de la altura de nieve caída en cada uno de esos períodos, por ejemplo "3 nevadas con 10, 7 y 4 cm de nieve". En este caso, la altura total de nieve para el intervalo entre las dos observaciones es de 21 cm de nieve aún cuando no quede nieve sobre las Tablas de nieve.

La altura de nieve en la, o las, Tablas de nieve debe informarse en centímetros y milímetros, por ejemplo: 20,7 cm de nieve.

Si la nieve se derrite continuamente en tanto cae sobre el suelo o la Tabla de nieve, se debe anotar la precipitación sólida como "Trazas" (T) y poner la observación que la "nieve se derrite al depositarse".

3.903.104 Profundidad Total de la Nieve. La profundidad total de la nieve debe observarse en una red de estacas, a lo menos una vez al día pero idealmente con una periodicidad de 6 horas e incluso mayor al inicio de una nevada. Se determina registrando la profundidad (o altura) de nieve en todas las estacas de la red y obteniendo luego un promedio aritmético de las mediciones.

Debe ponerse especial cuidado en perturbar la menos posible la superficie de nieve alrededor de las estacas durante las observaciones, siguiendo siempre la misma senda o huella. La profundidad de la nieve debe determinarse en lo posible con un mismo ángulo vertical de observación con respecto a la superficie de nieve para reducir las alteraciones que pueden producir observaciones con ángulos diferentes.

Observaciones de granizo blando o granizo se informan de la misma manera, pero en las observaciones debe colocarse que se trata de granizo de tormentas.

La altura de nieve debe informarse en centímetros y milímetros (por ejemplo, 12,5 cm).

La profundidad de nieve suele observarse con binoculares sobre estacas colocadas a distancia en laderas de difícil acceso. En este caso es importante anotar observaciones respecto a la cobertura de nieve general; por ejemplo "línea de nieve a 200 m de menor cota", o bien "60% del área cubierta de nieve", o bien "prominencias rocosas sin nieve", etc.

3.903.105 Equivalente en Agua de la Precipitación Ocurrida desde la Medición Anterior. Esta medición debe hacerse a lo menos una vez al día e, idealmente, en períodos de seis horas. Salvo casos especiales, no tiene mucho sentido medirla en períodos menores, debido a los errores que se producen en las observaciones. Medir en períodos más cortos, como de tres horas, implica usar procedimientos muy cuidadosos para evitar pérdidas del líquido colectado.

La determinación puede hacerse con tubo colector o con cilindro muestreador. Sin embargo, es recomendable emplear ambos métodos, e informar los resultados de ambos, puesto que ambos suelen presentar errores, por ejemplo la escasa colección de nieve en un tubo durante tormentas fuertes, o la erosión o fusión de la nieve sobre una Tabla.

El volumen de agua obtenida tras la fusión debe informarse en centímetros cúbicos y fracción de centímetro. El diámetro de la boca del tubo colector, y del cilindro, debe informarse en milímetros, la altura del equivalente en agua debe informarse en milímetros.

A veces se agrega agua caliente al tubo o cilindro (con tapa hermética) muestreador para fundir la nieve. De hacerlo así debe medirse cuidadosamente el volumen agregado, y restar este volumen en el informe de volumen total de agua recopilada.

3.903.106 Formato de Informe de Precipitación Sólida. A modo de ejemplo, se incluye la Tabla 3.903.106.A que consiste en un formato de informe de una hoja diaria, en períodos de seis horas (cuatro observaciones en 24 horas).

3.903.2 INSTRUMENTOS REGISTRADORES PARA LAS MEDICIONES DE NIEVE

3.903.201 Pluviógrafos. El pluviógrafo mecánico es, probablemente, el instrumento registrador de la precipitación líquida y sólida más ampliamente empleado. Su utilización en condiciones de nieve requiere el uso de calentadores para evitar el atoramiento de nieve en la boca del colector o en el embudo inferior, pero que no alteren la colección de agua en los recipientes interiores, por evaporación. También requiere una pantalla de protección alrededor de la boca para reducir la pérdida de copos y cristales de nieve que no precipitan por las turbulencias alrededor de la boca que ocasiona el viento.

El registrador mismo suele contener un recipiente oscilante, que recibe el agua y se vacía automáticamente al ser colmado. La boca debe ser del mayor diámetro posible para medir nieve; dimensiones normales son de 8" o 10" de diámetro.

Existen diversos tipos de sensores de precipitación que operan con estaciones meteorológicas automáticas que surten su potencia de la red o bien de baterías o cargadores solares. La mayoría de ellos contienen colectores de boca de pequeño diámetro, o igualmente diminutos recipientes oscilantes, los que no son apropiados para ambientes de nieve.

El pluviógrafo registra el equivalente en agua de la nieve precipitada, pero no la altura de nieve, parámetro importante en el estudio de avalanchas, ni el tipo de precipitación.

3.903.202 Colchón de Nieve. El colchón de nieve consiste en un contenedor de material flexible, de dimensiones del orden de 2 × 2 m por 0,4 de alto, colocado horizontalmente sobre el suelo, relleno con líquido anticongelante y que indica la carga que ejerce el manto de nieve sobre el colchón en un tubo piezómetro conectado al colchón. La carga de nieve sobre el colchón es la del equivalente en agua de la nieve sobre él, excepto por el efecto de puente de la nieve en los bordes del colchón y que se apoya sobre el suelo.

Por lo anterior, las dimensiones horizontales del colchón deben ser lo más amplia posible, superando los lados del cuadrado en a lo menos dos veces la altura máxima esperada del manto de nieve.

La altura de líquido en el piezómetro puede registrarse en un equipo automático.

El colchón de nieve es poco empleado, pero es simple y las deficiencias que presenta por los efectos de borde pueden subsanarse tras un período de observaciones y calibración del equipo. Al igual que el pluviógrafo registra el equivalente en agua de la precipitación sólida, pero no la altura de nieve ni el tipo de precipitación sólida.

TABLA 3.903.106.A
FORMATO Y EJEMPLO PARA INFORME DIARIO DE OBSERVACIONES DE PRECIPITACION SOLIDA

Estación	Cordillera, V Región	Observador	Juan Pérez			
Observación	Fecha	Día	05	05	05	05
		Mes	07	07	07	07
		Año	2000	2000	2000	2000
	Hora de inicio de las mediciones	Hora	00	06	12	18
		Minuto	05	03	00	02
Tipo de precipitación actual (marcar con cruz el que corresponde)		Ninguna	X			X
		Llovizna				
		Lluvia				
		Cristales de nieve		X	X	
		Copos de nieve				
		Granizo blando				
		Granizo				
Hora de inicio de la precipitación	Antes de la última observación (Si o No).		N	S	S	S
	Después de la última observación	Hora		04		
		Minuto		25		
Hora de término de la precipitación (después de la última observación)		Hora				17
		Minuto				33
Número de rachas de precipitación desde última observación				1	1	3
Clasificación y rasgos de los cristales de nieve (solo si hay precipitación sólida actual)	Forma dominante de cristal de nieve			F2	F2	
	Tamaño del cristal de nieve, copo o granizo (mm)	Mínimo		3	6	
		Medio		6	8	
		Máximo		11	13	
	Rasgos adicionales de los cristales de nieve (marcar con cruz el que corresponde)	Rotos			X	
		Escarchilla			X	
		Copos		X		
		Húmedos		X		
Altura total de nieve sobre el suelo (en cm)		Estaca 1	90,5	100,5	115,3	121,2
		Estaca 2	87,6	97,8	112,0	118,5
		Estaca 3	101,2	111,5	126,6	132,4
		Estaca 4	99,0	108,9	122,4	128,3
		Estaca 5	85,4	96,0	111,2	117,9
		Estaca 6	104,3	113,6	127,7	133,6
		Estaca 7	99,2	108,7	123,5	130,0
		Estaca 8	95,3	104,9	120,1	126,8
		Estaca 9	106,4	116,2	131,3	137,5
		Promedio	96,5	106,5	121,1	127,4
Altura y equivalente en agua de la nieve desde la medición anterior	Medición anterior de equivalente en agua	Día	28	28	05	05
		Hora	18	18	06	12
	Altura máxima de nieve acumulada en Tabla desde medición anterior	Cm	0	9,8	14,3	6,6
		Trazas (T)				
		Fusión total (F)				
	Medición actual del equivalente en agua en tubo colector	Diámetro boca (mm)	203	203	203	203
		Total agua (cm ²)	0	285,4	509,0	213,6
		Equivale.agua (mm)	0	9	16	7
	Medición actual del equivalente en agua en cilindro muestreador	Diámetro boca (mm)				
		Total agua (cm ²)				
Equivale.agua (mm)						

SECCION 3.904 METEOROLOGIA DE MONTAÑA

3.904.1 CIRCULACION GENERAL DE LAS MASAS DE AIRE

3.904.101 Presión Atmosférica y el Movimiento de las Masas de Aire. Las grandes avalanchas de nieve se producen principalmente por nevadas prolongadas e intensas, siendo los otros factores meteorológicos causas que son más bien secundarias. Una de las más importantes razones de formación de nevadas prolongadas ocurre debido a la modificación de la circulación atmosférica general que se produce en regiones montañosas.

La circulación general de las masas de aire obedece al movimiento de rotación de la tierra y a la distribución de los cinturones de altas y bajas presiones atmosféricas alrededor del globo terrestre, estos últimos asociados al calentamiento de la superficie terrestre por la radiación solar y a los efectos atenuadores del calor que ocasionan las superficies marinas y la propia circulación oceánica.

Como se muestra de manera esquemática en la Lámina 3.904.101.A, Figura a), en las áreas ecuatoriales, las altas temperaturas calientan las masas de aire en la superficie; éstas se hacen por ello menos densas y ascienden, creando nubosidad y centros de bajas presiones. A la latitud de aproximadamente 30°S, sobre los océanos de aguas frías, las masas de aire se enfrían y descenden, aumentan su temperatura en el descenso, se reduce la nubosidad, y se crean centros de alta presión y vientos calmos. En las regiones polares, el aire es frío en altura, denso y por ello descende, creando centros permanentes de alta presión y vientos calmos. En la latitud aproximada de 60°S se encuentra el llamado frente polar, hacia el cual confluyen en superficie las masas de aire polar y las de los centros de alta presión de los 30°S, lo que obliga las masas de aire a ascender y encontrar temperaturas más bajas, se forma nubosidad y centros de baja presión; en el frente mismo se crean vientos fuertes.

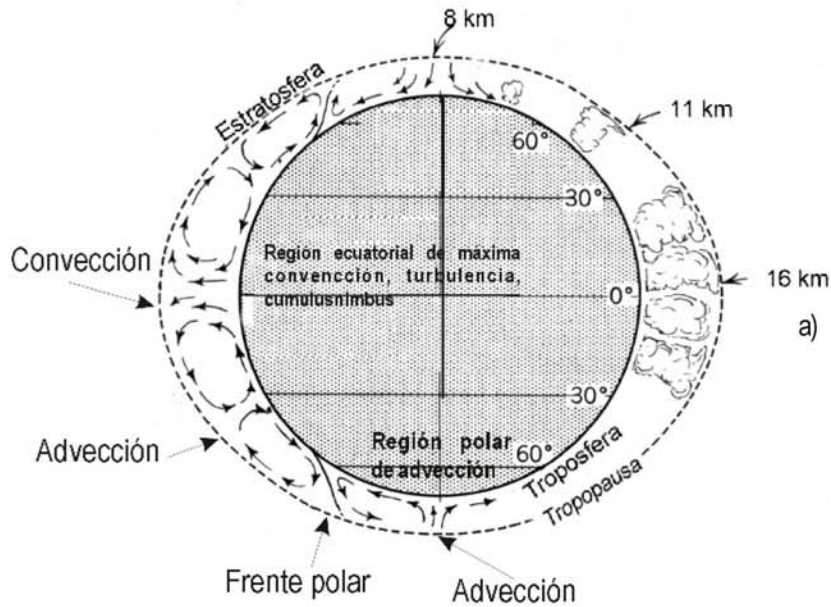
Debido a la inclinación del eje terrestre, en el verano del hemisferio Sur el frente polar y los centros de alta presión de los 30°S se desplazan más al Sur, mientras que en el invierno lo hacen hacia el Norte. Adicionalmente, en el verano del hemisferio Sur se acentúa el centro de baja presión ecuatorial sobre el Amazonas sudamericano.

Las masas de aire se mueven en superficie desde los centros de alta presión hacia los de baja presión, y la velocidad de rotación de la tierra hace que estos movimientos tiendan a desviarse, o a ser giros, de manera que en el hemisferio Sur tienen un sentido de movimiento contrario al de las manecillas del reloj. Ambos efectos producen la circulación general en el hemisferio Sur que se muestra en la Lámina 3.904.101.A, Figura b).

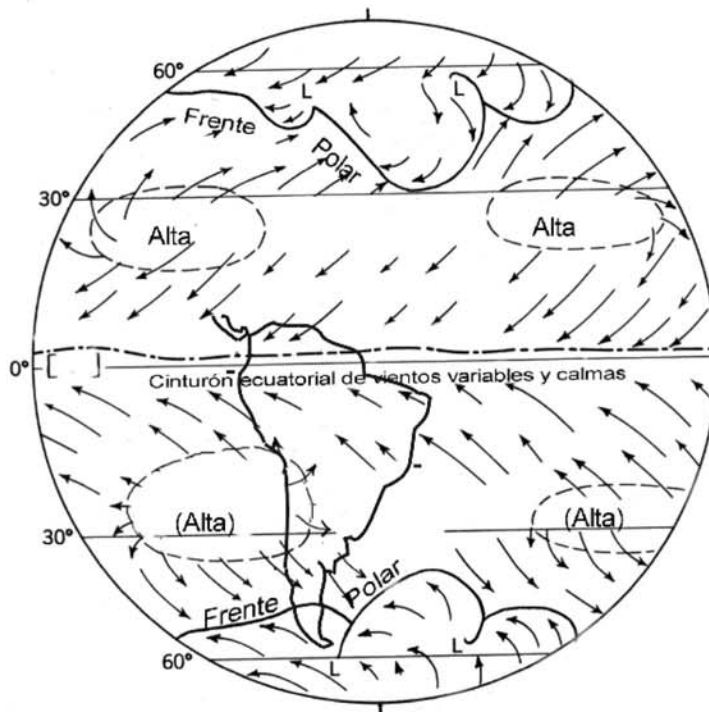
3.904.102 Movimiento en Ciclones y en el Paso de Frentes. La circulación de las masas de aire en los centros de alta presión se denomina anticiclónica, y aquella de los centros de baja presión ciclónica.

El movimiento general de las masas de aire en los ciclones y anticiclones del hemisferio Sur se señala de manera esquemática y para un viento en altura, no perturbado por la topografía de superficie, como se muestra en la Lámina 3.904.102.A, Figura a). Las velocidades de los vientos son más fuertes, donde más fuertes sean las gradientes de presión barométrica, en principio, en la recta entre los centros de alta y baja presión, como se indica de manera esquemática en la Lámina 3.904.102.A, Figura b).

Los ciclones y anticiclones pueden ser del tipo estacionario (o semipermanente), como por ejemplo el centro de alta presión (o anticiclón) en el Pacífico Sur, o bien pueden desplazarse rápidamente como los ciclones en el frente polar, que se mueven de Oeste a Este. La mayoría de las tormentas que se producen en las latitudes medias y altas se deben al tránsito de ciclones hacia cuyos centros convergen masas de aire, las que son elevadas y enfriadas adiabáticamente dando origen a la nubosidad y las precipitaciones. En los anticiclones, en cambio, el aire descende y fluye hacia las márgenes, produciendo un calentamiento adiabático de las masas de aire y una menor humedad relativa, originando cielos despejados.



a) Circulación vertical

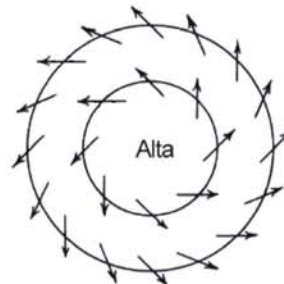


b) Circulación en superficie

HEMISFERIO SUR

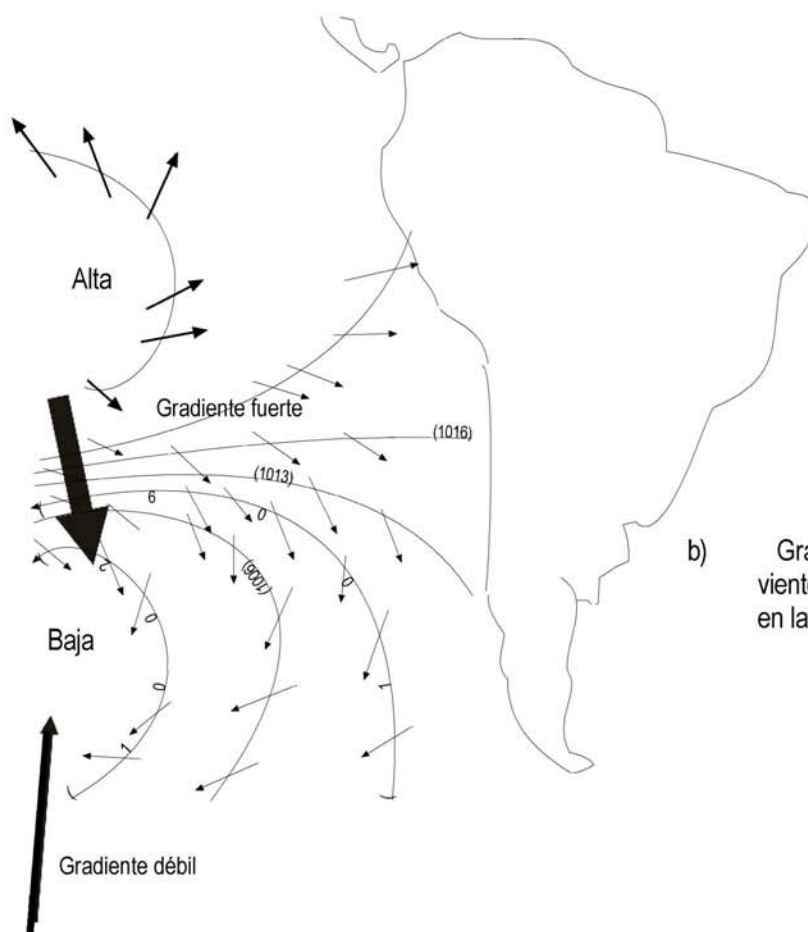


CICLON



ANTICICLON

- a) Dirección de movimiento en superficie de las masas de aire en relación con los centros de altas y bajas presiones (anticiclones y ciclones).



- b) Gradientes de presión y velocidad de los vientos. Las mayores velocidades ocurren en las gradientes más fuertes

El paso de un ciclón puede ser tranquilo, con poca o breve nubosidad y con escasa perturbación del movimiento de las masas de aire. Pero si las gradientes de presión que se originan en el tránsito de un ciclón son fuertes, los vientos pueden ser huracanados y las precipitaciones prolongadas e intensas. El frente polar del hemisferio Sur, donde se ponen en contacto las masas de aire frío de la Antártica, con masas de aire cálido de las regiones subtropicales, está constituido en realidad por una serie de ciclones de masas de aire frío, que se mueven hacia el Este con velocidades variables, y entre los cuales se ubican zonas (o masas de aire) de presión más alta. En general, las masas de aire se mezclan poco, mantienen sus características, y forman frentes (o contactos) bien definidos dentro del frente polar general.

La característica dual de las masas de aire (frías o cálidas) permite la ocurrencia de tres tipos de frentes específicos (ver Lámina 3.904.102.B): (i) el frente frío en el cual una masa de aire frío y denso avanza contra y por debajo de una masa de aire cálido y liviano, (ii) el frente cálido en el cual una masa de aire cálido y liviano avanza por sobre una masa de aire frío y denso, y (iii) el frente ocluido, el que se produce porque un frente frío ha alcanzado un frente cálido, produciendo el ascenso de la masa de aire cálido. Cada frente es acompañado de una nubosidad característica, y de una secuencia de la nubosidad en el tiempo también característica; en el frente frío se desarrollan principalmente nubes de tipo cúmulos, en el frente cálido nubes de tipo estratos, mientras que los frentes ocluidos tienen por delante nubes tipo estratos y por detrás de tipo cúmulos.

Los frentes fríos son más abruptos que los frentes cálidos. Ello induce una mayor velocidad de ascenso del aire cálido contra el cual se desplazan y que empujan hacia arriba. Los frentes cálidos avanzan como una cuña de bajo ángulo contra masas de aire más frío, empujándolas hacia arriba con relativamente baja velocidad de ascenso

3.904.103 Contenido de Humedad de las Masas de Aire. Las masas de aire tiene propiedades diferentes según la región donde se originan y/o permanecen un tiempo prolongado. Por ello, y como se señaló anteriormente, las masas de aire se dividen primero en dos grandes tipos, polares y tropicales (simbología P o T), vale decir frías o cálidas, entendiéndose por estos términos realmente las zonas de origen subpolar y subtropical. Grupos adicionales son las masas de origen Artico (simbología A), Antártico (simbología AA) y tropical (simbología E). Adicionalmente, y según el lugar de origen, pueden ser marítimas o continentales (simbología m o c), vale decir, húmedas o secas. Las masas de aire marítimo se originan sobre los océanos y poseen alto contenido de vapor de agua, mientras que las masas originadas sobre los continentes son esencialmente secas, de bajo contenido de vapor de agua.

En la medida que las masas de aire se mueven y salen de su región de origen, fluyendo sobre superficies diferentes, se enfrían o calientan y ganan o pierden humedad. Como ejemplo, la masa de aire polar originada sobre la Antártica es inicialmente continental (de símbolo cAA), fría y seca. Cuando se extiende sobre los mares australes se convierte en marítima (de símbolo mP), fría y húmeda. Otro ejemplo, la masa de aire del anticiclón del Pacífico Sur es de origen subtropical y marítimo (simbología mT), cálida y relativamente húmeda, mientras que en el interior subtropical sudamericano se origina en verano una masa de aire continental (simbología cT), cálido y seco. Más al Norte, la región amazónica y tropical sudamericana es invadida en la temporada del verano austral por masas de aire tropical y marítimo (mE) del Atlántico que aportan la humedad para las abundantes precipitaciones de esa época, en un fenómeno denominado monzónico.

3.904.104 Efecto de las Montañas. En diversos sitios se generan vientos locales por la influencia del terreno circundante. El ejemplo más conocido es el de las brisas en las regiones costeras, donde el viento de mediodía sopla hacia el continente debido al mayor calentamiento de la superficie terrestre por el sol y el movimiento ascendente de las masas de aire calentadas.



a) Frente frío y frente cálido.



b) Frente ocluido; avance de frente frío alcanzando un frente cálido.

En las montañas, y debido al mismo fenómeno, se producen corrientes de aire ascendente durante el día cuando las laderas son calentadas por la radiación solar, y corrientes descendentes durante la noche cuando el aire se enfría y se hace más denso. También de manera similar se generan los vientos katabáticos, que son masas de aire denso, enfriadas en altura, por ejemplo sobre superficies de nieve o hielo, y que desciende gravitacionalmente, a veces muy rápido, hacia el fondo de los valles. Otro tipo particular de vientos son los fohen, que se producen cuando fuertes vientos regionales pasan sobre una zona montañosa forzando a la masa de aire a descender en las planicies a sotavento, con la consecuencia que el aire se calienta y seca, como ocurre en la vertiente argentina de los Andes.

En general, la dirección y velocidad del viento suelen variar de manera significativa entre las cumbres de los cordones montañosos y los fondos de valle. Pocos metros, o decenas de metros, por sobre los cordones montañosos la dirección y velocidad del viento es aquella de la circulación atmosférica general definida por los gradientes de las presiones. Sin embargo, en los valles la dirección de los vientos es desviada tendiendo a correr en forma paralela a los ejes de los valles [véase Lámina 3.904.104.A, Figura a)]. Adicionalmente, al pasar sobre un cordón montañoso, la masa de aire es elevada [véase Lámina 3.904.104.A, Figura b)], con descenso de temperatura y aumento de la humedad relativa (lo que favorece la precipitación), y con aumento de la velocidad [véase Lámina 3.904.104.A, Figura c)] en el lado de barlovento y desaceleración en el de sotavento.

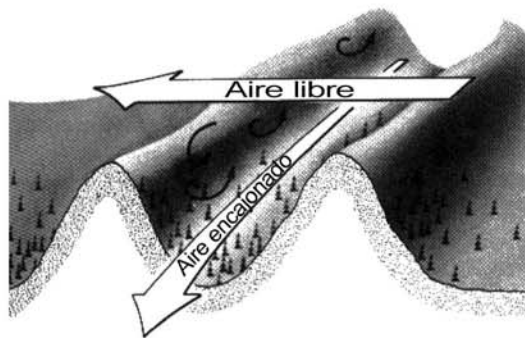
En pendientes fuertes, por lo general mayores que 45°, ubicadas a sotavento de un cordón montañoso, el descenso fuerte de masas grandes o chicas de aire, y la desaceleración también fuerte por efecto del relieve, suelen producir turbulencias con flujo reverso del tipo de vórtices o torbellinos, a veces arrastrando nieve. Estos vórtices se forman y desintegran continuamente en la ladera, mientras se mantenga el efecto del viento sobre los cordones montañosos. La magnitud de los vórtices puede ser muy variada, desde pequeños torbellinos de pocos metros de diámetro hasta grandes vórtices del orden de una centena o más metros de diámetro.

En el contacto entre una masa de aire en movimiento y la superficie de terreno se produce siempre una fricción que hace que las velocidades de movimiento disminuyan en la cercanía de la superficie. Esto crea un esfuerzo en cizalle y turbulencias, que son mayores cerca de las cumbres de las prominencias del terreno, y que tienden a erosionar la superficie en el lado de barlovento, vale decir a levantar polvo, partículas menores o mayores según la velocidad del viento y, desde luego, la nieve depositada, y producir depósitos de estos mismos materiales a sotavento de las prominencias [véase Lámina 3.904.104.A, Figura c)]. Por lo mismo, los fondos de valle estrechos, o de quebradas, suelen acumular más nieve, en particular, la redepositada tras erosión y transporte eólico.

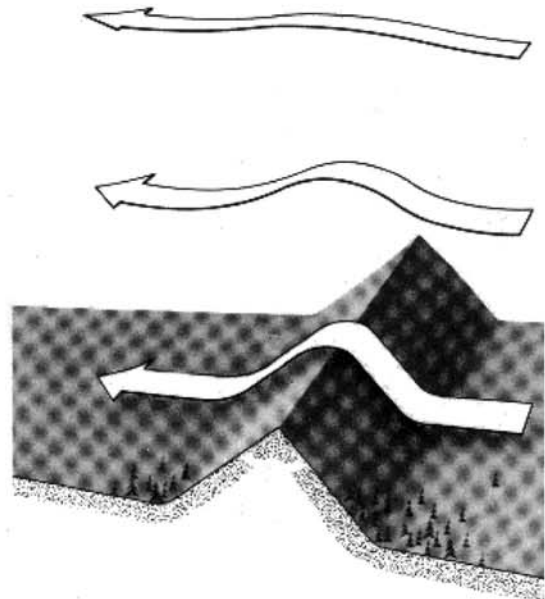
3.904.2 LA PRECIPITACION

3.904.201 Contenido de Vapor de Agua y la Temperatura. La cantidad de vapor de agua que un cierto volumen de aire puede contener depende esencialmente de la temperatura del aire; cuanto mayor sea su temperatura más vapor de agua puede contener. Esta cantidad varía desde prácticamente cero en el aire frío de las regiones polares, a 4% ó 5% de un cierto volumen de aire en las cálidas y húmedas regiones tropicales. La temperatura límite a la cual una porción de aire alcanza el máximo contenido de vapor de agua se denomina punto de saturación. La cantidad de humedad existente en el aire se expresa respecto de la cantidad máxima en el punto de saturación y se denomina humedad relativa; en el punto de saturación, la humedad relativa es 100% y con cualquier temperatura mayor, la humedad relativa en la misma porción de aire es menor.

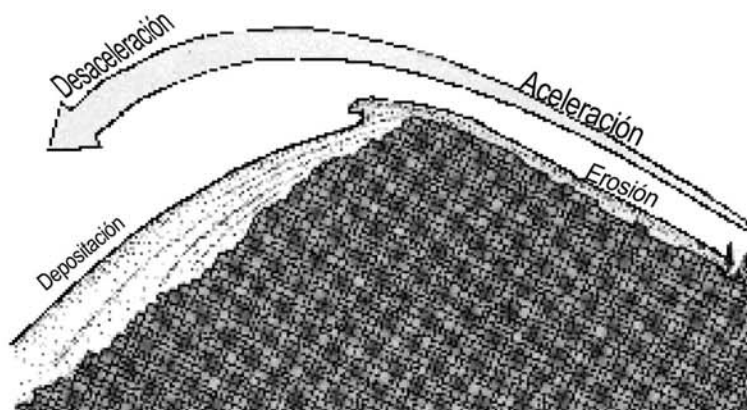
Los más rápidos cambios de temperatura se producen por ascensos y descensos de las masas de aire. Los ascensos, a zonas de menor presión atmosférica, producen la expansión de las masas de aire y su enfriamiento adiabático, con la consecuente reducción de la capacidad de contener vapor de agua, la formación de nubes y, eventualmente, precipitación. Los descensos ocasionan el fenómeno inverso, vale decir aumento de la capacidad de contener vapor de agua y reducción de la nubosidad existente, o bien la mantención de cielos claros.



- a) En los valles el viento tiende a ser paralelo a sus ejes; en altura el aire libre corre inalterado.



- b) Cerca de la superficie, los cordones montañosos obligan al ascenso y enfriamiento de las masas de aire, y posterior descenso.



- c) El paso de masas de aire sobre cordones montañosos produce aceleración y erosión en los flancos montañosos de barlovento y desaceleración y deposición en los de sotavento.

Existen tres razones para que ocurran ascensos de masas de aire: (i) convección en celdas, (ii) efectos orográficos y (iii) actividad frontal ciclónica. La convección en celdas es el ascenso de grandes burbujas de aire calentado cerca de la superficie, y por lo mismo menos denso que el aire vecino, y que se eleva buscando una presión de equilibrio; el ascenso de la burbuja va acompañado de un descenso de aire más frío y más denso que reemplaza al de la burbuja, dando origen así una celda de convección. Celdas de convección típicas son las grandes nubes de tipo cúmulos y formas de coliflor que se observan al mediodía y en la tarde de la época veraniega sobre la alta cordillera, y se originan por el ascenso de burbujas, o columnas, de aire cálido que ha sido calentado en los valles montañosos. La base de las nubes indica el nivel crítico en el cual comienza la condensación y el techo de la nube la máxima altura a que ha ascendido la columna de aire cálido. Si el ascenso de la columna de aire cálido es sostenido y mayor, la nube se convierte en cumulonimbus, vale decir una nube de tipo cúmulos pero desde la cual ocurre precipitación. Ascensos en celdas de convección muy grandes y prolongados producen las nubes cúmulos de tipo yunque, de gran altura, circulación convectiva rápida, precipitación y, a menudo, descargas eléctricas. En los yunques el ascenso de aire cálido es solamente el mecanismo que gatilla el fenómeno, puesto que la corriente ascendente puede luego autoalimentarse de la energía liberada por la condensación del vapor de agua.

El ascenso de aire en relación con la actividad frontal en ciclones ha sido descrito de manera esquemática en los Numerales 3.904.101 y 3.904.102. El efecto orográfico se señala en el Numeral 3.904.202.

3.904.202 Efecto Orográfico y la Precipitación. El efecto orográfico, vale decir debido a las montañas, ocurre porque las masas de aire en sus desplazamientos generales son obligadas a fluir sobre cordones montañosos. Como se muestra de manera esquemática en la Lámina 3.904.202.A, Figura a), en la medida que el aire se eleva por el flanco a barlovento de la montaña, es enfriado adiabáticamente y, si el enfriamiento es suficiente y se alcanza la temperatura de condensación, el aire se satura y se produce la precipitación. A sotavento del cordón montañoso, donde el aire desciende, éste aumenta su temperatura y se seca.

La componente vertical de la velocidad de ascenso de una masa de aire en movimiento que choca frontalmente contra un cordón montañoso depende de la velocidad horizontal del aire y de la pendiente general del frente montañoso. En la cordillera de los Andes de Chile central este última suele ser del orden de 20°, de manera que la velocidad vertical es del orden de 36% de la horizontal. Si la masa de aire en movimiento llega a una barrera montañoso de manera oblicua, lo cual es habitual en el tránsito de ciclones, la velocidad de ascenso es menor, y es cero si el viento corre de manera paralela a los cordones montañosos.

En todo caso, la velocidad vertical de ascenso de masas de aire por causas orográficas suele ser del orden de un rango de magnitud mayor que las velocidades verticales que se producen asociadas al paso de frentes. Vale decir, y de manera general, la precipitación originada en causas orográficas es más fuerte que aquella debida al paso de sistemas frontales. Sin embargo, en las regiones montañosas ocurre que la precipitación normalmente asociada al paso de frentes se acrecienta con el efecto orográfico.

3.904.203 Relieve y la Variabilidad de la Precipitación. La distribución de la precipitación en todo Chile muestra claramente el efecto orográfico, concentrándose esta en la Cordillera de los Andes. En las zonas Sur, central y Norte Chico del país el aporte de masas de aire húmedo proviene del Pacífico, y la precipitación se asocia al paso de ciclones en el frente polar, los que en los meses de invierno alcanzan normalmente hacia el Norte hasta la IV región administrativa del país, y ocasionalmente las regiones III y II. Estas precipitaciones se incrementan de Oeste a Este, alcanzando sus máximas en el eje de la cordillera.

El extremo Norte de Chile, vale decir las regiones I y II, está demasiado alejado de los frentes polares del hemisferio Sur, de manera que gran parte del año está solamente bajo los efectos del anticiclón del Pacífico Sur, con aires calmos y secos, y con formación de nubes tipo cúmulos (y muy ocasional y leve precipitación) en la zona cordillerana. En la zona costera se producen neblinas ocasionales, sobre todo en las mañanas, asociadas principalmente al efecto orográfico del relieve costero. Sin embargo, la cordillera del Norte de Chile es alcanzada en los meses de verano del hemisferio Sur por ciclones desde el Este relacionados con la masa de aire tropical y marítima originada en el trópico del Atlántico y que se interna en el Amazonas, resultando en precipitaciones normalmente breves pero intensas por el efecto orográfico de la cordillera.

A un nivel local, cuando la precipitación ocurre con viento, que suele ser lo más común, los montos que precipitan sobre un relieve montañoso simétrico dependen también de la simple exposición al viento, en particular con vientos suaves que no producen erosión en los mantos de nieve. En este caso, la precipitación es más alta en la falda montañosa de cara al viento [véase Lámina 3.904.202.A, Figura b)].

3.904.204 Variación de los Montos de Precipitación con la Altura. En un relieve montañoso la precipitación se incrementa con la altura debido a los efectos combinados de la orografía y el paso de frentes ciclónicos. La precipitación más alta se produce levemente a barlovento de las crestas montañosas, aunque efectos del relieve local, como aristas, cumbres, quebradas y hondonadas, alteran la distribución general de la precipitación. También altera la distribución de la precipitación el efecto de erosión y redistribución que produce el viento cerca de las crestas de los cordones montañosos (ver Numeral 3.904.104).

Un caso especial, pero no poco común, ocurre cuando existen diversos cordones montañosos paralelos, suficientemente separados y de similar cota. En este caso, en que el tránsito de la masa de aire ocurre como varias ondas de ascenso y descenso sobre este relieve, la precipitación se produce principalmente en el primer ascenso y se reduce en los siguientes [véase Lámina 3.904.202.A, Figura c)].

El determinar la variación de la precipitación con la altura suele ser difícil a menos que se cuente en un área con registros de precipitación de estaciones ubicadas en diferentes cotas. Cuando esto ocurre, como por ejemplo en los valles cordilleranos de la región central de Chile, es posible emplear, y siempre de manera general, la siguiente expresión matemática, denominada fórmula de Mathias:

$$P = P_0 + K \times H \quad (\text{ec. 3.904.204.1})$$

donde P es la precipitación en un punto ubicado a H metros más alto o más bajo que la estación con precipitación conocida P_0 , y K es una constante de proporcionalidad. Para determinar el valor que adopta K en una zona se puede aplicar esta misma expresión a dos estaciones meteorológicas del área con precipitación conocida, vale decir, en este caso y despejando K, resulta:

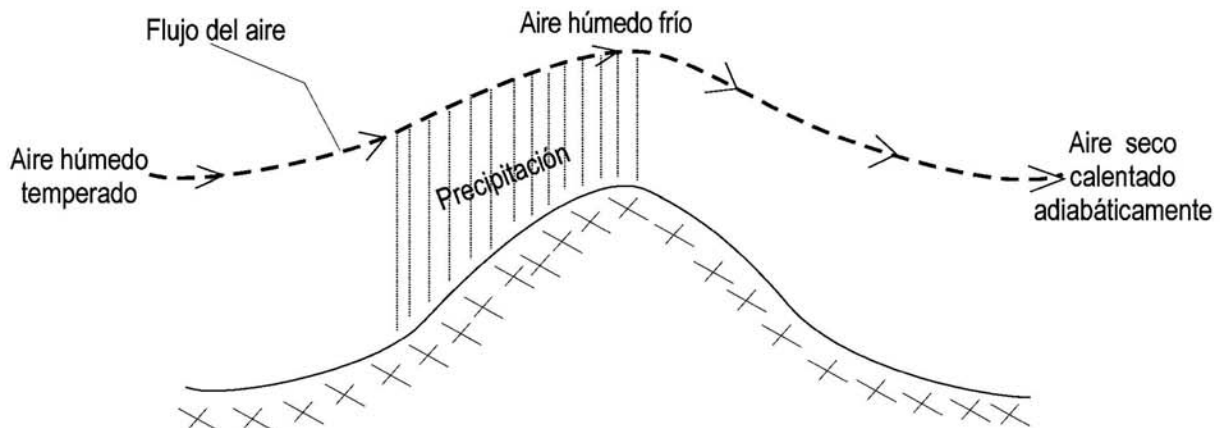
$$K = (P - P_0) / H \quad (\text{ec. 3.904.204.2})$$

Los valores de K suelen ser muy variables (hasta un orden de magnitud) entre regiones, cuencas hidrográficas, e incluso valles cordilleranos vecinos. Por ejemplo $K = 0,234$ entre dos estaciones en un valle de la cordillera de la zona central de Chile, y $K = 5,03$ en una cuenca hidrográfica en la Patagonia chilena. Por esto, se debe tener especial cuidado al determinar el valor de K, en lo posible empleando estaciones meteorológicas cercanas, con la mayor separación altitudinal posible, y lo menos afectadas por el relieve local.

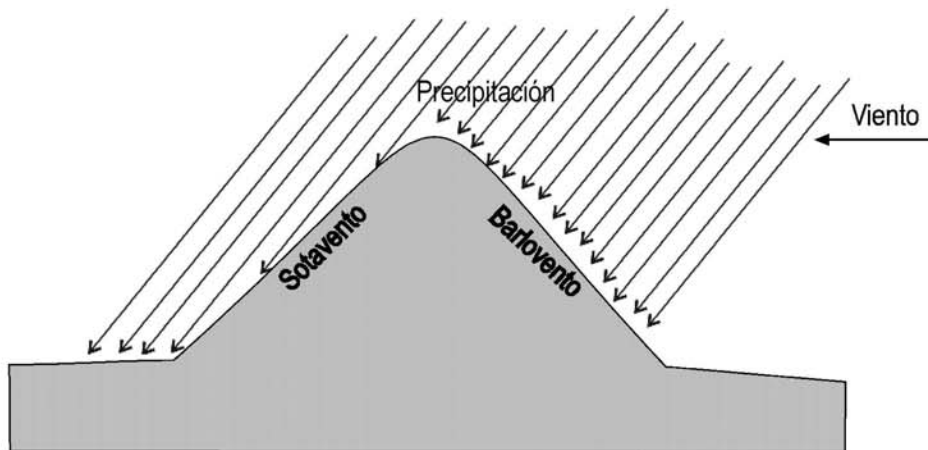
3.904.3 LA PRECIPITACION SOLIDA

3.904.301 Velocidad de Caída de los Cristales de Nieve. En ausencia de viento, la velocidad de caída de cristales y copos de nieve es del orden de 0,3 a 0,5 m/s, del orden de 0,5 a 1,0 m/s la velocidad de caída de columnas y agujas, y de 2 a 5 m/s (o más) la velocidad de caída del granizo blando y granizo. Es evidente que vientos débiles alteran de forma significativa la trayectoria de caída de los copos de nieve y de los cristales con formas de placa, la que ya no es vertical sino con variados grados de inclinación, hasta virtualmente subhorizontal con vientos fuertes. Por lo mismo, se requieren vientos fuertes para modificar la caída de los grandes granos de granizo.

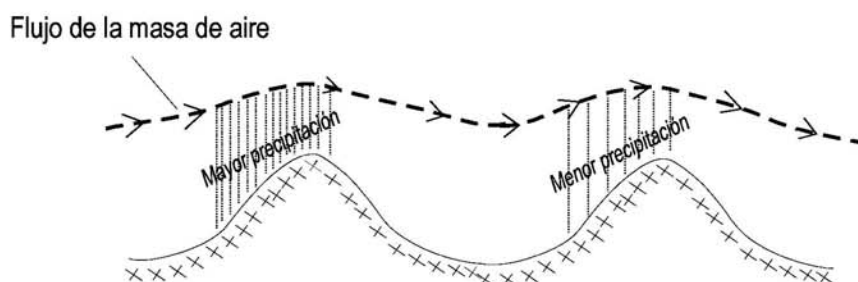
3.904.302 La Depositación de la Cubierta de Nieve. La cubierta de nieve está constituida normalmente por cristales y granos de nieve, o sus fragmentos, que tienen dos orígenes: la precipitación atmosférica y la depositación mecánica. La cubierta de nieve que proviene de la precipitación atmosférica es, en cierto modo, análoga a un precipitado químico en un reservorio líquido. La depositación mecánica es producto de



- a) Efecto orográfico sobre la precipitación. El aire se eleva a barlovento al transitar sobre un cordón montañoso, se enfría adiabáticamente, condensa el vapor de agua y se produce la precipitación. A sotavento el aire desciende, se calienta y se seca.



- b) La precipitación con viento cae de manera inclinada, y precipita más sobre los flancos de cara al viento. Vientos fuertes modifican esta distribución de la precipitación por erosión en el flanco de barlovento y redistribución de la nieve en el de sotavento.



- c) Variación de los montos de precipitación debido a la presencia de varios cordones montañosos.

procesos de erosión, transporte y depositación (o redepositación) que afectan al manto de nieve y cuyo agente principal es el viento.

La precipitación atmosférica, en ausencia de viento, constituye un depósito de cristales o granos de nieve y sus fragmentos, que es muy poroso y de espesor uniforme, y de orientación aleatoria de los ejes de los cristales de nieve. La depositación mecánica, que es esencialmente eólica, forma depósitos de fragmentos de cristales o granos, reducidos en sus dimensiones por la abrasión y colisión y algo compactados por los impactos, y por lo mismo menos porosos y más densos que los depósitos formados exclusivamente por nieve precipitación atmosférica. La depositación mecánica produce mantos de espesores irregulares, en general más tenues en las prominencias del terreno y más espesos en las depresiones. Es común, sin embargo, y sobre todo en las regiones montañosas, que la precipitación ocurra acompañada de viento en temporales, de manera que en la cubierta de nieve suelen coexistir, en diversas proporciones según la velocidad del viento, granos de nieve provenientes tanto de la precipitación atmosférica como de la depositación mecánica.

Lo anterior influye, entre otros, en la densidad del depósito de nieve. Un manto de nieve originado en ausencia de viento y por cristales con formas de placas (ver Lámina 3.902.301.A) y del tipo de estrellas dendríticas, tendrá muy bajas densidades (incluso del orden de $0,05 \text{ g/cm}^3$), otro originado también en ausencia de viento y constituido por columnas será algo más denso (por ejemplo $0,08$ o $0,09 \text{ g/cm}^3$). Con velocidades de viento en aumento, las densidades del manto de nieve también aumentan, por la cada vez mayor proporción en el manto de nieve de fragmentos de cristales originados en la depositación mecánica, encontrándose por ejemplo, densidades de $0,11$ o $0,12 \text{ g/cm}^3$ con vientos fuertes y hasta aproximadamente $0,4 \text{ g/cm}^3$ en tormentas con vientos extremos.

Debido a los frecuentes cambios de las condiciones atmosféricas (temperatura, presión, velocidad de viento, etc.) durante un solo proceso de depositación de la cubierta de nieve, es común que el manto de una sola nevada se encuentre estratificado, aunque de manera tan leve que no sea perceptible a simple vista. En todo caso, esta estratificación es más notoria cuanto mayor sea la participación de la depositación mecánica. Estratificación que es más evidente se produce recién entre mantos de nieve originados en diferentes nevadas.

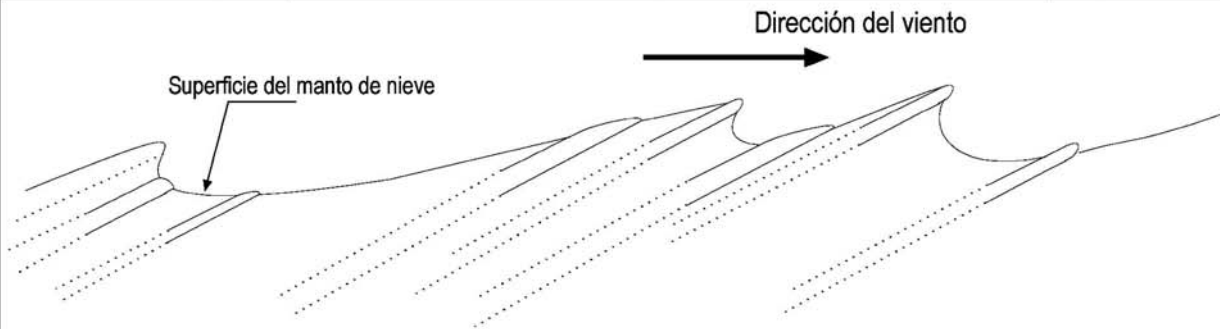
3.904.4 REDISTRIBUCION DE LA NIEVE POR EL VIENTO

3.904.401 Mecanismo de Redistribución. El mecanismo de redistribución de la nieve por el viento consta esencialmente de tres procesos: erosión, transporte y depositación, también denominado redepositación. Este mecanismo de redistribución de la nieve siempre conduce a una cubierta de nieve internamente más estable, menos porosa y más densa. Lo anterior independientemente del grado de estabilidad general, el que depende no tan solo de las propiedades del manto de nieve sino también de la inclinación del manto.

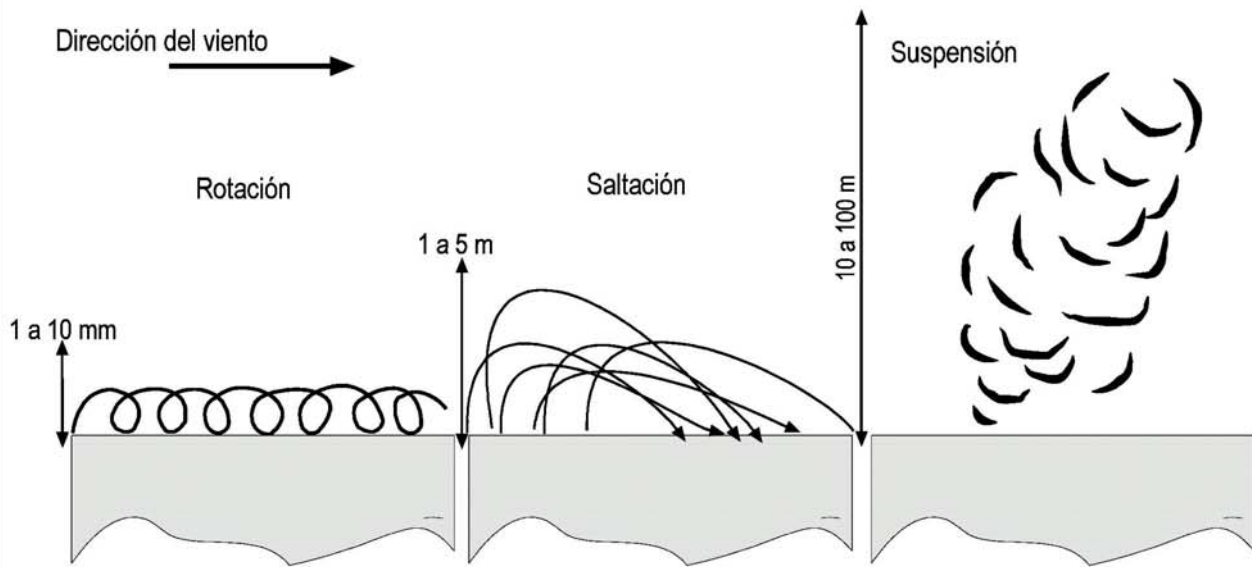
3.904.402 Erosión Eólica del Manto de Nieve. Para erosionar la nieve recién depositada, vale decir remover los cristales y copos de nieve recién depositados en la superficie de un manto de nieve, se requieren vientos con velocidades mayores que $2,5$ a $3,0 \text{ m/s}$. Para erosionar mantos de nieve antigua, de varias semanas o meses de edad, se requieren normalmente vientos fuertes con velocidades del orden de 7 a 8 m/s o más. En otras palabras, La cantidad de nieve que puede ser erosionada depende del grado de compactación y del proceso de sinterización que exista en el manto de nieve.

La erosión se produce por el esfuerzo de cizalle, que el viento genera, entre las masas de aire y la superficie de nieve, desestabilizando y removiendo algunos copos y cristales de nieve, los cuales en su movimiento colaboran con la desestabilización de otros cristales y copos mediante el impacto de la caída de los primeros sobre los segundos. El proceso de erosión eólica se denomina deflación.

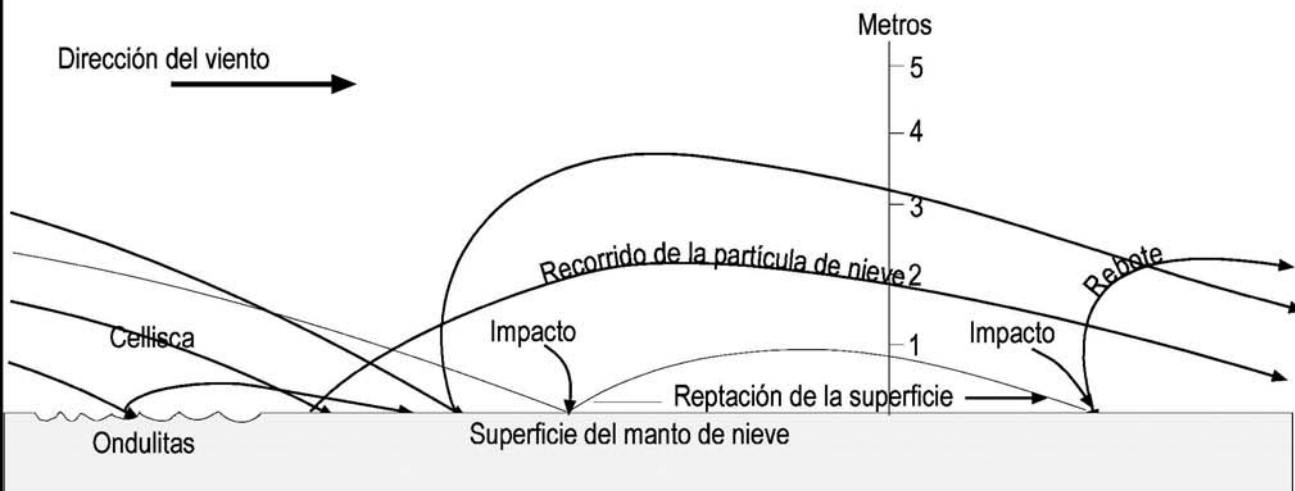
Una forma y consecuencia típica de la superficie de nieve afectada por procesos de erosión eólica es la formación de sastrugis [véase Lámina 3.904.402.A, Fig. a)] que constituyen pequeños cordones dispuestos de manera aproximadamente transversal a la dirección del viento y que se producen debido a la estratificación, tenue o evidente, existente en el manto de nieve. La erosión afecta preferentemente a los estratos más sueltos de nieve, mientras que los mejor compactados (o incluso con lentes



a) Formación de sastrugis por erosión eólica en la superficie del manto de nieve. Los sastrugis generalmente suelen alcanzar tamaños del orden de decenas de centímetros de altura de onda.



b) Mecanismos de transporte eólico de la nieve.



c) Trayectorias de las partículas de nieve en saltación.

de hielo) soportan mejor la erosión y sobresalen en la superficie de nieve como un cordón de techo inclinado y de color blanco levemente azuloso.

3.904.403 Otras Formas de Erosión Natural del Manto de Nieve. Además de la erosión eólica, el manto de nieve es erosionado por flujos de agua canalizada y escurriendo en las márgenes o bajo el manto de nieve y, en condiciones especiales, por flujos densos y rápidos de agua y cristales y granos de nieve, flujos que se generan normalmente en primavera y verano cuando el manto de nieve se satura.

La erosión por flujos de agua canalizada es una erosión típicamente fluvial de carácter hidráulico que, además de afectar al manto de nieve, también afecta a otros materiales no consolidados en el cauce. Este tipo de erosión ocurre tras las primeras nevadas de otoño, o con la temperización a 0 °C del manto de nieve en primavera y verano.

Los flujos densos y rápidos de mezclas de agua y nieve, del tipo aluvional, se denominan jokulhlaup, por su nombre islándico (o slush wash, en inglés). Se inician como pequeños escurrimientos superficiales en el manto de nieve y pueden propagarse movilizándolo y removiendo la totalidad del manto en una gran extensión. No existen mediciones de la cantidad de agua que se requiere para producir un jokulhlaup, pero es posible que el contenido de agua sea no inferior a 30% a 50% del volumen total de un flujo típico. Indudablemente, existe toda una gama de fenómenos de transición entre un jokulhlaup y una avalancha de nieve húmeda de primavera, diferenciándose solamente en que el contenido de agua es menor en las avalanchas de nieve húmeda.

3.904.404 Maneras de Transporte de la Nieve. Las maneras de transporte, o movilización, de los cristales o granos de nieve, tanto en un medio gaseoso como el aire, o en un medio líquido como el agua, son: rotación, saltación, o suspensión turbulenta, como se muestra en la Lámina 3.904.402.A, Figura b). La descripción a continuación se refiere al transporte en un medio gaseoso; el transporte en medio líquido es de escaso significado.

La rotación es el rodar de cristales o granos individuales, en contacto permanente con la superficie, de manera que involucra siempre a una capa muy tenue de nieve, de espesor igual al tamaño de los cristales o granos. Por lo mismo, suele no ser un mecanismo significativo en cuanto a volumen de nieve movilizada, en comparación con otras formas de transporte.

La saltación es el movimiento de partículas individuales en saltos, empujadas por fuertes vientos [véase Lámina 3.904.402.A, Figura c)]. Las partículas se despegan de la superficie por el solo empuje del viento o, lo que es más común, por el impacto de otras partículas y describen una trayectoria curva, impactando la superficie con fuerza pero a bajo ángulo. El impacto origina un rebote y, a menudo, el lanzamiento al aire de otras partículas de la superficie. Simultáneamente con la saltación, la superficie misma del manto de nieve sufre un proceso de leve reptación en la dirección del viento como resultado de los numerosos impactos de los cristales y granos de nieve.

Con fuertes vientos, en el proceso de saltación las partículas de nieve se elevan normalmente hasta unos 4 a 5 m, pero la mayoría de ellas salta hasta alturas inferiores a 2 m. En realidad, el transporte más eficiente ocurre en el

En un temporal de viento, las numerosas partículas en saltación, y también en suspensión, forman lo que se denomina viento blanco (o cellisca), una verdadera nube de cristales y granos de nieve en rápido movimiento, de varios metros de altura sobre la superficie del manto de nieve, que reducen la visibilidad y dificultan el tránsito. La saltación es un método eficiente de transporte de nieve y responsable de manera muy significativa de la movilización de grandes cantidades de nieve a sectores de menor velocidad de viento, por ejemplo a sotavento de obstáculos o depresiones del terreno.

La suspensión turbulenta se refiere a la suspensión en el aire de partículas de nieve, por las fuerzas aerodinámicas del viento en régimen de flujo turbulento. El mecanismo de suspensión es similar al de una fluidización, mediante el cual la posibilidad que las partículas permanezcan en suspensión depende del tamaño medio y densidad de las partículas, y de la velocidad del viento.

En transporte con suspensión turbulenta las partículas pueden viajar a alturas de decenas, o algunas centenas, de metros sobre la superficie, sin embargo el mayor volumen de partículas se moviliza

normalmente en los 10 m más cercanos a la superficie. Al igual que la saltación, este es un mecanismo eficiente de transporte de partículas de nieve. En condiciones de viento normalmente operan tanto la saltación como el transporte turbulento, de manera que en conjunto constituyen un modo rápido y efectivo de transferir grandes cantidades de nieve de un punto a otro, y de cargar de nieve laderas de avalanchas.

Las formas de transporte de nieve antes descrita ocasionan al mismo tiempo la destrucción parcial de los cristales y granos de nieve, por las colisiones entre sí y por los impactos contra la superficie. Esto reduce el tamaño de las partículas de nieve a, por ejemplo, una décima parte de sus tamaños originales, y permite así que la nieve depositada con estos mecanismos de transporte, o por mezclas de nieve precipitada y nieve transportada, sea dos a cuatro veces más densa que el manto de nieve formado exclusivamente por precipitación sólida.

3.904.405 Formas que Resultan de la Depositación de la Nieve de Arrastre Eólico.

3.904.405(1) Dunas y Ondulitas. En planicies o mesetas extensas, donde la nieve puede ser transportada y redepositada sobre grandes extensiones, se constituyen acumulaciones idénticas a las de arenas, vale decir dunas de tipo barchanes [véase Lámina 3.904.405.A, Figura a)] y ondulitas menores. Esto ocurre preferentemente en condiciones muy frías, cuando el proceso de sinterización es menor por el menor espesor de la capa casi líquida de los cristales de nieve. Con vientos de cambiantes direcciones se forma una topografía de montículos irregulares, conformada por remanentes erosionados de dunas antiguas, a veces con caras parabólicas, cubiertas por dunas más recientes.

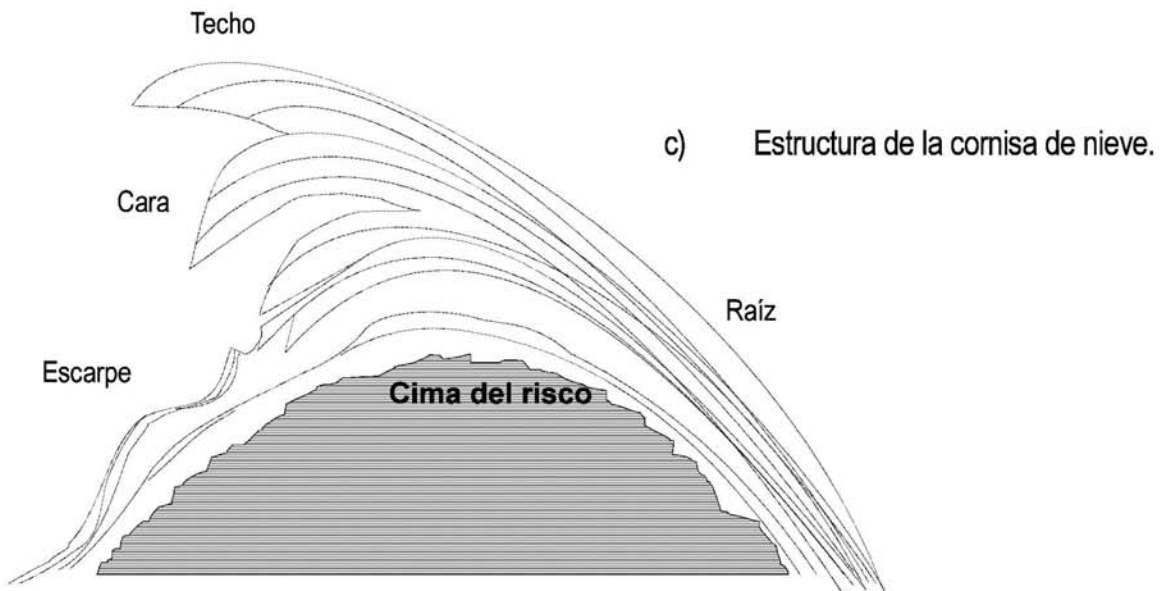
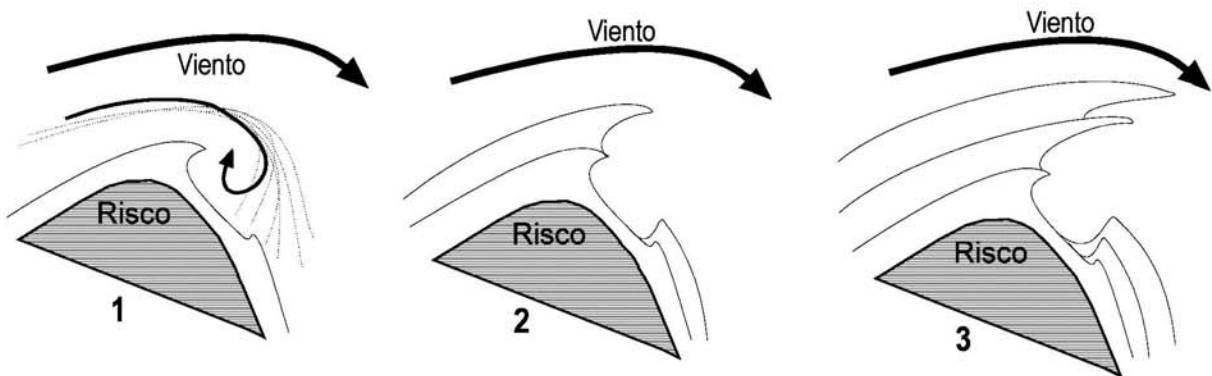
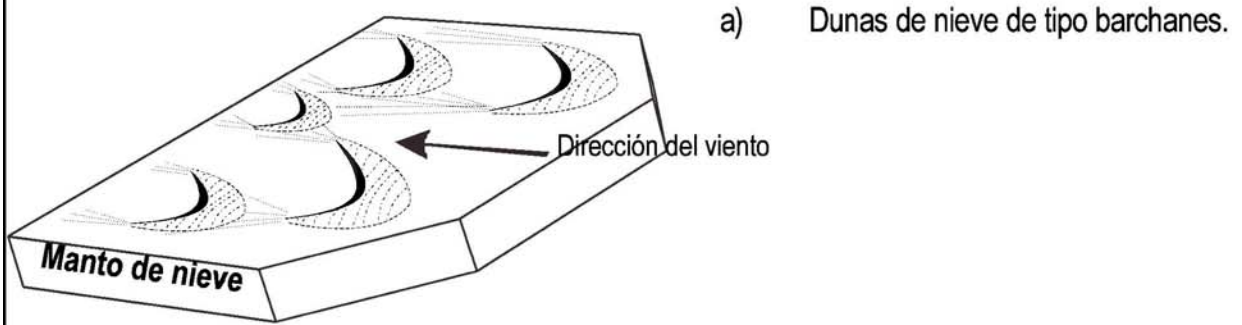
3.904.405(2) Cornisas de Nieve. Las cornisas de nieve son depósitos característicos de las cumbres de cordones montañosos, aunque también se forman en cualquier cambio abrupto del relieve del terreno. Son prominencias que se forman por sobre y a sotavento de las cumbres de los cordones, y que crecen en la medida que nuevos estratos de nieve son agregados por deposición mecánica [ver Lámina 3.904.405.A, Figuras b) y c)]. La estructura básica de una cornisa consiste de la raíz, el techo, la cara y el escarpe. La raíz la constituye el manto de nieve a barlovento y a partir del cual la cornisa crece y se extiende hacia sotavento. El techo es la superficie superior de la cornisa. La cara es el frente abrupto del manto de nieve hacia sotavento, y el escarpe es el manto de nieve a sotavento por debajo de la cornisa.

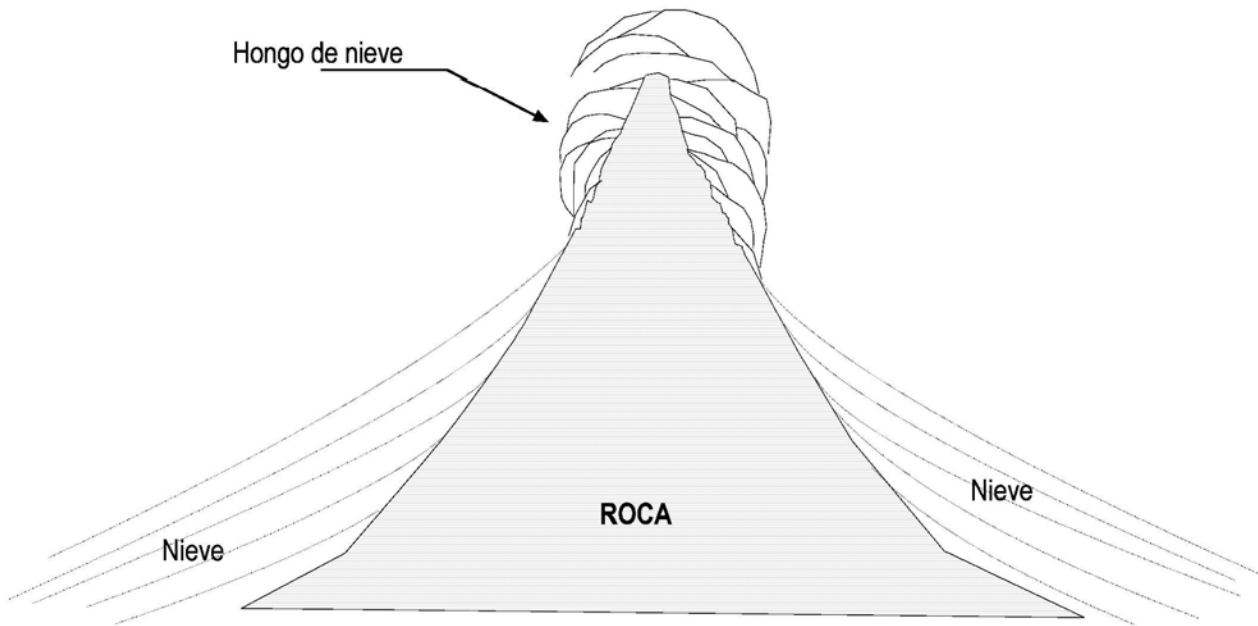
El crecimiento de la cornisa a sotavento constituye una prolongación y saliente inestable del manto de nieve, la cual suele derrumbarse durante la formación (durante el temporal de viento y nieve). Cornisas que perduran en el tiempo tras el temporal que las origina se deforman gravitacionalmente, muchas veces hasta colapsar si no logran encontrar apoyo en el escarpe. Por estas características, la formación y caída de cornisas suele ser un importante gatillador de avalanchas, tanto durante como después de los temporales.

Las cornisas pueden ser estructuras pequeñas, de fracciones de metros de espesor y saliente, o hasta formas muy masivas de más de una decena de metros de altura y saliente. La densidad de la nieve en las cornisas suele ser alta debido a la compactación por el viento, del orden de 0,2 hasta 0,4 g/cm³.

3.904.405(3) Hongos de Nieve. En las regiones donde las nevadas van normalmente acompañadas de fuertes vientos y se originan en masas de aire de alta humedad, en las prominencias que constituyen altas cumbres rocosas aguzadas se acumula nieve en forma de hongo o coliflor [ver Lámina 3.904.405.B, Figura. a), con protuberancias y cornisas en todas direcciones. Este hongo está formada por una capa de nieve compacta y muy irregular en su forma, sobre estratos de nieve (y eventualmente hielo) de variada y menor compactación. Es común la presencia de hongos de nieve en virtualmente todas las cumbres de las montañas de la cordillera patagónica, y también en cumbres de la cordillera andina de Perú y Bolivia.

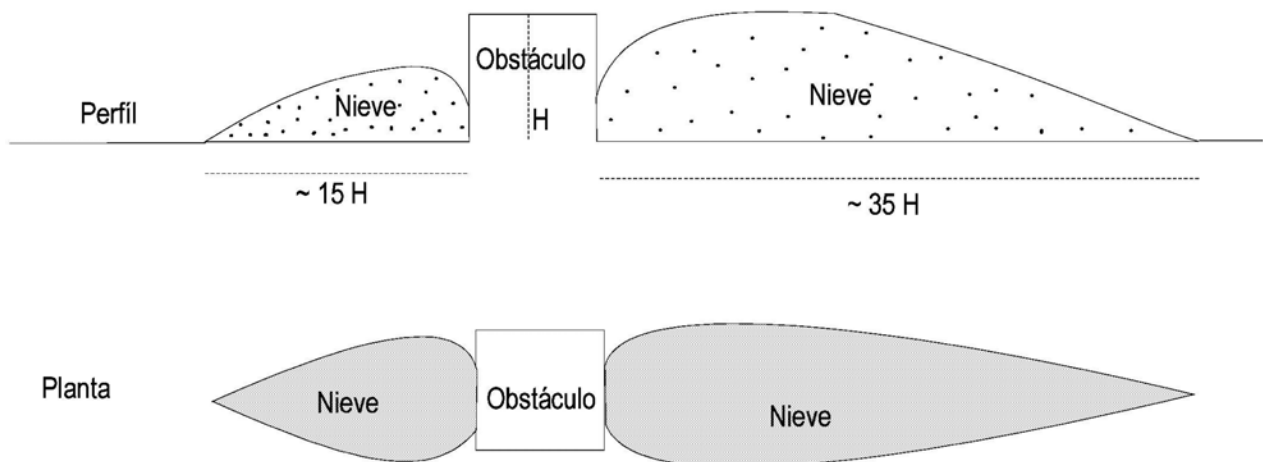
La nieve de los hongos puede ser de origen exclusivamente atmosférico, pero la velocidad del viento juega un papel fundamental en su formación. En las cumbres patagónicas se han medido velocidades de viento en exceso de 140 km/h. Al igual que en las cornisas de nieve, los hongos pueden ser inestables y gatilladores de avalanchas.





a) Hongo de nieve.

Dirección del viento



b) Vestigios de nieve.

3.904.405(4) Vestigios de Nieve. Los vestigios de nieve son acumulaciones de nieve a barlovento y a sotavento de un obstáculo de amplitud reducida en su cara al viento [Lámina 3.904.405.B, Figura b)]. Los obstáculos pueden ser naturales, como bloques de rocas, o artificiales (panderetas, postes, vehículo estacionado, etc.). Los vestigios son montículos de nieve que sobresalen del manto de nieve, de forma asimétrica, con sus lados más abruptos hacia el obstáculo, y de amplitud similar a la del obstáculo. El montículo del lado de sotavento es de altura algo inferior a la del obstáculo, mientras que aquel del lado de barlovento suele ser aproximadamente la mitad de la altura del obstáculo (altura por sobre la superficie normal del manto de nieve). El depósito de sotavento es mas elongado que aquel de sotavento, dependiendo la longitud de ambos de la velocidad del viento y altura y amplitud del obstáculo. Los vestigios de nieve formados cerca de prominencias rocosas en las cumbres de los cordones, pueden ser agentes colaboradores importantes en la formación de grandes cornisas de nieve.

3.904.5 LOCALIZACION DE LOS DEPOSITOS DE NIEVE DE ARRASTRE EOLICO

3.904.501 Lugares de Depositación Preferente de la Nieve. Como en la montaña es común que la precipitación nival esté acompañada de vientos, sino en toda al menos en parte de la nevada, y esto redistribuye de manera muy significativa los depósitos de nieve, para establecer que laderas y que sendas de avalanchas se están cargando de nieve durante una nevada es fundamental conocer la relación entre las acumulaciones de nieve y el viento local. Es posible estimar esta relación de manera teórica, con modelos de comportamiento del viento local ante diferentes direcciones del viento general en altura, pero la mejor relación proviene de la observación directa, en terreno de la localización de las acumulaciones de nieve, y de las mediciones de velocidad y dirección del viento con instrumentos.

Durante las nevadas no es posible observar directamente la manera en que la nieve se distribuye y acumula en los diferentes sitios, cuando menos por la escasa visibilidad. Tampoco es práctico medir el viento en todos los sitios. Lo que debe hacerse es medir el viento en a lo menos dos lugares, por ejemplo extremos como fondo de valle y cresta de un cordón montañoso y, después de la nevada y cuando a cesado el riesgo de avalanchas, establecer mediante recorridos y mediciones directas en terreno los espesores de nieve acumulada durante la nevada.

Las mediciones de viento con instrumento deben complementarse con observaciones de efectos del viento realizadas en días despejados. Sobre todo en las horas inmediatas después de las nevadas cuando el manto de nieve aún no ha sufrido un proceso muy intenso de sinterización y subsisten copos y cristales de nieve sueltos en superficie, o cuando se producen vientos fuertes, es posible observar las plumas de nieve de arrastre eólico que se forman en las crestas y la redepositación de la nieve en las laderas y fondos de valle.

Indudablemente, la observación directa de los depósitos de nieve y vientos suele estar limitada por la disponibilidad de recursos humanos y por la dificultad de acceso a las laderas y sectores cercanos a las cumbres, pero observadores experimentados y algunas medidas simples pueden contribuir sustancialmente en la recopilación de esta información esencial. Entre las medidas simples está, por ejemplo, el colocar durante el verano y en diversos sitios apropiados, gruesos jalones o estacas (madera, acero u otro) de altura suficiente como para que sobresalgan por sobre la máxima altura de nieve prevista, atados con cables a estacas en el suelo para mayor estabilidad y resistencia al viento y a la reptación del manto de nieve, y pintados en franjas de colores diferentes y que permitan que un observador a distancia, con binoculares, pueda apreciar las alturas de los depósitos de nieve. Otra alternativa es realizar recorridos de parejas de observadores con esquíes, midiendo con sondas las alturas del manto de nieve y anotando las observaciones en planos que contengan el trazado de la ruta recorrida.

El ubicar las acumulaciones preferentes de nieve en condiciones de viento no necesita ser una labor permanente. Pero como la ubicación de las acumulaciones de nieve y sus espesores responden a cambios a veces poco relevantes de tipo e intensidad de la precipitación atmosférica, de la dirección y fuerza del viento, además de la interacción de las variables meteorológicas en las tormentas, normalmente se requieren observaciones y registros de varas temporadas invernales para establecer con certeza el patrón de localización preferente de las acumulaciones nivales en condiciones de viento.

Una forma manual de medir la nieve que está siendo arrastrada por el viento, por observadores en terreno, es empleando el Driftómetro (del término inglés "drift" que significa nieve arrastrada por el viento). Este aparato, que puede adaptarse para ser colocado en una estación meteorológica, consiste de un tubo de diámetro conocido, cuya boca se orienta al viento (para lo cual puede ayudarse con una veleta) y en cuyo extremo se coloca una bolsa de fina malla y peso conocido, donde se captura la nieve que ingresa al tubo. Tras un determinado tiempo de captura se extrae y pesa la bolsa y el peso se corrige por la imperfección del instrumento para capturar toda la nieve arrastrada. Normalmente el instrumento capta entre 75% y 80% de la nieve que está siendo arrastrada en suspensión y en saltación. Es conveniente medir la captura de nieve a diversas alturas sobre la superficie (por ejemplo 0,3, 0,7 y 1,5 m) para conocer la variación en altura de la nieve de arrastre eólico. Existen en el mercado algunos sensores acústicos para medir la nieve de arrastre eólico.

3.904.502 Instrumentos para la Medición del Viento. Existen numerosas alternativas de instrumentos para medir el viento. Los registradores de velocidad pueden ser anemómetros para mediciones puntuales, anemómetros totalizadores que registran la distancia recorrida por el viento entre dos observaciones y de la cual puede inferirse la velocidad media entre las observaciones, o bien anemógrafos que registran continuamente la velocidad. De la misma manera, la dirección del viento puede observarse con veleta en forma puntual o registrarse continuamente. También, los registros pueden ser puntuales, realizados por observadores en terreno, registros continuos con aparatos mecánicos o bien abastecidos por fuentes de poder de variado origen (red, batería, solar, etc.). La información puede almacenarse en los registradores, en el mismo terreno, en papel o en medios magnéticos, o puede transmitirse por cable o señal de radio (incluso a través de satélite) a estaciones remotas.

Siendo las alternativas de instrumentos muy amplias, también es común que los instrumentos fallen debido a las condiciones extremas en los ambientes de montaña. Las causas principales de falla se centran en las fuentes de poder (cables cortados, baterías que no responden a toda la demanda, celdas solares afectadas por la nieve, etc.) y en la incorrecta operación de los sensores de velocidad del viento (copas, hélices y otros) que suelen atascarse por la formación de escarcha.

Indudablemente, el mejor tipo de instrumento que puede emplearse es de registradores continuos, con transmisión remota de datos en formato digital o análogo, a ser procesados computacionalmente. Pero también son los más costosos, de manera que la decisión será finalmente una que equilibre costos y necesidades. La mejor sugerencia que puede hacerse en cuanto a la marca y tipo de instrumento es que este sea probadamente eficiente en ambientes de montaña, con recomendaciones no solamente de parte del proveedor sino también de usuarios en ambientes extremos de montaña.

3.904.503 Ubicación Preferente de los Instrumentos para Medir Viento. La medición del viento, al igual que aquella de otros factores meteorológicos en un área o localidad, debe ser permanente. Esto implica, entre otros, que debe existir una estación meteorológica de fácil acceso durante todo el año, para permitir su mantención y control. Por otra parte y para efectos de relacionar el viento con las acumulaciones de nieve, es conveniente medir este en las cumbres de los cordones montañosos, generalmente inaccesibles en invierno y donde los equipos están expuestos, entre otros, a tormentas eléctricas.

Por lo anterior, es recomendable instalar medidores de viento en una estación de fácil acceso, normalmente cerca de fondo de valles, y simultáneamente otros (idealmente al menos dos) en la cumbre de cordones. Los primeros garantizan la continuidad de las mediciones y, mediante correlaciones con los segundos, establecer las condiciones en las cumbres aunque los sensores allí ubicados fallen temporalmente.

Los sensores en el valle deben estar ubicados en un sitio lo más amplio posible, alejados de las laderas, de prominencias en el relieve del valle y de obstáculos artificiales (muros, casas, torres, cortes de caminos, etc.). Deben instalarse en torres de altura superior a la mayor acumulación de nieve y en lugares libres de riesgos de avalanchas, crecidas, deslizamientos y otros.

Si se cuenta con solo un sensor en altura este debe ubicarse en las cumbres de cordones montañosos y en la mayor altura local posible, vale decir, en la mayor altura dentro del área que se desea representar. Esto suele implicar dificultades de acceso, de manera que la decisión debe equilibrar este ideal con la conveniencia de contar con acceso si no expedito, al menos no extremadamente difícil. En esta transacción debe buscarse sitios abiertos en las cumbres de los cordones, alejados de prominencias

rocosas que perturben el flujo del aire. El sensor debe instalarse en una torre de altura adecuada para prever la altura máxima de nieve en el sitio, y deben contar con protectores de descargas eléctricas.

De contarse con más de un sensor en altura, estos deben instalarse en las cumbres de los cordones como se señaló anteriormente, cerca de los extremos del área a representar y en una línea perpendicular a la dirección predominante del regional. De contarse con un tercer sensor en altura este debe ubicarse a sotavento (con respecto a la dirección predominante) de uno de los dos anteriores.

3.904.6 INTERCAMBIO CALORICO EN LA SUPERFICIE DE NIEVE

3.904.601 Componentes del Balance Calórico en la Superficie del Manto de Nieve. El intercambio de calor entre la superficie del manto de nieve y la atmósfera determina como el manto de nieve se tempera o enfría y también como gana o pierde masa. Este proceso, que es continuo, regula algunas particularidades del manto de nieve. Por ejemplo, tras un período de aporte de calor al manto, fusión de nieve y saturación de agua, una onda de frío puede producir el congelamiento del agua intergranular formando una costra de hielo, la cual constituye una superficie de deslizamiento para depósitos de nieve de una nueva nevada y, por lo mismo, constituir el eventual gatillador de avalanchas. Por otra parte, el conocimiento del comportamiento del balance calórico permite, entre otros, prever la temperización del manto de nieve y pronosticar la ocurrencia de avalanchas de nieve húmeda antigua, aunque no se hayan producido nevadas recientes. También permite pronosticar, conociendo el comportamiento general de los parámetros meteorológicos, cuando se producirá la destrucción total del manto de nieve, o bien cuando su destrucción estará tan avanzada que cesan los riesgos de avalanchas.

Existen diversos caminos, y ecuaciones, para estimar el balance calórico, en particular según el detalle con que se miden y determinen los diferentes parámetros meteorológicos. A modo de ejemplo, la gradiente del viento en altura puede ser complicada y su establecimiento requiere la instalación de una serie de sensores en un punto y a diferentes alturas sobre la superficie; otro ejemplo, la erosión eólica produce deflación en afloramientos rocosos de pobre calidad geotécnica, vecinos al manto de nieve, y una contaminación con polvo de la superficie de nieve reduciendo el albedo de la misma. En realidad, cada caso amerita un análisis de la precisión de la respuesta al problema planteado y de la excelencia y grado de sofisticación en el tipo de registros de parámetros meteorológicos. Idealmente, una estación meteorológica sobre el manto de nieve debiera medir y registrara permanentemente los siguientes parámetros:

- Radiación en onda corta incidente y reflejada (albedo) por la superficie de nieve.
- Radiación en onda larga incidente y emitida por la superficie de nieve.
- Presión barométrica.
- Temperatura y viento con sensores a diferentes alturas sobre la superficie de nieve para determinar la gradiente en la vertical de estos parámetros.
- Humedad relativa.
- Montos de precipitación y temperatura de la precipitación.
- Variaciones en el espesor y densidad del manto de nieve.

Adicionalmente, todos los sensores debieran mantenerse a una altura constante sobre la superficie de nieve y, como esta es variable (aumenta durante las nevadas y se reduce entre ellas), significa que debieran ajustarse en altura casi diariamente.

Normalmente, no se dispone del equipo ideal arriba señalado, o de todos los antecedentes, de manera que debe elaborarse el balance calórico, en el mejor de los casos, con la información que se recopila en una estación meteorológica tradicional. Por ello, el procedimiento que se señala en esta Sección y que está destinado a ser empleado principalmente como apoyo a los estudios de avalanchas, emplea antecedentes meteorológicos que habitualmente se recopilan, es relativamente simple, utiliza ecuaciones de cálculo normalmente aceptadas para estos cómputos, ha sido definido y probado en numerosos estudios de balances calóricos en todo el mundo y es ampliamente utilizado por las personas involucradas en los estudios de nieve y hielo. No cabe duda que observaciones detalladas de algunos parámetros permiten utilizar procedimientos más específicos y discusiones acabadas de resultados, pero ello se escapa de la orientación general de este manual de avalanchas y, en todo caso, no modificará de manera significativa los resultados generales.

El balance calórico para un cierto punto en la superficie depende, entre otros, de algunas características particulares de ese punto, como por ejemplo pendiente de la superficie la cual influye sobre el albedo de la radiación en onda corta. Por ello, al estimar balances calóricos sobre superficies diferentes de aquella sobre la cual se miden los parámetros meteorológicos debe otorgarse particular cuidado a la evaluación de los parámetros meteorológicos en ese otro lugar. Por lo mismo también, la ejecución de balances calóricos sobre regiones amplias, a partir de datos de una estación meteorológica, debe hacerse con la cautela debida para estimar el real valor medio de los parámetros en esa región. Para todo ello existen criterios y procedimientos estadísticos de manejo de la información meteorológica, que deben considerarse.

La energía calórica (Q_C) recibida en una superficie de nieve es:

$$Q_{RS} + Q_{RL} + Q_A + Q_L + Q_P = Q_C \quad (\text{ec. 3.904.601.1})$$

en que Q_{RS} es la energía calórica producida por la radiación neta en onda corta (o radiación solar) en el rango espectral de 0,3 a 3 micrones, Q_{RL} es aquella producida por la radiación neta en onda larga en el rango espectral de 3 a 100 micrones, Q_A es el calor sensible, Q_L es el calor latente y Q_P es el calor aportado por la precipitación. Q_C es la suma total de calor disponible y es empleado para el enfriamiento y/o temperización y fusión del manto de nieve.

La energía calórica es empleada en: (i) fundir la nieve y/o evaporar el agua de la fusión (eventualmente también puede producir sublimación) o en congelar agua existente en los poros del manto de nieve (eventualmente también condensación y/o sublimación negativa), o bien (ii) en enfriar o temperizar (introducir calor) en el manto de nieve.

3.904.602 Radiación Neta en Onda Corta (radiación solar). El balance de la radiación neta en onda corta (Q_{RS}) es:

$$Q_{RS} = I \times (1 - a) \times t \quad [\text{Ly}] \quad (\text{ec. 3.904.602.1})$$

en que I es el total de la radiación solar incidente (sol y cielo) en cal/cm^2 , a es el albedo de la superficie de nieve y t es el intervalo de tiempo en segundos. I tiene los valores observados en una estación, en Ly ($1 \text{ Ly} = 1 \text{ cal/cm}^2$). Los valores de radiación solar se incrementan en altura, debido al efecto de la atmósfera, en aproximadamente 3% por cada 1.000 m de diferencia de cota, de manera que la aplicación de la información de una estación meteorológica determinada a un sitio de cota diferente debe corregirse apropiadamente.

La superficie de nieve refleja como un espejo parte de la radiación solar incidente. El albedo, la razón entre la radiación en onda corta reflejada por la superficie de nieve y la incidente, varía con la altura del sol, la calidad de la superficie reflectante de la nieve, con la nubosidad y con la inclinación de la superficie de nieve. El albedo es muy alto en superficies de nieve fresca y cuando los rayos de sol llegan con un bajo ángulo, y muy bajo cuando los rayos llegan de manera vertical sobre la superficie de nieve y cuando esta es vieja y sucia. En el primer caso el albedo puede ser de 0,9, en el segundo caso de 0,2. El albedo puede medirse con un radiómetro invertido; una estimación grosera puede obtenerse incluso con el fotómetro de una cámara fotográfica apuntando al cielo y luego a la superficie de nieve.

En base a antecedentes provenientes de diversas referencias, o de las propias mediciones, es posible establecer valores de albedo para condiciones de cielos claros y nublados y, en base a las observaciones de nubosidad estimar el albedo (a) para superficies de nieve en diversas condiciones de nubosidad, de la siguiente manera:

$$a = a_C - [(a_C - a_N) / 10] \times N \quad (\text{ec. 3.904.602.2})$$

siendo a_C el albedo en condiciones de cielo claro, a_N el albedo en condiciones de cielo nublado y N la nubosidad.

De no contar con información de nubosidad, pero si de radiación con estadística de varios años, es posible estimar la nubosidad a nivel de información media mensual empleando los valores de radiación máximas y mínimas diarias (en 24 horas), y haciendo la suposición que las máximas

corresponden a días sin nubes y la mínima a un día totalmente nublado. En ese caso la nubosidad (N), en una estimación simple será:

$$N = [1 - (R_D / R_X)] \times 10 \quad (\text{ec. 3.904.602.3})$$

donde R_X es la radiación solar diaria máxima (Ly/día) y R_D es la observada (Ly/día). La nubosidad se expresa en escala de 0 a 10.

A modo de ejemplo, en la Tabla 3.904.602.A se muestra el albedo para condiciones de cielos claros y nublados, como valor medio mensual, para un manto de nieve inclinado aproximadamente 10° al Norte y a la cota cercana a 4.200 m, en la cordillera central de Chile a la latitud de Santiago. Los bajos valores de albedo en primavera y verano que se señalan en esta Tabla son debidos principalmente a la formación de nieve penitente, de común ocurrencia en los mantos de nieve de la cordillera de la zona central de Chile.

TABLA 3.904.602.A
EJEMPLO DE VALORES DEL ALBEDO MEDIO MENSUAL EN LA CORDILLERA A LA LATITUD DE SANTIAGO, EN UN MANTO DE NIEVE INCLINADO APROXIMADAMENTE 10° AL NORTE Y A LA COTA APROXIMADA DE 4200 m.

	MES											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Con cielo claro	0,3	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,5	0,45	0,45	0,4	0,35	0,3
Con cielo nublado	0,25	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,45	0,4	0,4	0,35	0,3	0,3
Medio mensual	0,291	0,291	0,339	0,384	0,430	0,486	0,481	0,433	0,438	0,387	0,341	0,3

La radiación solar incidente en el techo de la atmósfera depende de la latitud, la época del año y la hora del día, y esto es posible calcularlo de diversas Tablas y ecuaciones. Sin embargo, la radiación solar incidente sobre un manto de nieve depende también de la calidad óptica de la atmósfera (nubosidad, partículas de polvo, vapor de agua y otros), y esto varía a cada instante. Es posible lograr una estimación, por ejemplo, con datos de globosonda, pero estos datos pueden conducir a estimar valores de radiación que se alejan mucho de la realidad de manera que es preferible medir la radiación incidente en la superficie terrestre, en particular porque este parámetro es, como se verá más adelante, la principal fuente de calor en un balance calórico.

La radiación solar es absorbida de manera exponencial por el manto de nieve a medida que penetra en él. Aproximadamente 95% es absorbido en los primeros 20 cm de profundidad y virtualmente la totalidad antes de aproximadamente 0,3 m. Esta penetración ocasiona que, en mantos tenues, se caliente el suelo subyacente con considerable fusión de la parte inferior del manto de nieve.

3.904.603 Radiación Neta en Onda Larga. La radiación en onda larga recibida en la superficie es aquella emitida esencialmente por las nubes según la Ley de Stephan-Boltzman, vale decir la cuarta potencia de su temperatura absoluta. De la misma manera, también la superficie de nieve emite radiación en onda larga de acuerdo a esta misma ley. De no contar con registros instrumentales de la radiación neta en onda larga (Q_{RL}), es posible estimarla de la siguiente manera:

$$Q_{RL} = 0,085 \times (1 - 1,4 \times N^2) \times t \quad [\text{Ly}] \quad (\text{ec. 3.904.603.1})$$

en que N es la nubosidad (en décimas) y t es el intervalo de tiempo en segundos.

3.904.604 Intercambio Turbulento de Calor Sensible. El intercambio turbulento de calor sensible (Q_A) es el calor transferido, por convección forzada, entre la superficie de nieve y el aire. La ecuación que gobierna este intercambio de calor sobre una superficie de nieve es:

$$Q_A = B \times T \times U \times t \quad [\text{Ly}] \quad (\text{ec. 3.904.604.1})$$

en que T es la temperatura (en °C) media del aire sobre la nieve a la altura de una caseta meteorológica (1,5 m), U es la velocidad (en cm/s) media del viento para el intervalo de tiempo considerado y t es el intervalo de tiempo (en segundos). B es:

$$B = C_p \times \left(\frac{K}{n_T} \right) \times z^{\left[\left(\frac{1}{n_T} \right) + \left(\frac{1}{n_U} \right) \right]} \quad (\text{ec. 3.904.604.2})$$

donde c_p es el calor específico del aire ($0,24 \text{ cal g}^{-1} (\text{°C})^{-1}$), y k es la razón entre el coeficiente de Austausch (o de intercambio) y la velocidad del viento a una cierta altura. El coeficiente de Austausch es así, un coeficiente de viscosidad cinemática efectiva, que se determina experimentalmente del perfil vertical del viento y que describe el transporte de energía por mezcla turbulenta de los estratos de aire. z es la altura normal de cobertizos meteorológicos (150 cm o similar), n_U es el índice para la potencia del perfil vertical del viento y n_T es el índice para aquel del perfil de temperatura. Existen numerosas experiencias para determinar el valor de k sobre superficies de nieve, siendo el valor más común de 0,00018. El valor más habitual de n_T , según varios investigadores y nuestras propias experiencias, es de 8,3. El valor de n_U varía con la rugosidad de la superficie. Nuestras propias experiencias sobre nieve penitente y superficie de nieve suave, y experiencias de otros estudios sobre nieve fresca, nos indican valores mensuales típicos para el valor de n_U como se muestran en la Tabla 3.904.604.A.

TABLA 3.904.604.A

EJEMPLO DE VALORES MEDIOS MENSUALES ESTIMADOS PARA EL INDICE n_U DE LA POTENCIA DEL PERFIL DEL VIENTO SOBRE UN MANTO DE NIEVE EN LA CORDILLERA A LA LATITUD DE SANTIAGO Y A LA COTA APROXIMADA DE 4200 m CON NIEVE PENITENTE EN PRIMAVERA Y VERANO

MES											
E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
2,0	2,0	2,2	2,4	2,7	3,0	3,0	2,7	2,4	2,4	2,2	2,0

3.904.605 Intercambio Turbulento de Calor Latente. El intercambio turbulento de calor latente (Q_L) es la transferencia de moléculas de vapor de agua por convección forzada, produciendo ya sea evaporación o condensación. Este intercambio turbulento de calor latente se expresa como:

$$Q_L = B \times m \times (e - 4,58) \times U \times t \quad [\text{Ly}] \quad (\text{ec. 3.904.605.1})$$

en que U es nuevamente la velocidad del viento (en cm/s) y B es similar a como se indicó en el Numeral 3.904.604 (existen algunas diferencias entre resultados de diversos estudios, pero no significativas). El valor de m es:

$$m = (600 / c_p) \times (0,623 / p) \quad (\text{ec. 3.904.605.2})$$

en que c_p es el calor específico del aire como se indicó en el Numeral 3.904.604, y p es la presión atmosférica media (en mmHg) en la cota estudiada.

e es la presión de vapor al nivel analizado y 4,58 es la presión de vapor saturado sobre nieve o hielo a temperatura cercana a 0 °C, en mmHg. La presión de vapor (e) ha sido calculada de la siguiente manera:

$$e = f_s \times H_R \quad [\text{mm/Hg}] \quad (\text{ec. 3.904.605.3})$$

donde f_s es la presión de vapor saturado (en mmHg) y H_R es la humedad relativa en décimas y centésimas. f_s se calcula como sigue:

$$\text{Log } f_s = 5,195590 - (3,1473172 - 0,00295944 \times X + 0,0004191398 \times X^2 + 0,0000001829924 \times X^3 + 0,00000008243516 \times X^4) \times (d - T) / T \quad (\text{ec. 3.904.605.4})$$

en que $X = (T - 453) / 10$, $d = 643$ y T es la temperatura del aire en grados Kelvin.

3.904.606 Calor Aportado por la Precipitación. El calor Q_P contribuido por la precipitación es:

$$Q_P = C_W \times (T - T_O) \times P \quad (\text{ec. 3.904.606.1})$$

en que C_W es el calor específico del agua ($1,0 \text{ cal g}^{-1} (\text{°C})^{-1}$), T es la temperatura (en °C) de la precipitación, la que puede suponerse igual a la temperatura del aire menos $0,1 \text{ °C}$, T_O es la temperatura de la superficie de nieve (igual a la temperatura del aire con un máximo de 0 °C) y P es el monto de la precipitación, en g/cm^2 .

3.904.607 Ejemplo de un Balance Calórico en Superficie. Un ejemplo del resultado y las conclusiones que permite un balance calórico para un punto en la superficie de nieve en la cordillera de Chile central, en este ejemplo a la cota de 4.200 m, y la capacidad de fundir nieve (o hielo), se muestran en la Tabla 3.904.607.A. Del ejemplo se puede concluir lo siguiente respecto al balance calórico en la superficie investigada:

- La fuente casi exclusiva de aporte de calor es la radiación en onda corta. En algunos meses de la temporada veraniega también lo es el calor sensible.
- La radiación en onda larga produce pérdidas de calor, al igual que el calor sensible. Vale decir, existe preferentemente evaporación; es posible que a nivel de evaluaciones diarias existan oportunidades con condensación, pero no a nivel de evaluaciones con parámetros meteorológicos medios mensuales.
- La precipitación no aporta calor sino frío. En todo caso en montos de energía poco significativos.

TABLA 3.904.607.A
EJEMPLO DE UN BALANCE CALORICO PARA UN PUNTO EN LA SUPERFICIE DE NIEVE EN LA
CORDILLERA DE CHILE CENTRAL A LA COTA DE 4.200 m, EXPRESADO EN TERMINOS
MENSUALES (LY/MES).

Mes	Radiación Onda Larga (Ly)	Radiación Onda Corta (Ly)	Calor Sensible (Ly)	Calor Latente (Ly)	Calor de Precipitación (Ly)	Calor Total (Ly)
E	-3602,6	14811,4	313,7	-1271,3	16,9	10268,2
F	-3254,0	12052,1	213,6	-1100,3	14,3	7925,8
M	-3513,4	9618,1	54,7	-1566,1	1,34	4594,7
A	-3145,6	6076,8	-935,5	-1588,5	-5,3	401,8
M	-2901,4	3754,0	-2222,0	-1099,9	-15,1	-2482,3
J	-3239,7	2977,3	-3965,1	-911,0	-28,5	-5167,0
J	-2986,4	3219,6	-4576,5	-897,1	-28,3	-5268,7
A	-3180,3	4768,5	-3490,3	-881,5	-16,1	-2798,8
S	-3350,7	7323,8	-2441,6	-783,5	-8,9	739,2
O	-3435,3	10511,0	-1606,4	-1321,0	-4,6	4143,8
N	-3505,4	13161,9	-741,2	-1283,8	-2,6	7628,8
D	-3488,4	14756,3	-145,6	-1310,4	-1,8	9810,1
Año	-39603,3	103031,8	-19540,1	-14014,3	-78,5	29795,6

En este ejemplo el balance calórico total suma un aporte de energía calórica de 29795,6 Ly/año. Como el calor latente de fusión es de $79,7 \text{ cal/g}$ (ver Tabla 3.902.103.A), el balance calórico anual permite fundir $373,8$ gramos de agua equivalente por centímetro cuadrado de superficie de nieve equivalente al año. Debe tenerse en cuenta que si la superficie de nieve contiene detrito, el albedo es inferior y el monto total de fusión anual mayor.

En otras palabras, y suponiendo que la precipitación es del orden de 120 g/cm^2 (1200 mm de agua) y que virtualmente toda ella cae como nieve, el balance calórico indica que, a la cota media de 4.200

m, los parámetros meteorológicos son tales que se funde todo el manto de nieve precipitada durante el año. En realidad, el aporte de calor a la superficie debiera ser algo mayor considerando que ya a mediados de la época veraniega se funde todo el manto de nieve y el suelo detrítico subyacente que queda expuesto produce un menor albedo y, en consecuencia, es mayor la absorción de radiación en onda corta.

En el mismo ejemplo, la capacidad mensual del balance calórico de fundir nieve, expresada en gramos por centímetro cuadrado, es la siguiente para los meses de Enero a Diciembre: 128,8, 99,4, 57,6, 5,0, -31,1, -64,8, -66,1, -35,1, 9,3, 52,0, 95,7 y 123,1. Esto señala, en términos generales, que a la cota del ejemplo, cesa el aporte de calor a fines de Marzo, en el mes de Mayo comienza a penetrar en el suelo (o en el manto de nieve existente) una onda de frío invernal que continúa activa enfriando la nieve y el suelo subyacente hasta mediados del mes de Agosto, mientras que en Septiembre se inicia la temperización del manto de nieve con aportes de calor. Vale decir que en el mes de Septiembre comienza a elevarse la temperatura del manto de nieve desde algún valor negativo hacia la temperatura de 0°C, lo cual alcanza probablemente en el mes de Noviembre e independientemente de la posibilidad que, en términos de balances diarios, exista fusión superficial previamente.

La evaporación potencial en el manto de nieve del ejemplo está determinada por el calor latente que, en términos de balance mensual aparece siempre negativo (produce pérdida de calor al manto de nieve, si fuera positivo significa que hay condensación de vapor de agua desde la atmósfera sobre la superficie de nieve). Los valores mensuales de calor latente expuestos en la Tabla 3.904.607.A, y considerando que el calor específico de evaporación es de 600 cal/g, permiten la siguiente evaporación potencial mensual entre los meses de Enero a Diciembre (en g/cm²): -2,1, -1,8, -2,6, -2,6, -1,8, -1,5, -1,5, -1,5, -1,3, -2,2, -2,1 y -2,2. Pero en realidad, y considerando que de Enero a aproximadamente Abril no existe manto de nieve porque ha sido destruido por los procesos de fusión, la evaporación potencial es del orden de 14,1 gramos (141 mm), vale decir aproximadamente 12% del total de la supuesta precipitación del ejemplo podría evaporarse; el resto es agua de fusión, que escurre en superficie y parte de ella se infiltra. En resumen, condiciones meteorológicas tales que permitan la ocurrencia de evaporación desde el manto de nieve existen durante todo el año.

3.904.608 Fusión en la Base del Manto de Nieve por Calor Geotérmico. Existen escasas determinaciones de flujo de calor geotérmico en los sectores de depositación de mantos de nieve en Chile, pero mediciones de gradientes térmicos y la conductividad térmica de masas rocosas permiten estimar el flujo de calor geotérmico en el orden de $1,1$ a $1,2 \times 10^{-6}$ cal/cm²s, levemente inferior a la media mundial que es del orden de $1,2$ a $1,3 \times 10^{-6}$ cal/cm²s. Esto significa que el flujo anual de calor geotérmico es del orden de 36 cal/cm²s y, por ejemplo, solo la mitad de él bajo un manto de nieve que persiste seis meses en el año. Como el calor de fusión del hielo es de 79,7 cal/g, la capacidad anual del calor geotérmico de fundir nieve en la base del manto se reduce, en el mejor de los casos, a unos pocos milímetros de espesor del manto de nieve, por lo cual generalmente no se considera esta fuente de calor. En realidad, el calor geotérmico suele ser insuficiente incluso para evitar que la onda de frío invernal congele la parte más superficial de los suelos o rocas aflorantes.

No obstante lo anterior, en zonas de fuertes gradientes geotérmicas, tales como se pueden encontrar en las vecindades de centros volcánicos o en zonas de aguas termales de alta temperatura, el flujo de calor geotérmico puede ser incluso algunos ordenes de magnitud superior a los arriba señalados y, en estos casos, será conveniente considerar este parámetro en el balance calórico

3.904.7 ANALISIS DE TORMENTAS

3.904.701 Período y Perfil de la Tormenta. La gran mayoría de las avalanchas se producen durante las tormentas o poco después de ellas, debido al avance del proceso de sinterización en el manto de nieve, el que mejora su resistencia a esfuerzos y lo densifica. Por ello, al analizar tormentas debe considerarse un período de tiempo que se extienda, en lo posible, hasta unas 72 horas después de concluida la precipitación asociada a la tormenta, y del orden de 24 horas antes del inicio de la precipitación. Si bien cada tormenta posee características propias, definidas por la combinación de las variables meteorológicas que en cada una de ellas se producen, no es menos cierto el que las tormentas en cada localidad tienden a tener patrones de ocurrencia relativamente similares, de cuyo conocimiento es posible inferir las condiciones de riesgo de avalanchas en cada tormenta.

Por otra parte, es más bien extraña la situación en que existan suficientes estaciones meteorológicas en un área en particular como para medir directamente los diversos parámetros meteorológicos en varios sitios e inferir de ellos las laderas que se cargan de nieve. Lo común es que, en el mejor de los casos exista tan solo una o dos estaciones, a partir de las cuales debe evaluarse el riesgo de avalanchas. Por ello, es importante conocer como suelen variar los parámetros meteorológicos durante el paso de las tormentas por una cierta área, en lo que se denomina perfil de una tormenta, y que es lo que puede esperarse en cuanto a la depositación, o carga, de nieve.

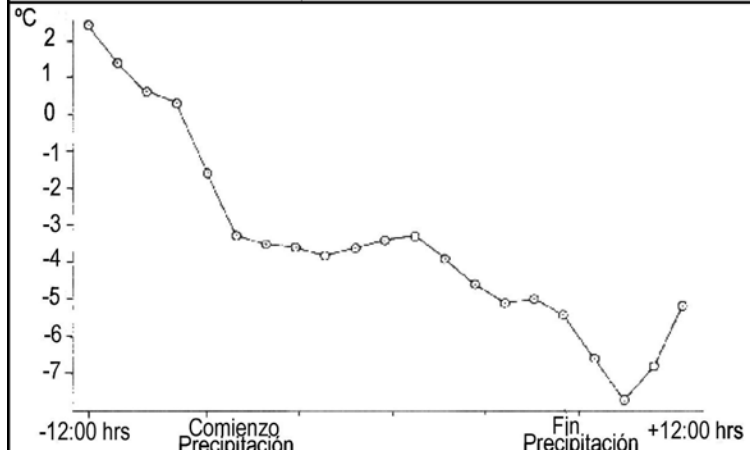
3.904.702 Análisis de las Variables Meteorológicas. Los parámetros meteorológicos durante una tormenta pueden analizarse de numerosas maneras pero, como mínimo, debiera considerarse analizar la variación, cada tres horas, de parámetros tales como temperatura, viento equivalente en agua de la precipitación, horas de inicio y término de la precipitación y presión barométrica. A lo anterior pueden agregarse otros antecedentes, tales como tipos de cristales de nieve, radiación en onda corta y larga, tipos de nubes, humedad relativa y otros. Para visualizar la interacción de los diversos parámetros meteorológicos los antecedentes deben plotearse en forma gráfica.

Para comparar la variabilidad de datos meteorológicos de diferentes tormentas, con tiempos de duración diferente, es conveniente normalizar el tiempo de duración de todas las tormentas, expandiendo o reduciendo las escalas de tiempo de cada una de ellas hasta lograr calzar en los gráficos de ploteos puntos comunes, de los cuales los más convenientes suelen ser las horas (y fechas) de inicios y términos de la precipitación.

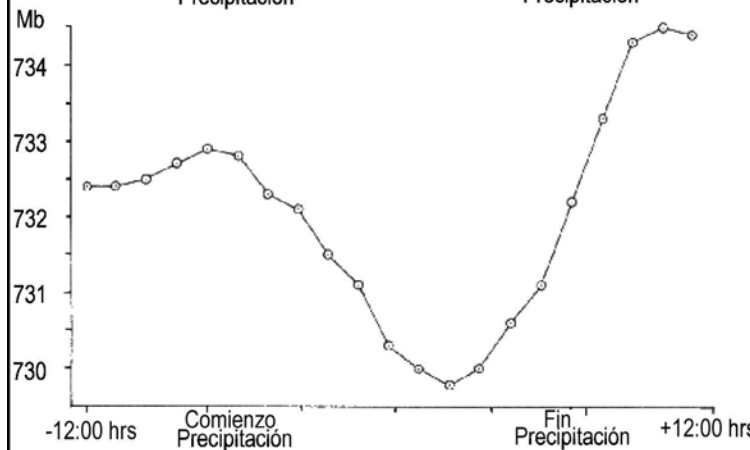
En la Lámina 3.904.702.A se muestran, ya como valores medios de diferentes tormentas normalizadas, las variaciones de la presión barométrica, viento, temperatura, humedad relativa e intensidad de la precipitación, para un análisis de tormentas en el valle del Río Blanco, afluente del Río Aconcagua, en la V Región de Chile, habiéndose previamente ajustado las escalas de tiempo a los inicios y términos de la precipitación. Del análisis de este ejemplo se concluye que, en las tormentas en esa localidad, ocurre comúnmente lo siguiente:

- Temperatura; desciende fuertemente antes del inicio de la precipitación, continúa descendiendo pero levemente durante el paso de la tormenta y hasta poco después del término de la precipitación, y luego asciende.
- Presión barométrica; desciende fuertemente al inicio de la precipitación, alcanza el mínimo en aproximadamente los 2/3 del tiempo entre el inicio y el término de la tormenta y luego comienza un ascenso a tasas superiores a aquellas de descenso.
- Humedad relativa; como es de esperar alcanza 100% durante la duración de la precipitación.
- Velocidad del viento; desciende hasta poco después del inicio de la precipitación, sube a máximos que coinciden con la menor presión barométrica, y luego desciende hacia el fin de la precipitación, para volver a subir algo y luego bajar definitivamente.
- Precipitación; la mayor intensidad se produce al promediar la tormenta y en la segunda mitad de ella.

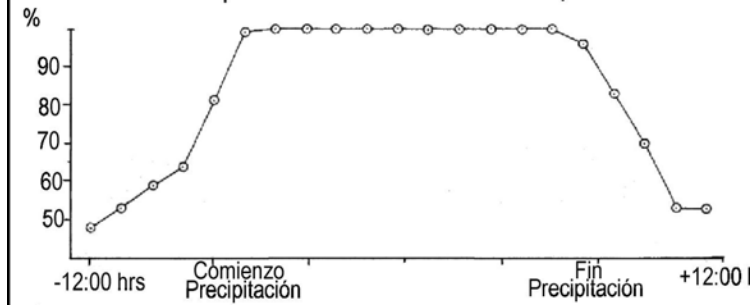
Las conclusiones generales que se extraen del ejemplo arriba señalado, solamente válidas para el sitio analizado, es que la depositación nival hasta algunas horas después del inicio de la precipitación proviene de la precipitación atmosférica con una carga de nieve relativamente uniforme en todos los sitios. Que tras ese lapso de tiempo debe esperarse la ocurrencia cada vez más fuerte de depositación mecánica de carácter eólico y una fuerte redistribución de la nieve por el viento con carga preferente de las laderas a sotavento y erosión de la nieve en aquellas de barlovento. Que la redistribución mecánica de la nieve continúa incluso más allá del término de la precipitación, de manera que la variación en la dirección del viento (no mostrada en el ejemplo) con el paso de la tormenta puede cargar otras laderas u otros nichos en las laderas. Existen dos períodos de mayor condición crítica en cuanto al riesgo de avalanchas, el primero al promediar la tormenta, cuando el manto de nieve ha alcanzado una altura importante y es afectado por los intensos vientos, y el segundo cerca del término de la precipitación, con el máximo de precipitación atmosférica en el manto y con un período de vientos intensos previos al cese de la precipitación.



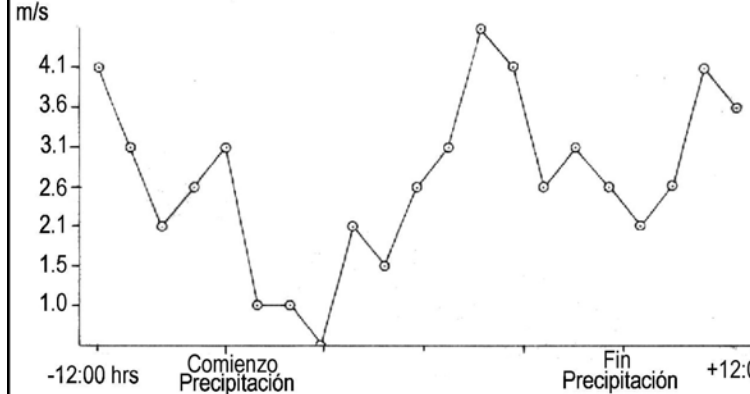
a) Perfil de la temperatura durante tormentas.



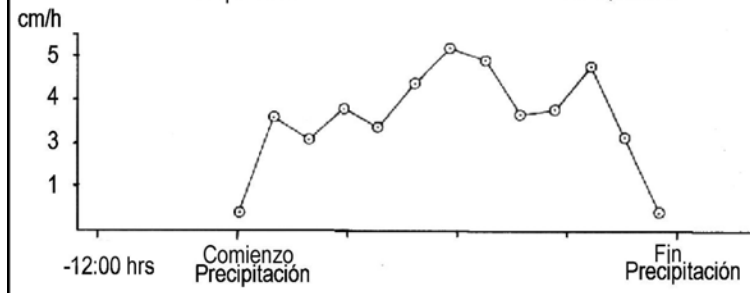
b) Perfil de la presión barométrica durante tormentas.



c) Perfil de la humedad relativa durante tormentas.



d) Perfil de la velocidad del viento durante tormentas.



e) Perfil de la intensidad de la precipitación durante tormentas.

En el ejemplo anterior no existe información respecto a la dirección del viento, pero es común que este varíe con el paso del frente que ocasiona la tormenta. Por ello también, es posible que, a lo largo de una tormenta sean diferentes las laderas que se cargan preferentemente de nieve de transporte eólico, lo cual es conveniente registrar en la medida que exista información. Indudablemente, todas estas son conclusiones generales que ayudan a orientar acciones para prevenir el riesgo de avalanchas en las tormentas, pero en la realidad las decisiones concretas deben tomarse con la información meteorológica que se está recibiendo en el momento de la tormenta.

3.904.703 Indicación de las Pendientes que se Cargan de Nieve. Los perfiles de tormenta son una herramienta útil para identificar las laderas montañosas que se están cargando de nieve durante las tormentas. Sin embargo, y en ausencia de una red de sensores de altura de nieve, suele ser la experiencia práctica de observadores experimentados la forma en que se define cuales son los sitios donde se están produciendo las mayores acumulaciones de nieve durante una tormenta.

Como son la dirección y velocidad del viento quienes determinan que laderas se están cargando preferentemente de nieve en un temporal, es conveniente considerar lo siguiente:

- En ausencia de vientos, o con solo brisas en las cumbres de los cordones montañosos, todas los sitios y laderas se cargan con espesores de nieve relativamente uniformes.
- Con vientos de velocidad moderada, hasta aproximadamente 50 km/h, las mayores cargas de nieve ocurren a sotavento de las cumbres.
- Vientos muy fuertes, tienden a remover la nieve suelta incluso a sotavento, de manera que las mayores acumulaciones de nieve se encuentran aisladas en depresiones y quebradas de las laderas de sotavento. Los vientos fuertes tienden a producir una costra de nieve compacta en la superficie del manto de nieve, lo que en cierto modo y localidades previene o dificulta la erosión continua del manto de nieve, pero facilita la inestabilidad de acumulaciones posteriores.
- Cornisas de nieve se desarrollan tanto con vientos moderados como fuertes.
- Los vestigios de nieve son más prominentes con vientos moderados, al igual que los hongos de nieve y las dunas.

3.904.704 Indicación de la Magnitud de la Carga de Nieve. La magnitud de la carga de nieve, o el espesor de los depósitos de nieve, durante una nevada puede medirse en una red de estacas en una estación meteorológica, y puede estimarse para otros puntos considerando la información que proporcionan esas mediciones y los efectos del transporte y la depositación eólica como se indicó en el Numeral anterior. En general:

- Los mayores espesores de nieve se correlacionan con las mayores acumulaciones observadas en una estación meteorológica.
- Independientemente de lo observado en estaciones meteorológicas, las mayores acumulaciones se producen con la persistencia de vientos moderados.

3.904.705 Indicación de la Tasa de la Carga de Nieve. La tasa de carga de nieve es la velocidad con que crece en altura la nieve que se acumula durante una tormenta, y depende de la intensidad de la precipitación atmosférica y de la depositación mecánica. La tasa de carga de nieve proveniente exclusivamente de precipitación atmosférica suele ser del orden de 0,001 a 0,01 cm/s y puede observarse en la red de estacas de una estación meteorológica.

Sin embargo, la velocidad de crecimiento de la acumulación de nieve en hondonadas y quebrada puede ser mucho más rápida que aquella observada en una estación. A modo de ejemplo, vestigios de nieve tras un obstáculo de 1 m de altura y con viento moderado pueden crecer a la tasa de 0,1 cm/s e incluso más. Este efecto, entre otros, es lo que dificulta el despeje de la nieve en los caminos durante las tormentas, pues a los pocos minutos de haberse despejado la nieve sobre el camino, esta vuelve a cubrirlo con espesores similares a los iniciales.

La tasa de crecimiento en altura del manto de nieve es modificada por los procesos de densificación del manto de nieve, los que se inician tan pronto se depositan los cristales o copos de nieve, y dentro de los cuales la sinterización y la compactación mecánica por el viento son los más significativos. Estos procesos suelen reducir la velocidad de carga de mantos de nieve por precipitación atmosférica, en el largo plazo de 12 o más horas, a tasas generales del de 0,0007 a 0,007 cm/s, en lugar de los 0,001 a 0,01 cm/s arriba indicados.

SECCION 3.905 EVOLUCION DEL MANTO DE NIEVE

3.905.1 PROPIEDADES DEL MANTO DE NIEVE

3.905.101 Límites del Manto de Nieve. El límite superior del manto de nieve es el contacto atmósfera; el inferior es el contacto con el suelo. Al límite superior se lo denomina superficie del manto de nieve y al inferior superficie del suelo.

La superficie del manto de nieve es un contacto fluctuante, que se mueve continuamente hacia arriba o hacia abajo como respuesta a la depositación de nieve y a los fenómenos de asentamiento de la nieve y pérdida de masa por fusión, evaporación, erosión y sublimación. En la superficie del suelo existen flujos de calor en ambas direcciones y que dependen de condiciones locales: normalmente calor desde el suelo hacia el manto al comienzo de otoño y primavera, mientras que a fines de otoño y en invierno una onda de frío penetra desde el manto de nieve hacia el suelo. En regiones montañosas, cerca de la cota inferior a la que se dispone el manto de nieve la superficie del suelo se mantiene cerca de 0° C toda la temporada invernal, mientras que a mayor altura el suelo se congela con temperaturas inferiores a 0 °C.

3.905.102 Estructuras.

3.905.102(1) Estratificación. Estructuras son los rasgos mayores del manto de nieve y, dentro de ellas, la principal es la estratificación [Lámina 3.905.102.A, Figura a)]. La estratificación es una estructura primaria, vale decir, formada durante la génesis del manto de nieve. El manto de nieve se compone de diversas capas (o estratos) de nieve de grosores variables, provenientes de nevadas diferentes con nieve de precipitación y de depositación mecánica, y a veces también de capas de nieve originadas exclusivamente en la depositación mecánica. Con algo de práctica es posible, a simple vista, observar la estratificación gruesa, aquella compuesta de estratos diferentes. Adicionalmente, existe en cada estrato una estratificación más fina, normalmente poco perceptible a simple vista, la que es debida, por ejemplo, a mayor compactación por el viento durante partes de la tormenta, incluso costras de viento de algunos milímetros de espesor, también a diferencias que ocurren durante una nevada en el tamaño y tipo de cristales, o al diverso grado de sinterización que afecta a nieve de una nevada prolongada en el tiempo (por ejemplo, de varios días).

En el manto de nieve suelen distinguirse costras densas y algo duras, virtualmente como hielo y por lo cual se denominan costras de hielo, de pocos milímetros o centímetros de espesor. Estas costras se forman con fusión de los cristales o granos de la nieve más superficial durante días de sol, agua que se congela inmediatamente entre los cristales o granos bajo la superficie por temperaturas negativas al interior del manto de nieve, o bien se congela durante el frío nocturno o días de baja temperatura. La nieve de diferentes nevadas suele estar separada por costras de hielo, a veces muy evidentes, otras solamente muy tenues, según las condiciones de clima entre las nevadas. Costras de hielo pronunciadas forman placas de mayor rigidez dentro del manto de nieve, las que pueden servir de superficies de deslizamiento para estratos de nieve de nevadas sobrepuestas, especialmente en fuertes pendientes.

Lentes de hielo al interior del manto de nieve, de poco espesor (milímetros o centímetros) e irregular extensión (decenas de centímetros a metros), se forman cuando la gradiente de temperatura en el manto de nieve es tal que la parte más superficial de este se mantiene a 0 °C, mientras que bajo esta parte superficial la nieve se encuentra a temperaturas inferiores a 0 °C. En este caso el agua de fusión originada en la superficie del manto se infiltra hasta encontrar el nivel con temperatura inferior a 0 °C, donde se congela formando lentes.

La escarcha de superficie es un fenómeno que forma cristales de hielo en la superficie del manto de nieve por condensación del vapor de agua en la atmósfera sobre la superficie del manto. Esta condensación y cristalización ocurre normalmente durante las frías condiciones nocturnas, cuando el vapor de agua de la atmósfera que subsiste en condiciones no saturadas durante la mayor temperatura diurna, se satura con respecto a la temperatura de la superficie del manto de nieve en las condiciones del frío nocturno. La escarcha de superficie forma tenues películas de cristales de nieve, de milímetros a centímetros de espesor, escasamente entrelazados y, por lo mismo, muy débil. Si la escarcha de superficie es cubierta al día siguiente por una nevada, el tenue estrato de ella subsiste como un horizonte débil en el manto de nieve.

En el manto de nieve existen diversos tipos de estructuras sedimentarias, como estratificación cruzada, dunas y vestigios cubiertas por nevadas más recientes, y diversas otras. Sin embargo, para efectos del estudio de avalanchas estas otras estructuras no son relevantes.

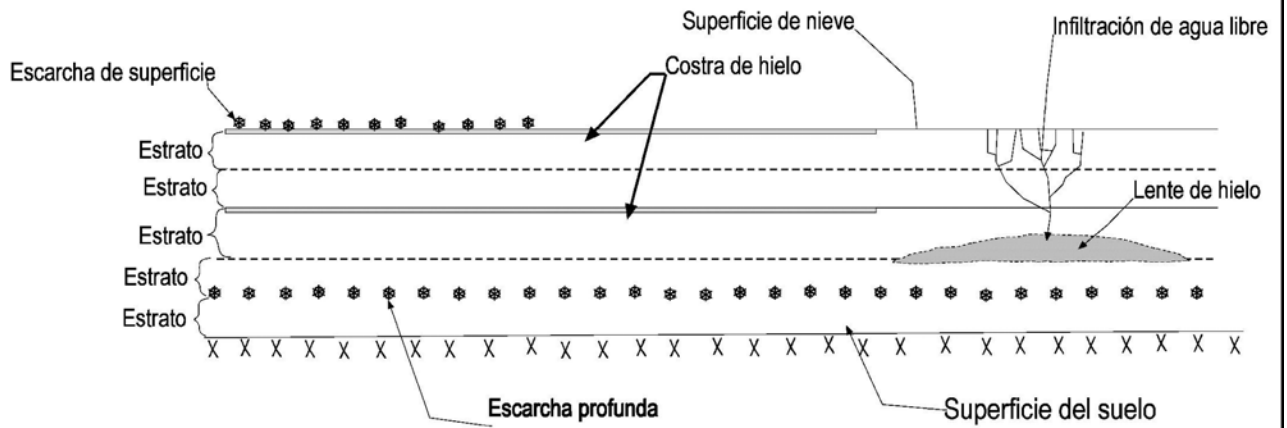
3.905.102(2) Pliegues y Fracturas. Pliegues y fracturas son estructuras secundarias, formadas después de la depositación del manto, por reptación y deformación, o ruptura, de este en pendientes. Nieve depositada sobre superficies irregulares produce estratos irregulares, pero no plegados. Los pliegues [ver Lámina 3.905.102.A, Figura b)] son esencialmente sinclinales, convexos hacia abajo, anticlinales, convexos hacia arriba, ambos originados esencialmente en esfuerzos de compresión, o tumbados por arrastres y esfuerzos de cizalle.

Debido a que el manto de nieve tiene siempre una cara libre, las fracturas son fallas en tensión o en cizalle, o en las combinaciones de estos esfuerzos y la compresión [Lámina 3.905.102.A, Fig. c)]. La compresión origina pliegues y fallas en cizalle. Las fallas en tensión son fallas virtualmente perpendiculares a la superficie del manto de nieve y se producen por, por ejemplo, diferentes velocidades de reptación del manto de nieve en pendientes, lo cual suele relacionarse con cambios de pendiente o con diferentes características de la superficie del suelo. Así, un suelo compuesto de grandes bloques de rocas conforma un buen anclaje mientras que una pendiente arenosa es un muy mal anclaje. Las fallas en tensión suelen propagarse a través de todo el manto de nieve, aunque también es común que alcancen en profundidad solamente hasta un horizonte débil como, por ejemplo, hasta una costra de hielo o una superficie de escarcha, sobre el cual una fractura en cizalle permite el desplazamiento del manto de nieve como placa que se fractura y disgrega en la medida que avanza el movimiento; esto genera las avalanchas denominadas de placas de nieve.

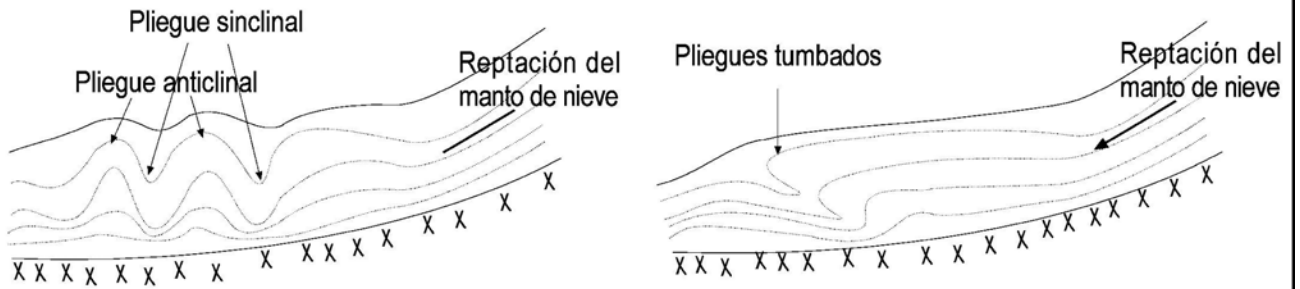
3.905.103 Textura de los Estratos de Nieve y Proceso de Sinterización. El manto de nieve consiste de tres componentes básicos: aire, granos de hielo y agua líquida cuando la nieve está húmeda. Inmediatamente tras la depositación de los cristales de nieve comienza a operar el fenómeno de la sinterización, cambiando la forma de los cristales de nieve a partículas de hielo denominadas granos de hielo, desarrollando enlaces de hielo denominados cuellos y que unen los cristales o granos entre sí y, finalmente, haciendo crecer los granos de hielo a formas irregulares cada vez mayores; este proceso de cambio de forma y crecimiento de los granos de hielo (que también son cristales de hielo) no concluye jamás, solo cesa tras la fusión de los granos de hielo. Debido a este permanente cambio de la forma de los cristales de nieve y granos de hielo, también cambia la textura de los estratos en el manto de nieve, siendo la textura de los estratos en el manto de nieve en un cierto momento en el tiempo el conjunto de propiedades geométricas de los cristales de hielo (y de los espacios intercristalinos); principalmente el tamaño, la forma y el arreglo (o compactación) de los cristales. También lo es la orientación preferente de los ejes cristalográficos de los cristales, y la porosidad.

La transformación de los cristales de nieve en granos de hielos, y el tamaño y forma de estos, y de los enlaces entre granos, es el resultado de procesos de metamorfismo cuyo desarrollo depende esencialmente del tiempo y de las condiciones de temperatura. Durante e inmediatamente después la nevada el estrato de nieve consiste de esencialmente de cristales o copos de nieve, con escasos y débiles cuellos. Con el tiempo primero los cristales se transforman en granos minúsculos con pocos cuellos, resultando en un estrato de menor espesor (aún sin pérdida de masa), menos poroso y más denso, y más firme. Luego los granos mayores crecen a expensas de los menores, crecen también los cuellos y el estrato de nieve se hace cada vez más denso, firme y menos poroso.

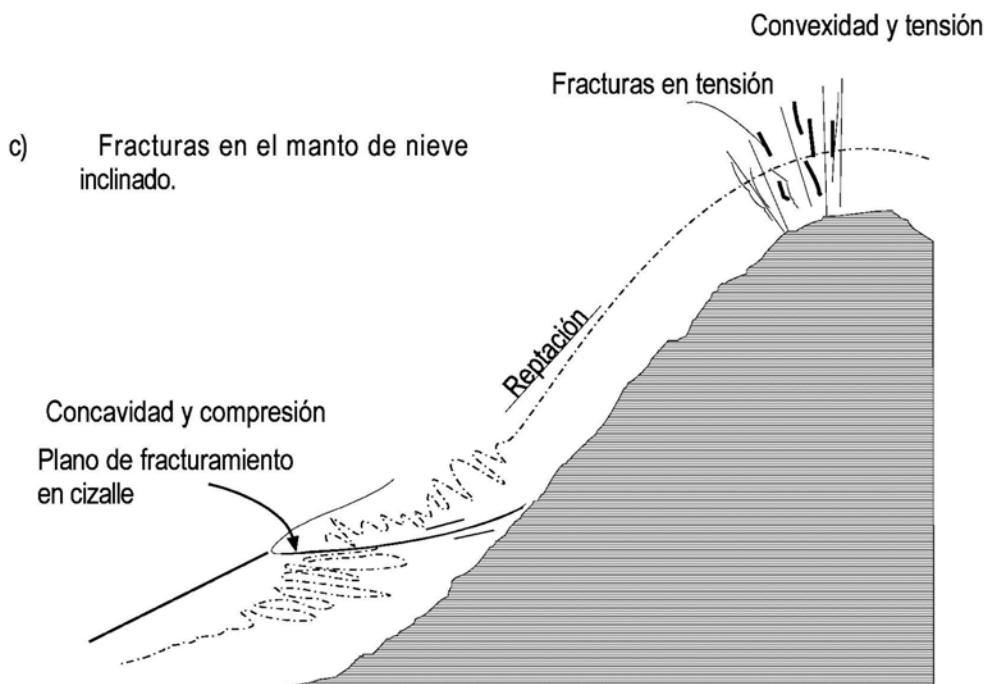
Los poros son los espacios entre los cristales de nieve o granos de hielo en el manto de nieve, ocupados por aire o agua. La porosidad es la relación entre el volumen total de poros y el volumen total, poros incluidos, del manto de nieve o de un estrato de nieve. Los poros contienen normalmente una mezcla de aire y vapor de agua, y pueden contener también agua si el manto de nieve se encuentra temperado a 0 °C. Los poros se encuentran normalmente intercomunicados (excepto en el hielo denso de glaciares) de manera que esto hace al manto de nieve permeable.



a) Estratificación del manto de nieve.



b) Pliegues en el manto de nieve.



c) Fracturas en el manto de nieve inclinado.

En un estrato de nieve constituido por cristales, copos de nieve, fragmentos de cristales, y a veces también granizo blando o granizo, todos ellos apilados desordenadamente durante las nevadas, no existen orientaciones preferentes de los ejes cristalográficos. Durante el metamorfismo de los cristales a granos de nieve en el estrato no existe reorientación de los ejes cristalográficos, de manera que se mantiene el desorden respecto a esta orientación.

El desorden en la orientación de los ejes cristalográficos de los cristales o granos en el manto de nieve es realizado por el fracturamiento y separación de dendritas, brazos o partes de los cristales de nieve debido a la compactación mecánica que ocurre en el manto de nieve, ya sea por efectos del viento (ver Numeral 3.904.302) o por el peso de la nieve sobrepuesta. Esta compactación reduce el espesor del manto de nieve y lo hace más denso y firme pero, en general, con cambios poco significativos, del orden de 5% del valor de estos parámetros.

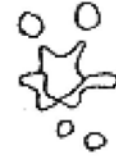
El proceso de sinterización en el manto de nieve es el intercambio permanente de moléculas de agua desde posiciones menos estables en la capa casi líquida de la superficie de un cristal de nieve a otras posiciones en la superficie pero más estables. Las moléculas de agua en el cristal de nieve vibran permanentemente, y la energía de esta vibración está relacionada con la temperatura, de manera que a mayor temperatura existe una mayor energía para romper los enlaces con otras moléculas de agua en la capa casi líquida y escapar de esta hacia el aire. Por otra parte, es más fácil escapar desde el extremo aguzado de brazos y dendritas de un cristal de nieve que desde superficies planas de este, y es aún más difícil escapar desde las depresiones en la superficie de un cristal. Las moléculas de agua que escapan de la superficie casi líquida del cristal de nieve permanecen como vapor de agua en los poros del manto de nieve hasta que nuevamente se adhieren a la superficie de un cristal o grano; si lo hacen en una depresión del cristal encontrarán una posición más estable, si lo hacen en un extremo aguzado estarán nuevamente en una posición inestable. Este permanente intercambio de moléculas en la superficie de los cristales de nieve en el manto, desde posiciones menos estables a otras más estables hace que los cristales pierdan sus formas aguzadas y concentren las moléculas de agua en formas cuasi esféricas pero en realidad bastante irregular, reduciéndose el tamaño de los cristales de nieve desde, por ejemplo, estrellas con dendritas a esferas de granos de hielo de diámetro mínimo [Lámina 3.905.103.A, Fig. a)], enlazadas entre sí por débiles cuellos de hielo y armando el esqueleto de hielo que hace al manto de nieve cada vez más fuerte.

Tras la transformación de cristales de hielo a granos de hielo de diámetro mínimo la sinterización continúa con las moléculas de agua escapando preferentemente desde los granos más pequeños, con menor radio de curvatura de la superficie y superficies más cóncavas, hacia los granos mayores, de mayor radio de curvatura y superficies menos cóncavas y más planas. De esta manera los granos de hielo mayores crecen a expensas de los menores y se construyen firmes cuellos de hielo.

La transformación inicial de los cristales de nieve a granos de hielo de diámetro mínimo ocurre virtualmente sin problemas de espacio, pero cuando los más grandes de estos pequeños granos de hielo comienzan a crecer, existiendo además cuellos de hielo entre algunos granos, las posibilidades de direcciones de crecimiento deben orientarse hacia el espacio de los poros y el espacio de los granos más pequeños cuya masa se va agotando por el proceso de sinterización. De este manera, los granos mayores de hielo crecen en diversas direcciones ocupando los espacios disponibles en el momento, sin forma especial, pero manteniendo las direcciones de los ejes cristalográficos de cada grano de hielo. El crecimiento así logrado de los granos de hielo produce una textura de forma de puzzle [ver Lámina 3.905.103.A, Figura b)], con granos fuertemente entrelazados, lo que le otorga mayor firmeza a la nieve más vieja.

Por todo lo anterior, la textura que exhiben los estratos en un manto de nieve, es de formas de cristales de nieve o granos más pequeños en el estrato superficial, y de granos de diámetros cada vez mayores en los estratos más profundos [ver Lámina 3.905.103.A, Figura c)].

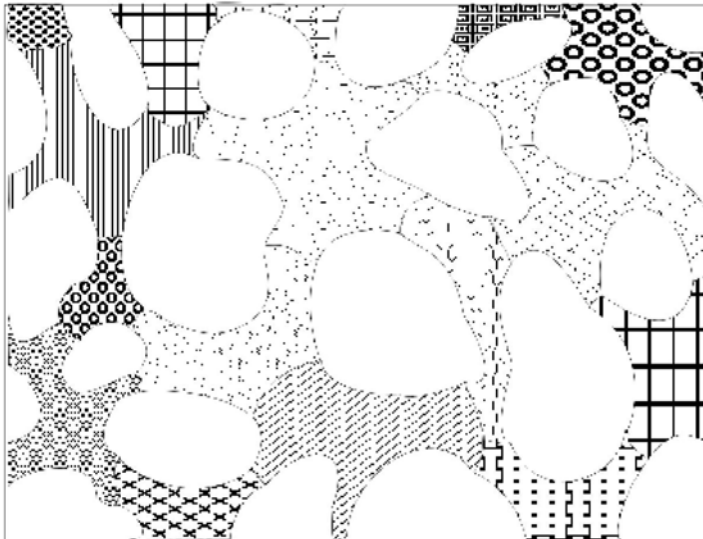
Cristal de nieve



Grano de hielo

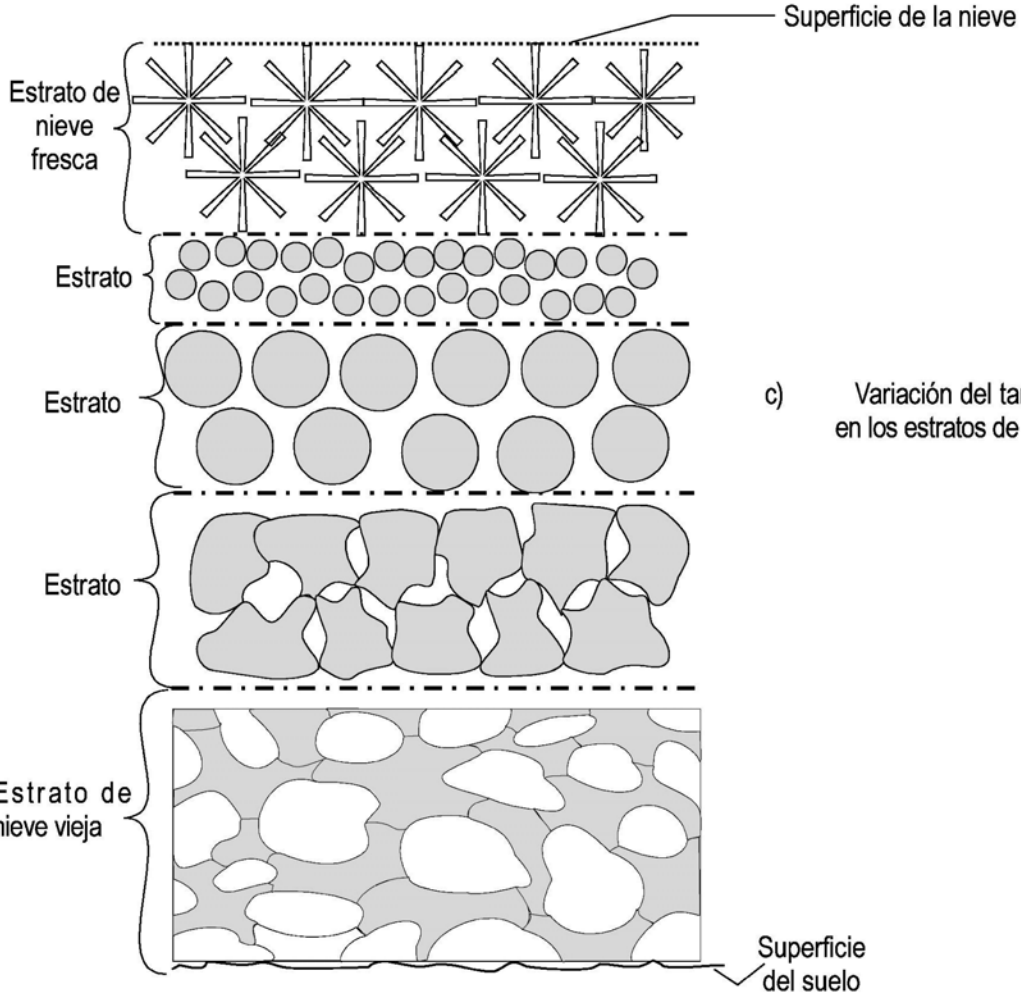


a) Metamorfismo del cristal de nieve a grano de hielo, por proceso de sinterización.



b) Granos de hielo entrelazados formando el esqueleto de nieve vieja, con abundantes poros.

Poros



c) Variación del tamaño de los granos en los estratos de un manto de nieve.

3.905.104 Temperatura y Gradiente de Temperatura. En el manto de nieve en una región montañosa se encuentran diferencias de temperaturas que dependen de la cota y que constituyen fases de calidad general de la nieve. Así, por ejemplo, en el límite inferior de las nieves el manto de nieve estará casi permanentemente a 0 °C y con nieve saturada por los procesos de fusión, constituyendo una zona de fase de nieve saturada. A mayor cota se encuentra el manto de nieve con temperaturas negativas pero con fusión ocasional en superficie y consecuente formación de costras y lentes de hielo, constituyendo la zona de fase de percolación. En las mayores alturas la nieve permanece continuamente bajo 0 °C y seca, siendo esta la zona de fase de nieve seca [Lámina 3.905.104.A, Figura a)]. Las fases migran en cota, descendiendo en otoño y ascendiendo en primavera, y varían en su cota de un sitio a otro en una misma región dependiendo de los factores del balance calórico en el manto de nieve. Entre las zonas típicas de dos fases vecinas se producen gradaciones y mezclas entre ambas.

Al interior del manto de nieve existen gradientes de temperatura originados por una combinación de efectos. Entre estos efectos está la temperatura de formación de cada estrato, vale decir virtualmente la temperatura del aire durante la nevada (y su variabilidad), el intercambio calórico en la superficie del manto de nieve y la penetración de la radiación de onda corta (durante y después de las nevadas), el permanente intercambio calórico en la superficie del suelo, y las velocidades de propagación de ondas de frío o calor en el manto de nieve. Estas ondas tienen diversos orígenes. (i) las fluctuaciones de temperatura en ciclos diarios (variaciones entre el día y la noche), (ii) cambios de temperatura durante el paso de tormentas, con descensos hacia el centro de la tormenta y luego ascenso de temperatura, en ciclos que pueden durar varios días, (iii) estacionales, como la onda de frío de otoño e invierno y luego de calor en primavera y verano. Las ondas relacionadas a tormentas se disipan rápidamente, pero las ondas diurnas y estacionales se observan corrientemente en el manto de nieve.

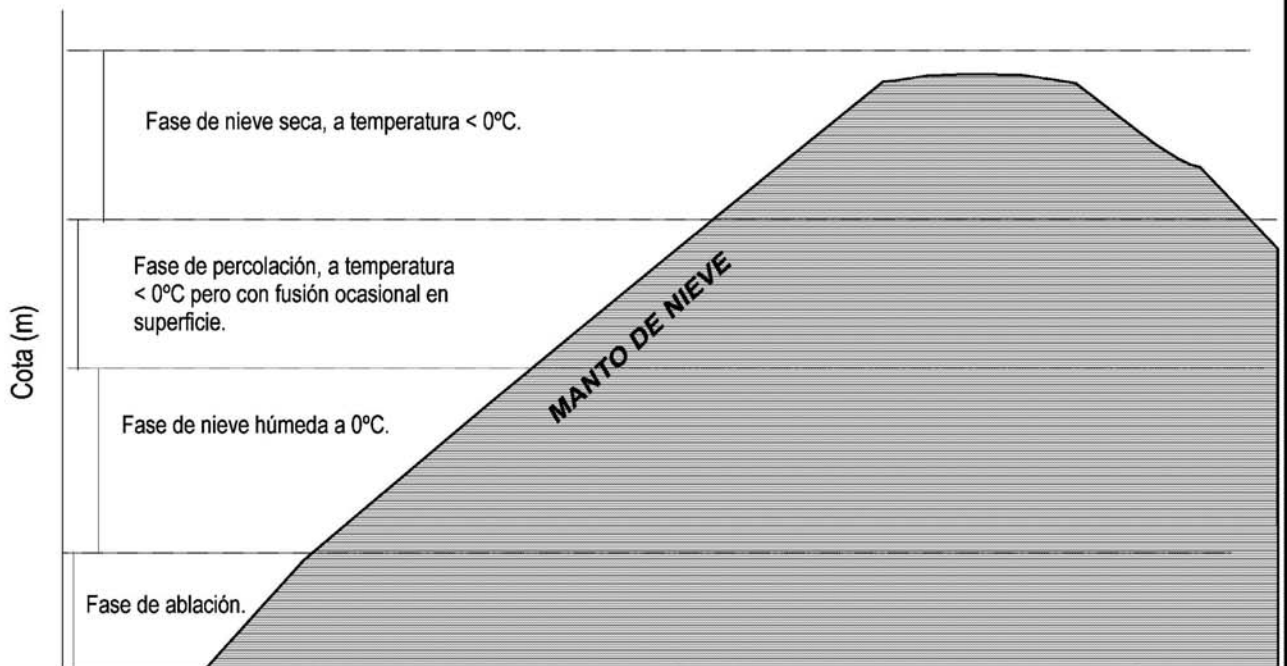
El manto de nieve es, en general, un mal transmisor de calor. Aún así las variaciones diarias de la temperatura producen ondas de frío y calor que penetran del orden de 20 a 30 cm [Lámina 3.905.104.A, Fig. b)]. Así por ejemplo, la superficie de nieve puede estar a la temperatura de 0 °C durante el día, y a 20 cm de profundidad el manto de encuentra a -5 °C; con el frío nocturno la temperatura de la superficie de la nieve desciende, por ejemplo, a -8 °C, mientras que a los mismos 20 cm de profundidad el manto de nieve se mantiene a -5 °C.

En general, la temperatura del manto de nieve de la temporada invernal tiende a reflejar la temperatura media ambiente cuando esta es inferior a 0 °C. En otras palabras, los estratos de nieve de las primeras nevadas, que pueden encontrarse a temperaturas cerca de 0 °C, se enfrían durante la progresión del invierno, con estratos sobrepuestos de nieve cada vez más fría y la introducción en el manto de una onda de temperatura fría, y comienzan a temperarse en la primavera, con ascenso de la temperatura en superficie e introducción de una onda cálida. Este efecto es acelerado con el aumento de las tasas de fusión de nieve en superficie en primavera, y la percolación del agua de fusión a través de los estratos infrayacentes. La percolación y congelamiento del agua de fusión en costras y lentes de hielo libera calor y colabora en la temperización del manto de nieve. Finalmente, en primavera o verano, todo el manto residual de nieve se tempera a 0 °C y comienza un proceso acelerado de fusión del mismo.

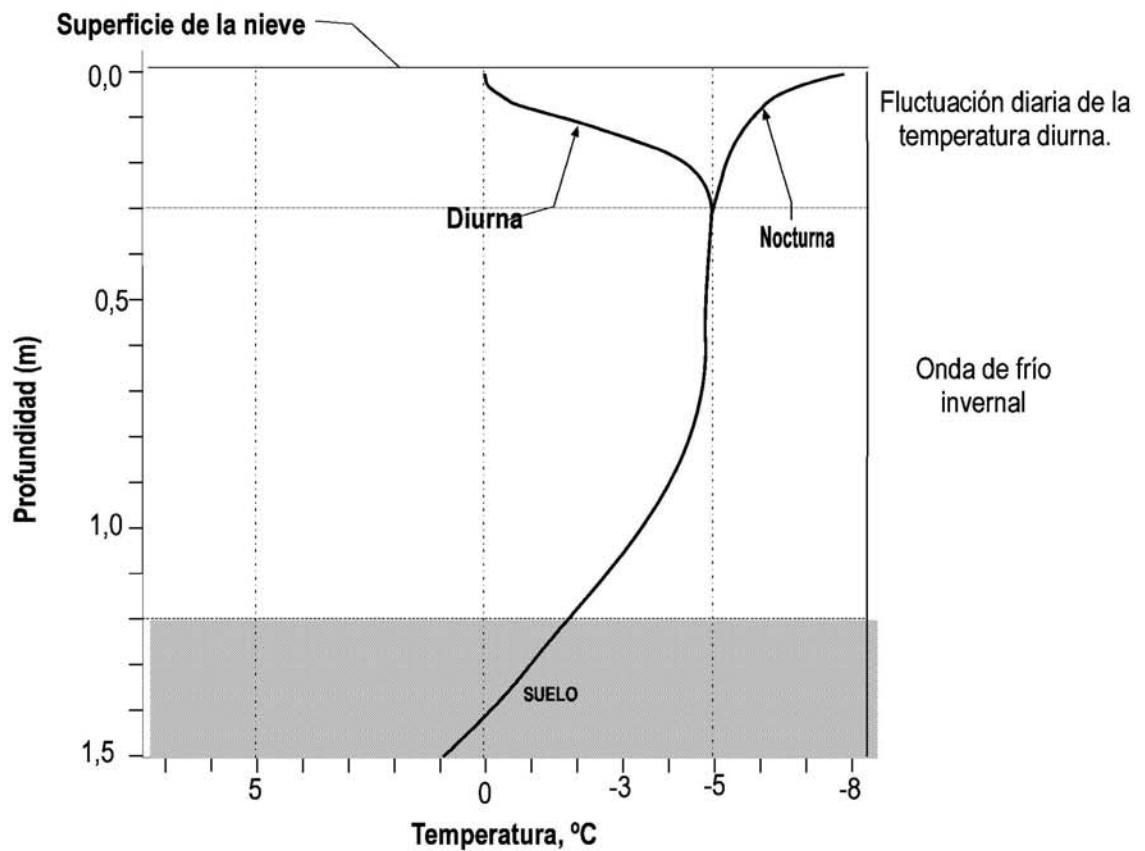
3.905.105 Variaciones de Densidad. En el manto de nieve de una temporada la densidad de la nieve no es uniforme, varía de estrato en estrato por la simple antigüedad de estos y el avance del proceso de sinterización, también varía aún dentro de un estrato por compactación eólica, por cambios en las formas cristalinas de la precipitación nival y por el avance del proceso de sinterización entre los primeros depósitos de nieve de una nevada y los últimos del mismo evento, sobre todo cuando existe un lapso de tiempo de varios días entre estos.

También varía la densidad dentro del manto de nieve por la formación de relativamente densas costras y lentes de hielo, y por la formación de escarcha superficial.

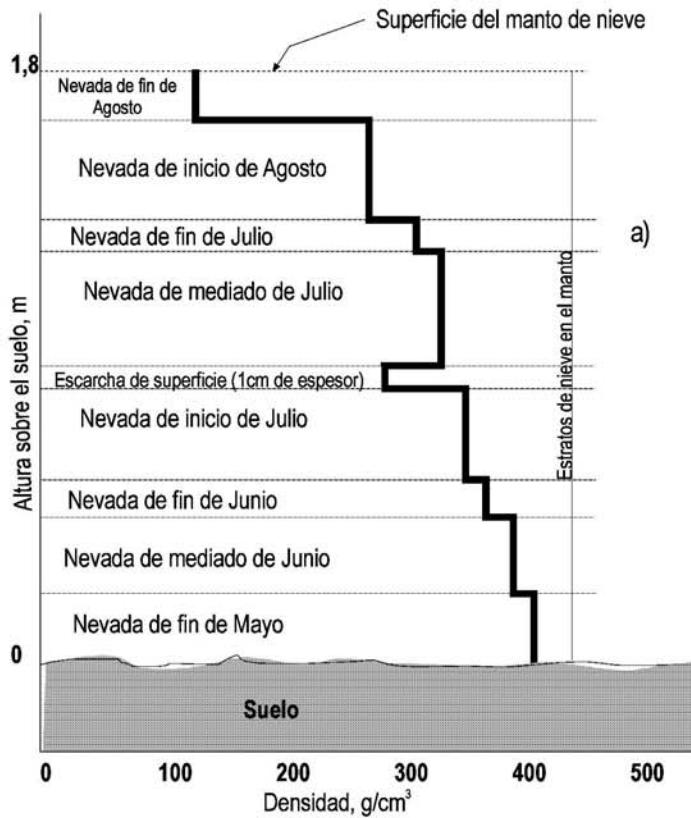
En general, los estratos más antiguos son más densos [Lámina 3.905.105.A, Fig. a)], aunque suele producirse una leve reducción de la densidad en la parte más basal del estrato más antiguo, cerca del suelo. La densidad del estrato de nieve fresca más superficial suele ser del orden de 0,09 a 0,10 g/cm³, mientras que la densidad de la nieve más antigua de la temporada es del orden de 0,40 a 0,45 g/cm³. La densidad de las costras y lentes de hielo es del orden de 0,7 a 0,8 g/cm³. En los tenues estratos de escarcha



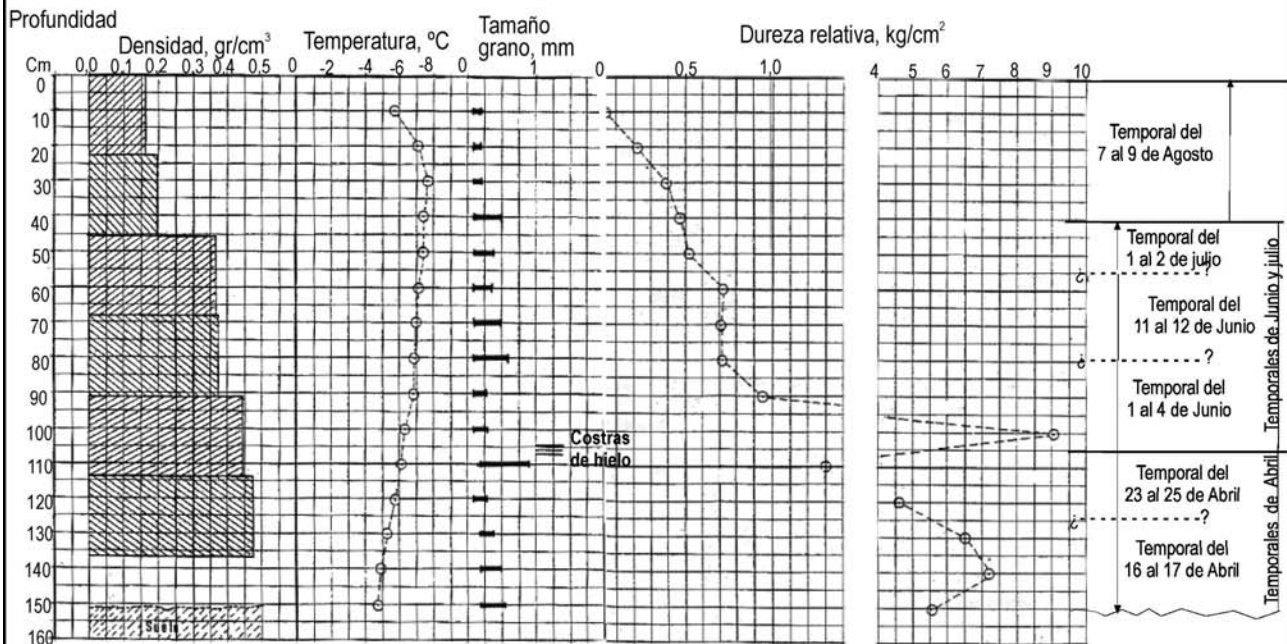
a) Fases características en el manto de nieve según cotas.



b) Gradiente de temperatura en el manto de nieve con una onda de frío invernal; se indican las fluctuaciones diurnas. En primavera, o verano según la localidad, todo el manto de nieve se tempera a 0°C .



a) Ejemplo de variación de la densidad en los estratos de un manto de nieve, observada en la cordillera de Chile central al final de Agosto.



b) Ejemplo de variación de la dureza de los estratos de un manto de nieve en la cordillera de Chile central. Observaciones puntuales de dureza con penetrómetro en la pared de un pozo en la nieve. Densidad con muestreador de longitud constante.

de superficie la densidad inicial es inferior a $0,07 \text{ g/cm}^3$ y aumenta por sinterización con el tiempo. En las costras de viento la densidad inicial suele ser del orden de $0,4 \text{ g/cm}^3$.

Las variaciones de densidad dentro de un mismo estrato son poco perceptibles y suelen estar en el orden de $\pm 0,02$ a $0,03 \text{ g/cm}^3$, excepto las densidades levemente mayores de nieve compactada por el viento y aquellas de las costras de viento.

3.905.106 Dureza Relativa. Por dureza relativa se entiende la resistencia que ofrecen los estratos de nieve a la penetración de un objeto y se mide: (i) desde la superficie por la cantidad de golpes que requiere una sonda equipada con una cabeza cónica para penetrar un cierto espesor del manto de nieve, o (ii) en las paredes de un pozo excavado en la nieve aplicando sobre un sector de la pared del pozo una carga conocida con un penetrómetro de cabeza de área conocida, hasta que la superficie de la nieve falle y la cabeza del penetrómetro se introduzca en el manto.

La dureza en el manto de nieve fresca está definida por la frecuencia y amplitud de los cuellos entre granos de hielo y, en el caso de nieve antigua, por los cuellos y por la textura tipo puzzle con que se engranan unos cristales de hielo con otros en la medida que avanza el proceso de sinterización. Así, lo normal es que cuanto más antigua es la nieve mayor es su dureza relativa. Sin embargo, hay diversas excepciones a esta norma; por ejemplo: (i) las costras y lentes de hielo suelen ser de durezas ordenes de magnitud mayores que la nieve sobre o bajo ellas, (ii) las costras de viento son más duras que el resto de la nieve, pero menos duras que las costras de hielo, (iii) la nieve compactada por el viento es más dura que aquella sin el efecto eólico, (iv) la escarcha de superficie produce tenues estratos de baja dureza, (v) fuertes gradientes de temperatura en la base del manto de nieve, y el calor geotérmico, producen niveles inferiores del estrato basal, el estrato inferior del manto de nieve, con bajas durezas, (vi) en los estratos de granizo con granos de diámetros uniformes se retarda la sinterización y ocurren durezas más bajas que aquellas de la nieve adyacente, (vii) la presencia de estratos de nieve húmeda y con temperatura de 0°C , como suele serlo el estrato basal formado con la primera nevada de otoño sobre un suelo temperado y hasta antes de que penetre en él la onda de frío invernal, es de menor dureza que los estratos fríos sobrepuestos. Un ejemplo de variación de la dureza relativa en el manto de nieve se muestra en la Lámina 3.905.105.A, Fig. b).

3.905.2 PROCESOS Y TIPOS DE METAMORFISMO

3.905.201 El Metamorfismo de los Cristales de Nieve. Debido a que la nieve subsiste en los mantos de nieve a temperaturas relativamente cercanas a aquella del punto de fusión del hielo, las moléculas de agua en los cristales de hielo tienden a moverse y trasladarse con facilidad, lo cual hace de la nieve una sustancia muy inestable. Esto conduce a cambios drásticos en la forma (metamorfismo) de los cristales de nieve, cambios que se inician tan pronto los cristales se depositan.

El metamorfismo de los cristales de nieve a granos de hielo ocurre independientemente de la temperatura en la nieve, pero la temperatura regula la tasa a la que ocurre el metamorfismo mientras que la gradiente de temperatura en el manto de nieve regula el tipo de metamorfismo. Así, a los pocos días (de tres a seis) de depositada la nieve la forma original de los cristales de nieve suele ser ya no es discernible, y antes de diez días el cristal de nieve se ha transformado en un grano de hielo de tamaño mínimo ($1/4$ a $1/5$ del diámetro del cristal de hielo original).

3.905.202 Tipos de Metamorfismo y Clasificación de la Nieve en el Manto. Cuando el metamorfismo de los cristales de hielo en un manto de nieve ocurre en un entorno de igual (o similar) temperatura en todo el espesor del manto, el tipo de metamorfismo se denomina metamorfismo equiterno y se lo designa como metamorfismo ET por sus siglas en idioma inglés. Cuando el proceso de metamorfismo es controlado principalmente por la existencia de una fuerte gradiente de temperatura en el manto de nieve, el metamorfismo se denomina de gradiente de temperatura, o metamorfismo TG por sus siglas en idioma inglés.

Cuando el proceso de metamorfismo ocurre con fusión total del cristal de nieve y recristalización debido a la ocurrencia de nuevas condiciones de baja temperatura (como la formación de lentes de hielo), el tipo de metamorfismo se denomina de fusión y congelamiento, o metamorfismo MF por sus siglas en el idioma inglés.

Según el tipo de metamorfismo que han sufrido los cristales de nieve en el manto de nieve, la nieve en el manto (o los granos de hielo en el manto), esta se clasifica de la siguiente manera:

- Tipo I, sin metamorfismo,
- Tipo II, con metamorfismo ET,
- Tipo III, con metamorfismo TG y
- Tipo IV, con metamorfismo MF.

La nieve tipo I está conformada esencialmente por los cristales de nieve de la precipitación sólida, por fragmentos de cristales de nieve y por la escarcha de superficie. En todo caso, debe clasificarse según la clasificación de los cristales de nieve.

3.905.3 METAMORFISMO EQUITERMAL

3.905.301 La Presión de Vapor y el Efecto de Curvatura de la Superficie de los Cristales de Nieve.

En términos de presión de vapor de agua, el proceso de sinterización descrito en el Numeral 3.905.103 implica que las superficies convexas de los cristales o granos de hielo soportan una mayor presión de vapor de agua que las superficies planas, y las planas mayor que las cóncavas. Esta diferencia de presión de vapor de agua ocasiona la transferencia preferente de moléculas de agua desde las convexidades de alta energía superficial, tales como extremos de dendritas o aristas de caras, hacia las concavidades (de baja energía superficial) entre dendritas, hacia la unión de caras, hacia los contactos entre dos cristales o granos de hielo, hacia los rincones entre los granos de hielo y sus cuellos, y desde las superficies menos planas de los granos de hielo más pequeños hacia las superficies más planas de los cristales o granos de hielo mayores [véase Lámina 3.905.301.A, Figura a)].

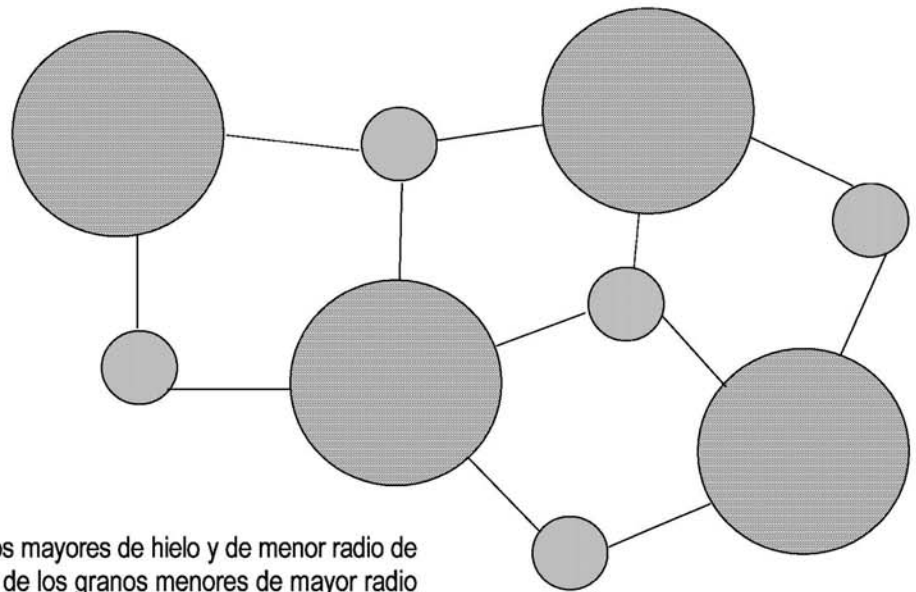
3.905.302 La Transferencia Preferente de Moléculas de Agua entre Cristales de Hielo. Como resultado de la transferencia permanente y preferente de moléculas de agua desde las superficies cóncavas de los cristales o granos de hielo hacia las convexas, el metamorfismo equitemal (o metamorfismo ET) produce dos cambios significativos en la textura del manto de nieve: (i) un general redondeamiento de los granos de hielo y (ii) la formación de cuellos entre los granos. Adicionalmente, y en la medida que la nieve envejece, un crecimiento de los granos más grandes a expensas de los granos menores.

El metamorfismo ET es más rápido a temperaturas cercanas a 0 °C, mientras que a temperaturas cercanas a 50 °C se hace extremadamente lento, casi inexistente.

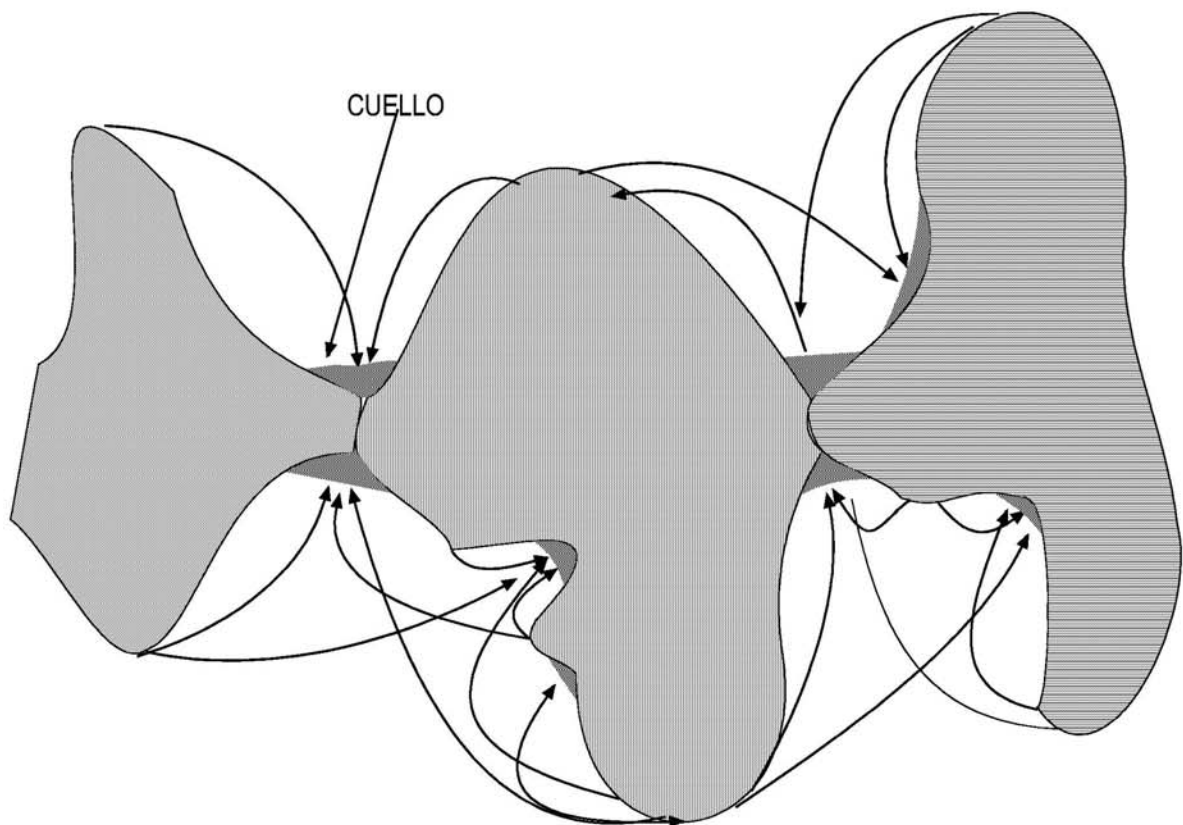
3.905.303 El Redondeamiento de los Cristales de Nieve. En la etapa inicial del metamorfismo ET es posible observar un cierto redondeamiento en las formas de los cristales de nieve, o bien un avanzado redondeamiento pero se mantiene la visibilidad de restos de algunas formas de cristales de nieve. En esta etapa inicial el tamaño de los cristales y granos de hielo decrece hasta ser no más que un conjunto de granos de diámetro mínimo, relativamente uniformes en tamaño y bastante bien redondeados. Desde el momento de depositación de la nieve, el llegar al estado de esferas de diámetro mínimo toma desde pocas horas hasta algunos días, dependiendo de las condiciones generales de temperatura.

A esta etapa inicial del metamorfismo ET, de granos de tamaños decrecientes, se la denomina etapa IIA (II de metamorfismo ET y A de etapa de tamaño decreciente) y en ella se reconocen dos estados: (i) estado IIA1, que es un estado inicial con las formas de cristales de nieve aún evidentes pero con sus extremos y aristas redondeadas, y (ii) estado IIA2, que es un estado avanzado de la etapa decreciente, con escasos cristales de nieve aún distinguibles en sus formas pero mostrando todos un redondeamiento muy evidente.

3.905.304 El Crecimiento de los Granos. La etapa avanzada de metamorfismo ET se inicia cuando todos los cristales de nieve se han transformado a granos de hielo de diámetro mínimo, para luego crecer los mayores a expensas de los menores, según el proceso de sinterización anteriormente mencionado. Los granos menores desaparecen y sus moléculas se adhieren a los granos mayores para el crecimiento de estos. Por ello, esta es una etapa de tamaño creciente de los granos de hielo y se la designa como etapa IIB.



- a) Crecimiento de granos mayores de hielo y de menor radio de curvatura, a expensas de los granos menores de mayor radio de curvatura



- b) Formación de cuellos de hielo en los contactos entre granos de hielo, por transferencia de moléculas de H_2O desde las prominencias hacia las concavidades.

En el estado inicial de la etapa IIB, designado como estado IIB1, no se reconocen formas cristalinas, solo granos de hielo redondeados. Los granos muestran una tendencia hacia la uniformidad de tamaño y el diámetro medio de los granos es del orden de 0,1 a 0,3 mm.

En el estado avanzado de la etapa de tamaño creciente de los granos de hielo, el estado IIB2, los granos son de tamaños relativamente uniformes, algunos con buen redondeamiento otros algo irregulares por crecer en dirección al espacio de los poros. El tamaño medio de los granos es cercano o superior a 0,5 mm, incluso 1 o más milímetros.

3.905.305 Formación de Puentes de Hielo y Refuerzo del Esqueleto del Manto de Nieve. Cuando dos partículas de hielo se ponen en contacto, entre ellas se forma una región de extrema concavidad y muy baja energía superficial, hacia la cual migran las moléculas de vapor de agua presentes en el espacio poral, esencialmente aquellas desprendidas de las superficies convexas de los cristales de nieve o granos de hielo que rodean el poro. Estas moléculas se adhieren a esta nueva superficie cóncava y forman los puentes entre granos [Lámina 3.905.301.A, Figura b)], denominados cuellos de hielo, reforzando el esqueleto de hielo del manto de nieve mediante el proceso de sinterización.

Como el flujo de masa en la sinterización se relaciona con la curvatura de superficie, y la concavidad es mayor al inicio del contacto entre cristales o granos de hielo, también la formación del cuello de hielo es más rápida al inicio del contacto. Por ello, inmediatamente tras la depositación de los primeros cristales de nieve el estrato, y el manto, comienza adquirir cierta rigidez que es inicialmente (en las primeras horas) rápida y posteriormente cada vez más lenta. Por ello también el estrato de nieve recién depositada se densifica rápidamente en las primeras horas y luego lo sigue haciendo a una tasa decreciente.

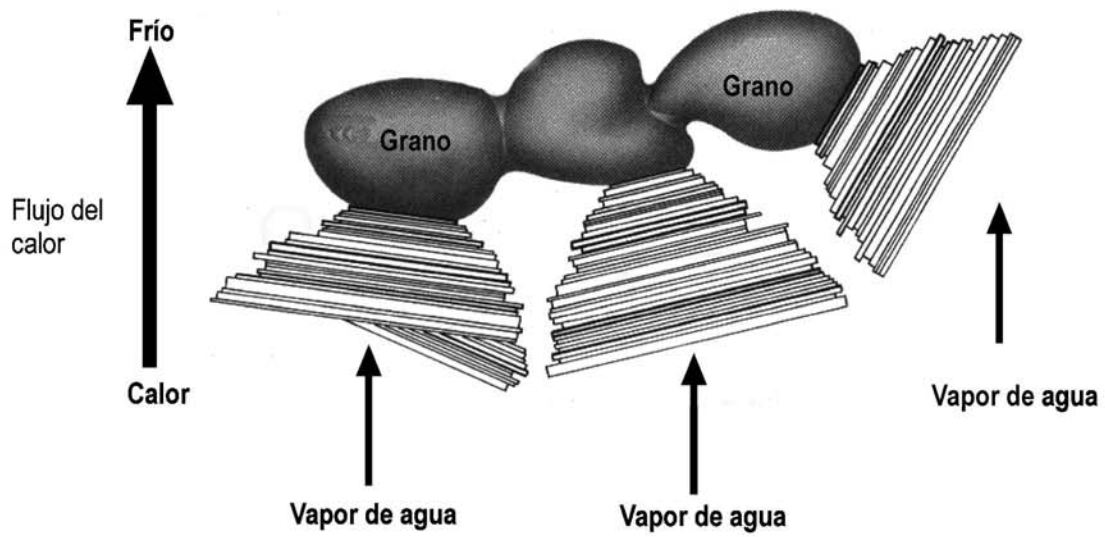
3.905.4 METAMORFISMO CON GRADIENTE DE TEMPERATURA

3.905.401 Flujo de Vapor de Agua en el Manto de Nieve. Como la presión de vapor de agua sobre una superficie de hielo depende de la temperatura y es más alta cuanto mayor sea ésta, bajo un fuerte gradiente de temperatura en el manto de nieve el vapor de agua se transfiere a través de los espacios porales interconectados desde los estratos de más alta temperatura hacia los de más baja. Considerando la habitual gradiente de temperatura en el manto de nieve (ver Numeral 3.905.104) esto significa transferencia de vapor de agua, y de energía calórica, desde los estratos más bajos del manto de nieve hacia los de más arriba.

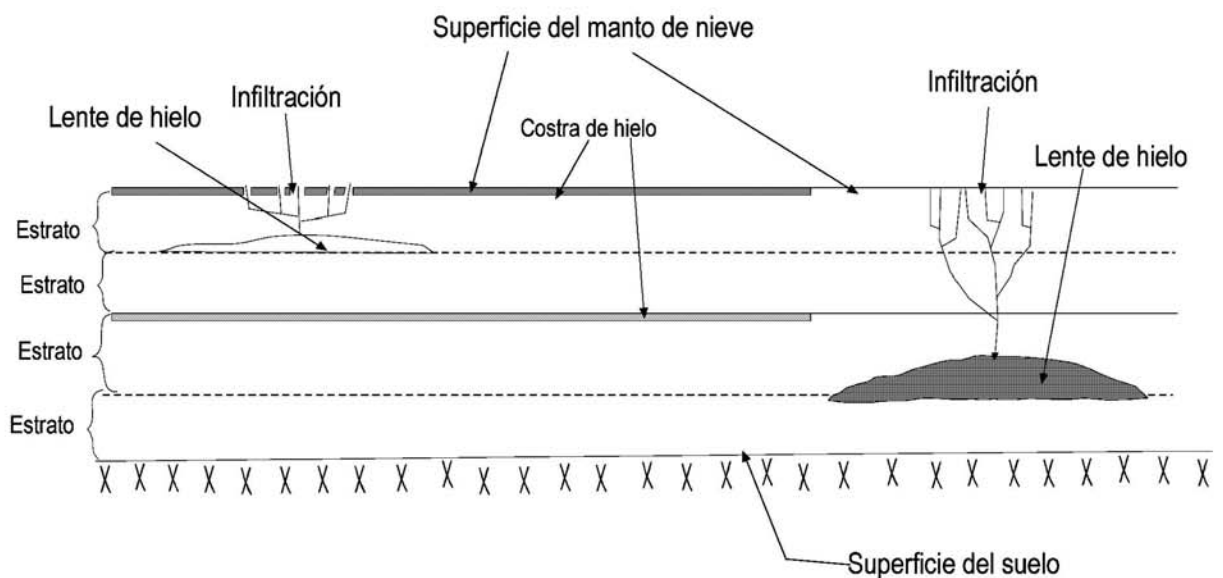
La velocidad del flujo del vapor de agua depende, en importante medida, de la densidad del manto de nieve, vale decir del volumen de poros. En un estrato de baja densidad y muy poroso, el transporte de vapor de agua es mayor que en estratos más densos.

3.905.402 Flujo de Vapor y Crecimiento de Cristales. El relativamente rápido transporte de vapor de agua en un manto de nieve con gradiente de temperatura produce un ambiente de sobresaturación de vapor de agua sobre las prominencias de los granos de hielo orientadas contra la dirección de flujo del vapor de agua. Así, si el flujo del vapor de agua en el manto de nieve es de abajo hacia arriba, se producirá sobresaturación en las prominencias, o convexidades, que miran hacia abajo y enfrentan el flujo. Luego, en estos ambientes de sobresaturación se produce el crecimiento de las prominencias por el mismo mecanismo de difusión debido al cual crecen las prominencias de los cristales de hielo en la atmósfera señalado en el Numeral 3.902.401, mientras que el crecimiento de las concavidades es bajo. Como la temperatura a la cual se produce el crecimiento de las prominencias de los granos de hielo es cercana a, o a pocos grados bajo, 0 °C el tipo de cristal de hielo que se forma sobre prominencias de granos de hielo que enfrentan el flujo de vapor de agua es preferentemente con formas de copas y placas.

Como resultado del metamorfismo con gradiente de temperatura, metamorfismo TG, resulta en el manto de nieve una textura de granos de hielo en cuyas partes inferiores crecen cristales aún mayores que los granos y con formas de copas y placas en escalera como se muestra en la Lámina 3.905.402.A, Figura a). Esta textura TG, con cristales gruesos (hasta 1 cm de diámetro) y angulosos en el manto de nieve, es notoriamente diferente de la textura de granos redondeados que origina el metamorfismo ET.



- a) Crecimiento de cristales tipo copas y placas en un ambiente de metamorfismo con gradiente de temperatura (TG).



- b) Formación de costras y lentes de hielo al interior del manto de nieve, debido al metamorfismo de fusión y congelamiento (MF).

En el desarrollo de los cristales de hielo en el metamorfismo TG se distinguen dos etapas, una temprana designada etapa IIIA y otra tardía designada como etapa IIIB. La etapa IIIA se produce como resultado de una fuerte gradiente de temperatura en nieve depositada recientemente y generalmente asociada a las primeras precipitaciones nivales de la temporada. En estas condiciones el material inicial son granos de hielo de diámetro mínimo y, por lo mismo, sobre ellos no se desarrollan grandes cristales. En la etapa IIIA se diferencian tres estados: (i) IIIA1, inicial, con granos angulosos y placas, pero muy escasas formas de escalera, (ii) IIIA2, parcial, con predominancia de granos angulosos de tamaño del orden de 1 a 2 mm, con formas iniciales de escalera, y (iii) IIIA3, avanzada, donde predominan los granos angulosos con bien desarrolladas caras y formas de escalera, y algunas pocas y ocasionales formas de copas.

La etapa IIIB del metamorfismo TG es una etapa avanzada, desarrollada sobre granos de hielo inicialmente grandes, donde la transferencia de vapor de agua produce copas y formas de escaleras bien destacadas. Para alcanzar esta etapa de metamorfismo TG se requieren plazos de una a cuatro semanas con la presencia de fuertes gradientes de temperatura en el manto de nieve. En esta etapa se diferencian dos estados: (i) IIIB1, inicial, con granos de tamaño medio, 3 a 5 mm, y las formas de escaleras aparecen de manera común, y (ii) el estado IIIB2, donde predominan los granos de gran tamaño, sobre 5 mm, con frágiles formas de copas en escalera, originando niveles en el manto de nieve conocidos como escarcha profunda.

3.905.403 Efectos Sobre el Esqueleto del Manto de Nieve. Es común que los metamorfismos de tipo ET y TG ocurran de manera simultánea en todo el manto de nieve, pero normalmente un tipo predomina en cierto momento. Inmediatamente tras la depositación de los cristales de nieve y la reducción de sus tamaños, predomina el metamorfismo ET. Luego, al iniciarse el crecimiento de los granos de hielo, la predominancia de uno u otro tipo de metamorfismo depende de las condiciones de temperatura en el manto de nieve; si las gradientes son mínimas predomina el tipo ET y, si ellas son fuertes, el de tipo TG. Finalmente, al temperarse todo el manto de nieve, cesan las gradientes y el metamorfismo TG no es posible.

Los niveles en el manto de nieve con grandes cristales de hielo en formas de copa que el metamorfismo TG origina, son notorios planos de debilidad en su estructura, en particular aquellos niveles de escarcha profunda. El espesor de estos niveles puede ser de pocos centímetros hasta varias decenas de centímetros. En todo caso y, en general, mantos de nieve donde predomina el metamorfismo TG son más débiles que los mantos de nieve donde el metamorfismo dominante es el de tipo ET, con buenos cuellos entre cristales y cristales entrelazados en forma de puzle.

3.905.404 Localización Preferente de Estratos con Metamorfismo de Gradiente de Temperatura. Los niveles de nieve con metamorfismo tipo TG suelen ser planos de ruptura en el manto de nieve que originan avalanchas por el deslizamiento de placas del manto sobre estos niveles de debilidad. Por ello, es importante poder reconocer los lugares donde este tipo de metamorfismo del manto de nieve predomina.

Las gradientes de temperatura más fuertes y prolongadas se producen, en el hemisferio Sur, en las laderas que miran al Sur, en los lugares más protegidos de la radiación solar y donde la temperatura en la superficie del manto de nieve es menor y permanece así por largos períodos de tiempo. De manera similar, mayores gradientes de temperatura se producen cerca de las cumbres de los cordones montañosos, por las mayores velocidades del viento y el más rápido enfriamiento de la superficie del manto de nieve. La probabilidad de formación de un nivel con nieve TG es mayor al comienzo de la temporada invernal, cuando el manto es aún delgado y menos denso. Condiciones del suelo que favorecen la ocurrencia de metamorfismo TG son aquellos formados por grandes bloques y superficies irregulares, lo cual favorece la ocurrencia de gradientes de temperatura y circulación del vapor de agua.

En consecuencia y considerando lo anterior, la más probable presencia de niveles con metamorfismo TG en el manto de nieve se produce con climas fríos, en altura, dos a cuatro semanas después de las primeras nevadas y en los rincones menos soleados de las laderas más rugosas que miran al Sur.

3.905.5 METAMORFISMO CON FUSION Y CONGELAMIENTO

3.905.501 Presencia de Agua Libre en el Manto de Nieve. En los niveles del manto de nieve que se mantienen a temperatura de 0 °C es posible la ocurrencia de agua en una mezcla de dos fases; la fase sólida representada por los granos de hielo y el agua presente en los poros de la estructura cristalina del manto de nieve. El paso del agua a la fase sólida, o del hielo a la fase líquida, necesita la ocurrencia de frío o calor en la forma de energía calórica. Si no existen esas fuentes de energía, como podrían serlo ondas de frío o calor, el agua presente en el manto de nieve no se congela ni la nieve del manto se funde.

Si el agua presente en el manto de nieve sufriera solamente los efectos de la fuerza de gravedad, se drenaría escurriendo por los poros del manto hasta la superficie del suelo, donde se infiltraría, o correría sobre este si él fuera impermeable. Sin embargo, debido a fuerzas capilares, el manto de nieve es capaz de retener una considerable cantidad de agua. Esto ocurre por la atracción molecular entre los granos de hielo y el agua, por la tensión superficial del agua y por la capacidad del agua de resistir esfuerzos de tensión.

El agua presente en el manto de nieve se denomina agua libre y se expresa normalmente como porcentaje de la masa total del manto de nieve; por ejemplo, 10% de agua libre significa 100 gramos de agua en un kilo de nieve. Existen diversos procedimientos para medir el agua libre, pero no son de mayor interés para el análisis de avalanchas.

3.905.502 Fuentes de Agua Libre. Las fuentes naturales de agua libre en el manto de nieve son dos: la precipitación líquida y procesos de fusión de la nieve en el manto.

Si llueve sobre un manto de nieve, y tanto la precipitación como el manto de nieve se encuentran a 0°C, el único intercambio calórico es el de la energía que produce el impacto de las gotas sobre la superficie de nieve, lo cual es despreciable. Si la lluvia ocurre a temperaturas superiores a 0°C, aporta calor al manto de nieve y ocasiona fusión. Si la lluvia ocurre sobre un manto de nieve con temperaturas inferiores a 0°C el agua de lluvia se congela en la superficie o a escasa profundidad y si la lluvia es persistente, primero eleva la temperatura del manto de nieve a 0 °C y luego ocasiona fusión de la nieve.

Los procesos de fusión de la nieve en el manto se producen por el aporte de energía calórica, de cuyas diversas formas la más significativa suele ser la energía solar en onda corta (ver Tópico 3.904.6). En particular porque cuanto mayor es la cantidad de agua presente en el manto de nieve, más bajo es el albedo y mayor es la absorción en el manto de nieve de la radiación solar.

3.905.503 Terminología Descriptiva del Agua en el Manto de Nieve. Las condiciones, o cantidad, de agua en el manto de nieve se describen cualitativamente con los términos de seco, húmedo, mojado, muy mojado y saturado.

La nieve seca es nieve a temperaturas inferiores a 0 °C. Cuando se comprime un puñado de esta nieve para hacer una bola de nieve, la bola tiende a disgregarse por la escasa unión entre los granos de nieve. La nieve húmeda se encuentra a 0 °C, no existe agua visible aún si la nieve se observa con lupa, y cuando se trata de formar una bola de nieve los granos tienden a permanecer unidos. La nieve mojada está a 0 °C, el agua puede observarse con lupa por el menisco que se forma entre los granos de hielo, los granos de hielo permanecen unidos en una bola de nieve, pero no es posible estrujar agua apretando la bola. Cuando la nieve está muy mojada, contiene del orden de 15% de agua libre y es posible estrujar agua apretando una bola de nieve. Cuando la nieve está saturada, es virtualmente un material denso, sin aire, viscoso, con agua que escurre desde una bola de nieve sin la necesidad de estrujarla.

3.905.504 Flujo del Agua en el Manto de Nieve. El manto de nieve es altamente poroso y muy permeable, de manera que toda agua libre presente en la superficie del manto en cantidades que exceden su capacidad de retención (cercana a la cantidad de agua libre presente en nieve muy mojada), se filtra. Si todo el manto de nieve se encuentra a 0 °C la infiltración (en dirección vertical bajo los efectos de la gravedad) de agua primero eleva la cantidad de agua retenida en todo el manto a la condición de nieve muy húmeda, y luego el exceso de agua libre percola y escurre por la base del manto.

Si el manto de nieve se encuentra a temperaturas bajo 0 °C, la formación de agua de fusión en la superficie forma una costra de hielo, y si la formación de agua libre en la superficie persiste, va penetrando en el manto, congelándose en el nivel bajo 0 °C y elevando la temperatura del manto de nieve al punto de fusión, y así avanzando paulatinamente y temperando el manto. Las costras de hielo sobre estratos al interior del manto de nieve, de baja permeabilidad, retardan el flujo del agua en mantos horizontales o subhorizontales, y fuerzan e escurrimientos sobre ellas en el caso de mantos inclinados. La infiltración de agua en mantos de nieve bajo 0 °C ocurre preferentemente en conductos (o vías) verticales temperados formando un virtual embudo con una envolvente de hielo [Lámina 3.905.402.A, Figura b)], y conducente a lentes de hielo relativamente densos y de grano grueso, en el interior del manto en los niveles donde el agua escurriente encuentra temperaturas bajo 0 °C y se congela con crecimiento de los granos de hielo.

3.905.505 Fusión y Congelamiento por Cambios de Temperatura en el Manto de Nieve. Los lentes de hielo, al igual que las costras de hielo, son cuerpos densos en el manto de nieve, firmes, formados por hielo poligranular de granos firmemente entrelazados. Repetidos ciclos de fusión y congelamiento, asociados, por ejemplo, a la ocurrencia de tormentas o, en general, cambios climáticos, pueden formar de lentes de hielo a diversos niveles en el manto de nieve.

Por otra parte, bajo condiciones climáticas estables, es posible que lentes de hielo se extiendan vastamente a una cierta profundidad en el manto de nieve, produciendo una superficie similar a una costra de hielo, pero más gruesa e irregular que esta.

En la clasificación de la nieve sobre el suelo, aquellos estratos que presentan signos de metamorfismo MF se identifican con la simbología IVA, y se diferencian dos estados: (i) IVA1, limitado, que se debe a la ocurrencia de un solo ciclo de fusión y congelamiento en el estrato, caracterizado por la presencia de tenues costras y lentes de hielo débiles, y (ii) avanzado, producto de repetidos ciclos de fusión y congelamiento, con costras y lentes de hielo densos y de considerable resistencia mecánica. El metamorfismo de tipo IVB es característico de estratos de nieve densa con gran sobrecarga, y no se produce en mantos de nieve que no subsisten tras la temporada veraniega.

3.905.506 Efectos del Metamorfismo sobre la Consistencia del Manto de Nieve. La dureza de un lente de hielo, o de una costra de hielo, formado por metamorfismo MF, dependiendo si se encuentra en la etapa de fusión o de congelamiento del ciclo fusión-congelamiento. En la etapa de fusión, los granos de hielo están separados y se mantienen unidos solamente por la tensión superficial. En esta etapa, la estructura del estrato con metamorfismo MF es extremadamente débil. Si el estrato con metamorfismo MF está en la etapa de congelamiento con formación de estratos densos de hielo policristalino, puede ser enormemente fuerte.

Los cambios en la consistencia del manto de nieve originados por los procesos de fusión y congelamiento son de gran interés para el análisis de las condiciones de avalanchas. Las avalanchas en nieve de primavera se producen por la pérdida de la cohesión entre los granos de hielo debido a la saturación de agua, o bien porque agua libre escurriente sobre una costra de hielo al interior del manto de nieve produce un efecto lubricante, con la pérdida de estabilidad de los estratos sobreyacentes.

3.905.6 DENSIDAD DE LA NIEVE RECIEN CAIDA

3.905.601 Mediciones de Densidad. La densidad de la nieve recién caída se mide con tubo colector o con cilindro muestreador sobre una Tabla de nieve, como se indica en el Tópico 3.903.1. Cuando la precipitación ocurre con vientos fuertes, de más de 30 km/h, los tubos colectores suelen perder 25%, o algo más, de la precipitación debido a las turbulencias que se forman en torno a sus bocas; las pantallas protectoras reducen sustancialmente esta pérdida pero no la eliminan totalmente.

El cilindro muestreador, empleado sobre una Tabla de nieve, reproduce fielmente la densidad de la nieve depositada sobre el suelo y puede ser empleado en los intervalos de tiempo que los observadores seleccionen.

3.905.602 Valores de Densidad. La densidad de la nieve recién caída puede variar significativamente según se trate de nieve seca, a temperatura bajo 0 °C, o bien nieve precipitada a 0 °C y con un cierto contenido de agua libre. En este último caso la densidad es hasta 20% mayor que aquella de la nieve

seca. El valor más bajo de densidad de nieve recién caída es de $0,04 \text{ g/cm}^3$. Valores de densidad de nieve recién caída y del orden de $0,05 \text{ g/cm}^3$, si bien no son comunes, existen en diversos antecedentes.

Valores de densidad de nieve medidos como equivalente en agua de la precipitación sólida, sobre Tablas de nieve y con la nieve acumulada en las tres primeras horas de precipitación, se encuentran en los rangos de $0,08$ a $0,09 \text{ g/cm}^3$. Los primeros con temperaturas del aire de pocos grados bajo $0 \text{ }^\circ\text{C}$ y sin viento, los segundos con temperaturas cercanas a $-10 \text{ }^\circ\text{C}$ y viento. En el primer caso la forma de los cristales de hielo es de estrellas dendríticas, en el segundo esencialmente columnas y agujas columnares. En las acumulaciones nivales de las tres primeras horas ya se produce un metamorfismo ET, de manera que los valores antes señalados probablemente contemplan una cierta densificación inicial del estrato de nieve por este metamorfismo, cuya ocurrencia comienza inmediatamente tras la depositación, y probablemente también una tenue compactación debido a la carga mecánica.

La densidad de la nieve medida en Tablas que acumulan durante seis horas es normalmente del orden de $0,1 \text{ g/cm}^3$ y aquella en Tablas de 12 horas del orden de $0,11 \text{ g/cm}^3$. Mediciones de nieve en Tablas de acumulación diarias, vale decir períodos de 24 horas, comúnmente entregan valores de $0,13$ a $0,14 \text{ g/cm}^3$, vale decir nieve con un metamorfismo ET evidente.

3.905.7 DENSIFICACION DEL MANTO DE NIEVE CON EL TIEMPO

3.905.701 Procesos de Densificación. La densidad del manto de nieve influye en la mayoría de las propiedades mecánicas y térmicas de la cubierta de nieve de importancia en la generación y desarrollo de avalanchas. Por ello los valores de densidad que se alcanzan con los procesos de densificación del manto de nieve son de primordial importancia en la evaluación del riesgo de avalanchas y en el diseño de las protecciones de avalanchas.

La densificación en el tiempo del manto de nieve ocurre por los procesos de metamorfismo antes descritos y englobados generalmente en el término de sinterización, y en mucho menor grado por simple compactación mecánica de la nieve, en particular en los estratos inferiores de un manto potente. La densificación del manto de nieve ocurre durante toda la vida del manto de nieve y, en el caso de la nieve en glaciares, persiste por muchos años hasta la fusión del hielo. Lo común y habitual es que la tasa de densificación sea alta inicialmente y luego decreciente con el tiempo.

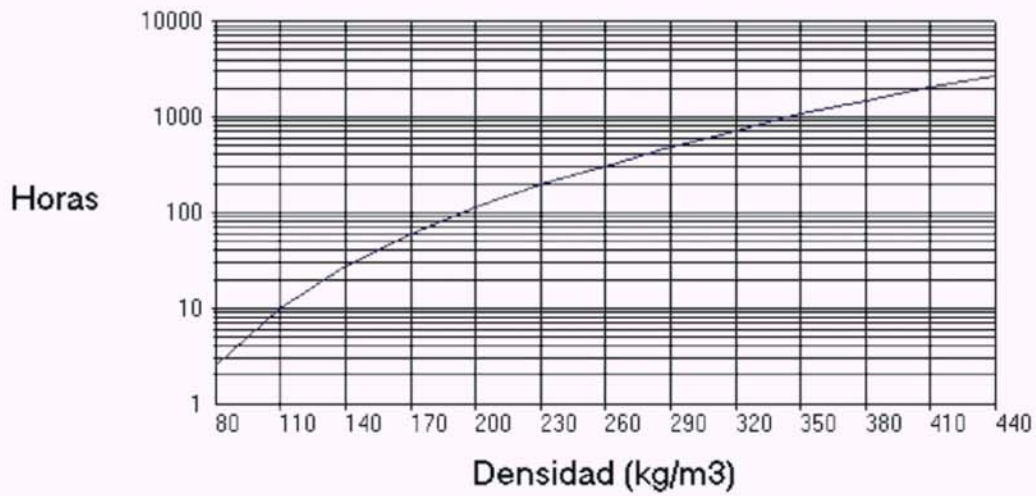
Los valores iniciales de densidad del manto de nieve varían de un lugar a otro y también dentro del mismo lugar dependiendo de las características meteorológicas en que ocurre cada nevada y también del tipo de cristal de nieve que está precipitando. Posteriormente varían, de un lugar a otro y también dentro del mismo lugar, debido a las condiciones climáticas que ocurren en el transcurso del tiempo.

3.905.702 Densificación a Temperaturas Negativas. Las zonas de inicio de avalanchas en Chile son habitualmente las cimas de los cordones montañosos de la Cordillera de los Andes, donde la temperatura del manto de nieve se encuentra normalmente bajo $0 \text{ }^\circ\text{C}$, excepto durante las primeras nevadas de otoño y tras la temperización del manto de nieve en primavera o verano. En estas condiciones la nieve es seca y la densificación que ocurre a temperaturas negativa, dibujada en un gráfico de valores de densidad y tiempo, exhibe normalmente un rápido incremento de la densidad en los primeros cuatro a cinco días para luego continuar a una tasa decreciente.

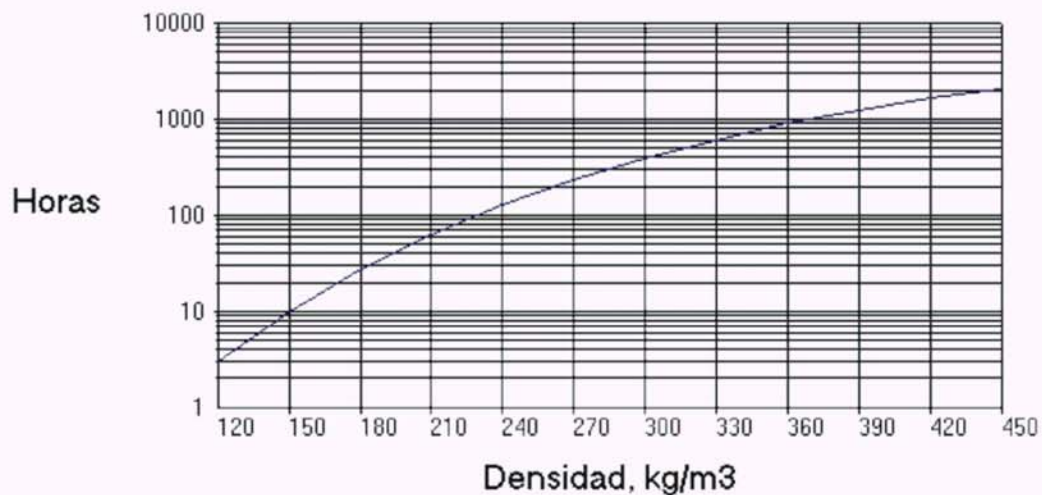
Una curva general típica de valores de densidad con el tiempo, obtenida de numerosas mediciones de densidad de estratos en el manto de nieve en la cordillera de Chile, se muestra en la Lámina 3.905.702.A, Figura a).

Cuando un manto de nieve fría y seca se tempera y contiene agua libre, la densidad se incrementa asimilándose a aquella de un manto de nieve a $0 \text{ }^\circ\text{C}$.

3.905.703 Densificación a 0° de Temperatura. A las cotas inferiores en que se deposita o encuentra el manto de nieve, las cuales en el Sur de Chile pueden ser incluso el nivel del mar, la nieve normalmente se encuentra a $0 \text{ }^\circ\text{C}$ y con un cierto contenido de humedad. Por esto, la densidad total de la nieve, incluido el contenido de agua libre, tanto inicial como posteriormente en el tiempo, es más alta que la densidad de la



- a) Densificación principalmente equitemperal, característica de un manto de nieve a temperatura bajo 0°C, en la cordillera del centro de Chile.



- b) Densificación principalmente equitemperal, característica de un manto de nieve a temperatura de 0°C, en la cordillera del centro de Chile.

nieve seca. También aquí el proceso de densificación es inicialmente rápido y luego de tasa decreciente, produciendo un gráfico de forma similar al que se observa en nieve seca, pero con valores de densidad más altos (ver Lámina 3.905.702 A fig. b).

Los más altos valores de densidad con el tiempo de la nieve a 0 °C se explican porque, además de la presencia de agua libre y la más alta densidad inicial, el propio mayor peso de los estratos origina una algo mayor compactación mecánica de los estratos inferiores del manto de nieve que en el caso de la nieve seca.

3.905.8 EVALUACION DE LAS ACUMULACIONES NIVALES MAXIMAS

3.905.801 Evaluación a Partir de los Registros Meteorológicos. El inicio de avalanchas al ocurrir un temporal de nieve está estrechamente ligado al espesor de nieve acumulada, y la experiencia indica que ellas comienzan cuando la acumulación de nieve fresca alcanza alturas del orden de 0,5 m, y de 0,3 m si la nieve se acumula sobre un manto de nieve preexistente. Por ello, en todo análisis de riesgo de avalanchas es muy importante conocer las acumulaciones de nieve que ocurren a lo largo del período invernal. Idealmente, las acumulaciones de nieve deben observarse y registrarse, pero como la evaluación de condiciones de avalanchas a menudo debe hacerse para áreas en que no existen observaciones de nieve, es posible estimar las alturas de nieve a partir de parámetros meteorológicos. Las estimaciones de alturas máximas de nieve a partir de registros meteorológicos pueden contener errores significativos, de modo que de manera alguna reemplazan totalmente a las observaciones de nieve y de manera que estas deben ejecutarse tan pronto sea posible, permiten tan solo una primera aproximación al valor de las acumulaciones nivales máximas. Si tampoco existen registros meteorológicos en el área en que deseamos estimar las acumulaciones máximas de nieve, es posible crear estos registros a partir de las estaciones meteorológicas más cercanas, con debidos modelos de transposición de antecedentes que consideran diferencias de cota y gradientes de los parámetros con la altura, período de radiación solar, variación de la nubosidad y diversos otros antecedentes. El describir la metodología para estas transposiciones de parámetros meteorológicos desde una estación meteorológica a un sitio de interés se escapa al propósito de este capítulo; basta aquí señalar que existen formas para hacerlo.

El procedimiento de estimar las acumulaciones de nieve sobre el suelo para un cierto momento en el período invernal consiste en emplear la estadística de precipitación para evaluar el total de nieve precipitada tras cada tormenta en un estrato de nieve, luego restar de estrato de nieve la cantidad de nieve perdida por los procesos ablación que afectan al estrato en los períodos entre tormenta (que pueden incluso obliterar totalmente un estrato y afectar al infrayacente), ajustar las alturas de nieve resultante en cada estrato por los efectos de densificación del manto de nieve con el tiempo y, finalmente, al término de un determinado período sumar las alturas de nieve de todos los estratos sobrevivientes.

3.905.802 Acumulaciones de Nieve en Tormentas Individuales. La cantidad de nieve acumulada en una tormenta depende del monto de la precipitación, la eventual adición de nieve por transporte eólico, la densidad de la nieve caída y la duración de la tormenta en cuanto al avance de los procesos de metamorfismo (y sinterización) en el manto de nieve.

Suponiendo que el lugar en el cual se desea determinar la altura de nieve no tiene una particular característica como para acumular nieve de transporte eólico, la simple experiencia indica que la altura de nieve es aquella del equivalente en agua con una densidad del orden de 0,1 g/cm³. En otras palabras, la altura de nieve es diez veces mayor que la altura de la precipitación líquida en ese lugar. Si bien este es un valor medio de diversas observaciones y estimaciones en ambientes de cordillera, variaciones extremas de esta relación van desde densidades de nieve de 0,05 g/cm³ para nevadas breves y a bajas temperaturas, hasta 0,3 g/cm³ para nevadas prolongadas de nieve húmeda.

A modo de ejemplo, y empleando la densidad habitual de la nieve en el estrato, de 0,1 g/cm³, una precipitación de 80 mm de agua produce un estrato de nieve de 80 cm de espesor al término del temporal.

3.905.803 Ablación entre Tormentas. La ablación (la pérdida total de masa) desde la superficie de un estrato de nieve depositado durante una tormenta, por las condiciones climáticas posteriores a la tormenta y hasta la ocurrencia de una nueva nevada, es posible estimarla realizando un balance calórico en la superficie del manto de nieve, como se ha señalado en el Tópico 3.904.6.

Puede ocurrir que el cálculo de la masa perdida por las condiciones climáticas posteriores a la que produjo el manto de nieve muestre que se ha perdido toda la nieve del estrato de la tormenta. En ese caso se continúa restando masa del estrato infrayacente hasta agotar toda la nieve sobre el suelo.

El cálculo de la ablación por balance calórico no considera la eventual erosión del manto de nieve por fuertes temporales de viento. El valor de esta eventual erosión solo puede ser estimado por un observador experimentado.

En el caso de estratos de nieve muy delgados, de menos de 0,3 m de espesor, sobre el suelo, debe considerarse la ablación acelerada por el calentamiento del suelo debido a la penetración de la radiación solar. En estratos de nieve fría debe considerarse que el aporte de calor en superficie produce fusión e infiltración del agua libre hasta una costra o lente de hielo, de manera que no se produce una pérdida real de masa, excepto por evaporación desde la superficie, hasta temperizar el manto de nieve.

Cuando la ablación entre tormentas no ha logrado destruir el estrato de nieve de la tormenta anterior y este, o su remanente, es cubierto por el estrato de la nieve de otro temporal, cesa la pérdida de masa del estrato más antiguo y solamente se densifica.

3.905.804 Densificación de Estratos Individuales. La densificación de estratos individuales en el manto de nieve se produce en la cordillera de Chile de manera, aproximada a las tasas indicadas en el Tópico 3.905.7 y en la Lámina 3.905.702.A. Así por ejemplo, un estrato de nieve fría y seca que al término de la tormenta que lo depositó tiene 80 cm de espesor, y luego ha perdido 30 cm de nieve por los procesos de ablación hasta ser cubierto por otro estrato de nieve, esos 50 cm de nieve remanente que inicialmente tenían densidad de $0,1 \text{ g/cm}^3$ (vale decir 50 mm de equivalente en agua) al cabo de dos meses tienen densidad de $0,3 \text{ g/cm}^3$ y espesor de 16,7 cm de nieve.

3.905.805 Acumulaciones Máximas. Las acumulaciones máximas de nieve que puede esperarse como una estimación del procedimiento descrito en el presente Tópico es la suma de los espesores de estratos de nieve remanentes hasta el fin del ejercicio. Seguramente el espesor máximo de nieve se encontrará, de manera general al término de algún temporal antes del inicio de la primavera, aunque esto dependerá de las particulares condiciones climáticas consideradas.

Como para efecto del análisis de los riesgos y protecciones de avalancha interesa la máxima altura de nieve, el análisis debe llevarse a cabo en lo posible en términos diarios. Lo anterior porque, la altura máxima de nieve ocurre habitualmente al término de algunas de las últimas nevadas de la temporada invernal, y puede o no ser coincidente con el término del período analizado.

3.905.9 PROPIEDADES MECANICAS DEL MANTO DE NIEVE

3.905.901 Generalidades. Debido a la enorme variabilidad de las características físicas del manto de nieve relacionadas con las formas y procesos de depositación de la nieve, las formas de los cristales de nieve iniciales, el grado de humedad, las condiciones climáticas iniciales y sus variaciones en el tiempo, los procesos que controlan el metamorfismo de la nieve, la formación de lentes y costras de hielo, escarcha profunda, y otros, es imposible que exista uniformidad en las propiedades mecánicas del manto de nieve. De hecho, las propiedades mecánicas, por lo mismo, no son lo suficientemente conocidas como para ser empleadas con un alto grado de seguridad en los cálculos y diseños de ingeniería.

En todo caso, las investigaciones realizadas hasta la fecha permiten estimar, de manera general, algunas de estas propiedades, que se señalan a continuación a modo de orientación y, a falta de ensayos específicos nuevos o adicionales para los propósitos perseguidos, al menos como guía para definir valores que sirvan como piso a sobrepasar, para efectos de diseñar con seguridad.

3.905.902 Cohesión. La cohesión de los granos de hielo en los estratos del manto de nieve es independiente de la densidad de estos y se relaciona linealmente con las superficies de contacto entre los granos. Expresado de otra manera, granos sueltos sin cuellos de hielo, por ejemplo en nieve saturada o en nieve recién precipitada aún sin sinterización, no poseen cohesión, mientras que si la poseen estratos de nieve con algún grado de metamorfismo y que, la cohesión aumenta en la medida que el metamorfismo avanza.

Valores de cohesión en muestras de nieve de diferentes densidades se indican en la Lámina 3.905.902.A, Figuras a) y b).

3.905.903 Compresión Uniaxial Simple. De manera similar a lo que ocurre con la cohesión, la densidad del manto de nieve no es un elemento de juicio adecuado para predecir la resistencia mecánica del manto de nieve, y por las mismas razones allí indicadas. La resistencia mecánica del manto de nieve está directamente relacionada con la formación de cuellos entre los granos de hielo, y es muy alta en los lentes y costras de hielo.

Como se muestra en la Lámina 3.905.902.A, Figura b), la resistencia mecánica de la nieve fresca es inferior a 0,05 MPa y aumenta a sobre 0,5 MPa en un período de seis días. Las costras de hielo en el manto de nieve poseen valores de resistencia del orden de 2 a 3 MPa, ocasionalmente hasta 4 MPa aquellas gruesas y más antiguas.

3.905.904 Modelo Descriptivo de Deformación. Caracterizar la deformación de un material que, como la nieve, puede poseer numerosas formas, es difícil. Si, simplificando, asumimos que inicialmente los granos están unidos por cuellos de hielo y que la deformación ocurre a una temperatura y tasa de carga constante, entonces se presentan varios caminos que la deformación puede seguir en la medida que la carga se incrementa.

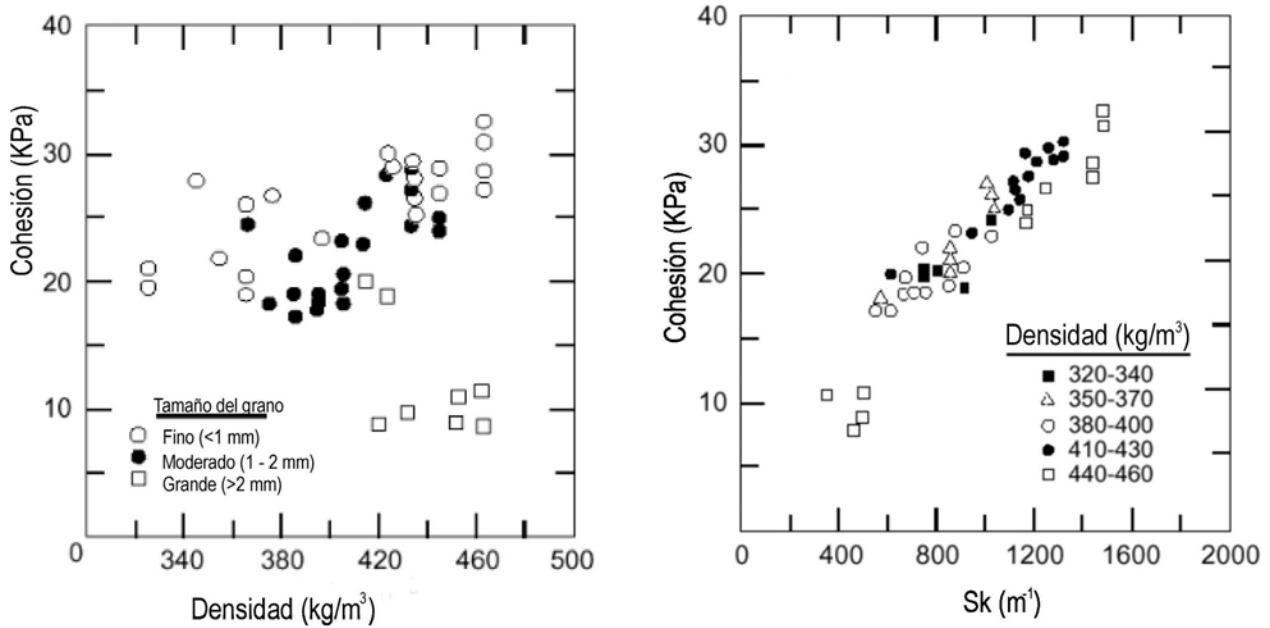
Los cuellos de hielo entre los granos se deforman, engrosando o adelgazando según sus orientaciones con respecto al eje de aplicación de la carga. O bien, los cuellos se fracturan y esto permite que algunos granos se desplacen con respecto al resto e incluso que algunos granos se fracturen, todo lo cual modifica la composición granulométrica de los granos de hielo. También es posible que cambie la geometría de los cuellos de hielo por el proceso de sinterización a una tasa que depende de la temperatura y la presión en los puntos de contacto entre granos; en realidad, cuando la deformación ocurre a tasas bajas, es muy probable que los cambios en los cuellos de hielo por la sinterización sean más importantes que los cambios producidos por la deformación misma.

La deformación produce el efecto general de rigidizar la estructura e incrementar la densidad del manto de nieve. Al mismo tiempo, los cambios en los enlaces entre granos por los cuellos de hielo producen una gran variedad de propiedades mecánicas del manto, dependientes del camino seguido por la deformación

A medida que la deformación continúa, se establece una relación aparente entre la densidad y las propiedades mecánicas del manto, debido a que ambas dependen esencialmente de los cuellos de hielo en los contactos entre granos. Así, son los enlaces entre granos, y no la densidad misma, la variable crítica en las propiedades mecánicas del manto de nieve, aunque suele existir una relación entre ambos parámetros, especialmente en un manto de nieve poco perturbado.

En cargas sobre mantos de nieve, de breve duración, las deformaciones son pequeñas y los cambios en la estructura de los enlaces son limitados, siendo posible interpretar los resultados empleando las ecuaciones constitutivas para materiales cuyas deformaciones son elástico-lineales, viscosas o viscoelásticas. Sin embargo, en nieve que de alguna manera ha sido compactada o procesada, como ocurre con la nieve de los depósitos de avalanchas, con buenos enlaces entre granos y de alta densidad, capaz de soportar altas cargas con poca deformación y poco cambio en los enlaces, es posible aplicar relaciones lineales sobre un amplio rango de cargas.

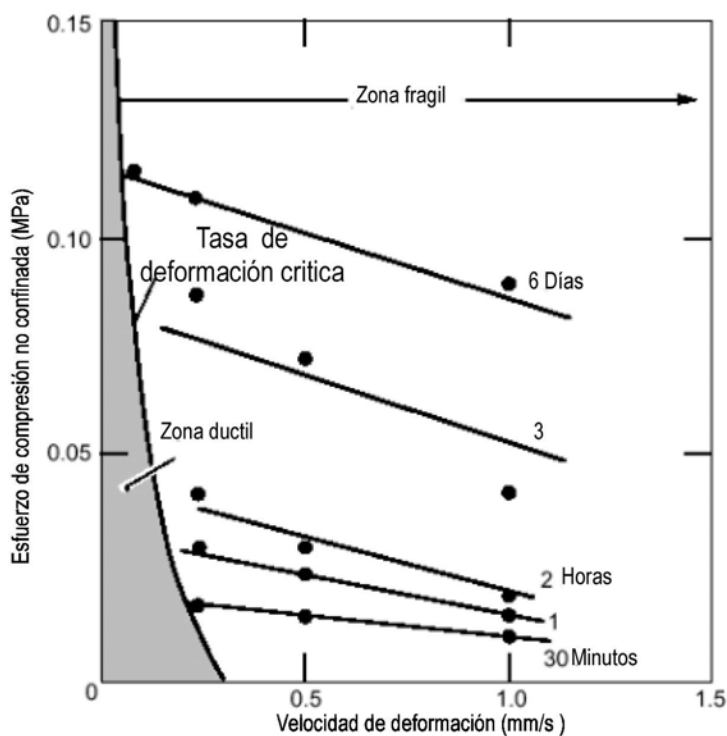
En todo caso, las deformaciones a que está comúnmente sujeto el manto de nieve son de larga duración de manera que ocurren cambios significativos en los enlaces entre granos y por consiguiente en las propiedades de la deformación, por lo cual relaciones lineales se producen solamente en un rango pequeño de la deformación y es necesario aplicar relaciones no-lineales o bien aplicar relaciones lineales simples de manera incremental y a medida que crece la deformación.



a) Relación entre la cohesión, densidad y superficie de contacto (Sk) entre granos de hielo (sinterización).

Tipo de nieve	Densidad (kg/m ³)	Cohesión (kPa)
Fresca y blanda	100	0,4
Nueva	150	1
Intermedia	200	4
Dura	300	8

b) Valores aproximados de cohesión para distintos tipo de nieve.



c) Resistencia a la compresión uniaxial simple y tasa de deformación en muestras de nieve de diversas edades.

3.905.905 Modelo Numérico de Deformación. El modelo que mejor se ajusta a la deformación de la nieve es el de un fluido viscoelástico de cuatro parámetros (también llamado material Burger). Es un material que responde a las cargas con tres tipos de deformaciones: (i) una deformación elástica ideal como respuesta instantánea a cambios en las condiciones de carga, (ii) un componente permanente de la deformación, el que cambia en función del tiempo y la carga, y (iii) una deformación recuperable, semipermanente, que representa una respuesta elástica dependiente del tiempo. Los dos primeros tipos de deformación corresponden a un modelo Maxwell, mientras que tercer tipo corresponde a un modelo Voigt [véase Lámina 3.905.905.A, Figura a)].

Así y todo, este modelo de deformación es una simplificación de la realidad, puesto que ambos modelos, el Maxwell y el Voigt no operan independientemente y, por ejemplo, cambios en la magnitud de la deformación permanente afectan la respuesta elástica instantánea. Por otra parte, cuando pequeñas cargas son aplicadas durante un largo intervalo de tiempo, la deformación permanente es mucho mayor que las deformaciones elásticas (la instantánea y la dependiente del tiempo) de manera que estas pueden ser ignoradas. A la inversa, si las cargas se aplican durante un breve intervalo de tiempo, entonces la deformación permanente puede ser ignorada y solo las componentes elásticas importan.

La suma e integración de las deformaciones en respuesta a una carga constante σ_0 , aplicada en el tiempo $t = 0$, produce la siguiente relación:

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \cdot \left\{ \frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \cdot \left[1 - \exp\left(-E_2 \times \frac{t}{\eta_2}\right) \right] \right\} \quad (\text{ec. 3.905.905.1})$$

en que ε es la deformación, E es el módulo de Young y η es el coeficiente de viscosidad Newtoniana.

La representación gráfica de la ecuación anterior, que se muestra en la fig. b de la Lámina 3.905.905 A, se asemeja a una curva de reptación.

3.905.906 Módulo de Young y Razón de Poisson. Un ploteo de datos de determinaciones estáticas y dinámicas del módulo de Young en nieve, se muestra en la Lámina 3.905.906.A.

3.905.907 Viscosidad. La viscosidad de la nieve se ha separado en dos categorías, denominadas viscosidad axial y viscosidad compactiva. La primera corresponde al módulo Maxwell del modelo de deformación de la nieve y se determina bajo condiciones de compresión uniaxial simple. La viscosidad compactiva se determina en condiciones de compresión uniaxial confinada o de mediciones de la compactación de la nieve en función del tiempo.

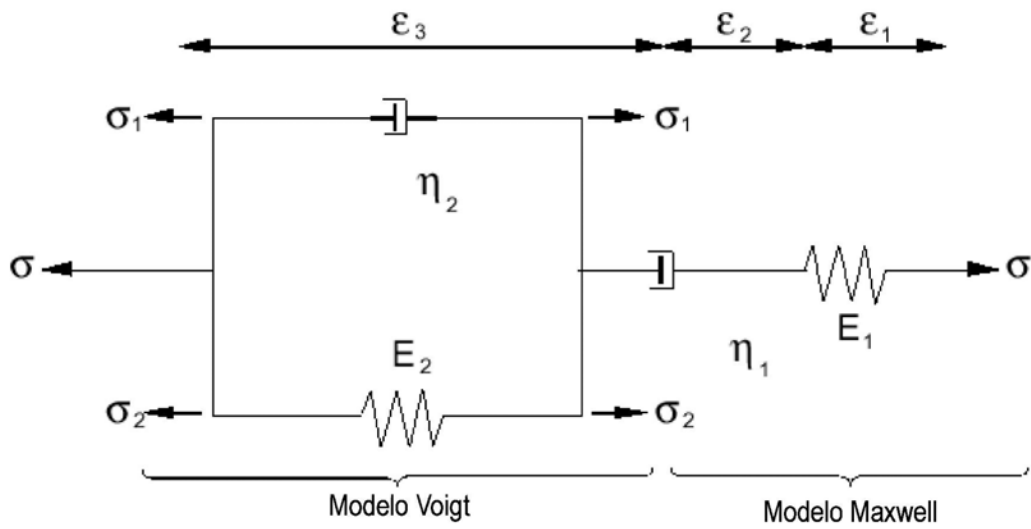
Datos de viscosidad axial se muestran en la Figura a) de la Lámina 3.905.907.A, y datos de viscosidad compactiva, en la Figura b) de la misma Lámina.

Una relación que estima la viscosidad compactiva en función de la densidad, y derivada de observaciones de compactación de la nieve, es la siguiente:

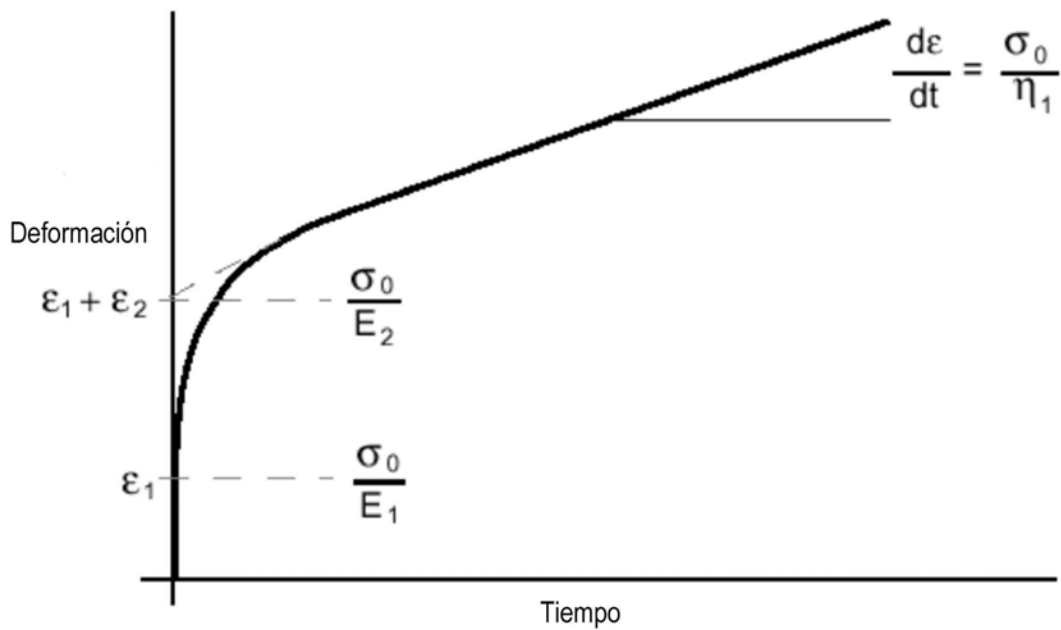
$$\eta = 7,0 \times 10^{-3} \times \rho^{(5,0 - 0,025 \times T)} \quad \text{kg m}^{-1} \text{s}^{-1} \quad (\text{ec. 3.905.907.1})$$

en que ρ es la densidad de la nieve (en kg/m^3) y T es la temperatura de la nieve (en $^{\circ}\text{C}$).

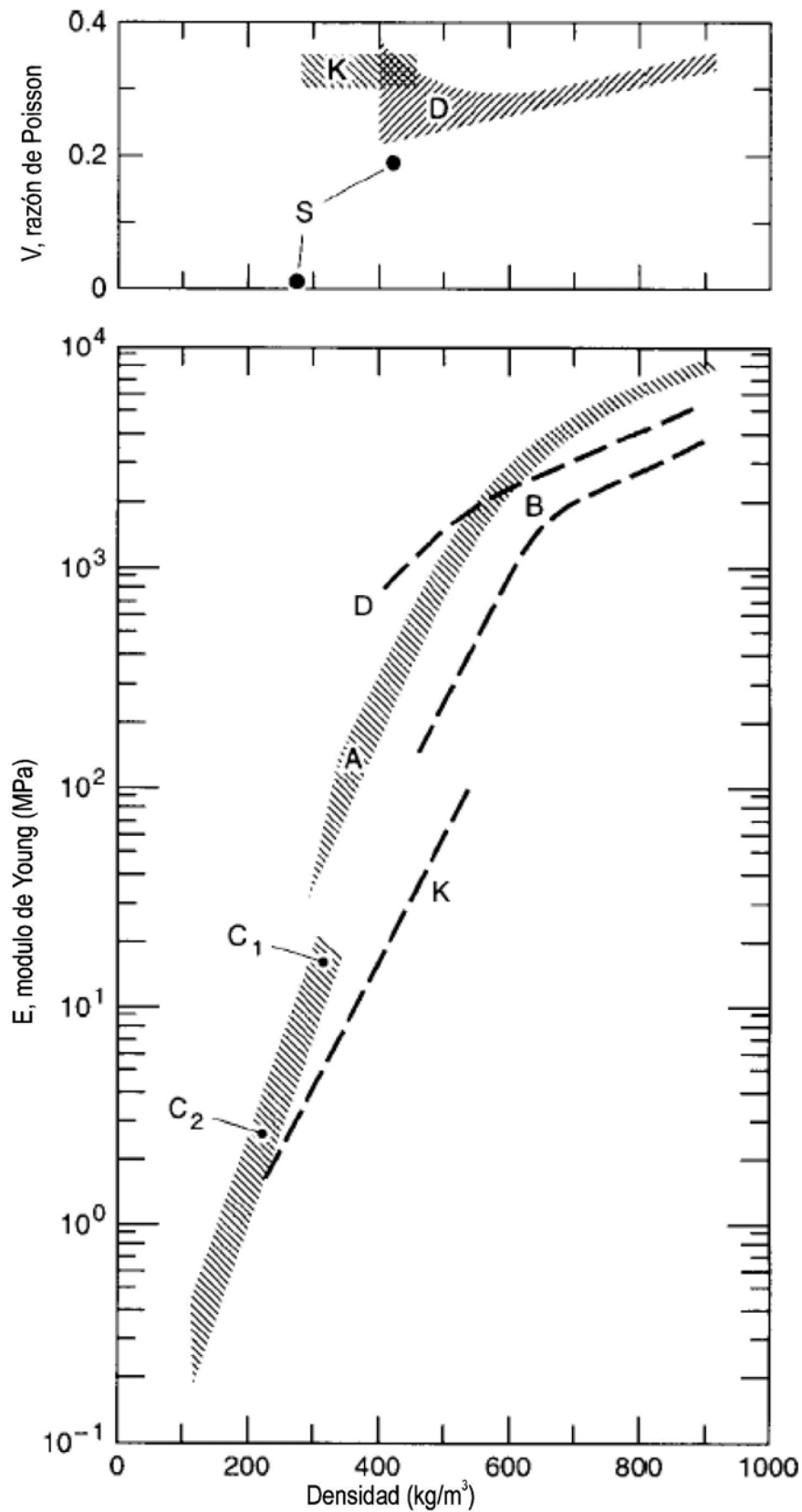
3.905.908 Resistencia. En la nieve no es posible distinguir entre materiales blandos y dúctiles o duros y rígidos, de manera que los datos existentes se aplican sobre todo el espectro de posibles modos de falla. Valores de resistencia mecánica de la nieve se muestran en la Lámina 3.905.908.A.



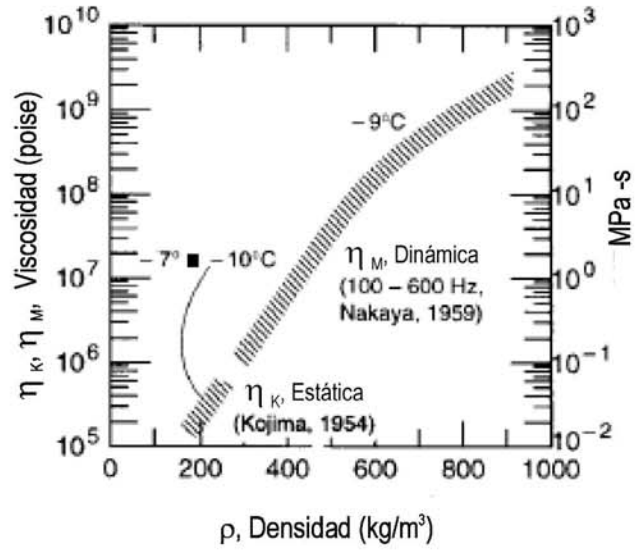
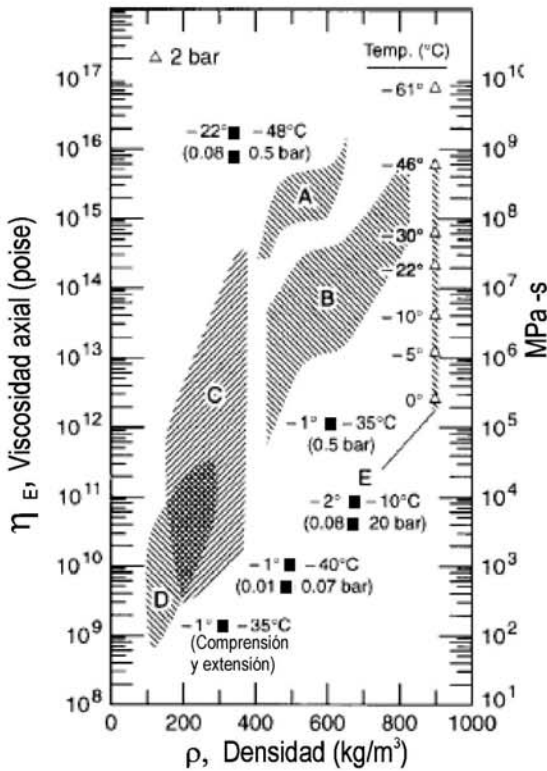
- a) Modelo de deformación viscoelástica de cuatro parámetros, compuesto por un modelo Maxwell y otro Voigt.



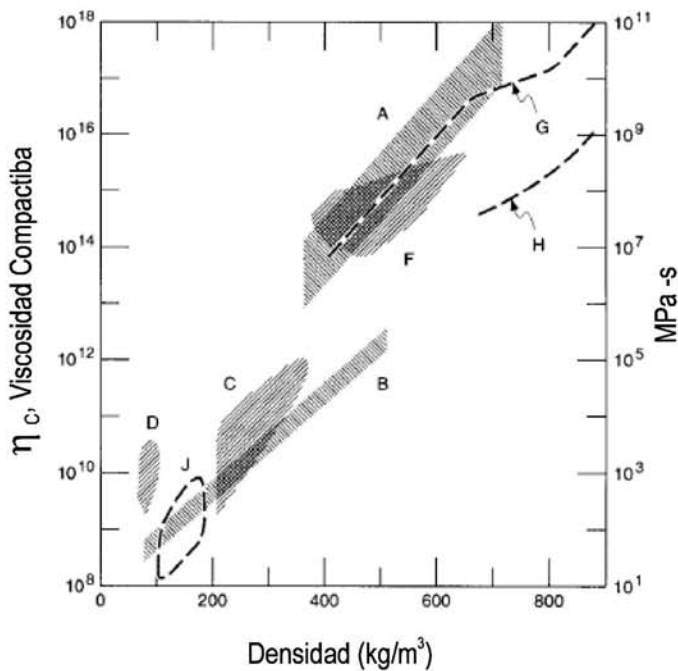
- b) La curva de deformación y las relaciones para determinar sus diversos parámetros.



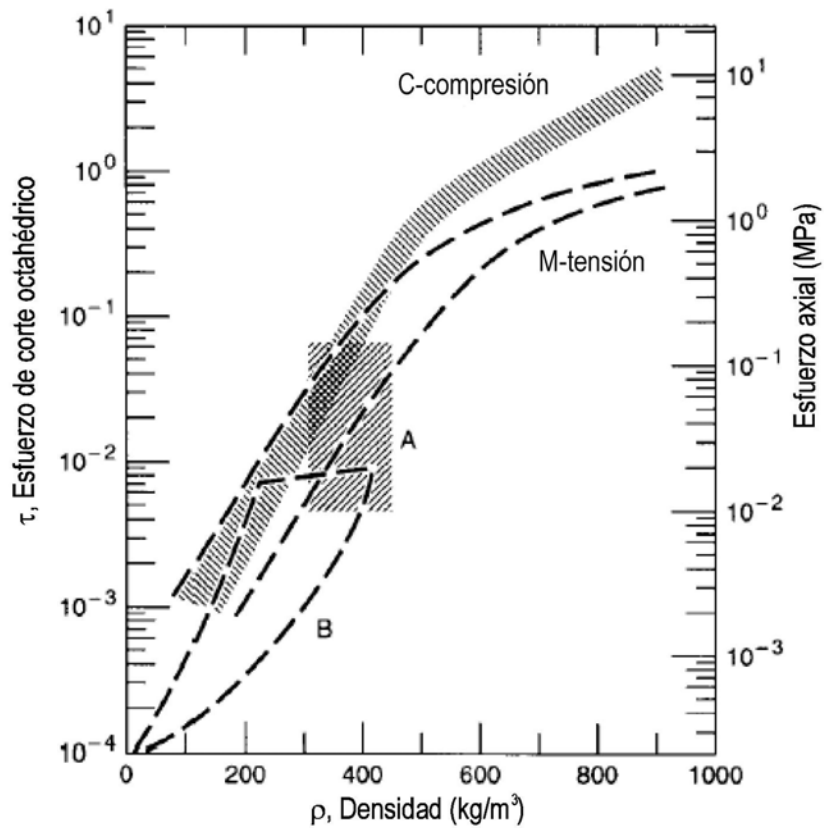
Modulo de Young y razón de Poisson versus densidad, en nieve seca y cohesiva, según diferentes autores. (A) propagación de pulso en altas frecuencias, (B) y (C1) compresión uniaxial con diferentes tasas de deformación, (C2) reptación estática, (D) módulo complejo, (K) mejor calce de curva a datos del módulo de Young estático y mediciones casi estáticas de la razón de Poisson y (S) mediciones casi estáticas de la razón de Poisson.



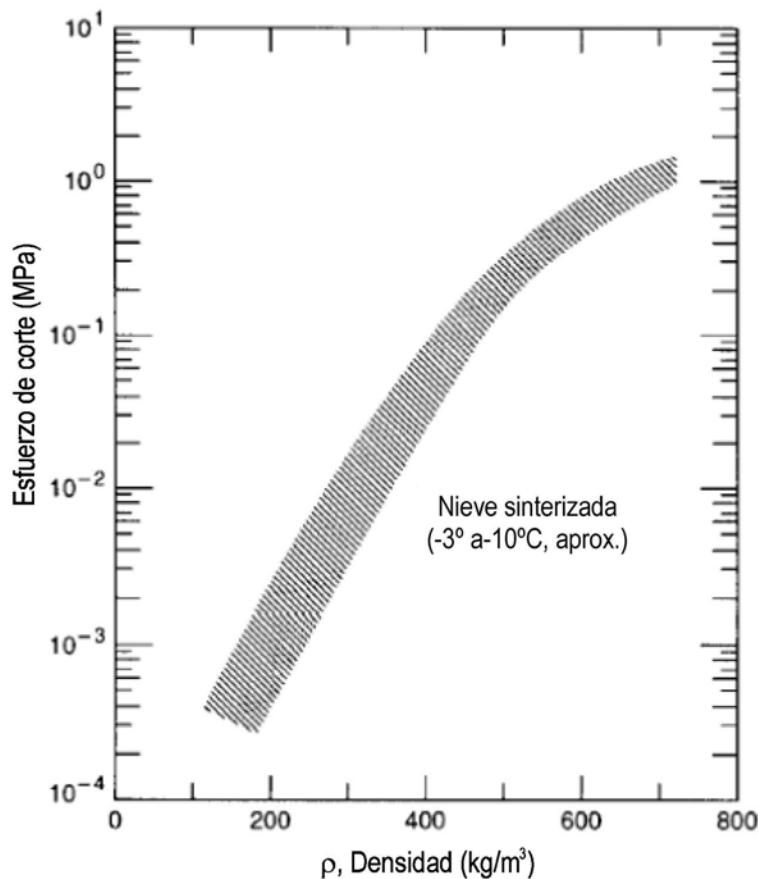
a) Viscosidad axial de la nieve y densidad, según (A) Ramseier y Pavlak 1964, (B) Mellor y Smith 1967, (C) Bucher 1948, (D) Shinojima 1967 y (E) Mellor y Testa 1969.



b) Viscosidad compactada y densidad. Datos de (A) Groenlandia y la Antartica, (B) nieve de temporada en Japón, (C) Alpes y Rocallosas, (D) reptación uniaxial a -6 $^{\circ}C$ a -8 $^{\circ}C$, (F) reptación uniaxial a -23 $^{\circ}C$ a -48 $^{\circ}C$, (G) Suiza y (H) nieve de temporada en Japón.



- a) Resistencia mecánica ante esfuerzos de compresión uniaxial y esfuerzos de tensión, bajo cargas rápidas. M-compresión y M-tensión son datos de diversos autores europeos y norteamericanos. (A) autor japonés, con tazas altas de deformación, (B) mediciones en terreno de resistencia a esfuerzos de tensión.



- b) Resistencia mecánica al corte. Datos de diversos autores europeos y norteamericanos.

3.905.909 Propiedades Eléctricas. Se han realizado experimentos durante los cuales se midieron los componentes de la compleja constante dieléctrica y la conductividad AC de muestras de nieve durante un período de seis días y mientras la nieve se sinterizaba. En rangos de frecuencia de 10^3 a 10^4 Hz las constantes variaron fuertemente y la conductividad se incrementó en un orden de magnitud, lo cual se interpreta como debido al acortamiento de la senda eléctrica debido al incremento de los enlaces entre granos de hielo por los cuellos de hielo. Otras investigaciones han demostrado que las constantes dieléctricas estáticas dependen fuertemente de la porosidad y forma de los granos de hielo. Valores de la conductividad en la nieve se muestran en la Lámina 3.905.909.A, Figura a).

3.905.910 Velocidad de Onda Elástica y Módulo Elástico Dinámico. Como se señaló anteriormente, el módulo de Young de la nieve se relaciona estrechamente con los enlaces de cuellos de hielo entre los granos que componen el manto de nieve. También la velocidad de propagación de ondas en la nieve en reptación incrementa con el tiempo, en la medida en que también la densidad de la nieve y las superficies de contacto entre los granos incrementa. Estos resultados muestran que la velocidad de ondas sísmicas (o el módulo elástico dinámico calculado de los valores de velocidad y densidad), es una posible propiedad índice del manto de nieve. Los valores de velocidad de onda se muestran en la Lámina 3.905.909.A, Fig. b).

3.905.911 Dureza del Manto de Nieve. La dureza del manto de nieve se mide con diversos tipos de penetrómetros. La medición es simple y rápida y los resultados pueden rápidamente correlacionarse con la estructura del manto de nieve. Resultados obtenidos respecto a la fuerza necesaria para empujar a una tasa constante una gruesa hoja de acero en el manto de nieve, y luego correlacionar esos resultados con valores de resistencia a la compresión de la nieve y de densidad, se muestran en la Lámina 3.905.911 A.

3.905.912 Porosidad. La porosidad es el volumen de aire en el volumen total de la muestra. Como la densidad del hielo (D_0) es virtualmente constante (ver Tabla 3.902.103.A), la porosidad (P) de la nieve, expresada en porcentaje, es:

$$P = 100 \times \left[1 - \frac{D}{D_0} \right] \quad (\text{ec. 3.905.912.1})$$

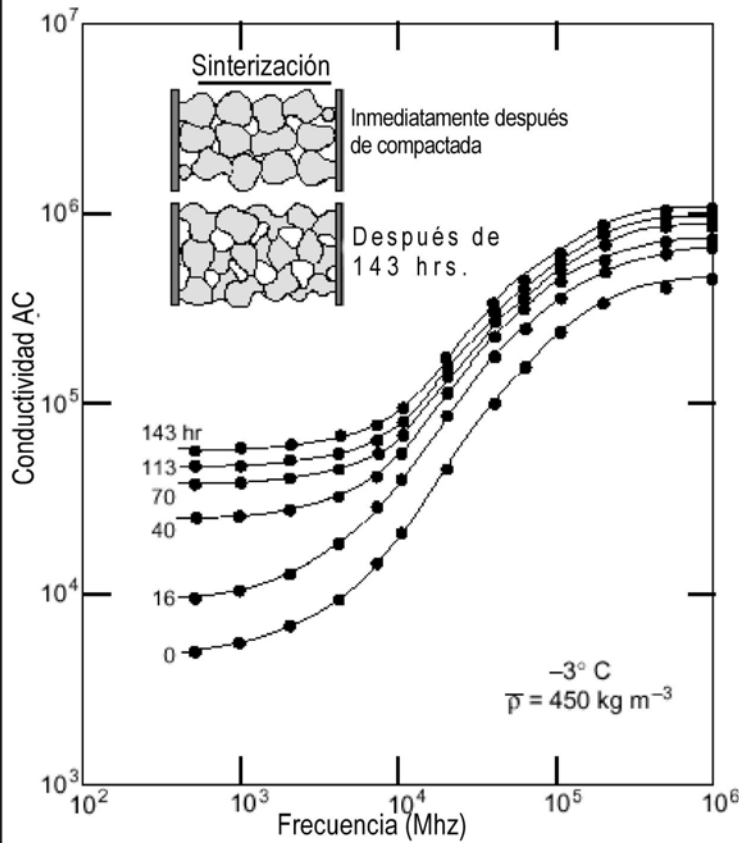
donde D es la densidad de la nieve.

En los mantos de nieve de temporada, la porosidad suele ser muy alta, entre 90% o más en la nieve fresca y 50% en la nieve más antigua.

3.905.913 Permeabilidad. La nieve retiene, por capilaridad, aproximadamente 15% de su masa en forma de agua libre. Los valores extremos pueden llegar hasta 30% en nieve fresca y a aproximadamente 5% en nieve vieja, que subsiste de un año a otro. Cuando la proporción de agua en el manto de nieve llega a los valores indicados el agua escurre gravitacionalmente entre los granos de hielo en un fenómeno que se denomina percolación. La permeabilidad del manto de nieve, similar a la conductividad hidráulica, es el flujo de un fluido a través de la nieve y es característica de su porosidad y depende poco de las áreas de contacto entre los granos de hielo. Por eso, dos muestras de nieve con igual densidad, granulometría y morfología de granos pueden tener similares permeabilidades pero muy variados valores de resistencia mecánica.

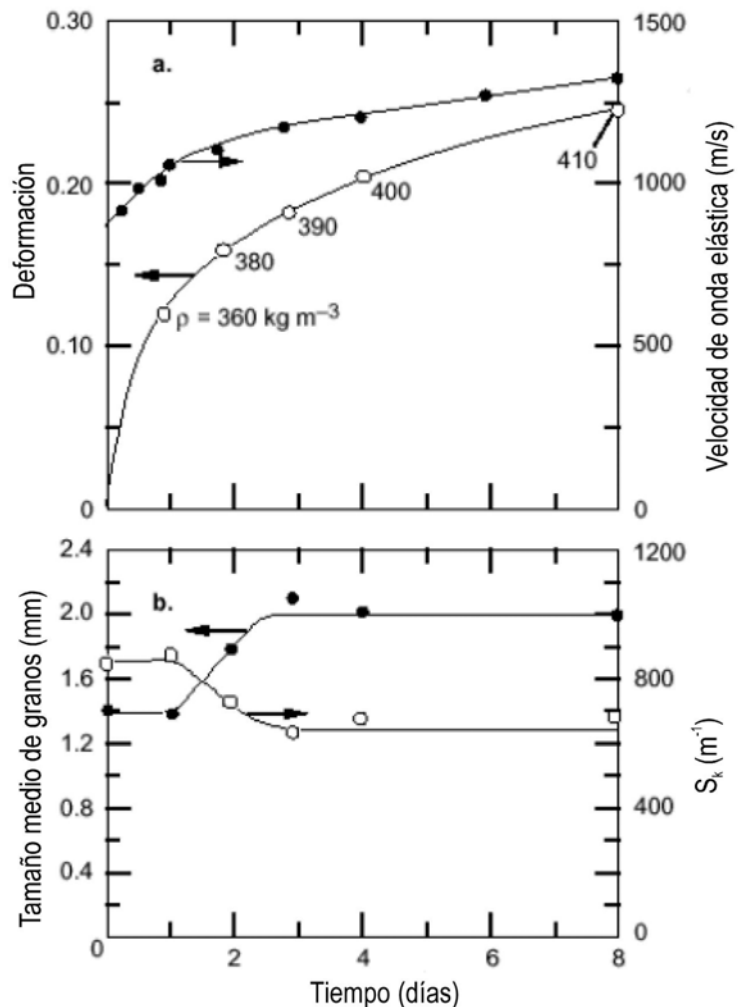
El manto de nieve es permeable al aire y al agua, pero con temperaturas inferiores a 0°C no es posible la existencia de agua libre. La permeabilidad al agua de la nieve de la temporada es, en general, superior a 1 cm/s y, en la nieve fresca, superior incluso a 10 cm/s.

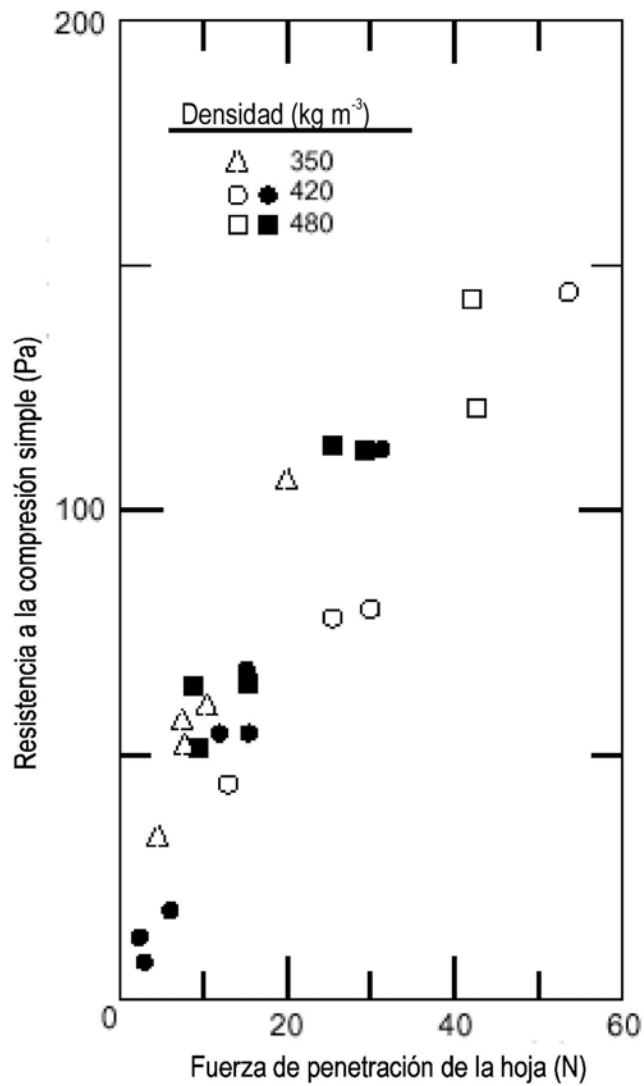
3.905.914 Energía de Disgregación. Hasta la fecha, no existen estudios que establezcan con suficiente confianza la energía de disgregación (la energía necesaria para separar los granos de hielo) del manto de nieve.



a) Conductividad eléctrica AC de muestras de nieve de diversas edades, como función de la frecuencia. Los cambios de la textura de la nieve se muestran de manera esquemática.

b) Velocidad de onda elástica con cambios de densidad (ρ) de la nieve, y reptación a carga constante. Para diversos tamaños medios de granos y superficies específicas (S_k) de contacto entre granos, como función del tiempo.





- a) Resultados de empujar en el manto de nieve una gruesa hoja de acero con cierta carga y a tasa constante.

SECCION 3.906 VARIABILIDAD REGIONAL DE LAS CARACTERISTICAS GENERALES DEL MANTO NIVAL

3.906.1 COTA MINIMA DE LA NIEVE PERMANENTE Y LINEA DE NIEVE

La cota mínima de la nieve permanente es aquella cota por sobre la cual las condiciones climáticas no alcanzan a destruir el manto de nieve invernal. También puede definirse esta cota como la de línea de nieves más alta, entendiendo por línea de nieve la cota inferior a que se encuentra el manto de nieve en un cierto momento.

La línea de nieve no es una cota perfectamente definida y su posición, en cualquier momento, depende de los montos de precipitación nival, de las condiciones climáticas generales y del relieve. Así, es posible observar que en depresiones del terreno se observa nieve a cotas más bajas, por la mayor acumulación de nieve en esas depresiones o porque el manto de nieve está más protegido de los agentes meteorológicos que lo destruyen. En el hemisferio Sur, y en Chile, en laderas expuestas al Norte, que reciben mayor radiación solar, el límite inferior de las nieves es más alto. También es más alto en las laderas que miran al Oeste y cerca de las cumbres, por efecto de erosión eólica de los vientos desde el Oeste. Asimismo, y de manera general, la línea de nieve es más alta en el flanco occidental de la cordillera, donde los montos de precipitación son más elevados que en el flanco oriental. Considerando todo lo anterior, la línea de nieve en una cierta región es solamente una media de la cota del límite inferior del manto de nieve, y normalmente varía en a lo menos +/- 200 m.

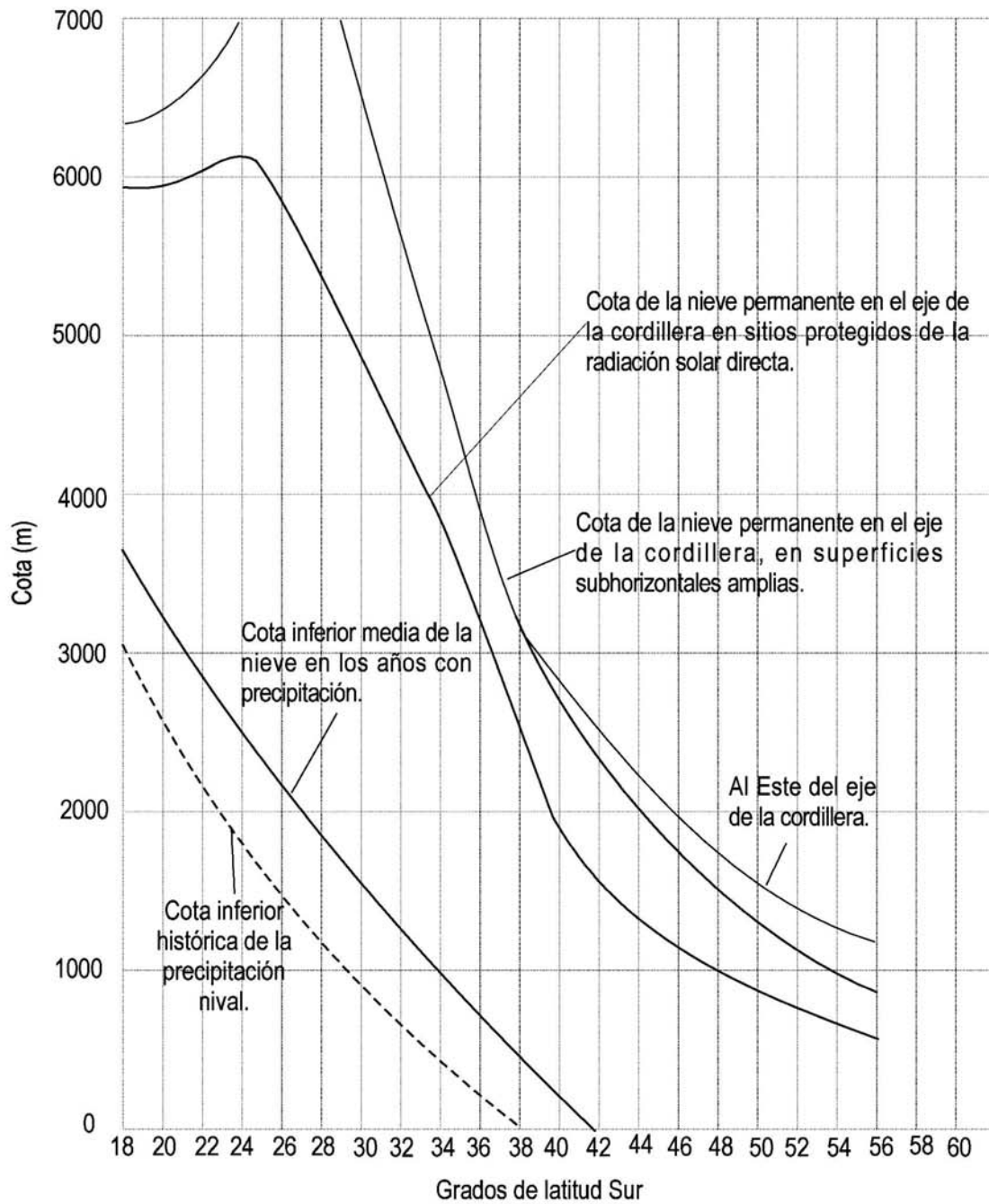
En la Lámina 3.906.1.A se muestra una aproximación general al valor de la cota mínima media de la nieve permanente a lo largo del eje de la cordillera y también en territorios ubicados al Este del eje de la cordillera (en áreas de menor precipitación) en la región austral, tanto en superficies subhorizontales y expuestas a los agentes climáticos, como en sectores protegidos. Debe considerarse que la cota mínima de la nieve permanente tiene la misma variabilidad arriba señalada para la línea de nieve y que, en áreas de escasa precipitación, pueden producirse una serie de temporadas sin precipitación alguna lo cual incrementa temporalmente la cota mínima.

La sinuosidad que muestra la línea de la cota mínima de la nieve permanente obedece esencialmente a la variabilidad en el monto de las precipitaciones. La cordillera al Norte de los 28° de latitud Sur recibe durante los meses de verano la precipitación provocada por el ciclón amazónico, mientras que desde los 30 ° latitud Sur hacia el Sur la precipitación es aquella asociada al frente polar, incrementándose hacia el Sur y produciendo mantos de nieve de mayor espesor y con cada vez mejor posibilidad de permanencia a menor cota.

3.906.2 COTA MINIMA HISTORICA DE LA PRECIPITACION NIVAL

Los registros históricos de precipitación nival en Chile son virtualmente inexistentes y se remontan, en el mejor de los casos, a las últimas decenas de años. Así y todo se considera importante indicar la posible variación, a lo largo del país, de la cota mínima de precipitación nival en el registro histórico (escrito y de transmisión oral), como se muestra en la Lámina 3.906.1.A. Esto, porque para evaluar el riesgo de avalanchas, debe establecerse la cota a la cual se inician las acumulaciones significativas (más de 0,5 m de espesor) de nieve y esta cota se encuentra aproximadamente 1.000 m por sobre la cota mínima de nieve. En otras palabras, considerando exclusivamente la cota del terreno y el registro histórico de la cota mínima en que se ha producido precipitación nival, el peligro de inicio de avalanchas comienza a una cota ubicada aproximadamente 1.000 m +/- 200 m por sobre la cota mínima histórica de precipitación nival.

En las zonas costeras, la cota mínima histórica de precipitación nival se ubica, en latitud, algo más al Sur que una cota similar alejada del sector costero, debido a la influencia templadora del ambiente marino. La curva que dibuja la cota mínima histórica de la precipitación nival a diferentes latitudes, no muestra las sinuosidades de la línea de nieve permanente, pues no depende de los montos de precipitación, solamente de la ocurrencia en, algún momento en el tiempo, de precipitación con baja temperatura atmosférica.



La ocurrencia ocasional de granizo no se considera al evaluar la cota mínima histórica de precipitación nival.

3.906.3 COTA MINIMA MEDIA ANUAL DE LA PRECIPITACION NIVAL

La cota mínima media anual a la que ocurre la precipitación nival en las diversas latitudes a lo largo de Chile forma una curva similar a la mínima histórica (ver Lámina 3.906.1.A), pero se ubica aproximadamente 500 m por sobre esta última. En las regiones áridas es posible que no ocurra precipitación durante una secuencia de años, pero en los años en que se produce precipitación la cota mínima media anual en que ella es normalmente con forma de precipitación sólida, es la que se indica en la curva arriba citada.

Las acumulaciones de nieve de espesor suficiente para generar avalanchas normalmente se encuentra del orden de 700 +/- 200 m por sobre la cota mínima media anual de la precipitación nival.

3.906.4 CUMULACIONES NIVALES MAXIMAS MEDIAS ANUALES

Una estimación preliminar de las acumulaciones nivales máximas que pueden esperarse de las precipitaciones medias anuales se indica, por latitud, en la Tabla 3.906.4.A. Estas acumulaciones son aquellas que pueden encontrarse en las máximas cotas de la latitud, donde la precipitación es mayor. A menor altura las acumulaciones serán menores, variaran con los efectos orográficos y podrán ser mayores o menores que las señaladas en la Tabla según los reales montos de precipitación en localidades particulares. Es posible que las máximas extremas incluso tripliquen las cifras de la Tabla 3.906.4.A, en particular en las latitudes bajas de clima seco, donde la precipitación media anual es a menudo la repartición en varios años de la precipitación caída en un solo temporal. Aún así, se entrega la Tabla con el propósito de orientar en cuanto a los espesores de nieve que pueden esperarse y con la advertencia que deben ser estimados apropiadamente en cada evaluación del riesgo y protección de avalanchas, para cada localidad.

TABLA 3.906.4.A
POSIBLES ACUMULACIONES NIVALES MAXIMAS ANUALES EN LAS MAS ALTAS CUMBRES DE LA CORDILLERA DE LOS ANDES, EN LA LATITUD Y SEGUN ESTIMACIONES DE LAS PRECIPITACIONES MEDIAS ANUALES.

LATITUD SUR, °	ACUMULACION MAXIMA, m de nieve
18	1,2
20	0,9
22	0,9
24	0,9
26	0,5
28	1,3
30	1,3
32	2,0
34	3,5
36	5,6
38	10,4
40	9,4
42	9,6
44	9,8
46	7,6
48	5,6
50	8,5
52	10,0
54	5,6
56	3,8

Notas: Las acumulaciones pueden duplicarse en años de precipitaciones extremas. A menor cota, las acumulaciones se reducen hasta ser cero en la cota inferior del manto de nieve. Las irregularidades que muestra la variación del monto de las acumulaciones se relaciona, además de los factores climáticos, con las diferentes cotas máximas que se encuentran en las diversas latitudes.

3.906.5 ACUMULACIONES NIVALES MAXIMAS EN UNA SOLA TORMENTA

Un somero análisis de las precipitaciones a lo largo del país indica que en el Norte los montos de precipitación son bajos, pero las precipitaciones caen de manera concentrada, mientras que en el Sur las precipitaciones son altas pero ellas se distribuyen a lo largo del año. Ambos efectos conducen a un resultado en cierto modo similar en cuanto a los montos máximos de acumulaciones de nieve en un solo temporal; entre las latitudes de 18° y 24° Sur (donde las precipitaciones se relacionan principalmente con el centro de baja presión sobre el Amazonas) las acumulaciones máximas de nieve en una sola tormenta son del orden de un metro, en las latitudes 25° y 26° Sur (normalmente el límite Sur de las tormentas asociadas a la baja presión amazónica) son del orden de 0,5 a 0,7 m, mientras que al Sur de la latitud de 27° y 28° Sur (donde las precipitaciones más intensas se vinculan al paso de frentes polares) es del orden de dos metros.

3.906.6 DENSIDADES DEL MANTO DE NIEVE

Las densidades iniciales del manto de nieve en Chile varían de Norte a Sur estrechamente ligadas a la cota y temperatura de la precipitación. Así, las densidades iniciales del manto de nieve en las cercanías de la cota mínima de precipitación nival son similares a las que se señalan en la Lámina 3.905.702.A, Figura b), mientras que aquellas que ocurren a cotas substancialmente mayores (1.500 o más metros), son similares a las que se señalan en la Lámina 3.905.702.A, Figura a).

3.906.7 DENSIFICACION DEL MANTO DE NIEVE

Del mismo modo como las densidades iniciales del manto de nieve se relacionan estrechamente con la cota y temperatura de precipitación, también la densificación del manto de nieve se relaciona con estas variables además de aquella que representa la carga de nieve sobrepuesta. Así, las variaciones de la densidad con el tiempo son como se muestran en la Lámina 3.905.702.A. Es conveniente hacer notar que la curva de la Lámina muestra un valor medio, y que variaciones en la densidades iniciales han sido del orden de hasta 20%.

SECCION 3.907 MEDICIONES EN EL MANTO DE NIEVE

3.907.1 CLASIFICACION INTERNACIONAL DE LA NIEVE DE TEMPORADA DEPOSITADA SOBRE EL SUELO

La clasificación internacional de la nieve de temporada depositada sobre el suelo ha sido propuesta por un comité de la Comisión Internacional de Nieve y Hielo, con el propósito de aunar criterios de diferentes grupos de usuarios y así simplificar el uso e intercambio de información. Ha sido establecida de manera que las observaciones pueden hacerse con simples métodos visuales o con el empleo de instrumentos simples.

Se han definido símbolos alfanuméricos y gráficos para la caracterización de tipos de nieve, como se muestra más adelante. El Numeral 3.907.101 describe los aspectos fundamentales que determinan las características físicas de las masas de nieve, incluyendo la nieve fresca y depósitos como escarcha y escarchilla. El Numeral 3.907.102 trata de otras mediciones que caracterizan el manto de nieve, incluyendo rasgos de la superficie.

3.907.101 Características Primarias de la Nieve Depositada. El manto de nieve se compone generalmente de diferentes estratos, cada uno de los cuales es relativamente homogéneo. Las características de la nieve depositada deben describirse para cada uno de los estratos, sin embargo, inhomogeneidades siempre se producen en grandes escalas y pueden producirse dentro de un mismo estrato por causas como el viento y otras; estas características pueden describirse clasificando la nieve en las zonas perturbadas aparte, haciendo una descripción adicional con la extensión y forma de la perturbación. Tres tipos de cuerpos de hielo que generalmente se encuentran en los mantos de nieve se describen: lentes subhorizontales, canales y embudos verticales y hielo en la base.

La nieve es muy porosa y a veces contiene agua líquida, de manera que en el caso general la nieve puede considerarse como una mezcla de hielo, aire y agua. El hielo está en forma de cristales o granos, habitualmente entrelazados para formar una estructura con cierto grado de resistencia mecánica. La característica física de una masa de nieve depende, como la de muchos otros materiales, de su textura, su temperatura y la proporción relativa de sus constituyentes, de manera que la diferenciación primaria entre diversos tipos de nieve se basa en sus características físicas. Estas características primarias se indican a continuación.

3.907.101(1) Densidad. La densidad es la masa por unidad de volumen. Se señala con el símbolo ρ y se describe en kg/m^3 . La masa se determina normalmente pesando la nieve de volumen conocido, empleando tubos de muestreo de longitudes y diámetros determinados. A veces la densidad total y la densidad seca se miden separadamente.

3.907.101(2) Forma de los Granos. La forma de los granos se señala con el símbolo F y se clasifica como se indica en las Tablas 3.907.101(2).A y B. En esta Tabla la clasificación morfológica se complementa con una clasificación orientada a identificar el proceso de formación, con el propósito de ayudar a los usuarios en la interpretación física de sus observaciones.

TABLA 3.907.101(2).A
CLASIFICACION DE LAS FORMAS DE LOS GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE

CLASIFICACION MORFOLOGICA				PROCESO DE FORMACION	
SIMB	SIMBOL. GRAFICA	SUBCLASE	FORMA	LUGAR DE FORMACION	PROCESO
1. PARTICULAS DE PRECIPITACION				En la atmósfera	
1a		Columnas	Cristal corto, prismático, sólido o hueco		
1b		Agujas	Forma aguzada, aproximadamente cilíndrica		
1c		Placas	Forma de placa, mayormente hexagonal		
1d		Estrellas dendríticas	Forma de estrella, hexagonal, plana o espacial		
1e		Cristales irregulares	Aglomerados de cristales muy pequeños		
1f		Granizo blando	Partículas con abundante escarchilla		
1g		Granizo	Estructura interna laminar, transparente o lechosa, superficie vidriada		
1h		Grano de hielo	Transparente, mayormente pequeñas esferas		
2. PARTICULAS DE PRECIPITACION EN DESCOMPOSICION Y FRAGMENTADAS					
2a		Partícula de precipitación, parcialmente descompuesta	Partículas parcialmente redondeadas, aún se reconocen las formas características de la precipitación	Nieve recientemente depositada	Redondeamiento inicial y separación
2b		Partículas muy fragmentadas	Esquirlas o fragmentos redondeados de partículas de precipitación, compactas	Estrato formado principalmente por saltación	Partículas fragmentadas por el viento, inicialmente fracturadas y luego redondeadas por sus tamaños menores
3. GRANOS REDONDEADOS (MONOCRISTALES)				Nieve seca	
3a		Partículas pequeñas y redondeadas	Partículas bien redondeadas, de tamaño <0,5 mm, comúnmente bien unidas		Formas pequeñas en equilibrio
3b		Partículas grandes y redondeadas	Partículas bien redondeadas de tamaño <0,5 mm		Formas grandes en equilibrio
3c		Formas mixtas	Partículas redondeadas, con algunas facetas en desarrollo		Formas de transición con incremento de la gradiente de temperatura
4. CRISTALES FACETEADOS				Nieve seca	
4a		Cristales faceteados, sólidos	Cristales faceteados sólidos; normalmente prismas hexagonales		Formas sólidas de crecimiento kinético
4b		Partículas faceteadas pequeñas	Cristales faceteados pequeños en estratos superficiales; tamaño <0,5 mm	Cerca de la superficie	Formas de crecimiento kinético en etapa temprana de desarrollo

CLASIFICACION MORFOLOGICA				PROCESO DE FORMACION	
SIMB	SIMBOL. GRAFICA	SUBCLASE	FORMA	LUGAR DE FORMACION	PROCESO
4c		Formas mixtas	Partículas faceteadas con redondeamiento reciente de las facetas		Forma de transición mientras la gradiente de temperatura desciende
5. CRISTALES CON FORMA DE COPA; ESCARCHA PROFUNDA				Nieve seca	
5a		Cristales con forma de copa	Cristales estriados, con formas de copa; comúnmente huecos		Cristales de crecimiento kinético, huecos o parcialmente sólidos, con forma de copa
5b		Columna o escarcha profunda	Cristales grandes, con formas de copa, estriados, huecos, dispuestos en columnas		Grandes cristales con forma de copa, de crecimiento kinético, dispuestos en columnas,
5c		Cristal columnar	Cristal columnar, muy grande, con eje c horizontal, tamaño 10 a 20 mm		Etapa de crecimiento final de la escarcha profunda, con alto gradiente de temperatura en nieve de baja densidad
6. GRANOS MOJADOS				Nieve mojada	
6a		Aglomeración de granos redondeados	Aglomeración de cristales redondeados, unidos por cuellos de hielo; agua entre cristales		Aglomeración de granos sin ciclos de fusión-congelamiento
6b		Policristales redondeados	Cristales individuales congelados en un grano de policristal sólido; puede observarse mojado o recongelado		Policristal con fusión y congelamiento
6c		Nieve saturada	Cristales redondeados, separados, completamente inmersos en agua		Cristales individuales, pobremente unidos por cuellos
7. CRISTALES LIVIANOS					
7a		Cristal de escarcha de superficie	Cristales estriados, comúnmente livianos; orientados; comúnmente planos, a veces con forma de aguja	Superficie de la nieve fría	Forma de crecimiento kinético, en el aire
7b		Escarcha en cavidad	Cristal que crece en cavidades, estriado, liviano o plano; de orientación aleatoria	Cavidades en la nieve; algunas formas pueden crecer en nieve de baja densidad con gradientes de temperatura extremos	Forma de crecimiento kinético, en cavidades
8. MASAS DE HIELO					
8a		Lente de hielo	Estrato horizontal de hielo	Estrato de hielo enterrado en la nieve que sufre fusión y recongelamiento	Lente de hielo por recongelamiento de agua que drena; comúnmente mantiene cierto grado de permeabilidad
8b		Columna de hielo	Cuerpo de hielo vertical	Dentro de estratos	Columna de hielo por recongelamiento de agua que drena

CLASIFICACION MORFOLOGICA				PROCESO DE FORMACION	
SIMB	SIMBOL. GRAFICA	SUBCLASE	FORMA	LUGAR DE FORMACION	PROCESO
8c		Hielo basal	Estrato de hielo basal	En la base del manto de hielo	Hielo se forma por congelamiento de agua estancada
9. DEPOSITOS EN SUPERFICIE Y COSTRAS					
9a		Escarcha	Escarcha blanda: depósito irregular; escarcha dura: pequeñas gotas de agua sobre-enfriada congeladas en el lugar	Superficie	Escarcha de superficie
9b		Costra de lluvia	Pátina vidriada y delgada, o estrato superficial claro	Superficie	Gotas de agua de lluvia, congeladas en la superficie
9c		Costra de sol	Pátina vidriada delgada, o película superficial	Superficie	Agua de fusión recongelada en superficie
9d		Costra de viento	Partículas pequeñas, rotas o erosionadas, compactadas; buena sinterización	Superficie	Costra de viento
9e		Costra de fusión-congelamiento	Costra de policristales reconocidamente originados por fusión y congelamiento	Cerca de la superficie	Costra de partículas formadas por fusión y congelamiento

TABLA 3.907.101(2).B
INFORMACION ADICIONAL PARA LA CLASIFICACION DE LAS FORMAS DE LOS GRANOS DE HIELO EN EL MANTO DE NIEVE.

INFORMACION ADICIONAL SOBRE PROCESOS FISICOS Y RESISTENCIA				
SIMB.	SUBCLASE	PROCESO FISICO	DEPENDENCIA DE LOS PARAMETROS MAS IMPORTANTES	EFFECTO COMUN SOBRE LA RESISTENCIA
1. PARTICULAS DE PRECIPITACION				
1a	Columnas	Crecimiento a alta sobresaturación, a -3° a -8°C y bajo -22°C		
1b	Agujas	Crecimiento a alta sobresaturación, a -3° a -5°C		
1c	Placas	Crecimiento a alta sobresaturación, a 0°C a -3°C, o de -8°C a -25°C		
1d	Estrellas dendríticas	Crecimiento a alta sobresaturación, a temperaturas entre -12° y -16°C		
1e	Cristales irregulares	Policristales creciendo en variadas condiciones ambientales		
1f	Granizo blando	Fuerte escarcha sobre partículas, por acreción de agua sobre-enfriada		
1g	Granizo	Crecimiento por acreción de agua sobre-enfriada		
1h	Grano de hielo	Lluvia congelada		

INFORMACION ADICIONAL SOBRE PROCESOS FISICOS Y RESISTENCIA				
SIMB.	SUBCLASE	PROCESO FISICO	DEPENDENCIA DE LOS PARAMETROS MAS IMPORTANTES	EFFECTO COMUN SOBRE LA RESISTENCIA
2. PARTICULAS DE PRECIPITACION EN DESCOMPOSICION Y FRAGMENTADAS				
2a	Partículas de precipitación, parcialmente descompuestas	Reducción del área de superficie para disminuir la energía libre con bajos gradientes de temperatura	La velocidad de descomposición se reduce con la disminución de la temperatura de la nieve y disminución de la gradiente de temperatura	La resistencia decrece con el tiempo; las dendritas dispuestas inicialmente como una capa tienen una resistencia inicial modesta
2b	Partículas muy fragmentadas	Partículas fragmentadas son bien compactadas por el viento; la fragmentación es seguida por redondeamiento y crecimiento	La fragmentación y la compactación se incrementan con la velocidad del viento	La rápida sinterización produce un rápido incremento de la resistencia
3. GRANOS REDONDEADOS (MONOCRISTALES)				
3a	Partículas pequeñas y redondeadas	Reducción del área de superficie específica mediante la lenta disminución del número de granos e incremento del diámetro medio de los granos; formas de equilibrio pueden ser parcialmente facetadas a bajas temperaturas	La tasa de crecimiento aumenta con el incremento de la temperatura y de la gradiente de temperatura; crecimiento más lento en nieve de alta densidad y poros pequeños	La resistencia incrementa con el tiempo, la densidad y con el tamaño decreciente de los granos
3b	Partículas grandes y redondeadas	Difusión del vapor de grano a grano, debido al gradiente de temperatura bajo a medio; el exceso promedio de la densidad del vapor permanece bajo el valor crítico para el crecimiento kinético	Igual que arriba	La resistencia incrementa con el tiempo y la densidad, y con el tamaño decreciente de los granos
3c	Formas mixtas	El régimen de crecimiento cambia si la gradiente de temperatura se incrementa sobre el valor crítico de aproximadamente 10°C/m	Los granos cambian en respuesta al incremento de la gradiente de temperatura	Reducción de la sinterización puede disminuir la resistencia
4. CRISTALES FACETEADOS				
4a	Cristales facetados, sólidos	Fuerte difusión de vapor de grano a grano debido a un gran gradiente de temperatura; exceso de densidad de vapor por sobre valores críticos para crecimiento kinético	La tasa de crecimiento aumenta con la temperatura, la gradiente de temperatura y la densidad decreciente; puede no producirse en nieve de alta densidad debido al pequeño tamaño de los poros	La resistencia decrece con el incremento de la tasa de crecimiento y con el tamaño de los granos
4b	Partículas facetadas pequeñas	Puede desarrollarse directamente desde formas 1 o 2a debido a la fuerte gradiente de temperatura cerca de la superficie	La gradiente de temperatura puede cambiar de signo periódicamente, pero permanece en un alto valor absoluto	Nieve de baja resistencia

INFORMACION ADICIONAL SOBRE PROCESOS FISICOS Y RESISTENCIA				
SIMB.	SUBCLASE	PROCESO FISICO	DEPENDENCIA DE LOS PARAMETROS MAS IMPORTANTES	EFECTO COMUN SOBRE LA RESISTENCIA
4c	Formas mixtas	Granos facetados están redondeados debido a la disminución de la gradiente de temperatura		
5. CRISTALES CON FORMA DE COPA; ESCARCHA PROFUNDA				
5 ^a	Cristales con forma de copa	Crecimiento muy rápido con fuerte gradiente de temperatura	Se incrementa la formación con el mayor flujo de vapor	Normalmente frágil, pero la resistencia aumenta con la densidad
5b	Columna o escarcha profunda	Disposición intergranular en columnas; la mayoría de los cuellos laterales entre las columnas han desaparecido durante el crecimiento de los cristales	La nieve se ha recrystalizado casi totalmente; alta tasa de recrystalización durante un largo período con la nieve en baja densidad y alta temperatura externa facilita la formación	Nieve muy frágil
5c	Cristal columnar	Se desarrollan desde etapas previas descritas arriba; cierta formación de cuellos se produce y se inician nuevos cristales	Se requiere un tiempo más largo que para cualquier otra forma de cristal de nieve	Retorna cierta resistencia
6. GRANOS MOJADOS				
6 ^a	Aglomeración de granos redondeados	Nieve mojada con bajo contenido de agua, en régimen pendular; se forman aglomerados para minimizar la energía libre de superficie	El agua de fusión puede drenarse; demasiada agua conduce a la saturación; el congelamiento conduce a la formación de partículas de fusión y congelamiento	Cuellos entre los granos producen cierta resistencia
6b	Policristales redondeados	Nieve mojada con bajo contenido de agua; ciclos de fusión-congelamiento forman policristales cuando se recongela el agua en los espacios entre cristales	El tamaño de las partículas se incrementa con el número de ciclos de fusión-congelamiento; la penetración de la radiación con el tiempo restablece la forma 6a; el exceso de agua conduce a la forma 6c	Alta resistencia en condición de congelamiento; resistencia baja en condiciones mojadas; resistencia aumenta con el número de ciclos de fusión-congelamiento
6c	Nieve saturada	Alto contenido de líquido; forma de equilibrio del hielo en agua	El drenaje de agua se bloquea por estrato impermeable o la superficie del suelo; se agrega mucha energía al manto de nieve por radiación solar, alta temperatura del aire, o por agua líquida	Poca resistencia debido a la descomposición de los cuellos
7. CRISTALES LIVIANOS				

INFORMACION ADICIONAL SOBRE PROCESOS FISICOS Y RESISTENCIA				
SIMB.	SUBCLASE	PROCESO FISICO	DEPENDENCIA DE LOS PARAMETROS MAS IMPORTANTES	EFFECTO COMUN SOBRE LA RESISTENCIA
7a	Cristal de escarcha de superficie	Crecimiento rápido de cristales en la superficie de la nieve por transferencia rápida de vapor de agua hacia la superficie de la nieve; la superficie de la nieve es enfriada por debajo de la temperatura ambiente del aire por enfriamiento por radiación	Incremento de la tasa de crecimiento por aumento del enfriamiento de la superficie de la nieve por debajo de la temperatura del aire, e incremento de la humedad relativa del aire	Frágil, resistencia al corte muy baja; la resistencia puede permanecer baja por períodos prolongados cuando se cubre de nieve fría
7b	Escarcha en cavidad	Cristales de forma de placas y livianos pueden crecer con altos gradientes de temperatura en huecos en la nieve, por ejemplo, cercanos a troncos de árboles, rocas o bajo costras de radiación solar		
8. MASAS DE HIELO				
8a	Lente de hielo	El agua de lluvia o de fusión de la superficie percola en la nieve fría donde se congela; el agua puede ser preferentemente retenida por estratos de grano fino, tales como uno formado como costra de viento	Depende de la coincidencia de agua percolando con ciclos de fusión y recongelamiento; mayor probabilidad de ocurrencia si la nieve está altamente estratificada	Los lentes de hielo son firmes pero la resistencia decrece a medida que la nieve se moja completamente
8b	Columna de hielo	El agua en conductos ramificados se congela debido a la conducción calórica en la nieve a <0°C	Los conductos ramificados pueden producirse de manera más común si la nieve está altamente estratificada; el congelamiento es mayor si la nieve está muy fría	
8c	Hielo basal	El agua se acumula sobre la superficie del suelo y se congela por la conducción calórica en el substrato frío	La formación sobresale si el substrato es impermeable y muy frío (por ejemplo, suelos helados)	Un estrato saturado muy débil puede formarse por sobre el hielo basal
9. DEPOSITOS EN SUPERFICIE Y COSTRAS				
9a	Escarcha	Adhesión sobre los granos en la superficie de nieve, de pequeñas gotitas sobre-enfriadas de vapor de agua	Se incrementa con la densidad de la niebla y la exposición al viento	Costra delgada, fácilmente fracturable, se forma si el proceso continúa por un período suficientemente prolongado
9b	Costra de lluvia	Ocurre por congelamiento de lluvia (o nieve mojada); forma una pátina vidriosa	La gotitas deben estar sobre-enfriadas pero se unen antes de congelarse	Costra delgada, fracturable

INFORMACION ADICIONAL SOBRE PROCESOS FISICOS Y RESISTENCIA				
SIMB.	SUBCLASE	PROCESO FISICO	DEPENDENCIA DE LOS PARAMETROS MAS IMPORTANTES	EFFECTO COMUN SOBRE LA RESISTENCIA
9c	Costra de sol	Estrato superficial recongelado tras fusión parcial por radiación solar; se reduce la absorción de radiación en onda corta por la pátina vidriosa; enfriamiento de la pátina por radiación en onda larga y evaporación; efecto invernadero para la nieve subyacente; vapor de agua se condensa bajo la pátina; puede desarrollarse como una cubierta de superficie suave y brillante de hielo transparente	Se construye durante período de tiempo despejado (enfriamiento en onda larga), temperatura del aire bajo 0°C y fuerte radiación (no debe confundirse con pequeñas costras de fusión-congelamiento); fusión puede producirse bajo la costra en nieve limpia	Costra delgada de hielo, habitualmente fracturable
9d	Costra de viento	Fragmentación y compactación de partículas de nieve transportadas por el viento; alto número de contactos entre las partículas y sus pequeños tamaños producen una rápida sinterización e incremento de resistencia	La dureza de la costra se incrementa con el viento, partículas de tamaño en disminución, y temperatura moderada	Costra dura, a veces fracturable
9e	Costra de fusión-congelamiento	Estrato recongelado (por ejemplo costra de viento) que fue humedecido con agua a lo menos una vez	El tamaño y densidad de las partículas se incrementa con el número de ciclos de fusión-congelamiento	La resistencia se incrementa con el número de ciclos de fusión-congelamiento

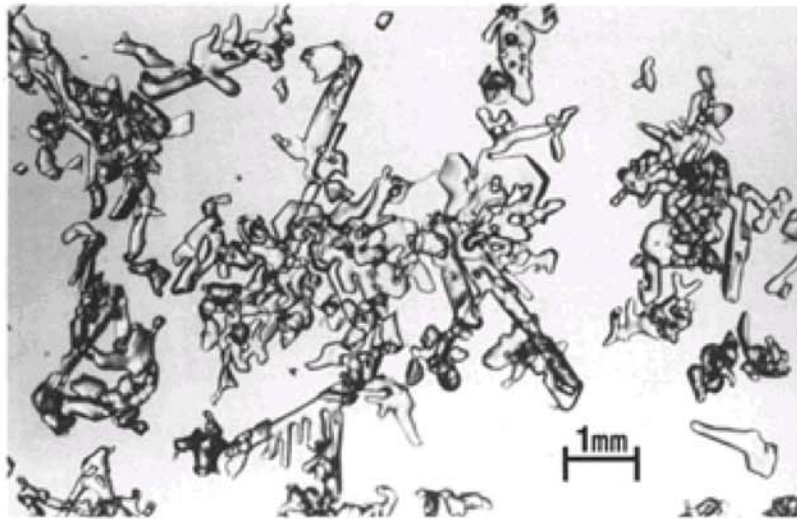
Para la clasificación de la forma, se emplean los números 1 a 9 para los tipos básicos de granos, y letras (*a, b, c*, etc.) para las subclasificaciones. Si existen mezclas de diferentes tipos de granos, las proporciones pueden expresarse como el número del decimal, por ejemplo *8F2aE0,5* y *2F1cE1,0*, donde el primer número es la fracción, *Fxx* indica la forma y *Exx* indica el tamaño. En el ejemplo, existe 80% de formas *F2a* y 20% de formas *F1c*. Los símbolos gráficos para los diferentes tipos en una mezcla pueden separarse con comas o, si se ha identificado una transición metamórfica entre los diferentes tipos, flechas indicando la dirección de la transición.

Atributos adicionales pueden emplearse para hacer más detallada la descripción de los granos. Ejemplos de estos atributos se señalan a continuación y también se muestran en las Láminas 3.907.101 A a E:

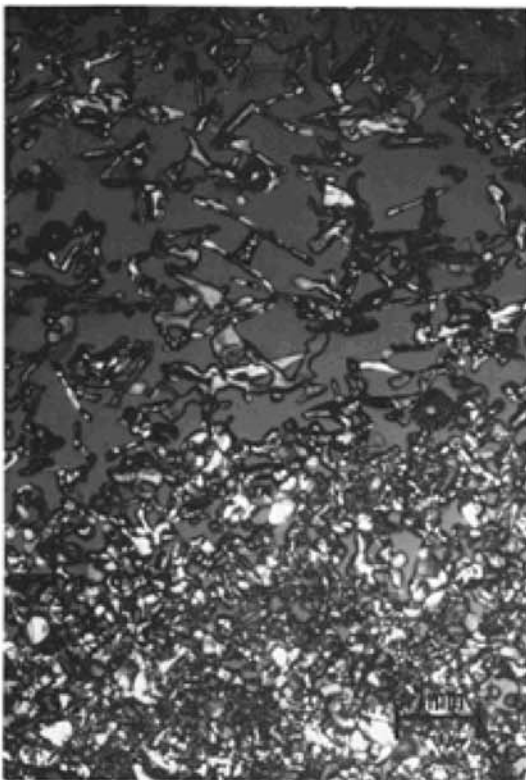
- Apariencia general: sólidos, huecos, rotos, erosionados, parcialmente fundidos, redondeados, angulares.
- Superficie del grano: facetas redondeadas, escalonadas o estriadas, escarchadas.
- Conexión entre granos: con cuellos, sin cuellos, tamaño del cuello, agrupados, número de cuellos por grano, textura orientada, ordenados en columnas.

Para observar la forma de los granos es conveniente contar con una lupa de bolsillo.

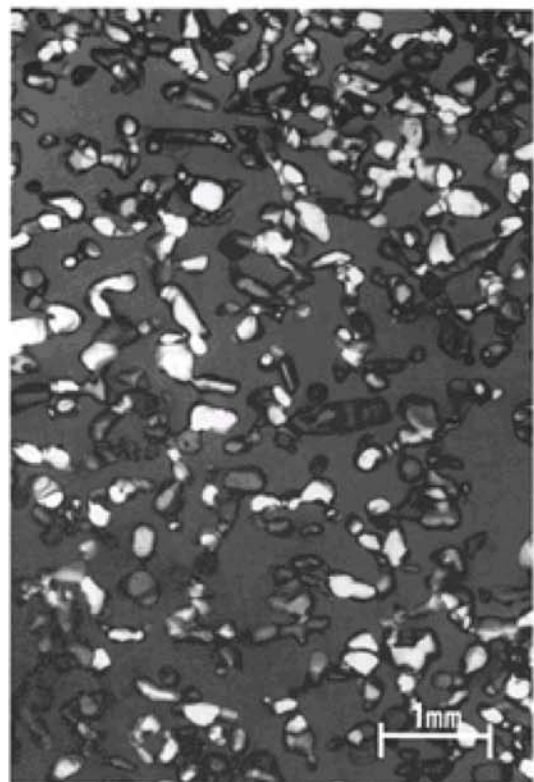
3.907.101(3) Tamaño de los Granos. El tamaño de los granos en una masa de nieve relativamente homogénea es el tamaño medio de sus granos más característicos. Para la descripción del tamaño del grano se emplea el símbolo *E* y como unidad el milímetro. Si existe una evidente mezcla de diferentes tipos y tamaños de granos, las diferentes clases se pueden caracterizar individualmente. El tamaño de un



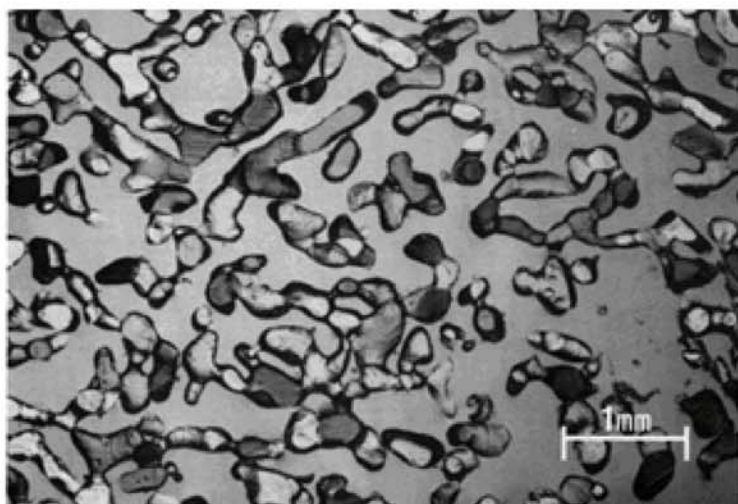
a) Clase 2a, partículas de precipitación, parcialmente descompuestas.



b) Clase 2b, partículas muy fracturadas (arriba) y costra de hielo (abajo).

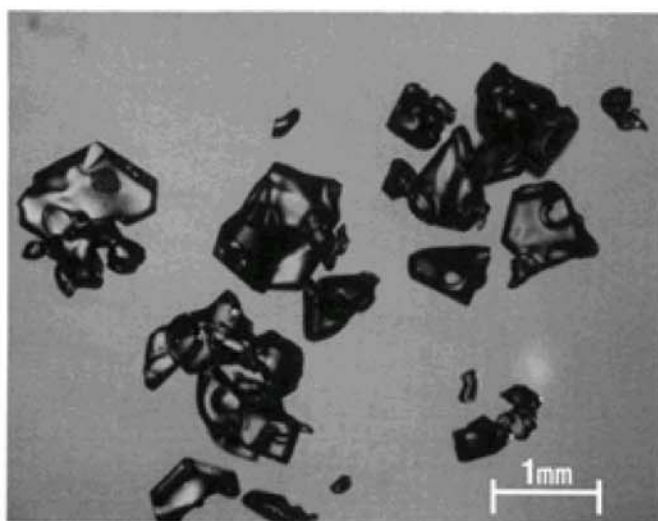


c) Clase 3a, partículas pequeñas redondeadas.

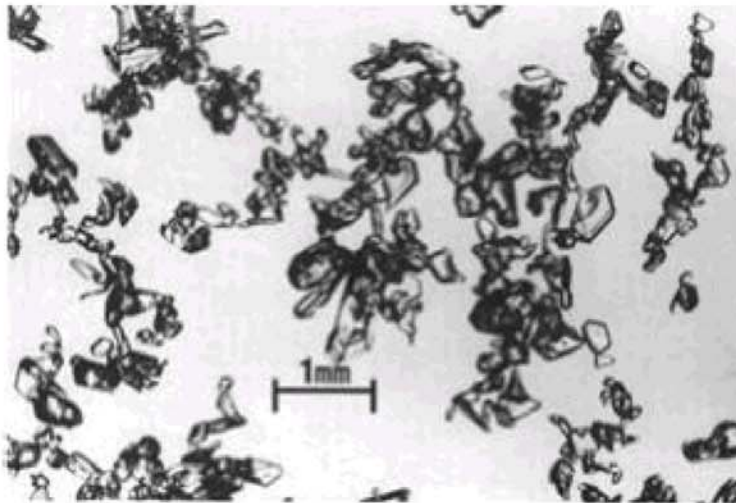


a) Clase 3b, partículas grandes redondeadas.

b) Clase 3c, formas mixtas, de partículas redondeadas con facetas en desarrollo.

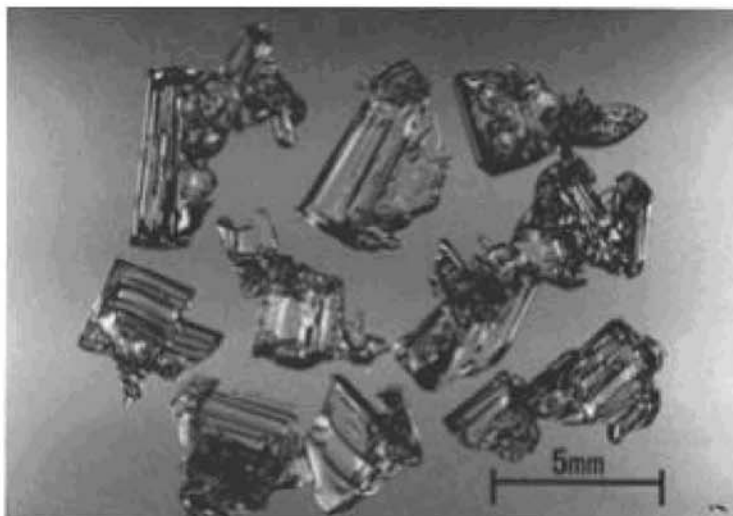
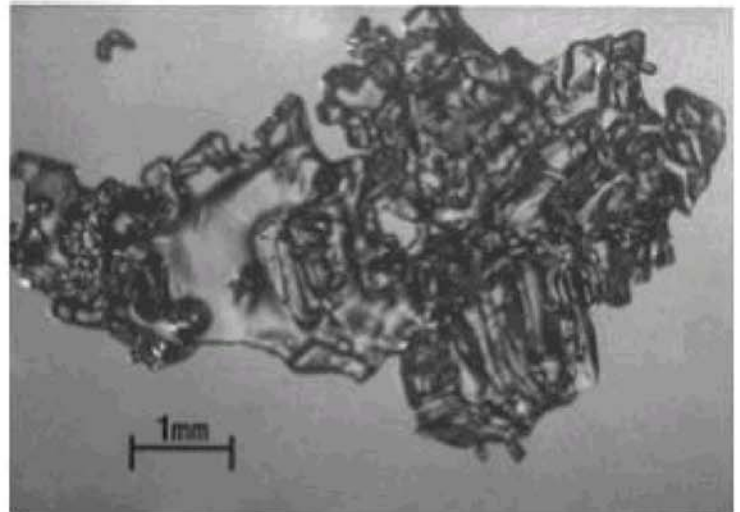


c) Clase 4a, partículas faceteadas, sólidas.

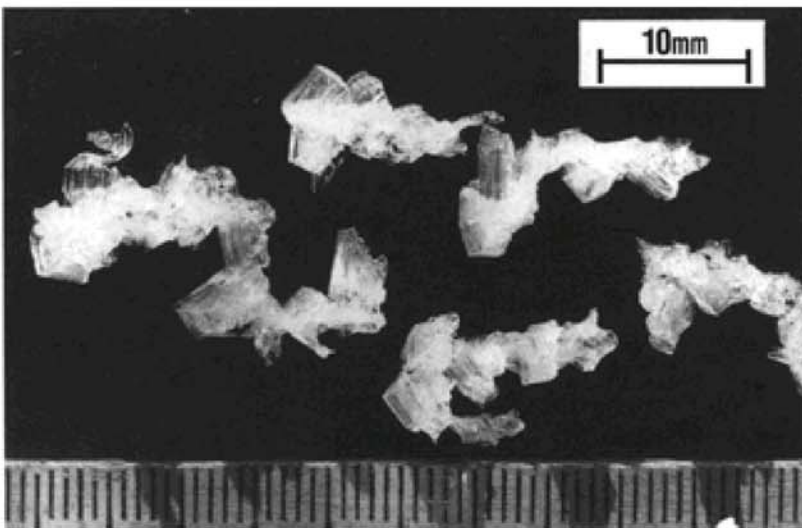


a) Clase 4b, partículas faceteadas pequeñas, en un estrato superficial.

b) Clase 4c, partículas faceteadas con redondeamiento reciente de las partículas.



c) Clase 5a, cristales con forma de copa, estriados.



a) Clase 5b, cristales con forma de copa, dispuestos en columnas.



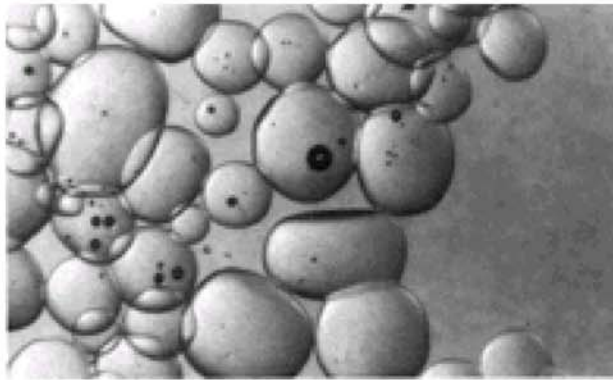
b) Clase 5c, grandes cristales columnares.



c) Clase 6a, aglomeración de cristales redondeados, con escaso contenido de agua líquida.

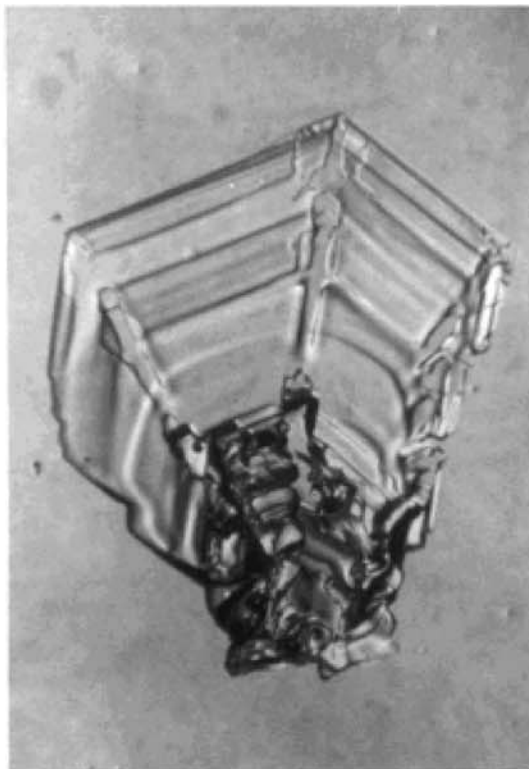
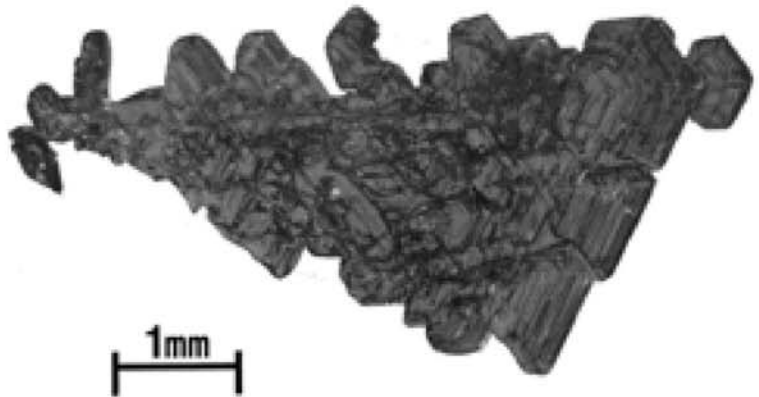


d) Clase 6b, partículas policristalinas, redondeadas, originadas en ciclos de fusión - congelamiento.

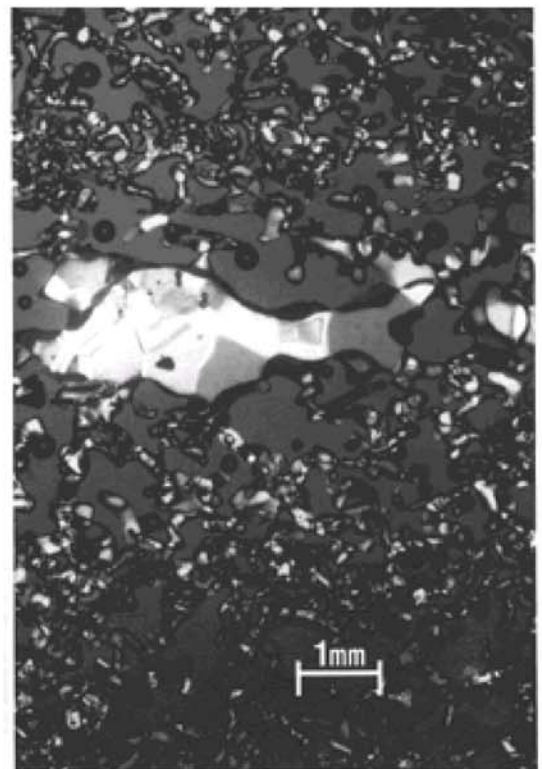


a) Clase 6c, nieve saturada.

b) Clase 7a, escarcha de superficie.



c) Clase 7b, cristal de escarcha en cavidad.



d) Clase 8a, costra de hielo horizontal (al centro), en nieve seca de Clase 3a (partículas pequeñas redondeadas).

grano, o partícula, es su mayor extensión, medida en milímetros. Otras definiciones pueden emplearse, pero deben estar claramente establecidas. Un método simple de emplear para las mediciones en terreno es el colocar la muestra de nieve sobre una placa confeccionada de papel milimétrico plastificado. El tamaño medio se estima comparando el tamaño de los granos con la separación de las líneas en el papel milimétrico, o bien anotando la estimación de tamaño de 10 o más granos, calculando el promedio y señalando los tamaños máximos y mínimos, lo cual es útil en el análisis de condiciones de nieve en avalanchas. Otro método simple de observar el tamaño de los granos es empleando una lupa de bolsillo con escala graduada marcada en el lente.

Los tamaños de granos pueden expresarse en milímetros, o bien emplear los siguientes términos:

- Muy fino, para tamaños inferiores a 0,2 mm,
- Fino, para tamaños entre 0,2 y 0,5 mm,
- Medio, para tamaños entre 0,5 y 1,0 mm,
- Grueso, para tamaños entre 1,0 y 2,0 mm,
- Muy grueso, para tamaños entre 2,0 y 5,0 mm y
- Extremo, para tamaños superiores a 5,0 mm.

A modo de ejemplo, granos de tamaño medio de 1,2 mm se clasifican como *E1,2* y se describen como de tamaño *grueso*.

3.907.101(4) Contenido de Agua Líquida. Las mediciones de contenido de agua líquida en el manto de nieve se señalan con el símbolo θ y se expresan como porcentaje del volumen (lo cual requiere medir también la densidad). Para las mediciones en terreno del contenido de agua líquida se emplean diversos métodos como: calorimetría caliente (fusión), calorimetría fría (congelamiento), dilución y mediciones dieléctricas. La clasificación general del contenido de agua líquida en el manto de nieve se muestra en la Tabla 3.907.101(4).A (ver también los Numerales 3.905.502 a 504).

El agua líquida fluye solamente si el contenido de agua irreducible (aquel que es retenido por capilaridad contra la atracción gravitacional) es excedido. El contenido de agua irreducible en el manto de nieve es normalmente del orden de 3% y depende significativamente de la textura del manto de nieve y de la forma y tamaño de los granos de hielo.

TABLA 3.907.101(4).A
CLASIFICACION DEL MANTO DE NIEVE, O SUS ESTRATOS, SEGUN EL CONTENIDO DE AGUA LIQUIDA

Descripción	Observaciones	Rango aprox.	Símbolo gráfico
Seco	Temperatura del manto de nieve normalmente bajo 0°C, pero nieve seca puede ocurrir a cual temperatura hasta 0°C. Granos de nieve sueltos, con escasa tendencia de adherirse unos a otros cuando se aprieta como para hacer una bola de nieve.	0%	
Húmedo	Temperatura de la nieve es 0°C. El agua no es visible, incluso con lupa de x10 de aumento. Cuando se comprime levemente, los granos de nieve tienen una clara tendencia de permanecer unidos.	<3%	I
Mojado	Temperatura de la nieve es de 0°C. El agua se reconoce con lupa de x10 de aumento por el menisco que se forma entre granos adyacentes, pero no puede extraerse agua apretando moderadamente una bola de nieve con la mano.	3-8%	II
Muy Mojado	Temperatura de la nieve es de 0°C. Se puede extraer agua de la nieve apretando moderadamente una bola de nieve con la mano.	8-15%	III
Saturado	Temperatura de la nieve es de 0°C. La nieve está saturada de agua.	>15%	IIII

3.907.101(5) Impurezas. La descripción del tipo y la cantidad de impurezas puede ser importante, en particular porque ellas pueden afectar las características físicas del manto de nieve y porque, en la

descripción de la nieve depositada en las sendas de avalanchas, ayuda a comprender el mecanismo de inicio y movimiento de las avalanchas. En la descripción de las impurezas se emplea el símbolo I y se expresan las impurezas como porcentaje del peso. El tipo de impurezas debe ser descrito totalmente. Las impurezas comunes son: polvo, arena, grava en depósitos de nieve de avalanchas, material orgánico y materiales solubles. Montos muy bajos de impurezas no afectan mayormente a las propiedades físicas del manto de nieve, pero son de interés para la hidrología y el ambiente (por ejemplo, ácidos) y normalmente se expresan en partes por millón del peso. El símbolo gráfico para las impurezas es $[\text{— — }]$, vale decir guiones largos.

3.907.101(6) Resistencia Mecánica de la Nieve. El símbolo para indicar la resistencia mecánica del manto de nieve es Σ . Las unidades empleadas en las mediciones de resistencia mecánica son Pa para los esfuerzos (con símbolo σ) y Pa-s para las tasas de aplicación de los esfuerzos. La deformación no tiene dimensión y se señala con el símbolo ϵ ; la tasa de deformación se expresa como s^{-1} . La resistencia mecánica de la nieve depende del estado del esfuerzo (compresión, tensión o cizalle), de la tasa de aplicación del esfuerzo, de la deformación y de la tasa de deformación. Adicionalmente y como la nieve suele no ser homogénea, depende también del volumen de la muestra. Para que las mediciones sean significativas, todos estos parámetros deben considerarse.

Las mediciones de resistencia mecánica de la nieve se realizan en una excavación, o pozo, en la nieve. Un instrumento empleado para mediciones de resistencia mecánica a la compresión, en las paredes de un pozo, es el penetrómetro de disco, con escala de presión graduada en kg y discos intercambiables de diferentes superficies (normalmente entre 0,1 y 100 cm²). Otros instrumentos son el cuadro y la veleta, ambos para pruebas de cizalle.

3.907.101(7) Dureza de la Nieve. La dureza de la nieve se expresa con el símbolo R y las unidades empleadas dependen del tipo de instrumento o prueba realizada, la cual debe ser especificada. La dureza se expresa en Newtons (1 N = 0,102 kg de fuerza). Un instrumento muy generalizado es la sonda de penetración Suiza (con extremo cónico de 60°, 40 mm de diámetro en la base, peso de la sonda de 10 N/m de peso, peso del martillo 10 N). Una prueba simple es la de la mano, en la cual diferentes objetos [ver Tabla 3.907.101(7).A] se insertan suavemente en la nieve, con fuerza de penetración de aproximadamente 50 N. La clasificación de la dureza de la nieve se indica en la Tabla 3.907.101(7).A.

**TABLA 3.907.101(7).A
CLASIFICACION DE LA DUREZA DE LOS ESTRATOS DE NIEVE EN EL MANTO DE NIEVE**

Descripción	Sonda de penetración Suiza (N)	Orden de magnitud de la resistencia (Pa)	Prueba manual de penetrabilidad	Símbolo	Símbolo gráfico
Muy baja	0 – 20	0 - 10 ³	Puño	R1	
Baja	20 – 150	10 ³ – 10 ⁴	4 dedos	R2	/
Media	150 – 500	10 ⁴ – 10 ⁵	1 dedo	R3	x
Alta	500 – 1000	10 ⁵ – 10 ⁶	Lápiz	R4	//
Muy alta	>1000	>10 ⁶	Hoja de cuchillo	R5	#
Hielo				R6	■ ■ ■

3.907.101(8) Temperatura. La temperatura de la nieve se expresa con el símbolo T y se mide en °C. A veces es conveniente registrar la temperatura de otros elementos, para los cuales se emplean los siguientes símbolos:

- Temperatura del aire a 1,5 m sobre la superficie de nieve T_a
- Temperatura de la superficie de la nieve T_s
- Temperatura del suelo T_g
- Temperatura en un perfil de temperatura, a la altura H (m) sobre la superficie del suelo (ejemplo 0,5 m) $TH_{0,5}$
o bajo la superficie de nieve (ejemplo 0,7 m) $TH_{-0,7}$.

Un ejemplo de la temperatura del suelo, a una profundidad H bajo la superficie del suelo, es $TgH0,3,-2$ indica que la temperatura del suelo, medida a 0,3 m bajo la superficie del suelo, es de -2 °C.

3.907.101(9) Espesor de Estratos. El espesor de los estratos en el manto de nieve se señala con el símbolo L y se indica en centímetros. En el caso de costra o lentes de hielo, es conveniente expresar su extensión horizontal. En el caso de columnas irregulares de hielo, que corresponden a los conductos de infiltración de aguas, deben señalarse sus diámetros y sus separaciones.

3.907.102 Mediciones y Descripciones Adicionales en el Manto de Nieve.

3.907.102(1) Perfiles en el Manto de Nieve. El perfil en un manto de nieve puede describirse clasificando la nieve de cada estrato como se indicó anteriormente en el Numeral 3.907.101, agregando las mediciones que se indican en la Tabla 3.907.102(3).A. Deben señalarse las ubicaciones (coordenadas verticales) de los límites de cada estrato con relación a la superficie del suelo; solamente en el caso que no se alcance, o no se conozca, la superficie del suelo, puede emplearse como referencia la superficie de la nieve, empleando valores negativos de las coordenadas verticales.

Los símbolos H , HS y HN deben emplearse en todas las medidas verticales, independientemente del hecho que ellas puedan tomarse en sitios donde la superficie de la nieve es horizontal o inclinada. Sin embargo, si las mediciones se realizan en una cara perpendicular a una superficie de nieve inclinada, esto debe indicarse empleando los símbolos D , DS y DN .






3.907.102(2) Rugosidad de la Superficie. La rugosidad de la superficie se señala con el símbolo S y el tipo de rugosidad con las letras minúscula a a e según se indica en la Tabla 3.907.102(3).B. La rugosidad de la superficie no se refiere a aquella debida a la naturaleza granular de la nieve, sino a la rugosidad que es producida por el viento, la lluvia, evaporación irregular o fusión irregular. La profundidad media de la rugosidad se expresa en milímetros y se puede combinar con el símbolo apropiado, por ejemplo $Sc150$ indica que se trata de irregularidades del tipo de canales cóncavos (por ejemplo el caso de nieve penitente) de 150 mm de profundidad. Es conveniente, como observación, anotar la dirección geográfica preferente que muestran las rugosidades y el largo de onda.

3.907.102(3) Capacidad de la Superficie de Soportar Cargas. La capacidad de soportar cargas (o penetrabilidad) del manto de nieve se indica con el símbolo P y se refiere a la capacidad del manto de soportar satisfactoriamente cargas diversas. Normalmente, para el trabajo en terreno, la capacidad de soportar carga se describe como:

**TABLA 3.907.102(3).A
MEDICIONES EN UN PERFIL EN EL MANTO DE NIEVE**

Item	Unidad	Símbolo
Profundidad vertical total del manto de nieve	cm	HS
Profundidad vertical diaria de la nieve fresca	cm	HN
Mediciones similares a las anteriores pero obtenidas en secciones perpendiculares a la superficie del manto de nieve		D
Espesor del Manto de nieve normal a la Superficie	cm	DS
Espesor diario del manto de nieve normal a la Superficie	cm	DN
Inclinación del manto de nieve	grados	ψ
Aspecto del suelo cubierto de nieve	grados	AS
Rugosidad de la superficie del manto de nieve [véase Tabla 3.907.102.(3).B]	-	S
Capacidad de soporte (o penetrabilidad) del manto de nieve	mm	P
Equivalente en agua del manto de nieve	mm	HSW
Equivalente en agua de un estrato	mm	HW
Equivalente en agua de la nieve fresca (del día)	mm	HN
Razón entre el área cubierta de nieve y el área total	décimas	Q
Edad del depósito de nieve, según antecedentes meteorológicos	horas, días o años	A

TABLA 3.907.102(3).B
RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE DEL MANTO DE NIEVE

Item	Símbolo	Símbolo gráfico
Suave	<i>Sa</i>	
Ondulosa	<i>Sb</i>	
Surcos cóncavos	<i>Sc</i>	
Surcos convexos	<i>Sd</i>	
Surcos irregulares	<i>Se</i>	

- Profundidad de la huella de un esquí (esquiador sobre un esquí) PS
- Profundidad a que se hunde el pié de una persona (persona parada sobre un pié) PP
- Penetración de una sonda de penetración Suiza con el propio peso del primer elemento PR

La profundidad de la penetración se indica en milímetros, por ejemplo *PS54* indica que la profundidad de penetración de la huella de un esquí es de 54 milímetros.

3.907.102(4) Equivalente en Agua. El equivalente en agua del manto de nieve es aquel que resulta de fundir toda la nieve. Se emplea para su identificación el símbolo *HW* y se expresa como altura de agua en milímetros. El procedimiento normal para la determinación del equivalente en agua es el medir un cierto volumen de nieve (por ejemplo con tubos muestreadores) y pesar la muestra de nieve para establecer su contenido de agua.

3.907.102(5) Aspecto del Suelo. El aspecto de un manto de nieve se refiere a la pendiente máxima de la superficie del suelo bajo el manto de nieve (dirección geográfica de la línea de caída). Se expresa con el símbolo *AS* y se indica con dos dígitos representando decenas de grados sexagesimales. Por ejemplo, el aspecto *AS19* significa que la pendiente máxima del terreno ocurre en la dirección de 190°, vale decir 10° al Oeste del Sur. El Norte se indica con los dígitos 36, por ejemplo *AS36*.

3.907.102(6) Inclinación del Manto de Nieve. La inclinación máxima del manto de nieve (la dirección de caída) se señala con el símbolo Ψ y se indica con dos dígitos representando decenas de grados sexagesimales. Por ejemplo, la inclinación $\Psi7$ significa que la pendiente máxima del terreno ocurre en la dirección de 70°, vale decir 20° al Norte del Este. El Norte se indica con los dígitos 36, por ejemplo $\Psi36$.

3.907.102(7) Razón entre el Area Cubierta de Nieve y el Area Total. Esta razón se expresa con el símbolo *Q* y se indica en décimas. Por ejemplo, *Q0,8* significa que 80% del total del área considerada está cubierta de nieve.

3.907.102(8) Edad del Depósito de Nieve. La edad del depósito de nieve se señala con el símbolo *A* y se indica en horas, días o años. Normalmente, en los trabajos de avalanchas, se emplea la descripción de edad para cada estrato de un manto de nieve en horas y días. La edad de la nieve fresca es conveniente expresarla en horas. En otros estudios, como en las zonas de alimentación de glaciares, se identifican los estratos de nieve por su edad en años. La edad de cada estrato se establece a partir de las observaciones de precipitaciones nivales, los registros meteorológicos, y de toda la caracterización del manto de nieve.

3.907.2 TIPOS DE OBSERVACIONES Y PROCEDIMIENTOS PARA LAS MEDICIONES

3.907.201 Generalidades. Existen diversas formas de obtener información respecto a las características del manto de nieve, pero la única que permite un conocimiento acabado del manto de nieve con una descripción completa de todos sus parámetros es la observación del manto de nieve en un pozo excavado en la nieve para ese propósito. Todos los otros tipos de observaciones proporcionan antecedentes respecto a algunos de los diversos parámetros que deben observarse en el manto de nieve, pero ni siquiera sobre la mayoría de ellos. En realidad y por lo mismo, para efectos de análisis de condiciones de avalanchas, las observaciones en un pozo de nieve son indispensables. Sin embargo, como las observaciones en un pozo de nieve son relativamente lentas (entre excavar y realizar las mediciones en un pozo de nieve puede tomar entre un par de horas y todo un día, dependiendo del espesor del manto de nieve) y reflejan solamente las condiciones en el punto de observación, es útil emplear algún otro tipo de observaciones para poder extrapolar de manera expedita las observaciones de un punto (o pozo) a un área más amplia, como una cuenca nival.

3.907.202 Observaciones.

3.907.202(1) Observaciones en un Pozo de Nieve. Estas observaciones se efectúan en una de las paredes de un pozo excavado en la nieve. La selección de la ubicación del pozo depende del objetivo de la observación; si se desea conocer las condiciones específicas de la nieve en la zona de inicio de avalanchas el pozo debe ubicarse en la cota correspondiente, aunque fuera de la senda misma de avalancha para evitar riesgos a los observadores. Si se desea conocer las características generales de la nieve en un área, es conveniente ubicar el punto de observación en el fondo del valle y, de ser posible, cerca de una estación meteorológica.

El punto de observación debe ser un lugar donde la nieve no haya sido perturbada por condiciones artificiales (tránsito vehicular, esquiadores, peatones) y, en lo posible, donde los espesores acumulados sean los normales (sin vestigios de nieve). La pared del pozo donde se harán las observaciones debe ser aquella en la sombra de la radiación solar, y debe evitarse toda perturbación de la nieve en el sector de la pared, en particular impedir el tránsito de los observadores en ese sector. El pozo debe excavar cuidando de no perturbar la nieve en la pared elegida para las observaciones; la nieve debe retirarse cortándola verticalmente, pero sin clavar la pala en la pared.

El solo hecho de excavar un pozo de alguna manera perturba la nieve y, a lo menos, expone los estratos inferiores a las condiciones ambientales de superficie. Por ello, las observaciones deben hacerse de manera rápida y, si el manto de nieve es profundo, su excavación demora, es preferible excavar solo parte del pozo y realizar las observaciones, para luego proseguir con la excavación a mayor profundidad.

La excavación más simple es con pala, en un pozo de amplitud adecuada para el trabajo y formando escalones para extraer la nieve. Esto es práctico con espesores de nieve no mayores de 4 a 5 m. Para mayores profundidades es conveniente excavar pozos de diámetro mínimo, cortar la nieve con serruchos para nieve o motosierras (requiere ventilación del pozo), y extraer los bloques de nieve a la superficie con poleas.

En la pared protegida del pozo se observa la estratigrafía y las impurezas, se extraen muestras para mediciones de densidad (una debajo de otra de manera de muestrear todo el espesor), contenido de agua y para tamaño y forma de granos de nieve (aproximadamente cada 0,2 m), y se mide la temperatura y la resistencia mecánica (aproximadamente cada 0,2 m). En la superficie no alterada vecina al pozo se describe la rugosidad de ella, se mide la inclinación y dirección del manto, y se mide la dureza con sonda a través de todo el manto.

3.907.202(2) Rutas de Nieve. Las rutas de nieve tienen el propósito de medir el espesor y equivalente en agua (o densidad) del manto de nieve, siempre en los mismos puntos a lo largo de una línea en un valle, y durante muchos años, de manera de conformar una estadística de relación entre parámetros meteorológicos y sus variaciones en el tiempo, y el espesor y densidad de la nieve. Las rutas de nieve consisten de líneas de hasta diez jalones, que normalmente se ubican en un fondo amplio de valle y en sitios libres de riesgos de avalanchas, para evitar la destrucción de los jalones. Los jalones suelen ser tubos de acero, debidamente pintados y marcados para medir

en ellos la altura de nieve, y empotrados en una base de hormigón. La altura de los jalones debe ser tal que exceda el máximo espesor de nieve esperada en el sitio. La separación entre los jalones de una línea suele ser de 100 a 200 m.

Durante el invierno se recorre la ruta de nieve (normalmente en esquíes) a lo menos una vez al mes, observando la altura de nieve en los jalones, midiendo el peso de muestras de nieve que se extraen con una sonda manual, y midiendo la dureza de la nieve con una sonda de percusión.

Las rutas de nieve se emplean, normalmente, para propósitos de evaluar recursos hídricos, pero son un buen complemento a la información puntual que entregan los pozos de nieve.

3.907.202(3) Estaciones Meteorológicas. Las observaciones de nieve en estaciones meteorológicas han sido descritas en la Sección 3.903. La información obtenida de los sensores (precipitación, temperatura, peso de la nieve, humedad, radiación, etc.) de una estación meteorológica puede ser recopilada en registradores de papel o en memorias de diversos tipos, o bien transmitida por cable, radio o satélite, a centros de control. En toda área donde existen riesgos de avalanchas debe haber al menos una estación meteorológica y de no existir registros continuos, las observaciones deben hacerse con la frecuencia que se indica en el Numeral 3.903.103.

3.907.202(4) Observaciones a Distancia. Las observaciones a distancias consisten habitualmente de jalones ubicados en puntos altos de las laderas, fuera de sectores con riesgos de avalanchas, y en los cuales observadores distantes pueden visualizar, con binoculares poderosos, o catalejos, la altura de nieve sin tener que ascender a esos lugares. La altura de los jalones debe exceder al máximo espesor de nieve esperado en ese lugar. Es un procedimiento simple y muy útil para apreciar los espesores de la nieve acumulada en laderas donde se originan las avalanchas, en particular cuando se asocia con mediciones en pozos de nieve en el fondo de los valles, y con estaciones meteorológicas.

3.907.202(5) Vuelos a Baja Altura. Son vuelos realizados con aviones pequeños y a baja altura, con el propósito de observar la altura de nieve en sitios remotos, sobre jalones previamente instalados. Es conveniente que el observador lleve cámara fotográfica, o filmadora, con el objeto de poder corroborar posteriormente sus observaciones con documentación obtenida durante el vuelo. Los jalones deben marcarse de manera simple, y cada jalón numerarse adecuadamente de manera que sea fácilmente identificable en vuelo. Obviamente, los jalones se instalan solamente donde existan condiciones seguras para los vuelos.

3.907.202(6) Imágenes Satelitales. Las imágenes satelitales permiten obtener, de manera rápida, información sobre la cota de la línea de nieve (por comparación con información cartográfica), extensión areal del manto de nieve, temperatura de la superficie y nociones del espesor del manto de nieve. La oportunidad de la información está limitada al tránsito de los satélites (existen diversos y con similares capacidades) y a las condiciones de cubierta de nubes en el momento de la imagen. La utilidad de esta información es aún limitada para el análisis de las condiciones particulares de la nieve en zonas de avalanchas.

3.907.3 EQUIPOS Y ELEMENTOS PARA LAS MEDICIONES

3.907.301 Huincha Métrica. Para todas las mediciones de espesor y profundidad es necesario contar con una huincha métrica, graduada en milímetros, y de a lo menos 2 a 3 m de longitud.

3.907.302 Marcadores de Madera. Durante las diversas mediciones y observaciones en la pared de un pozo de nieve es conveniente tener marcadores de referencia insertos en la nieve de la pared, estos pueden ser pequeñas estacas aguzadas de madera (porque es un pobre transmisor de calor) o simplemente fósforos de madera que constituyen excelentes marcadores con sus cabezas de color.

3.907.303 Lupa y Escala Milimétrica. Para las observaciones de forma y tamaño de los granos de nieve es necesario contar con una lupa y escala milimétrica, como se señala en el Numeral 3.903.101 (1).

3.907.304 Tubos Muestreadores y Balanza. Para determinar la densidad de una muestra de nieve se emplea un tubo muestreador de volumen conocido y peso conocido, y el tubo con la muestra de nieve en él

se pesa en una balanza. Adicionalmente, para este trabajo, se requieren dos placas metálicas de aproximadamente 12 x 20 cm y 3 mm de grosor, y un martillo con maza de goma. El procedimiento de muestreo [ver Lámina 3.907.304.A, Fig. a)] consiste en: (a) insertar una de las placas metálicas horizontalmente en la pared de nieve a la profundidad igual a la longitud del tubo, con la ayuda del martillo de goma si es necesario, (b) insertar el tubo muestreador verticalmente en la nieve hasta topar con la placa metálica, con el auxilio del martillo de goma golpeando sobre la segunda placa puesta sobre el tubo muestreador, cuando es necesario, (c) extraer el tubo cuidadosamente, sin mover la placa basal y con el auxilio de la otra placa y (d) pesar el tubo con la muestra de nieve, previa limpieza de la eventual nieve adherida en la pared externa del tubo. Para la próxima medición, se inserta la segunda placa a la longitud del tubo de muestreo por debajo de la primera, se limpia el interior del tubo muestreador (con escobilla de diámetro adecuado), se retira la primera placa basal en la superficie del corte y se inserta el tubo muestreador hasta topar con la segunda placa metálica.

Es conveniente que uno de los bordes angostos de las placas metálicas (aluminio es un material conveniente) sea aguzado para facilitar la inserción de estas. La longitud de los tubos muestreadores debe ser tal que, sumada al espesor de una placa, resulten 20,0 cm; tubos de mayor longitud no son convenientes puesto que en esos casos ha menudo se muestrea más de un estrato cuando estos son de espesores menores. El diámetro conveniente de un tubo muestreador es del orden de 7 a 8 cm. Una de las bocas del tubo muestreador debe ser aguzada para facilitar su inserción cuando la nieve es rígida. Como el tubo muestreador puede deteriorarse si es necesario golpearlo para insertarlo, es conveniente tener en terreno a lo menos un par de tubos, y/o un pistón metálico de diámetro igual al del interior de los tubos muestreadores, para recorrerlos si se dañan durante el muestreo. El tubo muestreador debe ser de acero inoxidable, o de duraluminio.

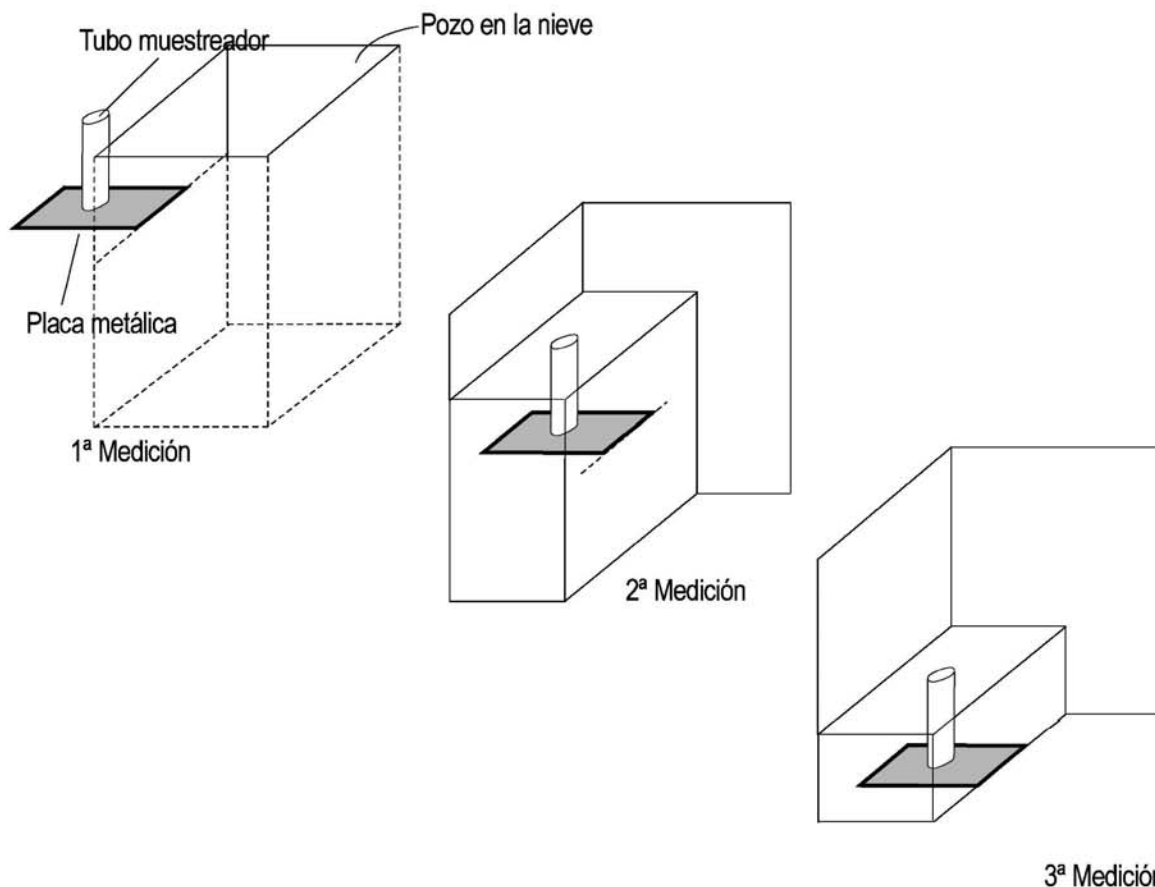
La balanza debe poseer una graduación tal que permita observar (o estimar con certeza) el gramo de peso. La balanza debe calibrarse antes de iniciar las mediciones, con una masa de peso conocido. Dependiendo del peso del tubo muestreador vacío, normalmente balanzas para registros de hasta un kilo son suficientes.

La densidad media (y el equivalente en agua) de todo el manto de nieve puede estimarse integrando las diferentes medidas de densidad en todo el espesor del manto de nieve.

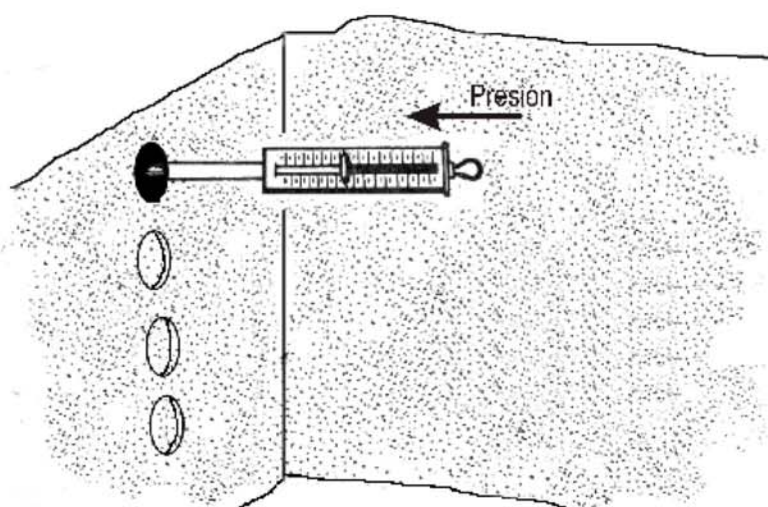
3.907.305 Termómetros. Las mediciones de temperatura en el pozo de nieve no deben hacerse en la superficie de la pared del pozo, la cual ha sido alterada por la excavación, sino a lo menos a una profundidad de 10 cm en la pared. Para ello es conveniente emplear termómetros metálicos de vástago con esfera graduada en su extremo, o termómetros eléctricos de sensor rígido en un vástago largo. La temperatura debe indicarse en fracción de grado, de manera que la escala de graduación debe ser tal que permita leer el grado y estimar con certeza la décima de grado.

Para registrar adecuadamente la gradiente de temperatura es conveniente medirla cada 20 cm de profundidad, aunque cerca de la superficie y de la base, donde las gradientes son más fuertes es conveniente hacerlo cada 5 cm. La inserción del termómetro altera la temperatura de la nieve en su vecindad, de manera que tras cada inserción debe esperarse un tiempo prudente para la estabilización de la temperatura; por ello, es conveniente siempre contar con 3 o 4 termómetros, o igual número de sensores eléctricos. Cerca de la superficie y en días soleados, la medición debe ser rápida para evitar el calentamiento del sensor por la radiación que penetra en la nieve.

Para evitar dañar los termómetros o sensores que deben insertarse en costras de hielo o en nieve rígida, es conveniente contar con un punzón de diámetro similar al de los termómetros o sensores.



- a) Procedimiento de muestreo en las paredes de un pozo de nieve, para determinaciones de densidad de la nieve.



- b) Medición de resistencia mecánica con penetrómetro manual, en las paredes de un pozo de nieve.

3.907.306 Resistencia Mecánica.

3.907.306(1) Penetrómetro. La alternativa más simple y rápida de medir la resistencia mecánica de la nieve es con el empleo de dos penetrómetros manuales [véase Lámina 3.907.304.A, Fig. b)], de cabeza de diámetro variable, y capaces de medir cargas entre 0 y 1 kg y entre 1 y 10 kg. Las cabezas de contactos suelen ser agujas y discos intercambiables, de diámetros 1 mm², 1 cm², 10 cm² y 100 cm². Este rango de diámetros intercambiables, y las capacidades de carga de los dos penetrómetros, permiten una gama suficientemente amplia de alternativas de rangos de medición.

El procedimiento de medición consiste en empujar el cabezal del penetrómetro en la pared de nieve del pozo, observando el valor de la carga, hasta que la nieve cede y el cabezal se hunde. La resistencia mecánica suele medirse cada 20 cm de profundidad, y es conveniente siempre realizar varias mediciones en un mismo nivel.

La resistencia de la nieve a la compresión uniaxial es la fuerza máxima dividida por el área del cabezal del penetrómetro.

3.907.306(2) Marco Metálico. Un procedimiento alternativo, pero que requiere mayor tiempo, es el del empleo de un marco metálico para corte, como se muestra en la Lámina 3.907.306.A, Figuras a) y b). Para facilitar la inserción del marco metálico en nieve rígida es conveniente que los bordes inferiores de las placas metálicas sean aguzados. Como las cargas para producir el corte pueden ser variadas, es conveniente contar con un juego de dinamómetros, por ejemplo de 1, 5, 10 y 20 kg de capacidad. Para insertar el marco en nieve rígida puede ser necesario contar con un martillo de goma y, en casos extremos, un serrucho para la nieve.

El marco metálico no debe estar adherido a la nieve en su borde externo, de manera que esta debe despejarse antes de iniciar la medición. Mediciones de este tipo suelen realizarse cada 0,5 m de profundidad en un pozo de nieve

La resistencia al corte de la nieve es la fuerza máxima dividida por el área del marco

3.907.307 Sonda de Penetración. La dureza de la nieve se mide insertando una sonda de penetración, desde la superficie y mediante golpes de martillo, como se muestra en la Lámina 3.907.306.A, Figura c). La sonda consiste de una cabeza de penetración con ángulo de 60°, un vástago (tubo de duraluminio o acero inoxidable, de aproximadamente 1" a 40 mm de diámetro) graduado y en secciones de un metro, de las que pueden acoplarse tantas como se requiera para alcanzar el suelo, dos o tres martillos (son masas cilíndricas con un centro perforado y por el cual pasa la guía), de diferentes pesos (normalmente entre 0,1 y 2 kg) y una guía para el martillo, la que se apoya con una cabeza sobre la parte superior del vástago.

El valor (R), o número, de la prueba de penetración se calcula como:

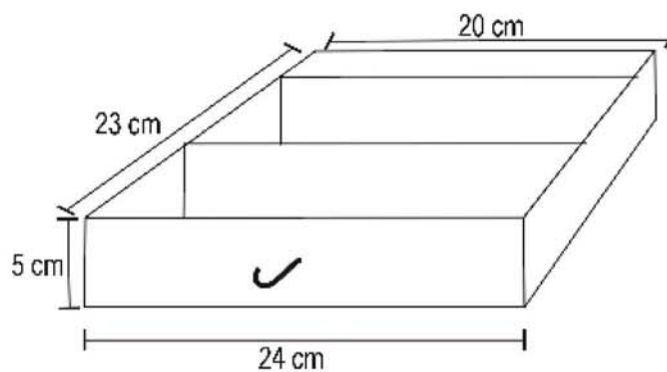
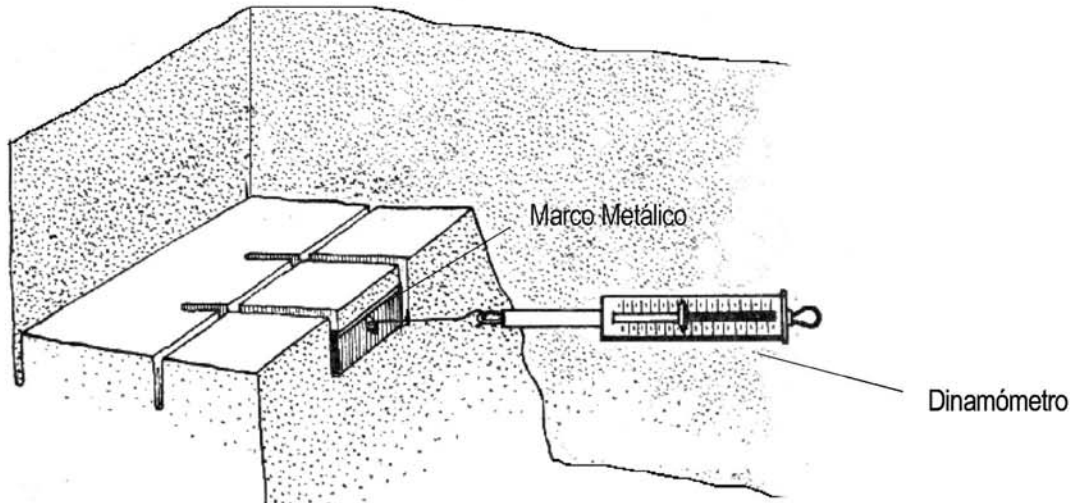
$$R = [(W_M \times N \times H) / e] + W_M + W_S \quad (\text{ec. 3.907.307.1})$$

En que W_M (en kg) es el peso del martillo, W_S (en kg) es el peso del vástago y la guía, H (en cm) es la altura de caída, N es el número de golpes y e (en cm) es la penetración parcial con cada golpe. Como el vástago es de menor diámetro que la cabeza de la sonda, no hay fricción en las paredes del vástago; en todo caso, previo al uso, los tubos de la sonda deben enfriarse a la temperatura de la nieve para evitar fenómenos de fusión-congelamiento en sus paredes y posibles adherencias al manto de nieve. La ecuación anterior, de amplio uso por su sencillez, presume que el coeficiente de restitución $\eta = 1$. Sin embargo, en la mayoría de las sondas de penetración $\eta = 0,5$ y entonces:

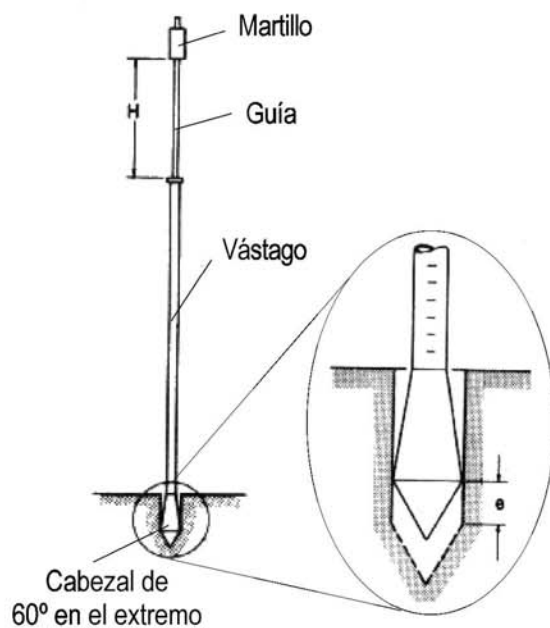
$$R\eta = R \times [0,63 \times H / (e + 2)] / [H / (e + 2)] \quad (\text{ec. 3.907.307.2})$$

En la nieve que no es fresca el valor de R suele estar entre 10 y 100 kg (aproximadamente 100 y 1000 N). En nieve fresca puede ser inferior a 1 kg.

- a) Procedimiento de la medición de la resistencia mecánica con marco metálico.



- b) Dimensiones del marco metálico.



- c) Sonda de penetración para medir la dureza de la nieve.
H = altura de caída del martillo.

El procedimiento de medición con sonda se realiza normalmente por dos personas, mientras una deja caer el martillo la otra observa y anota la penetración. Un ejemplo de anotaciones se adjunta en la Tabla 3.907.307.A.

En países europeos se está haciendo común el empleo del penetrómetro PANDALP de registro automático y de energía variable, adaptado a una sonda de penetración y que, además, permite el registro de la temperatura en el manto de nieve.

3.907.308 Contenido de Agua Líquida. La forma más rápida de determinar el contenido de agua líquida en una muestra de nieve, además de la simple prueba señalada en la Tabla 3.907.101(4).A y que suele ser suficiente para los análisis de condiciones de nieve en avalanchas, consiste en medir el cambio de temperatura del agua (en un recipiente tipo Thermos, de boca ancha) en la cual se inserta una muestra de nieve húmeda a 0°C. El cambio de temperatura está regido por la siguiente ecuación:

$$(M + n) \times (T - t) = (m \times t) + m \times (1 - w) \times L \quad (\text{ec. 3.907.308.1})$$

en que M es el peso del agua tibia al interior del Thermos (aproximadamente 0,5 l), n es el equivalente en agua del recipiente y el termómetro, T es la temperatura del agua al inicio de la prueba (20 a 30 °C), t es la temperatura al final, cuando toda la muestra de nieve se derrite, m es el peso de la muestra de nieve húmeda, w es la fracción de agua líquida en la nieve y L es el calor latente de fusión del hielo (ver Numeral 3.902.103). El valor de n puede establecerse realizando un ensaye similar, con el mismo Thermos y termómetro, pero agregando una cantidad conocida de agua a temperatura conocida. Para evitar pérdidas de masa por evaporación durante las mediciones, puede agregarse algunas gotas de aceite al agua tibia.

3.907.309 Muestreador Monte Rosa. El muestreador Monte Rosa es un largo tubo de aproximadamente 2,5 " de diámetro, que se hinca manualmente desde la superficie para obtener una muestra de nieve en todo el espesor del manto. Viene en secciones de aproximadamente 0,8 m de largo, de las cuales se pueden unir tantas como sean necesarias para alcanzar la superficie del suelo. La primera sección tiene una cabeza dentada, la que permite atravesar costras de hielo impartiendo una rotación al tubo. El peso de cada sección está determinado, lo mismo que el volumen de la muestra (diámetro interior del tubo y longitud de la penetración hasta la base del manto), de manera que pesando el tubo y la muestra con un dinamómetro se obtiene rápidamente el peso de la muestra y su equivalente en agua.

El muestreador Monte Rosa es simple y rápido de emplear, y se usa preferentemente en las rutas de nieve y asociado a estudios hidrológicos.

3.907.310 Otros Instrumentos. Entre las observaciones a realizar en los sitios de muestreos del manto de nieve están el fijar la posición del punto (cuando esta no está previamente establecida), la inclinación de la superficie de nieve y la dirección de la inclinación. Para las coordenadas horizontales de ubicación del punto de muestreo es conveniente utilizar un posicionador satelital (o GPS) y, adicionalmente, un altímetro previamente calibrado. Para medir la inclinación y dirección de la inclinación es conveniente contar con un inclinómetro y una brújula en la cual se ha corregido previamente la desviación del norte magnético con respecto al geográfico; para ello es conveniente contar con una brújula tipo Brunton, con inclinómetro incorporado.

3.907.4 EJEMPLOS DE REGISTROS DE OBSERVACIONES EN EL MANTO DE NIEVE

Un tipo de registro informal de mediciones en el manto de nieve se muestra en la Lámina 3.905.105.A, Figura b). El formulario a ser empleado para la clasificación internacional del manto de nieve se muestra en la Lámina 3.907.4.A.

TABLA 3.907.307.A
PLANILLA DE OBSERVACIONES DE LA SONDA DE PENETRACION

PERFIL CON SONDA DE PENETRACION		Observador: P. M. V.		Observaciones: Aprox. 25 m al SW de la estaca 2 de la ruta de nieve.			
		Fecha: 06 – Jun - 98					
		Hora, de: 10: 31: 00 a: 11: 16: 00					
Ubicación: Cajón de la Primavera, Valle del río, VI Región.				Temperatura del aire (°C): -5,5			
A. S. N. M. (m) 2.980		Coordenada N:		Nubosidad (1/10): 3/10			
Aspecto: SSW		Coordenada S:		Precipitación (Si / No): NO			
Pendiente (°): 12°		Espesor manto de nieve (cm): 155		Viento (velocidad, m/s): Brisa			
OBSERVACIONES				CALCULOS			
SECCION Sonda	PESO DEL MARTILLO	NUMERO DE GOLPES	ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO	PROFUNDIDAD DE LA PENETRACION	PENETRACION PARCIAL	DUREZA R	ALTURA SOBRE EL SUELO ANTES DE GOLPES
N°	kg		cm	cm	cm		cm
1	0	0	0	7,0	7	1,1	155
1	1	0	0	16,0	9	2,1	148
1	1	1	10	38,0	22	2,5	139
1	1	1	10	48,0	10	3,1	117
1	1	1	10	57,0	9	3,2	107
1	1	1	10	63,0	6	3,7	98
1	1	1	20	66,0	3	8,7	92
2	1	1	20	69,0	3	8,7	89
2	1	1	20	71,0	2	12,1	86
2	1	1	20	72,0	1	22,1	84
2	1	1	30	84,0	12	4,6	83
2	1	1	30	98,0	14	4,8	71
2	1	1	30	108,0	10	5,6	57
2	1	1	30	121,0	13	4,9	47
2	1	1	30	124,0	8	6,4	34
2	1	1	30	135,0	6	7,6	26
2	1	1	30	140,0	5	8,6	20
2	1	1	30	147,0	7	6,9	15
2	1	1	30	155,0	8	6,4	8
-	-	-	-	-	-	-	0
PESO (en kg) DE LAS SECCIONES DE LA SONDA							
Guía	0,421	N° 3	0,546	N° 6	0,540	N° 9	0,538
N° 1	0,656	N° 4	0,541	N° 7	0,543	N° 10	0,543
N° 2	0,539	N° 5	0,538	N° 8	0,542	N° 11	0,540

Notas:

- La primera observación corresponde a la penetración de la sonda (primera sección y guía) por su propio peso, desde una altura tal que la punta del cono de la cabeza de la sonda se encuentre en la superficie del manto de nieve.
- La segunda observación es la penetración adicional de la sonda con la adición del peso del martillo posado suavemente sobre la base de la guía.
- Penetración parcial es la diferencia de penetración entre dos grupos de golpes.
- El espesor del manto de nieve es el determinado con varilla, o sonda, al inicio de la prueba.

PERFIL EN EL MANTO DE NIEVE		Observador: <i>Moragomez</i>	Observaciones: <i>Lederos congelados por viento</i>					
Fecha: <i>06 Julio 97</i>		Número: <i>1</i>						
Hora: <i>10:30:00</i>								
Ubicación: _____		Temperatura del aire: <i>-4.0</i>						
A.S.N.M. <i>3600 m</i>	Coordenadas: <i>N...../E.....</i>		Nubosidad: <i>Cu 3/10</i>					
Aspecto: <i>W</i>	Pendiente: <i>32</i>		Precipitación: <i>NO</i>					
HS <i>19.4 m</i> HSW <i>537 mm</i> ρ <i>380 kg/m³</i> R: <i>190 N</i>		Viento: <i>Brisa del SW</i>						
T 0-20 18 16 14 12 10 8 6 4 2 R 1000 900 800 700 600 500 400 300 200 100		H	θ	F	E	R	HW P	Comentarios
[Grid with snow profile line]		210						
[Grid with snow profile line]		200						
[Grid with snow profile line]		190		/	1-15	/	34	
[Grid with snow profile line]		180	•	03- 06		/	172	
[Grid with snow profile line]		170				//	40	
[Grid with snow profile line]		160	•	05- 10		X	198	
[Grid with snow profile line]		150				//	40	
[Grid with snow profile line]		140					201	
[Grid with snow profile line]		130	•				50	
[Grid with snow profile line]		120			1-2	X	250	
[Grid with snow profile line]		110					51	
[Grid with snow profile line]		100					254	
[Grid with snow profile line]		90					54	
[Grid with snow profile line]		80					271	
[Grid with snow profile line]		80	•	2-3		X		
[Grid with snow profile line]		70					64	
[Grid with snow profile line]		60					322	
[Grid with snow profile line]		50					41	
[Grid with snow profile line]		40	•	2-3		//	356	
[Grid with snow profile line]		30					77	
[Grid with snow profile line]		20					383	
[Grid with snow profile line]		10		□	1-3	/	56	
[Grid with snow profile line]							701	

SECCION 3.908 ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE Y MECANISMOS DE INICIO DE AVALANCHAS

3.908.1 DEFORMACION Y ESFUERZOS EN EL MANTO DE NIEVE

3.908.101 Deformación de un manto de Nieve Horizontal. En un manto de nieve horizontal, sobre un suelo horizontal, la única deformación que ocurre es debida a la fuerza de gravedad, la que actúa perpendicularmente al manto y al suelo. La deformación es solo de asentamiento, debido a que cada elemento del manto de nieve sufre una componente de la fuerza de compresión en la dirección vertical, originada por el peso de la nieve sobre él. El esfuerzo de compresión en un cierto nivel al interior del manto de nieve es el peso, o fuerza por unidad de área, que ejerce el espesor de la columna de nieve por sobre ese nivel.

No existe una componente de esfuerzos de cizalle en el manto de nieve horizontal.

3.908.102 Esfuerzos y Deformación en un Manto de Nieve Inclinado. En un manto de nieve inclinado, la fuerza de gravedad se resuelve en una componente de compresión y otra de corte o cizalle [ver Lámina 3.908.102.A, Figura a]. En esta situación, los esfuerzos de compresión (S_C) y de corte (S_S) son:

$$S_C = \rho \times D \times g \times \cos \theta \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{ec. 3.908.102.1})$$

$$S_S = \rho \times D \times g \times \sin \theta \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{ec. 3.908.102.2})$$

donde θ es el ángulo de inclinación del manto de nieve (normalmente similar al del suelo), D es la profundidad del manto de nieve en metros y medida perpendicularmente a la superficie, ρ es la densidad media de la nieve en el manto (en kg/m^3) entre la superficie y el suelo, y g es la aceleración de gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$).

El movimiento y la deformación que se produce en un manto de nieve inclinado es un proceso complejo. Debido a los esfuerzos de compresión originados por la atracción gravitacional, el manto de nieve se asienta y densifica, y su resistencia mecánica aumenta con el tiempo. La tasa de asentamiento depende esencialmente del esfuerzo de compresión y de la temperatura de la nieve, siendo mayor con el incremento del valor de ambos parámetros. Debido al esfuerzo de corte, el manto se desliza y reptará pendiente abajo; el deslizamiento es el movimiento aguas abajo de todo el manto de nieve siendo el plano de deslizamiento la superficie del suelo, mientras que la reptación es una deformación interna del manto de nieve y es la diferencia entre el movimiento total y el deslizamiento [ver Lámina 3.908.102.A, Figura b)]. En todo manto de nieve con su base no congelada al suelo existe deslizamiento y reptación, mientras que en aquellos congelados al suelo se produce solamente reptación.

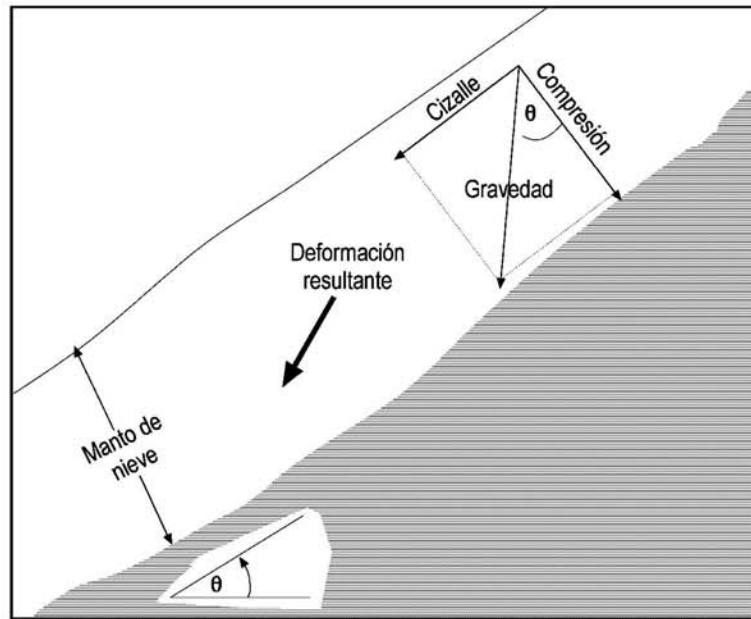
3.908.2 MECANISMO DE FRACTURA DEL MANTO DE NIEVE INCLINADO

3.908.201 Modelo de Fracturamiento. En el modelo más simple de fracturamiento, la fractura se produce porque el esfuerzo de corte excede la resistencia al corte de algún estrato o nivel en el manto de nieve, o del plano constituido por la superficie del suelo. Sin embargo, en el modelo de fracturamiento debe considerarse también el desarrollo de esfuerzos de tensión.

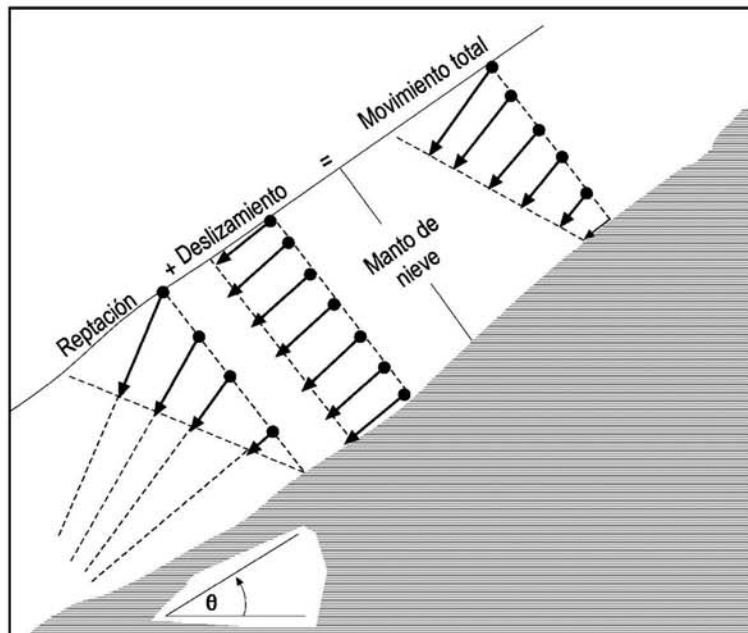
3.908.202 Posibles Causas de Esfuerzos en Tensión. En el manto de nieve es posible que se produzcan esfuerzos de tensión de magnitudes importantes, por causas que se señalan a continuación.

3.908.202(1) Estrato Débil. Si al interior del manto de nieve existe un estrato débil, que no puede soportar su propio peso y el de la nieve sobreyacente entonces, para que exista equilibrio en el manto, un esfuerzo de tensión se desarrolla en el manto aguas arriba del estrato débil y otro de compresión aguas abajo (ver Lámina 3.908.202 A fig. a). El estrato débil podría estar constituido por granos producidos por metamorfismo TG, granizo blando, escarcha de superficie, o cualquier estrato débil de nieve sin cohesión.

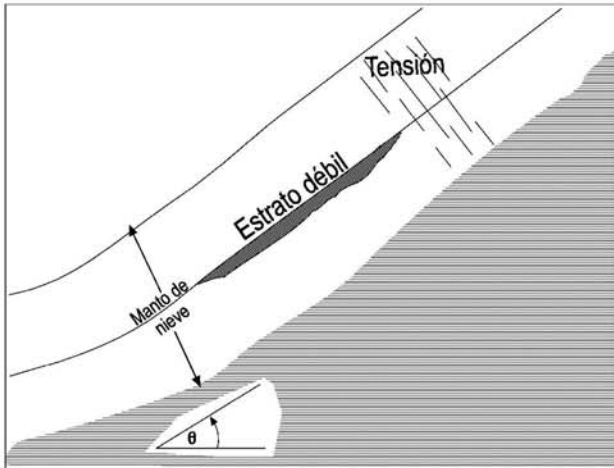
3.908.202(2) Curvatura Convexa. Irregularidades en la superficie del suelo se repiten en el manto de nieve produciendo curvaturas cóncavas y convexas que siguen esas irregularidades, aunque en la superficie de la



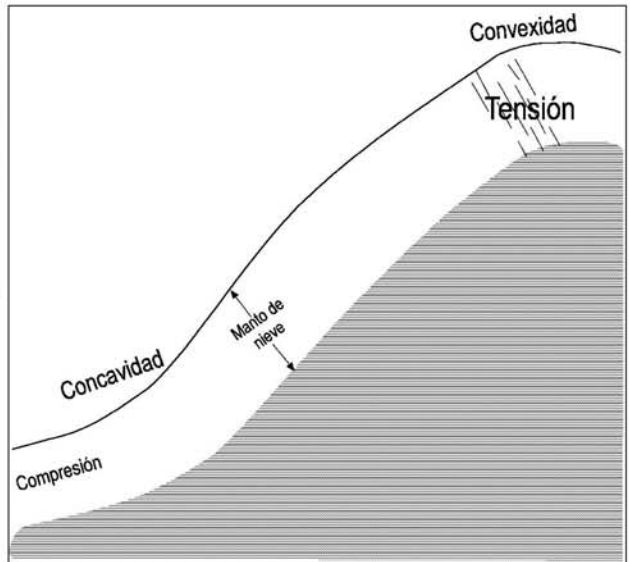
a) Esfuerzos en un manto de nieve inclinado.



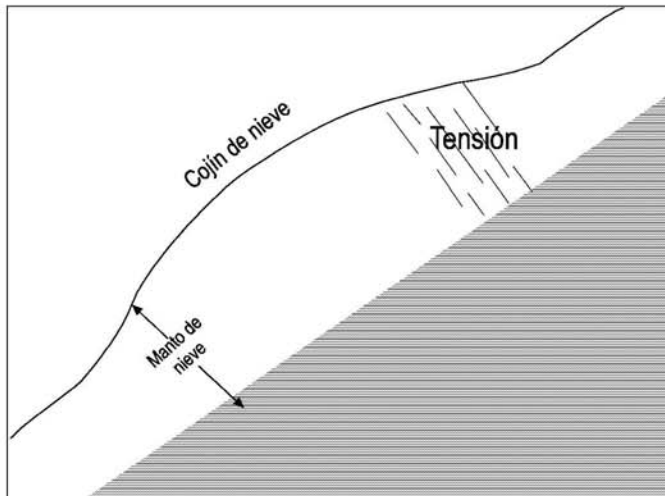
b) Movimiento en un manto de nieve inclinado.



a) Estrato débil.

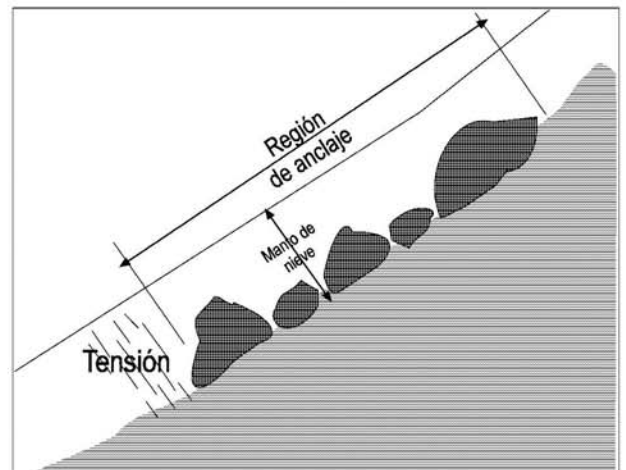


b) Curvatura convexa.



c) Cojín de nieve.

d) Anclaje.



nieve se atenúen por cambios en los espesores de nieve. En las curvaturas se desarrollan esfuerzos de compresión en las zonas cóncavas y de tensión en las zonas convexas, como se muestra en la Lámina 3.908.202.A, Figura b). Las fracturas de tensión suelen producirse inmediatamente aguas debajo de la máxima curvatura, más bien que en la máxima.

3.908.202(3) Cojín de Nieve. Es posible que, debido a efectos del viento en ciertos sectores, se produzcan localmente mayores acumulaciones de nieve, resultando en superficie una forma de almohadilla o cojín de nieve que resalta en la superficie del manto. Mayores espesores de nieve producen mayores cargas y esfuerzos que el que existe en la nieve aguas arriba del cojín, creando una zona de tensión entre ambos depósitos de nieve [ver Lámina 3.908.202.A, Figura c)].

3.908.202(4) Anclaje. La superficie del suelo bajo el manto de nieve puede estar constituida por diversos materiales (superficies de roca lisa, grandes bloques de roca, detrito fino arenoso, vegetación arbórea, etc.) que anclan de manera diferente el manto al suelo, vale decir la fricción que se produce es diferente. Esta diferente fricción en la base produce esfuerzos de compresión cuando la fricción basal se incrementa hacia aguas abajo, y de tensión cuando se reduce [ver Lámina 3.908.202.A, Figura d)].

Un efecto similar ocurre por la temperatura en la base del manto cuando el espesor del manto es muy variable. Así, donde el espesor es pequeño, la base del manto puede estar a varios grados bajo cero y encontrarse congelada a las rugosidades en la base. Pero en sectores en que el manto es grueso, las condiciones frías pueden haber sido insuficientes para congelar la base del manto y este permanece a 0°C pero con agua líquida. En estos caso se producen esfuerzos de tensión en el manto de nieve cuando sectores del manto con base fría se encuentran más arriba en la pendiente que sectores con nieve basal temperada.

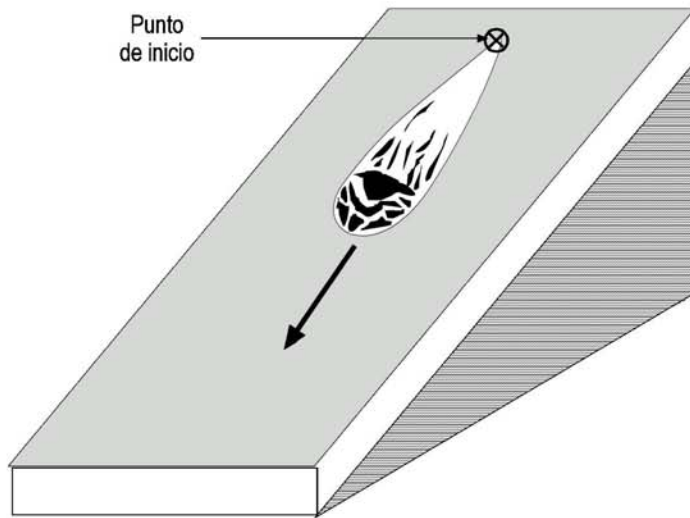
3.908.203 Angulo Crítico de Reposo Estable del Manto de Nieve. En realidad, en el manto de nieve no existe un ángulo crítico de reposo estable. Incluso en superficies horizontales la nieve se deforma por asentamiento en plazos relativamente breves. Sin embargo, para efectos de fallamientos capaces de originar deslizamiento y avalanchas de nieve, se considera que el manto de nieve es estable cuando las deformaciones son lo suficientemente lentas como para no originar fracturas (y placas de nieve que se deslizan) en el manto de nieve durante una temporada invernal, o bien porque la nieve posee suficiente cohesión en el manto como para impedir que porciones de ella se desestabilicen y originen avalanchas de nieve suelta (ver Lámina 3.908.203.A).

El ángulo de reposo estable de la nieve, considerado como se señala arriba, depende básicamente de la temperatura, contenido de agua líquida, forma de los granos y cuellos entre granos. Así, por ejemplo, la nieve saturada posee escasa resistencia mecánica en consideración a su peso, y puede fallar en pendientes de tan solo 15°. La nieve fresca posee una cohesión baja, pero generalmente con temperaturas superiores a -8 °C se mantiene en pendientes de hasta 50°. Sin embargo, si la nieve fresca es fría, o sea con bajas temperaturas (aproximadamente inferiores a -15 °C), puede fallar en pendientes de 22° o más, porque la sinterización no es lo suficientemente rápida como para endurecer el manto. El granizo por lo general no se adhiere a pendientes de más de 40° y suele rodar pendiente abajo originando bolas de nieve capaces de desestabilizar todo el manto. La nieve seca pero a temperaturas cercanas a 0 °C suele adherirse a pendientes de hasta 60°.

En general, la nieve puede fallar en pendientes tan bajas como 15° y no se acumula en pendientes mayores de 65°, pero la acumulación y desestabilización normalmente asociadas a origen de avalanchas ocurre en pendientes de entre 20° y 55°.

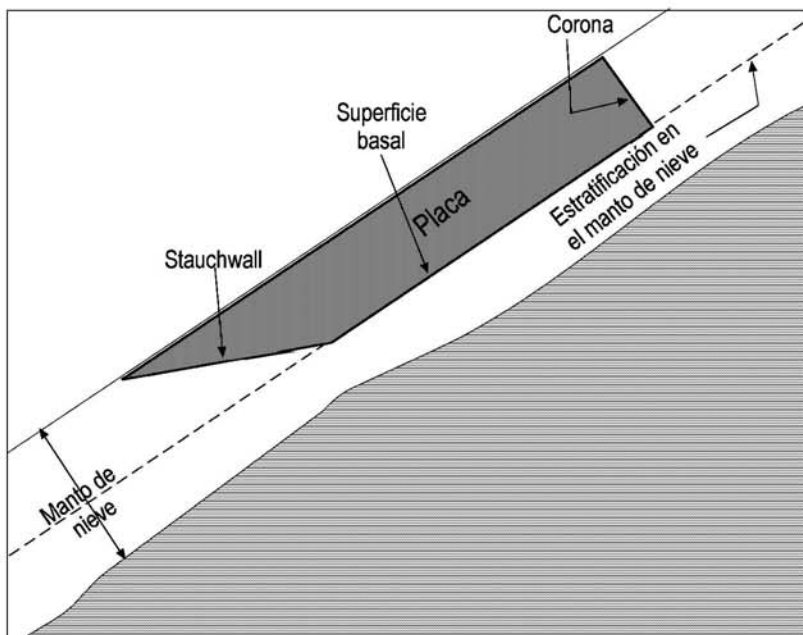
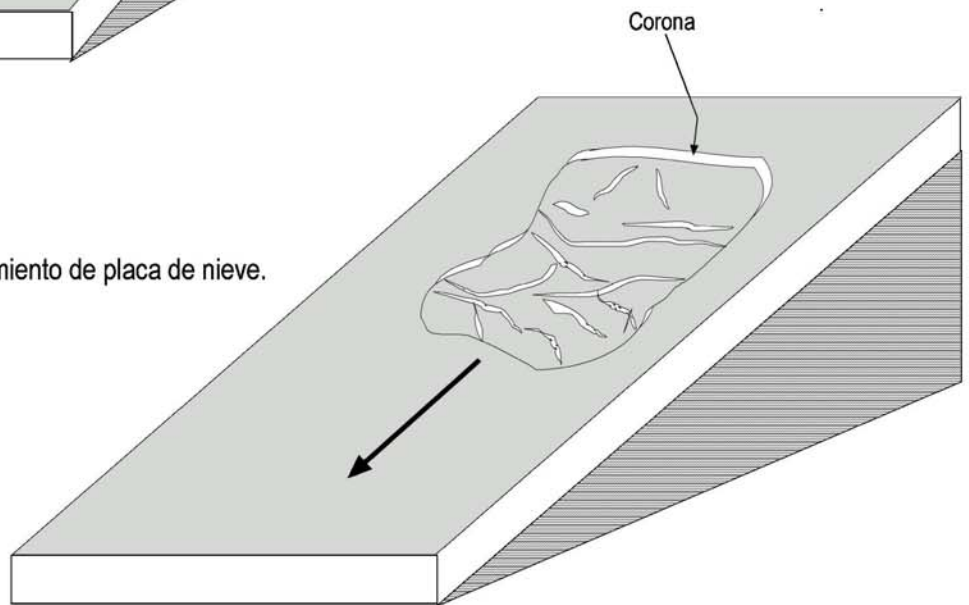
3.908.3 INICIO DE MOVIMIENTO DE PLACAS DE NIEVE

3.908.301 Fracturamiento de la Placa de Nieve. El fracturamiento de placas de nieve comienza con una grieta catastrófica en nieve cohesiva, lo cual pone en movimiento una porción del manto de nieve en forma de placa. La placa se fractura rápidamente en pequeños bloques de nieve cohesiva, cuyos tamaños dependen de la cohesión y rugosidad de la trayectoria de la avalancha. Las avalanchas que se inician de esta manera se denominan avalanchas de placas de nieve. El tamaño inicial de las placas de nieve suele variar desde fracción de una hectárea a varias hectáreas, y los espesores iniciales de las placas desde fracciones de metro hasta una decena o más de metros. El movimiento de grandes placas de nieve libera grandes cantidades de energía, mientras que el movimiento inicial depende de la propagación de fracturas



a) Deslizamiento de nieve suelta.

b) Deslizamiento de placa de nieve.



c) Nomenclatura de los límites de una placa de nieve.

por la energía acumulada en mantos de nieve relativamente cohesivos. El deslizamiento de una placa de nieve puede desestabilizar volúmenes de nieve de hasta 2, o 3, ordenes de magnitud mayores que aquel de la placa inicial.

El deslizamiento de placas de nieve depende de las características del manto de nieve y de la pendiente del terreno. Aproximadamente 50% de deslizamientos de placas de nieve se producen en terrenos con pendientes entre 35° y 40°. 45% ocurre en pendientes entre 30° y 35° y entre 40° y 45°. El 5% restante se producen principalmente en pendientes entre 25° y 30° y superiores a 45° (ocasionalmente hasta 65°).

3.908.302 Nomenclatura de los Límites de las Placas. Los límites del deslizamiento de una placa de nieve se denominan como sigue [véase Lámina 3.908.203.A, Figura c):

3.908.302(1) Corona. Es la superficie de la fractura superior, normalmente un corte nítido y suave en el manto de nieve, perpendicular a la superficie. También se aplica a la nieve que queda en la pendiente aguas arriba de la fractura. La fractura en la corona puede extenderse grandes distancias, saltando quebradas y nichos en las laderas y uniendo diversas placas individuales. Se conocen fracturas de más de un kilómetro de longitud. La longitud de la fractura de corona suele ser mayor que aquellas de los flancos.

3.908.302(2) Flanco. El límite lateral de la placa, normalmente es una fractura algo irregular.

3.908.302(3) Superficie basal. La superficie principal de deslizamiento de la placa de nieve, generalmente suavizada y compactada por el deslizamiento.

3.908.302(4) Stauchwall. La fractura de aguas debajo de la placa, normalmente difícil de identificar puesto que a ella se sobreponen los bloques deslizados y la destruyen. Puede existir una fractura continua entre la de la corona y la de la stauchwall, produciendo en realidad una fractura cóncava con rotación de la placa en su movimiento.

3.908.302(5) Substrato de la placa. Material de nieve o suelo bajo la superficie basal que permanece tras el deslizamiento.

3.908.303 Propiedades de las Placas de Nieve que Deslizan. Algunas propiedades comunes de placas de nieve que deslizan son las siguientes:

3.908.303(1) Corona. El espesor de la nieve en la fractura de corona puede variar de pocos centímetros a varios metros. En fracturas extensas los espesores mínimos son superiores a 15 cm. En las placas mayores, el espesor es de más de 1 m.

3.908.303(2) Densidad de la placa. La densidad de la nieve en las placas de nieve varía normalmente entre 100 y 400 kg/m³. Vale decir, las placas suelen contener nieve de diversos estratos. En la mayoría de las placas de nieve la densidad varía entre 200 y 300 kg/m³.

3.908.303(3) Dureza de la placa. Normalmente se distinguen dos categorías de dureza: placa blanda y placa dura. Esta distinción es subjetiva y se basa en criterios como los siguientes para definir una placa como dura: los esquís no penetran la superficie, los cantos de los esquís solo indentan la superficie de la nieve, bloques de nieve sobreviven al deslizamiento y se encuentran en la zona de depositación de la nieve deslizada. Normalmente, la densidad de la nieve en las placas duras es superior a 300 kg/m³.

3.908.303(4) Temperatura y humedad de la nieve en la placa. Deslizamientos de placas de nieve se producen tanto en nieve fría y seca (los más comunes) como en nieve con un cierto contenido de agua líquida, pero raramente en nieve saturada. Suele distinguirse entre placas secas y placas con agua líquida, según el contenido de ésta [véase Tabla 3.907.101(4).A] en la zona de inicio del deslizamiento.

3.908.303(5) Estratigrafía de la placa. La nieve sobre el plano basal del deslizamiento consiste normalmente de una variada gama de estratos de nieve fresca, nieve con diversos grados de metamorfismo y nieve con diversos contenidos de agua líquida.

3.908.303(6) Superficie del plano basal. La superficie del plano basal de deslizamiento suele ser una discontinuidad notoria, como por ejemplo, una transición de granos con metamorfismo ET a granos TG, estrato de granizo, una costra de hielo, estratos delgados de escarcha de superficie, o la propia superficie del suelo.

3.908.303(7) Substrato de la placa deslizada. El substrato suele consistir de nieve húmeda o nieve relativamente fresca y con metamorfismo parcial, o bien nieve con metamorfismo de tipo TG.

3.908.304 Eventos que Gatillan el Inicio de Fracturas de Placas de Nieve. Son tres las secuencias de eventos (ver Lámina 3.908.304.A), que normalmente gatillan la desestabilización de placas de nieve; todos ellos requieren que exista una placa de nieve relativamente rígida descansando sobre un estrato débil que contiene el plano basal del deslizamiento. En las tres secuencias se desarrollan esfuerzos de tensión en la placa, la deformación elástica almacena energía, hasta que se produce el fracturamiento y un pequeño microsismo asociado. El fracturamiento en la base y en la corona se refuerzan mutuamente y la placa se libera y desliza.

Una cuarta secuencia de eventos que gatillan deslizamientos de placas de nieve es producida por cambios abruptos de temperatura [ver Lámina 3.908.304.A, Figura d)]. Estas cuatro secuencias de eventos se describen a continuación.

3.908.304(1) El Esfuerzo de Corte Excede la Resistencia al Corte en el Plano Basal. Se produce primero la fractura en el plano basal y luego la fractura de tensión en la corona. Esta secuencia de eventos puede resultar de un incremento del esfuerzo de corte en el plano basal, de una disminución de la resistencia al corte, o de una combinación de ambos. Algunas razones para que esto ocurra son:

- a. Precipitación nival muy intensa, o redistribución por el viento de nieve vieja.
- b. Aplicación rápida de cargas, como caída de una cornisa, onda explosiva o de sonido, etc.
- c. Debilitamiento del plano basal por metamorfismo de tipo TG de la nieve.
- d. Debilitamiento del plano basal por lenta deformación (extensión).
- e. Debilitamiento del plano basal por fusión de la nieve.

La fractura en el plano basal puede ser amplia y rápida, o progresiva y lenta. Tras el fracturamiento en corte en el plano basal la placa se deforma, se incrementa el esfuerzo de tensión en la placa hasta que se produce la fractura en tensión, y la placa se libera y desliza con adicionales fracturas de corte en los flancos y la resistencia a la compresión de la nieve en la *stauchwall* es sobrepasada.

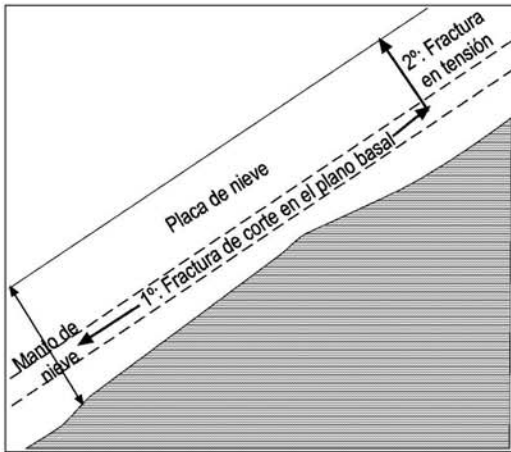
3.908.304(2) Colapso de un Estrato de Nieve Débil. Comienza con el colapso de un estrato de nieve de baja densidad, por ejemplo, constituida por granos de metamorfismo TG. El colapso puede ocurrir, por ejemplo, por:

- a. Carga de nieve fresca o redistribuida por el viento.
- b. Metamorfismo debilitador de la nieve existente.
- c. Ondas de explosivas, sonidos, sismos, u otros.

En estos casos, la secuencia de eventos comienza con el colapso de un estrato. A continuación se producen esfuerzos por la flexión de la placa aguas arriba del área colapsada. A continuación, en la zona de flexión se desarrolla una fractura de tensión en la corona y, finalmente se produce el esfuerzo y fractura por el corte en la base y en los flancos de la placa.

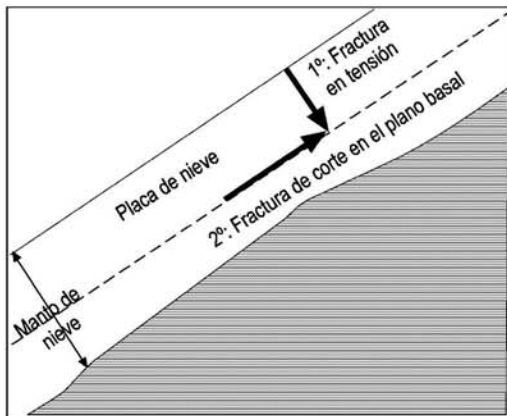
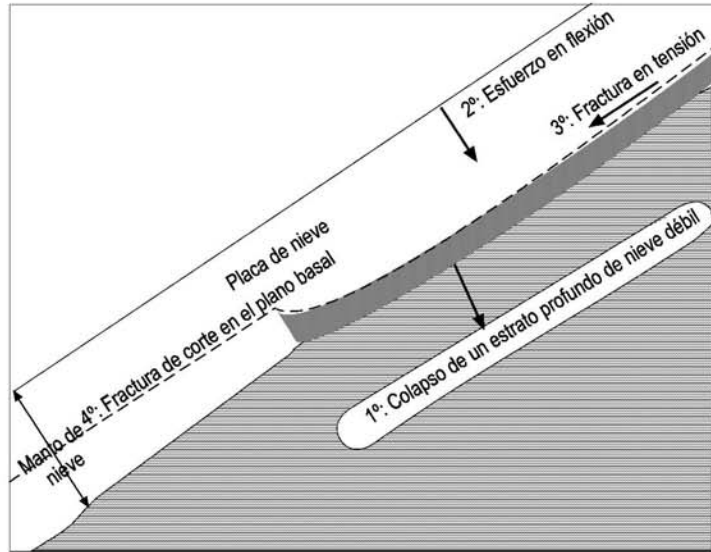
3.908.304(3) Fractura en Tensión que Activa la Fractura de Corte en la Base. En este caso el deslizamiento de la placa de nieve ocurre porque, inicialmente, se produce una fractura de tensión en la placa, la que gatilla otra de corte en el plano basal. El esfuerzo de tensión que produce la fractura en tensión puede originarse por:

- a. Cargas u ondas súbitas.
- b. Disminución de la resistencia a la tensión, por incremento de la temperatura.
- c. Incremento del esfuerzo de tensión por contracción termal debida a enfriamientos prolongados.
- d. Incremento del esfuerzo en tensión por reptación de la placa de nieve.



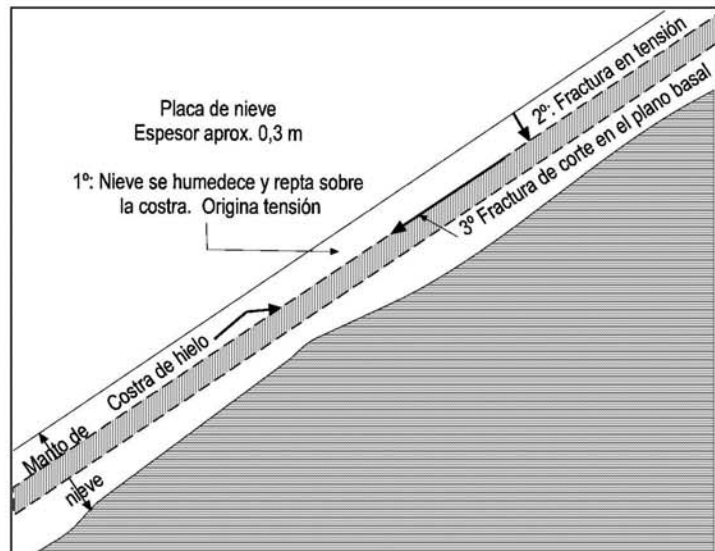
a) El esfuerzo de corte excede la resistencia al corte en el plano basal.

b) Colapso de un estrato de nieve



c) Fractura en tensión que activa la fractura de corte en la base.

d) Cambios bruscos de temperatura en la placa de nieve.



3.908.304(4) Cambios Bruscos de la Temperatura en la Placa. Rápidos cambios de temperatura en el estrato de nieve más superficial puede saturarlo e iniciar un deslizamiento sobre un estrato duro subyacente (por ejemplo, una costra de hielo). Esta parece ser la causa por la cual ocurren avalanchas después del mediodía en condiciones calurosas y sol radiante, incluso cuando en la mañana se haya realizado un control de avalanchas con explosivos.

3.908.4 INICIO DE MOVIMIENTO EN MANTOS DE NIEVE SUELTA

3.908.401 Perturbaciones Locales del Manto de Nieve y Pérdida de Cohesión. El inicio de un movimiento en mantos de nieve suelta ocurre normalmente por la desestabilización de nieve suelta que comienza cerca de la superficie, como una perturbación local de la estabilidad de la nieve con pérdida de cohesión de una masa relativamente pequeña. Normalmente, una pequeña porción de nieve suelta, de menos de 1 m³ de volumen, o de tamaño de tan solo un puñado de nieve, se desliza de su lugar de reposo e inicia un movimiento pendiente abajo. La masa inicial pone en movimiento volúmenes cada vez mayores de nieve, especialmente si la nieve en la trayectoria del deslizamiento es también de baja cohesión. Cuando este proceso se observa desde la distancia, la nieve parece iniciar el deslizamiento en un punto, a partir del cual su trayectoria forma una senda cada vez más ancha con forma de V invertida (que se amplía aproximadamente en 1/8 de la distancia corrida). Las avalanchas que se originan por deslizamientos de nieve de esta forma se denominan avalanchas de nieve suelta.

3.908.402 Secuencia de Eventos de Movimiento. La secuencia de desestabilización, o fallamiento, en un estrato de nieve suelta depositada en un ángulo mayor que aquel del reposo estable es la siguiente:

- a. El estrato es perturbado por alguna causa natural o artificial, tales como: sobrecarga de nieve, peso adicional de nieve recién caída o de agua líquida agregada, viento, el paso de un esquiador, alguna vibración (temblor, explosión, onda de sonido, etc.), o por cambios internos en las propiedades de la nieve, como por ejemplo aumento de temperatura hasta la saturación y pérdida de cohesión.
- b. Pequeñas porciones del estrato superficial se deslizan, incluso de tamaño tan pequeño como el de un grano de nieve, aunque lo habitual es que sean del tamaño de una bola grande de nieve.
- c. La porción deslizada se detiene en una pendiente de inclinación menor a la del ángulo de reposo, o bien le imparte la suficiente energía a la nieve en su trayectoria como para generar una avalancha.

3.908.403 Ocurrencia. La desestabilización de nieve suelta ocurre frecuentemente durante toda la temporada con nieve, desde el otoño hasta la primavera. Es común diferenciar entre avalanchas de nieve suelta seca y de nieve suelta húmeda, aunque no existe un criterio claro al respecto, en particular porque el contenido de agua líquida en el manto de nieve puede variar como se señala en el Numeral 3.907.101 (4). El deslizamiento de nieve suelta puede dar origen a deslizamientos de placas de nieve.

Las avalanchas de nieve suelta se producen en muy variadas dimensiones. Muchas ocurren como pequeñas masas en movimiento y de escasa peligrosidad, denominadas "chorreos", cuando la acumulación de nieve en una nevada es aún pequeña; en este caso son precursoras de avalanchas mayores si la acumulación de nieve continúa. Pequeños "chorreos" suelen ocurrir en remanentes de nieve húmeda en primavera y también desde pequeños resaltos en fuertes pendientes, cuando la nieve allí depositada se desliza al aumentar el espesor de la acumulación. Por esto último, durante los temporales en sectores de fuerte pendiente es común que se produzcan chorreos virtualmente de manera continua, produciendo acumulaciones en pendientes de menor ángulo y de donde, a su vez, pueden generarse avalanchas mayores.

3.908.5 EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DEL MANTO DE NIEVE

3.908.501 Aspectos Generales. La evaluación de la estabilidad del manto de nieve, en una senda de avalanchas o en un área, es la estimación de la posibilidad que deslizamientos de nieve, o avalanchas, se produzcan en un cierto intervalo de tiempo. Habitualmente, estas evaluaciones se hacen para el futuro inmediato y, ocasionalmente, a largo plazo. Las evaluaciones de estabilidad influyen en las decisiones sobre el tipo de control o protección de avalanchas que deben realizarse, y sobre cuando lanzar advertencias de peligros de avalanchas.

En términos generales, las evaluaciones de estabilidad del manto de nieve se basan en el manejo de seis tipos de datos: (i) distribución de la cubierta de nieve, (ii) conocimiento de la actividad de avalanchas actuales y del pasado, (iii) estructura del manto de nieve, (iv) mediciones meteorológicas locales, (v) información meteorológica y climática regional y (vi) ensayos de estabilidad de la nieve, con explosivos u otros medios. Por lo anterior, el análisis de estabilidad se basa en manejo de información meteorológica y climática y de propiedades y características del manto de nieve.

El análisis de los diversos tipos de datos para establecer una cierta evaluación de estabilidad suelen descansar casi íntegramente en el juicio de personas y la experiencia y competencia de estas. Muchos otros sistemas de toma de decisiones dependen de fórmulas preestablecidas. En el caso de las avalanchas la información es a menudo parcial y obliga muy a menudo a cierta subjetividad en la toma de decisiones.

3.908.502 Distribución del Manto de Nieve. La distribución y extensión del manto de nieve se determina esencialmente por: (i) observación directa de actividad en una senda de avalancha o en el área, (ii) por antecedentes de estaciones meteorológicas, (iii) por información de imágenes satelitales y otras formas de sensores remotos. Las avalanchas no se producen hasta que, primero, las irregularidades del terreno tales como arbustos o rocas sean completamente cubiertas por la nieve y, luego, se deposite una cantidad tal de nieve que permita al manto deslizarse sobre esta superficie relativamente suavizada. En zonas montañosas esto significa que se requieren a lo menos 0,5 m de nieve sobre el suelo natural de las zonas de inicio de avalanchas para que comiencen los chorreos y avalanchas, o bien del orden de 0,2 a 0,3 m de nieve fresca sobre un manto de nieve preexistente.

El inicio de la temporada invernal con peligro de avalanchas, o del peligro de avalanchas en cualquier instante, puede establecerse sobre la base de observaciones visuales sobre espesores y acumulaciones de nieve y, si esto no es posible, correlacionando el inicio de avalanchas con espesores de nieve medidos en una estación meteorológica. Idealmente, debe establecerse para cada localidad y senda de avalancha una estadística de observaciones que correlacione el espesor de nieve determinado en ciertos puntos y el inicio de avalanchas.

En base a registros meteorológicos solamente, es posible estimar los espesores de nieve a lo largo del tiempo y estimar la presencia de condiciones de peligros de avalancha cuando se exceden los valores límites de espesores del manto de nieve arriba señalados. En todo caso, esta suele ser una estimación muy primaria que debe complementarse con mediciones y estadística del terreno.

3.908.503 Observación de Actividad de Avalanchas Actuales y en el Pasado.

3.908.503(1) Observación de Pendientes con Aspecto Similar. Debido a que la carga de nieve en las pendientes es muy sensible a la dirección del viento, las avalanchas tienden a producirse en las pendientes cuyos aspectos son similares. Por ejemplo, si tras una tormenta se observa que la actividad de avalanchas fue más intensa en las pendientes de aspecto Sudoeste, debe inferirse que esas son las pendientes en que las avalanchas ocurrirán con mayor probabilidad en similares condiciones de viento. También debe sospecharse que en pendiente de aspecto similar, pero en las que no se produjeron avalanchas durante el temporal, pueden subsistir condiciones de inestabilidad en el manto de nieve.

3.908.503(2) Observación de Pendientes en Cotas Similares. Es común que condiciones específicas de viento y temperatura condicionen el inicio de las avalanchas a determinadas cotas en las pendientes de una cierta localidad, aunque en general las avalanchas se inicien en un amplio rango altitudinal. Por ejemplo, las avalanchas no se inician en las cotas más altas, sino a cotas inferiores. De ser así, debe inferirse que, en condiciones meteorológicas similares, las avalanchas se iniciarán también en esas cotas inferiores.

3.908.503(3) Frecuencia de Actividad en las Sendas de Avalanchas. Basados en datos históricos, las sendas de avalanchas pueden clasificarse con diversos grados de frecuencia de avalanchas. Según esto, si el manto de nieve en las sendas con mayor frecuencia de actividad se evalúa como estable, puede suponerse que es aún más estable en las sendas de actividad menos frecuente. Por el contrario, si el manto se evalúa como inestable en sendas de avalanchas de ocurrencia poco frecuente, debiera ser aún más inestable en las sendas en que las avalanchas ocurren con mayor frecuencia.

3.908.503(4) Fusión de Nieve. La ocurrencia de pequeñas avalanchas de nieve con algún contenido de agua líquida anuncia la ocurrencia de procesos de fusión en el manto de nieve con acumulación de agua, los que pueden dar origen a avalanchas mayores de nieve con variados contenidos de agua líquida.

3.908.503(5) Repetición de Avalanchas. La estadística indica que una vez que se ha observado actividad en una cierta senda de avalanchas, es posible que vuelvan a producirse avalanchas en la misma senda durante el resto de la temporada de nieve. Esto es particularmente así en sendas con grandes zonas de inicio, donde suele ocurrir que se desliza en una avalancha la nieve de solo una parte de la zona de inicio, pero subsisten en la misma senda otros sectores con el manto de nieve sin deslizar pero en condiciones poco estables o inestables. Es común también que durante temporales con precipitaciones intensas o de larga duración, diversas avalanchas se produzcan en la misma senda durante el mismo temporal, por acumulaciones de nieve que vuelven repetidamente a alcanzar el espesor crítico para deslizar.

3.908.503(6) Chorreos. Como se señaló anteriormente, los chorreos son los primeros deslizamientos menores de masas de nieve durante un temporal y deben interpretarse evidencias de condiciones de inestabilidad en el manto de nieve y como los precursores de avalanchas mayores, que ocurrirán en la medida que continúa la acumulación de nieve o que las condiciones climáticas faciliten el deslizamiento de la nieve existente. Es común que los chorreos no se observen durante las tormentas de nieve por las habitualmente pobres condiciones de visibilidad, porque la extensión de los chorreos es siempre relativamente menor, y porque ellos suelen cubrirse rápidamente por la nieve que continúa cayendo durante el temporal.

3.908.504 Estructuras en el Manto de Nieve. La evaluación de la estabilidad del manto de nieve consiste, esencialmente, en identificar estratos débiles, como por ejemplo aquellos constituidos por granos de metamorfismo TG, nieve fría y suelta, escarcha de superficie, granizo, recristalización, o con cierto contenido de agua líquida. También es importante identificar las costras de hielo, por cuanto si bien ellas mismas no son inestables, las mayores inestabilidades se producen cuando estratos débiles yacen sobre costras de hielo. Otras estructuras causantes de inestabilidades son las grietas de tensión presentes en el manto.

La estructura del manto de nieve generalmente no se observa durante las tormentas, debido al riesgo de avalanchas y a las pobres condiciones meteorológicas, sino entre tormentas, por lo que deben inferirse las condiciones reales en el manto de nieve sobre la base de observaciones previas del mismo.

La investigación de la estructura del manto de nieve se hace en pozos de nieve, como se indica en la sección anterior. Sin embargo, es conveniente señalar que los pozos más representativos son aquellos ubicados cerca de las zonas de inicio de avalanchas, y que cuanto más alejados de esas zonas se encuentren, menos válida es la información adquirida.

3.908.504(1) Granos de Metamorfismo TG. La presencia de granos débiles originados por metamorfismo de tipo TG en el manto de nieve, es la más clara evidencia de condiciones de inestabilidad en el manto de nieve. La inestabilidad en este caso es mayor, cuanto más avanzada sea la formación de granos TG. Debe considerarse lo siguiente:

- a. La probabilidad de que ocurra inestabilidad en una placa de gran espesor es mucho mayor en pendientes en la que se produce escarcha profunda, que en aquellas pendientes en la cual la estructura del manto está compuesta solamente por estratos del tipo de metamorfismo ET.
- b. Aunque la mayor inestabilidad se produce durante las tormentas, o inmediatamente después, las pendientes con estratos con granos de metamorfismo TG permanecen inestables por largos períodos de tiempo tras las tormentas.
- c. La primera tormenta que deposita nieve sobre un estrato de nieve TG puede no originar avalanchas, en particular si el espesor acumulado es pequeño. Pero otras tormentas pueden adicionar suficiente nieve como para iniciar avalanchas. En realidad, las avalanchas pueden iniciarse en cualquier momento tras la formación de los granos TG.

- d. Las pendientes con estratos débiles de granos TG no siempre producen avalanchas tras ser controladas con explosivos. A menudo la inestabilidad es gatillada horas después del control con explosivos.
- e. Si una placa se desliza dejando expuesta la superficie en que existía un estrato TG, es probable que, tras nuevas nevadas y con condiciones climáticas similares, se reconstituya el estrato TG en una posición similar, e incluso con mayor inestabilidad.
- f. La condición de inestabilidad del manto de nieve se mantiene, hasta que el estrato de granos TG haya sido sinterizado bajo estratos sobrepuestos, o hasta que predomine el metamorfismo de tipo MF. Normalmente estratos débiles de tipo TG se producen entre fines de Mayo y Julio, y comienzan a disminuir a principio o mediados de Agosto. En Septiembre es común que la nieve de estratos TG haya adquirido una buena resistencia.
- g. De Octubre en adelante, la inestabilidad vuelve a producirse por fusión de los cuellos entre los granos, y se producen avalanchas que involucran todo el espesor del manto de nieve, deslizado sobre estratos débiles de granos húmedos de tipo TG.

3.908.504(2) Nieve Fría Suelta. Si la superficie del manto de nieve permanece con bajas temperaturas por un largo período tras las tormentas, y la nieve en la superficie se mantiene relativamente suelta y sin cohesión, es probable que cualquier nuevo depósito de nieve no se adhiera suficientemente y se cree una condición de inestabilidad. Esto suele ocurrir cuando las temperaturas entre una nevada y otra se mantienen, en la zona de inicio de avalanchas, por debajo de aproximadamente 15 °C, o se elevan algo pero solamente un tiempo breve (horas) antes de la nueva nevada.

Una condición de inestabilidad muy alta se produce cuando una costra de hielo en la superficie del manto de nieve es cubierta por nieve fresca, cuyos primeros centímetros del nuevo depósito están constituidos por granos muy fríos sin cohesión.

3.908.504(3) Escarcha de Superficie. Estratos de escarcha de superficie en el manto de nieve, que no han sido comprimidos por la carga de nieve sobreyacente, son extremadamente débiles y causas de inestabilidad. Es recomendable que se identifique la formación de escarcha en superficie antes de ser esta cubierta por nieve fresca, puesto que, generalmente, es algo difícil de detectar en las paredes de los pozos de nieve.

3.908.504(4) Granizo. Estratos constituidos por granos de granizo sueltos conforman un estrato débil y causa de inestabilidad. La presencia de estratos de granos de granizo se identifica con facilidad en las paredes de un pozo de nieve. Los granos de granizo se suelen sinterizar de manera rápida, de modo que la inestabilidad que ellos crean suele ser relativamente breve, comúnmente solo hasta la nieve de la próxima tormenta.

3.908.504(5) Recristalización. En cotas altas, normalmente sobre los 4.500 m, y en pendientes con aspectos al Norte, la radiación solar puede producir fuertes gradientes de temperatura en los 20 a 30 cm más superficiales del manto de nieve. Este fenómeno origina un estrato débil de granos TG y un estrato de hielo subyacente asociado. Estas condiciones producen inestabilidades similares a aquellas de la escarcha de superficie.

3.908.504(6) Nieve Húmeda. La presencia de agua líquida en el manto de nieve, al debilitar los cuellos entre los granos, debilita estratos o la totalidad del manto y es causa de inestabilidad. La presencia de agua líquida es fácil de evaluar en pozos de nieve, pero también puede establecerse en base a los datos meteorológicos.

3.908.504(7) Costras de Hielo. Las costras de hielo conforman potenciales superficies de deslizamiento. Cuanto más cerca de la superficie del manto se encuentren, más peligrosas son puesto que permiten que el agua libre que se forma en la superficie del manto percole hasta la costra y disuelva los enlaces de cuellos de hielo entre la costra y el estrato sobreyacente, creando condiciones de inestabilidad. Las costras de hielo ubicadas en profundidad en el manto de nieve no suelen crear condiciones de inestabilidad.

3.908.504(8) Grietas de Tensión. En mantos que reptan lentamente, secos o húmedos, ocasionalmente se forman grietas de tensión que no necesariamente desarrollan avalanchas. Sin embargo, estas grietas pueden constituir debilidades en el manto que, más adelante, si conforman condiciones de inestabilidad. La mayoría de las grietas formadas tempranamente en la temporada invernal y luego cubiertas por nieve no constituyen peligros mayores, pero sí lo son grietas formadas tardíamente en la temporada, sobre todo asociadas a condiciones de nieve húmeda.

3.908.505 Datos Meteorológicos Locales. A menudo la observación directa de las acumulaciones de nieve en las zonas de inicio de avalanchas no es posible, en particular en las condiciones más críticas de las tormentas. En estos casos es necesario emplear, casi de manera exclusiva, la información proveniente de estaciones meteorológicas vecinas (ver Sección 3.903). Como se ha indicado antes en esta Sección, uno de los requisitos importantes para la ocurrencia de fallas catastróficas en el manto de nieve es la ocurrencia de una acumulación rápida de nieve hasta alcanzar valores críticos. Así, lo esencial en la evaluación de la estabilidad del manto de nieve en base a la información meteorológica en tiempo real es el determinar si, en la zona de inicio de las avalanchas, la tasa de acumulación y la carga total son tales que generan inestabilidad en el manto. La manera simple de emplear los datos meteorológicos es la de determinar, para cada senda o área las siguientes condiciones críticas:

- a. La dirección del viento que carga preferentemente las sendas (por ejemplo Norte, Noroeste, etc.).
- b. La velocidad del viento necesaria para cargar las pendientes de sotavento (habitualmente sobre 4 m/s).
- c. La intensidad crítica de la precipitación (habitualmente sobre 2 mm/h).
- d. El valor crítico del equivalente en agua total (normalmente del orden de 20 mm).

Con los criterios anteriores, la observación de las condiciones meteorológicas permite definir condiciones inestables cuando los cuatro parámetros monitoreados coinciden con, o exceden, los criterios críticos.

Los criterios c) y d) arriba señalados pueden ser modificados tomando en consideración la estructura del manto de nieve y la eventual presencia de estratos débiles; en esos casos estos valores críticos deben disminuirse. Sin embargo, es conveniente indicar que los indicadores arriba señalados contienen un cierto grado de incertidumbre, y el análisis de ellos debe hacerse con la cautela adecuada.

La información meteorológica es especialmente útil para evaluar la inestabilidad de la nieve húmeda. En estos casos las variables más significativas son: precipitación, radiación y la temperatura del aire; parámetros secundarios son la humedad relativa del aire, la variación de la temperatura del aire durante tormentas, y la forma de los cristales. La precipitación reduce la cohesión de la nieve, aumenta la carga y lubrica la eventual superficie de deslizamiento, en particular cuando la temperatura en la superficie del manto de nieve es de 0° C o cerca de 0° C. La inestabilidad en la nieve húmeda es más frecuente durante la temperización inicial de la nieve tras una tormenta, y se producen principalmente en la primavera o, incluso, en las tormentas de verano. El período de tiempo entre el fin de la tormenta y el inicio de la temperización del manto de nieve puede estimarse de los parámetros meteorológicos. Las inestabilidades mayores se producen después del mediodía, poco después que la radiación solar alcanza su máximo diario, en especial porque el inicio de la fusión en el manto de nieve se alcanza solamente después que se le han proporcionado al manto las calorías necesarias para alcanzar el calor de fusión (aproximadamente 80 cal/g); una vez que esto se ha producido la fusión procede aceleradamente porque también se reduce el albedo de la radiación solar.

La humedad del aire puede ser importante por cuanto controla cuan lejos puede transportarse un grano de nieve antes que la sublimación lo extinga. Por ello, el transporte eólico de la nieve es más efectivo cuanto mayor es la humedad del aire.

Las variaciones de la temperatura del aire durante tormentas suele correlacionarse con la estabilidad de placas de nieve. El aumento de la temperatura del aire durante tormentas contribuye a la inestabilidad del manto porque hace que nieve más densa se deposite sobre nieve de menor densidad. Lo anterior también ocurre cuando al término de una tormenta la temperatura del aire desciende (un fenómeno común) y se deposita nieve de baja densidad, pero sobreviene inmediatamente otra tormenta, con aumento de la temperatura del aire y la depositación de nieve de mayor densidad.

3.908.506 Información Meteorológica y Climática Regional. La información meteorológica regional, entregada por organismos como la Oficina Meteorológica de Chile, e instituciones públicas y privadas, contiene, o puede contener, datos de las estaciones meteorológicas terrestres (precipitación, intensidad de la precipitación, temperatura actual y máxima y mínima del aire, nubosidad, humedad relativa, velocidad y dirección del viento, punto de rocío), de los parámetros meteorológicos en altura (temperatura, viento, humedad relativa, presión) captados por globosondas meteorológicas, y predicciones del clima a corto y mediano plazo, todo lo cual es una ayuda para la evaluación y para la predicción de eventuales condiciones de inestabilidad en el manto de nieve. La información ayuda a estimar el aspecto de las pendientes que se están cargando de nieve, el tipo de nieve en altura, la densidad de esta, y como será esta carga de nieve en las próximas horas y días.

Además de la información meteorológica arriba señalada, se puede contar con las imágenes satelitales y pronósticos globales, de especial interés para estimar el arribo de frentes climáticos y las características de esos frentes.

3.908.507 Pruebas de Terreno. Las pruebas de terreno que se realizan para evaluar la estabilidad del manto de nieve son de dos tipos: (i) mediciones en pozos de nieve, con sonda de penetración y con muestreador Monte Rosa, y (ii) recorridos en esquí para evaluar las condiciones de nieve, ocasionalmente con disparo de pequeñas cargas explosivas.

Las pruebas deberían realizarse en las zonas de inicio de las avalanchas, pero esto raramente es posible, de manera que normalmente las pruebas se realizan en terrenos accesibles y deben interpolarse los resultados para evaluar la estabilidad de la nieve en las zonas de inicio. En todo caso, las pruebas de terreno implican peligros para el personal que las realiza, de manera que este debe ser experimentado y conocedor de las diversas medidas de seguridad, la más básica de ellas el que nunca las pruebas la realice una sola persona.

Las mediciones en el manto de nieve han sido descritas en la Sección 3.907. La prueba en esquí consiste en observar esencialmente las siguientes condiciones: (i) propagación de fracturas, (ii) ruidos causados por colapso de estratos, (iii) superficies duras a sotavento de las cumbres y que suelen generar inestabilidad de placas, (iv) estratos delgados inestables. En general, las pruebas en esquís son limitadas e inseguras, y las observaciones subjetivas.

Las pruebas con explosivos pueden generar avalanchas, de manera que deben ser realizadas por personal muy experimentado en las medidas de seguridad, y en particular en el manejo de explosivos. El manejo de explosivos en condiciones difíciles (en esquís, con frío, cansancio, viento, etc.) es extremadamente peligroso, de manera que esta práctica debe realizarse solamente cuando otras pruebas, incluso el disparo de explosivos con artillería militar o cañones de gas (que se detalla más adelante en este capítulo), son imposibles.

Existen diversas otras pruebas simples de terreno, diseñadas para ser ejecutadas por esquiadores y con el propósito de observar donde se encuentran los estratos débiles en el manto de nieve. Todas ellas requieren excavar un pozo en la nieve y cortar la nieve para las pruebas. Las más comunes de estas pruebas son. (i) la carga de la pala, (ii) la caída del saco, o stuffblock, probablemente la de mayor empleo, y (iii) la carga del esquí, o rutschblock. En todo caso, todas estas pruebas tienen la desventaja que sus resultados dependen en gran medida de la forma en que cada observador realiza la prueba, la que suele variar de un observador a otro, y por lo mismo sus resultados son de limitada aplicación general.

3.908.508 Emisiones Acústicas. Las constantes deformaciones, y las fracturas, en el manto de nieve emiten ondas acústicas, las que pueden ser captadas con geófonos, transductores piezoeléctricos de aceleración, u otros sistemas similares implantados en el terreno y con registros a distancias o control remoto. Existe una estrecha correlación directa entre el número de eventos registrados por sobre un cierto nivel de ruido, y la inestabilidad del manto de nieve; el límite de emisiones previo al fracturamiento debe ser establecido experimentalmente en terreno.

3.908.6 PREDICCIÓN DE OCURRENCIA DE AVALANCHAS

3.908.601 Aspectos Generales. La predicción de ocurrencias de avalanchas es la evaluación diaria del peligro de avalanchas en una región, o en una localidad y para pendientes específicas. Esta predicción

debe describir la situación de avalanchas y entregar información respecto del lugar, cuando ocurrirán, y la probabilidad de ocurrencia de un tipo articular de avalanchas (placa, nieve suelta, nieve húmeda, etc.). Tradicionalmente, la predicción de avalanchas se ha basado en la información meteorológica, en los datos de precipitación de nieve y en las observaciones del manto de nieve, conjunto de antecedentes que son evaluados por una persona experta empleando su conocimiento y experiencia, y algo de intuición. Este procedimiento se continúa empleando y se conoce como método sinóptico, hoy en día apoyado con diversas herramientas electrónicas y estadísticas.

Existen numerosos ensayos en la aplicación de métodos que emplean tecnologías recientes, como el de redes neurales, análisis con sistemas de información geográfica (SIG), cálculo simbólico, desarrollo de análisis con regresiones, y otros. A pesar del empleo de herramientas actuales muy sofisticadas, el peligro de avalanchas aún no puede ser adecuadamente calculado en el sentido estricto (con algoritmos).

Características habituales en todo proceso de predicción de avalanchas son las siguientes:

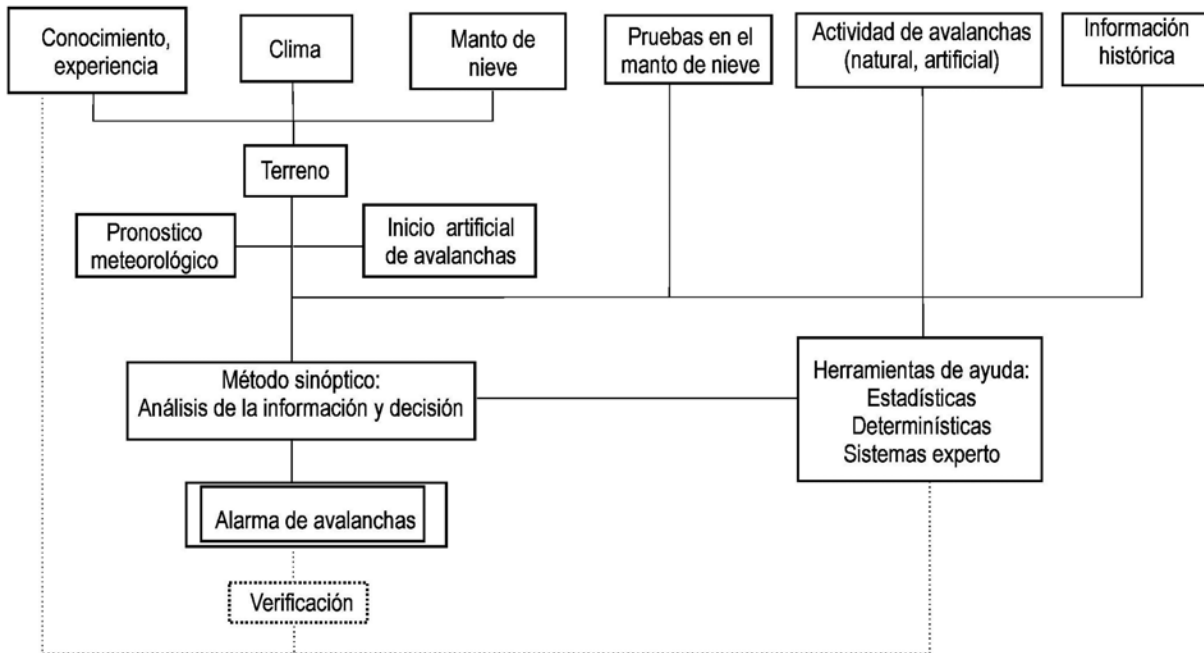
- a. Aunque alcanzar precisiones altas en las predicciones es difícil, los fracasos totales son raros. Normalmente pueden obtenerse suficientes antecedentes como para preparar una estimación razonable de la estabilidad de la nieve. En ello es esencial la experiencia de conocer las interacciones entre la nieve y las condiciones meteorológicas.
- b. No existe una predicción instantánea de avalanchas. No existen fórmulas fijas para producir una clasificación de la estabilidad de la nieve a partir de parámetros meteorológicos y de la nieve. Por el contrario, las predicciones se integran a lo largo del tiempo con evidencias que se acumulan incrementalmente, con escalas de horas a meses, y que también sufren alteraciones.
- c. La información sobre las condiciones de la nieve es altamente variable, incluyendo elementos como el clima, la estructura de la nieve, la historia de avalanchas, pruebas de terreno, etc. Cada elemento de información disponible se considera en la integración, aún cuando parezca irrelevante.
- d. La diversidad de datos útiles no es aleatoria. Estos datos están comprendidos en esencialmente tres categorías: meteorología, estructura del manto de nieve, y las condiciones mecánicas de la nieve en las pendientes.

El objetivo de un adecuado sistema de predicción de avalanchas es el de diseñar buenas herramientas para la predicción operacional del peligro de avalanchas, entendiendo por buenas herramientas aquellas que son confiables y ayudan en la predicción; herramientas que representan de buena manera las condiciones reales, que modelen convenientemente el peligro, y que sean una ayuda real en la toma de decisiones. A continuación se describen de manera general algunos de estos métodos de predicción del peligro de avalanchas.

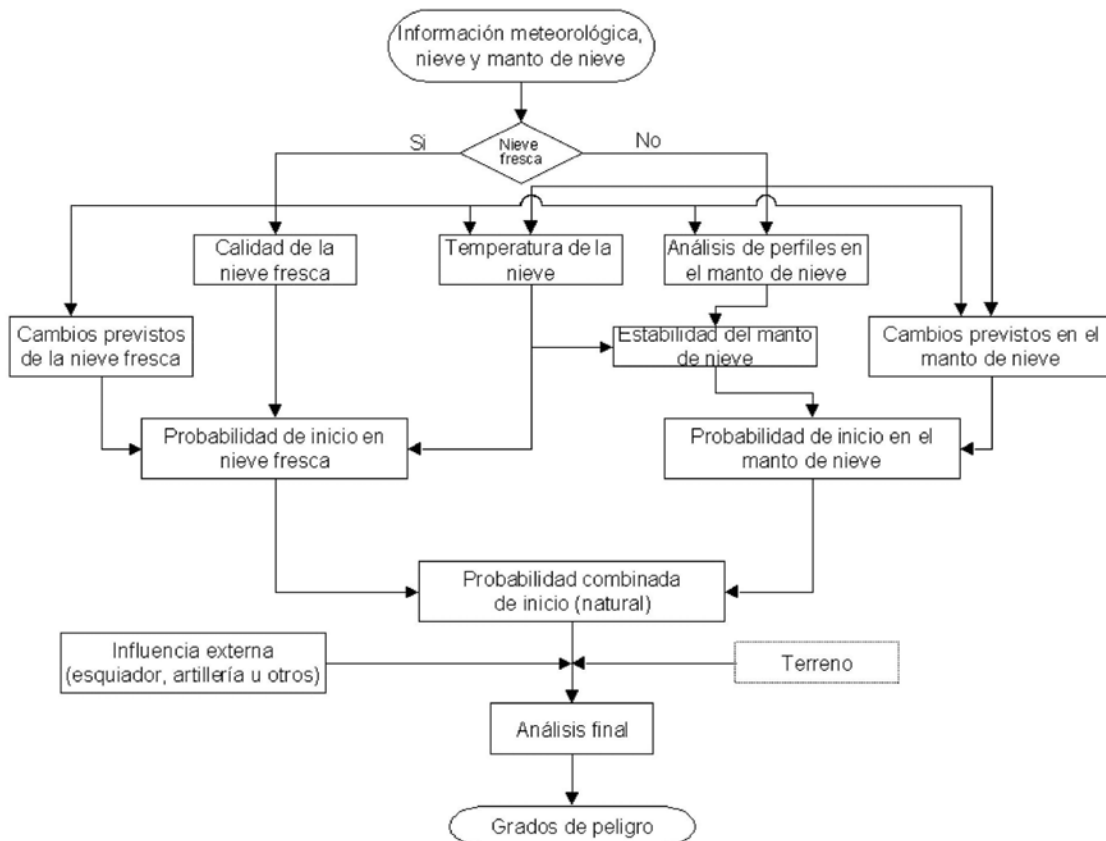
3.908.602 El Método Sinóptico. El método sinóptico de predicción de peligros de avalanchas se reseña esquemáticamente en la Lámina 3.908.602.A, Figura a). Emplea la información meteorológica (incluyendo la precipitación nival), la información del manto de nieve, las pruebas en el manto de nieve, los antecedentes de las características del terreno, información de la actividad actual e histórica de avalanchas, las predicciones climáticas, los resultados de ensayos de inducción de avalanchas, y herramientas para el análisis estadístico, el determinístico y de sistemas expertos.

Las etapas generales (o el proceso) en el método sinóptico de predicción de avalanchas son las siguientes:

- a. Se recolectan los datos disponibles. Algunos de estos pueden ser vagos, anecdóticos, o muy generales, mientras que otros pueden ser precisos.
- b. Se formula una hipótesis respecto a la estabilidad del manto de nieve según la información disponible. Una primera evaluación puede anticipar condiciones de inestabilidad en el manto de nieve, o los espesores de nieve requeridos para iniciar avalanchas.



a) Método sinóptico para predecir la ocurrencia de avalanchas, complementado con diversas herramientas.



b) Ejemplo del método sinóptico de sistema experto para evaluar el peligro de avalanchas.

- c. La hipótesis se prueba mediante observaciones y experimentos. Se revisa en terreno la ocurrencia de avalanchas, se hacen pruebas de terreno para investigar los planos de fractura, y se intenta producir avalanchas de manera artificial.
- d. Basados en los resultados de las pruebas, la hipótesis se confirma o se revisa. Este proceso de prueba y revisión se repite tantas veces como sea necesario, hasta que emerge una hipótesis con un razonable grado de certeza.
- e. Finalmente, la hipótesis se revisa o confirma, hasta que represente lo más acertadamente posible la realidad del manto de nieve y permita realizar predicciones de grados de peligro y riesgos.
- f. La ocurrencia de avalanchas es monitoreada, para confirmar la certeza de las predicciones.

Aunque a veces algunas etapas del proceso se comprimen, debido a diversas necesidades, es siempre un método científico de lógica inductiva. Una lista de los factores más comúnmente empleados como herramientas de análisis en el método sinóptico se muestran en la Tabla 3.908.602.A. Ninguna de estas herramientas es actualmente lo suficientemente buena como para reemplazar a la persona experta.

TABLA 3.908.602.A
PARAMETROS GENERALMENTE EMPLEADOS EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD
DEL MANTO DE NIEVE MEDIANTE EL METODO SINOPTICO

CATEGORIA	FACTOR	CONDICIONES	
		CRITICAS	MENOS CRITICAS
Terreno	Pendiente del terreno en la zona de inicio de avalanchas.	Pendiente del terreno entre 30° y 50°, con nieve seca.	Pendiente del terreno del terreno entre 25° y 60°, con nieve seca.
		Pendiente del terreno mayor que 20°, con nieve húmeda.	Pendiente del terreno mayor que 15°, con nieve húmeda
	Rugosidad de la superficie del suelo.	(ver Espesor del manto de nieve)	Idem
Condiciones de la nieve	Espesor del manto de nieve.	> 30 cm, sobre suelo liso.	> 25 cm, sobre suelo liso
		> 50 cm, sobre suelo rugoso.	> 40 cm, sobre suelo rugoso
	Espesor de nieve fresca sobre nieve antigua.	> 30 cm.	> 25 cm.
	Estratigrafía del manto de nieve.	Estratos intermedios débiles.	Idem
	Asentamiento de la nieve fresca.	Menos que 15 cm/día.	Menos que 20 cm/día.
	Temperatura de la nieve.	0° C	Idem
	Ensayes en el manto de nieve.	Bajos valores de resistencia mecánica, o de dureza.	Valores intermedios de resistencia mecánica, o de dureza.
Condiciones meteorológicas	Precipitación durante una tormenta.	> 20 mm.	> 15 mm.
	Tasa de precipitación.	> 2 mm/h.	
	Velocidad del viento.	> 5 m/s.	> 4 m/s.
	Dirección del viento.	Pendientes a sotavento.	Pendientes hasta 90° de la dirección del viento.
	Temperatura del aire	> 0° C	> -2° C
< -10° C		< -8° C	
Historia de avalanchas	Avalanchas desde la última tormenta.	Sin avalanchas en la última tormenta.	Sin avalanchas en la última tormenta, pero largo tiempo intermedio
		Avalanchas corriendo actualmente.	Ocurrencia de chorreos.
	Avalanchas en el pasado	Frecuentes.	Ocasionales.

3.908.602(1) El Análisis Estadístico. Los métodos de análisis estadístico emplean, habitualmente datos de nieve y meteorológicos en conjunto con la observación de ocurrencia de avalanchas, y presumen que condiciones similares de nieve y de parámetros meteorológicos producirán una similar actividad de avalanchas. El resultado es una predicción de días con, o sin, peligro de avalanchas.

El análisis estadístico se aplica con relativo éxito en el ámbito local, pero es de poca fiabilidad en el ámbito regional cuando se basa en observaciones de nieve y meteorología de un solo punto. Para la aplicación de este método debe contarse con una adecuada base de datos estadísticos. Un ejemplo del análisis estadístico local se muestra en la Tabla 3.908.602.B, donde se estima la ocurrencia de avalanchas en relación con el espesor de nieve nueva, para una localidad de la cordillera del centro de Chile, y para los casos en que la temperatura de aire fluctúa entre -2°C y -10° C y la velocidad del viento es inferior a 4 m/s.

3.908.602(2) El Análisis Determinístico. El objetivo del análisis determinístico es el de simular las condiciones en que el manto de nieve falla y produce avalanchas. Se basa en modelar la formación de las avalanchas empleando un modelo del manto de nieve. Al igual que el análisis estadístico, tiene cierto éxito a nivel local pero suele tener poco éxito en la predicción regional. La aplicación del método requiere un monitoreo frecuente de las características del manto de nieve, de manera de alimentar el modelo que establece las condiciones de inestabilidad. Los mejores resultados con este sistema de análisis se han logrado combinándolo con el método del sistema experto.

3.908.602(3) El Análisis Mediante un Sistema Experto. El análisis mediante un sistema experto consiste en simular el proceso de toma de decisiones de un experto que estructura los datos de ingreso de acuerdo a las condiciones predominantes y en base a los procesos físicos dominantes. Los datos se analizan como una estructura de problemas a resolver, como se muestra en el ejemplo de la Lámina 3.908.602.A, Fig. b). La mayoría de estos métodos de análisis se basan en sistemas computacionales simbólicos, vale decir, emplean reglas que fueron diseñadas explícitamente por personas expertas. Este método se ha combinado recientemente con el empleo de redes neurales de computación y con otros métodos.

3.908.603 Otros Métodos. Diversos métodos, que emplean las capacidades que ofrecen los sistemas computacionales de analizar rápidamente una gran cantidad de antecedentes, se encuentran en diversos estados de desarrollo y ofrecen variados grados de confiabilidad. Todos ellos deben ser aún adecuadamente probados.

TABLA 3.908.602.B
EJEMPLO DE PREDICCIÓN DE OCURRENCIA DE AVALANCHAS CON EL METODO DE ANALISIS ESTADISTICO, PARA UNA LOCALIDAD EN LA CORDILLERA DEL CENTRO DE CHILE Y SEGUN EL ESPESOR DE NIEVE NUEVA; BASADA EN 30 AÑOS DE OBSERVACIONES DE AVALANCHAS Y PARA EL CASO DE TEMPERATURA DEL AIRE ENTRE -2°C Y -10°C Y VELOCIDAD DE VIENTO INFERIOR A 4 m/s

ESPESOR DE NIEVE NUEVA (cm/día)	OCURRENCIA DE AVALANCHAS
< 10	Rara. Movimientos de nieve muy locales; principalmente avalanchas de nieve suelta en pendientes fuertes.
10 - 30	Desprendimientos locales ocasionales de avalanchas de nieve suelta y de placas delgadas poco frecuentes.
30 - 50	Avalanchas locales de nieve suelta y de placas, se inician principalmente en pendientes > 35°.
50 - 80	Frecuentes avalanchas de nieve suelta y de placas, que se inician en pendientes > 35°. Actividad menor en pendientes de menor inclinación.
80 - 120	Amplia actividad de avalanchas de nieve suelta y de placas, que se inician en pendientes sobre 30°.
120 - 150	Avalanchas grandes y frecuentes que alcanzan el fondo del valle, se inician en pendientes ≥ 27°. Ocasionalmente se activan sendas que rara vez generan avalanchas.
> 150	Condición extraordinaria. Grandes avalanchas generalizadas en toda la zona.

3.908.603(1) Redes Neurales. Las redes neurales artificiales son sistemas de computación que simulan la acción de redes neurales biológicas en la toma de decisiones, y consisten de capas de neuronas conectadas por caminos que poseen diversas ponderaciones. En una red típica [Lámina 3.908.603.A, Figura a)], las señales de datos de entrada se transmiten multiplicadas por ciertos factores de normalización para que se encuentren en el rango de 0 a 1 que emplean los algoritmos (ver Tabla 3.908.603.A) a la primera capa de neuronas. Los neuronas de la primera capa suman todos los valores recibidos y transforman el resultado con una función sigmoideal antes de transmitirlos a la segunda capa [ver Lámina 3.908.603.A, Figura b)]. El proceso se repite así hasta alcanzar el resultado en la salida. La clave del éxito de la red consiste en atribuir ponderaciones correctas a los diversos caminos que conectan las capas de neuronas, lo cual es siempre un proceso de pruebas y ajustes.

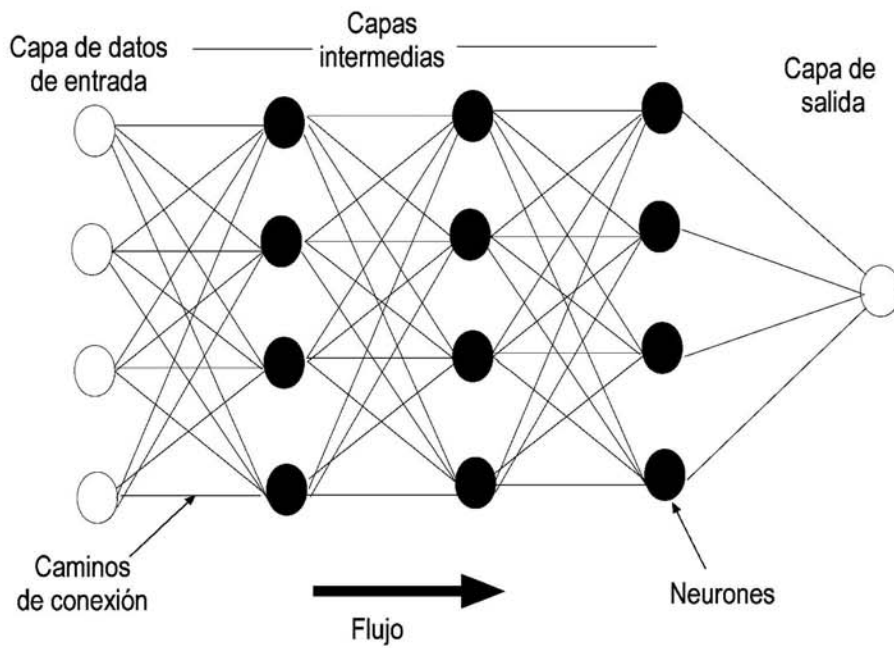
TABLA 3.908.603.A
EJEMPLO DE UN CASO DE NORMALIZACION DE DATOS PARA EVALUAR EL PELIGRO DE AVALANCHAS CON RED NEURAL

CATEGORIA	DATOS INGRESADOS DIARIAMENTE	ESQUEMA DE NORMALIZACION
Condiciones y tendencias de la nieve	Temperatura 20 cm bajo la superficie de la nieve (° C).	$(x + 20) / 2$
	Espesor del manto de nieve (pulgadas).	$X / 120$
	Espesor de la nieve fresca (1/2 pulgada).	$(\log (x + 1)) / \log (181)$
	Equivalente en agua de la nieve fresca (1/100 de pulgada).	$(\log (x + 1)) / \log (181)$
	Tendencia diaria de la temperatura 20 cm bajo la superficie de la nieve; (temperatura de hoy menos la temperatura de ayer (°C)).	$(x + 7) / 19$
	Espesor de la nieve fresca en el día de ayer.	$(\log (x + 1)) / \log (181)$
Condiciones meteorológicas y tendencias	Temperatura máxima del aire (°F).	$X / 60$
	Temperatura mínima del aire (°F).	$(x + 20) / 50$
	Temperatura del aire al momento de la observación (°F).	$(x + 10) / 60$
	Velocidad media máxima del viento durante una hora. (mph)	$X / 60$
	Dirección del viento durante la velocidad máxima media.	$X / 36$
	Temperatura media del aire durante el día anterior (°F)	$(x + 6) / 45$
	Tendencia de la temperatura del aire durante un día (temperatura de hoy menos temperatura de ayer, °F)	$(x + 38) / 68$
	Velocidad media máxima del viento durante una hora, en el día de ayer (mph)	$X / 60$
Dirección del viento durante la velocidad máxima media, en el día de ayer.	$X / 36$	

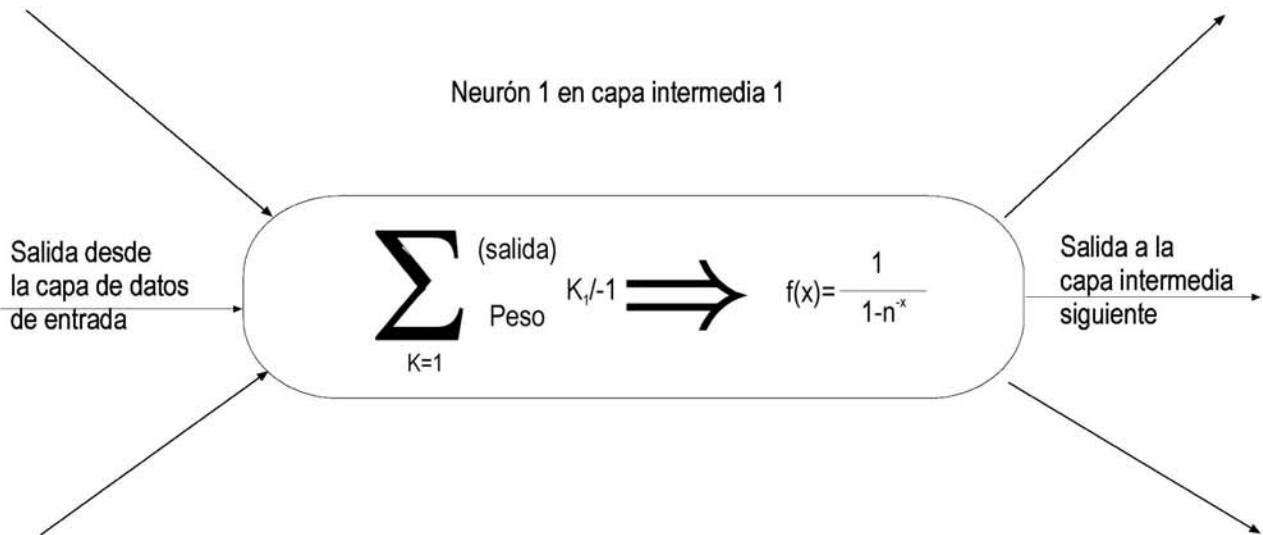
3.908.603(2) Árboles de Decisión. Los árboles de decisión representan procesos de clasificación de datos. Un árbol funciona jerárquicamente; un dato que fluye de las ramas al tronco encuentra nodos de decisión, uno a la vez, hasta el resultado final. Cada variable ingresa al cálculo solo cuando es necesaria, y solo una variable se emplea en cada nodo; así una variable de poca importancia puede ser empleada sin afectar las decisiones en otros nodos.

Existen dos tipos de árboles binarios: de regresión y de clasificación. Los árboles de regresión son preferibles donde los datos de ingreso y de salida son números de cualquier rango de valor (por ejemplo, el número de avalanchas por día). Los árboles de clasificación son preferibles donde se utilizan datos nominales (por ejemplo el aspecto de las pendientes, N, NO, SE, etc.).

3.908.603(3) Procesadores para Toma de Decisiones Inductivas. Estos procesadores computacionales han sido aplicados a sistemas expertos de análisis de la información (meteorología, nieve, terreno, etc.) para evaluar el peligro de avalanchas. Un experto construye el sistema y define los criterios empleados para seleccionar los datos, para categorizar o evaluar la información, y para obtener conclusiones. El procesador calcula las importancias (en escala de 1 a 100) lógicas de cada dato ingresado, las define como



a) Configuración típica de una red de neuronas.



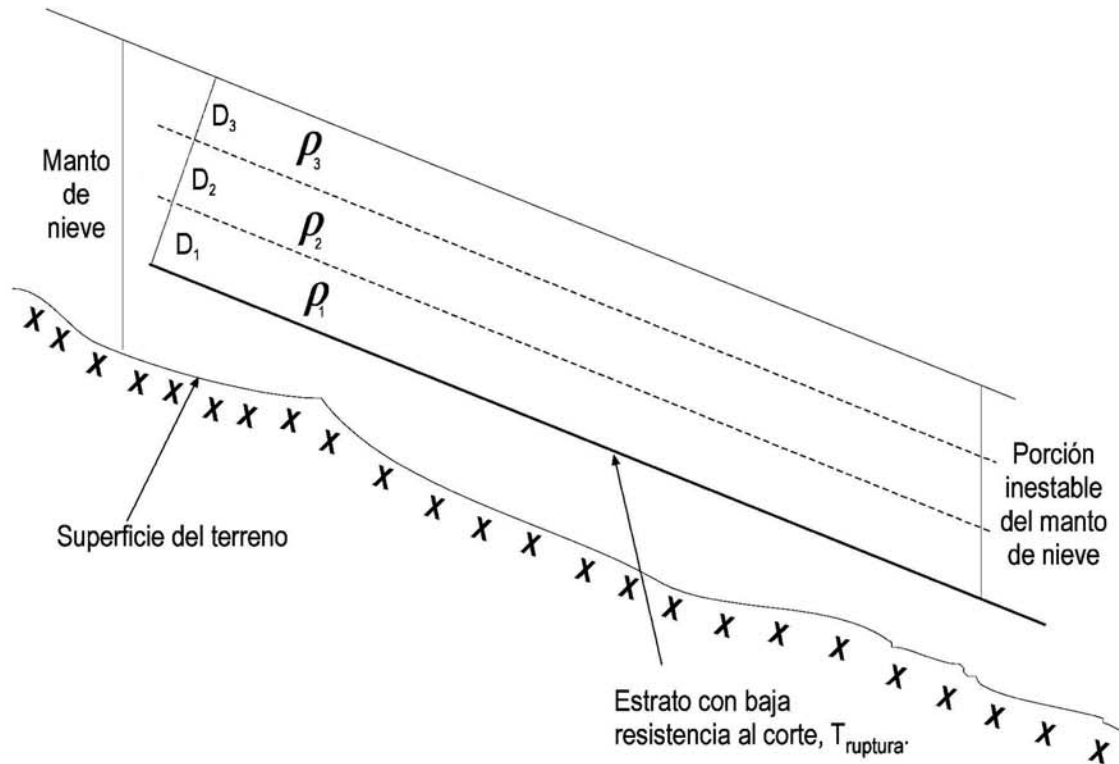
b) Función típica de un neurón.

mayor o menor, analiza niveles de certeza y decide (o interpreta) el grado de peligro de avalanchas.

3.908.604 El Índice de Estabilidad del Manto de Nieve. Existen diversas sugerencias respecto a formas de calcular índices de estabilidad del manto de nieve inclinado. El más simple, y probablemente el más empleado, es el que calcula un factor de seguridad (FS) como sigue (ver Lámina 3.908.604.A):

$$FS = T_{ruptura} / \Sigma (\rho \times D \times g) \quad (\text{ec. 3.908.604.1})$$

en que ρ (kg/m^3) es la densidad de un estrato en el manto de nieve, D (m) el espesor del estrato medido perpendicularmente a la superficie y g ($9,81 \text{ m/s}^2$) la aceleración de gravedad. $\Sigma (\rho \times D \times g)$ es, entonces, la carga que representan todos los estratos de nieve en el manto, por sobre la superficie de ruptura, siendo $T_{ruptura}$ el esfuerzo de corte límite al cual se fractura un cierto nivel del manto de nieve. Este nivel, y el valor de $T_{ruptura}$, debe establecerse con mediciones en el manto de nieve. El límite estable se alcanza cuando $FS = 1$; cuando es menor que uno, el manto de nieve está en condiciones inestables.



ρ_1 a ρ_3 = Densidades de estratos de nieve en la porción inestable del manto de nieve.

D_1 a D_3 = Espesores de estratos de nieve.

SECCION 3.909 TIPOS Y CLASIFICACIONES DE AVALANCHAS

3.909.1 CLASIFICACION SEGUN EL TIPO DE MOVIMIENTO INICIAL

3.909.101 Avalanchas de Nieve Suelta. Este tipo de avalanchas comienza en un punto, por deslizamiento inicial de una pequeña masa de nieve suelta, o de tan solo algunos cristales de nieve, o porque es gatillada por la caída de un objeto (roca, fragmento de hielo), por un esquiador, o diversas otras causas naturales o artificiales. El desplazamiento inicial produce una avalancha que va desplazando, e incorporando, cada vez más nieve en su trayecto y su senda tiene forma de V invertida.

Las avalanchas de nieve suelta pueden ser de nieve seca o húmeda. Las primeras se producen normalmente durante las tormentas, mientras que las segundas habitualmente en primavera o cuando el manto de nieve se ha temperado.

Un esquema de la clasificación general de avalanchas se muestra en la Lámina 3.909.101.A.

3.909.102 Avalanchas de Placas de Nieve. Este tipo de avalanchas se inicia en una línea de fractura en el manto de nieve. El origen del movimiento puede haberse propagado como una línea invisible desde un punto de inicio distante. Fracturas de placas pueden observarse sin que necesariamente desarrollen avalanchas, de manera que los términos placa y avalancha de placa no deben ser empleados como sinónimos, a menos que se esté absolutamente seguro respecto al correcto uso.

En realidad, cualquier espesor de nieve de cierta rigidez y yaciendo sobre un estrato débil puede originar una avalancha de una placa de nieve. La nieve suele ser seca, aunque el deslizamiento de placas de nieve también ocurre en nieve húmeda. El plano de deslizamiento puede ser un estrato de nieve de mayor dureza y ubicado por debajo del estrato débil que falla, o también la superficie del suelo.

Se distinguen avalanchas de placas duras y de placas blandas. La distinción entre placa dura y placa blanda puede estar basada en pruebas de calidad mecánica de la nieve en el sitio de la fractura, tomando en consideración los cambios que pueden haber ocurrido en el manto de nieve desde el momento de la avalancha. También puede estar basada en la apariencia de la avalancha. Las placas duras se originan principalmente en estratos de nieve transportada y compactada por el viento la que, además, tiene la característica que se asienta poco debido a que el viento a destruido previamente las dendritas de los cristales de nieve. Las placas duras de origen eólico pueden estar descansando sobre estratos débiles y producir una falsa sensación de seguridad por su aspecto de rigidez en la superficie. En la placa dura, el estrato de nieve que desliza es duro y de alta densidad, de manera que en el transcurso de la avalancha se observan bloques en la senda, e incluso (a veces) en la zona de depositación.

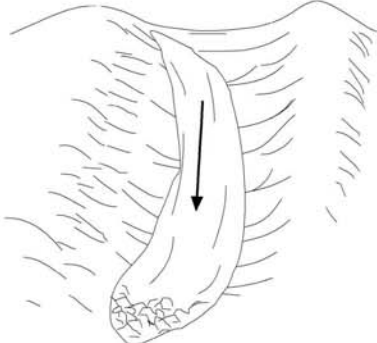
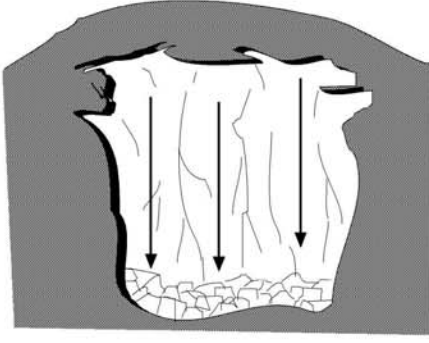
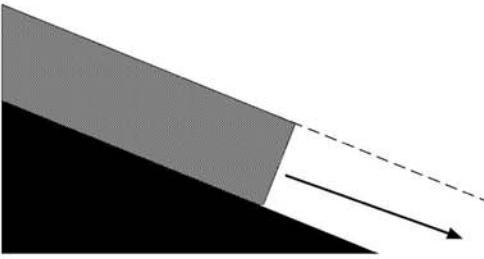
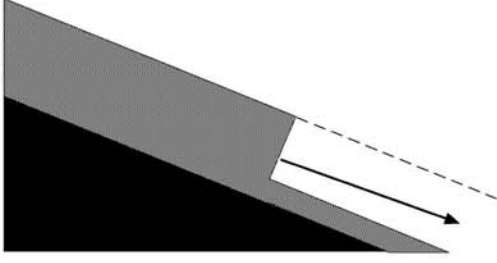
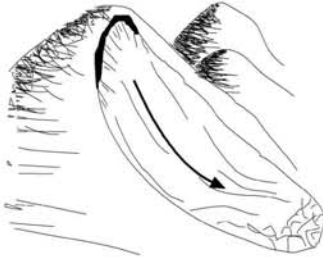


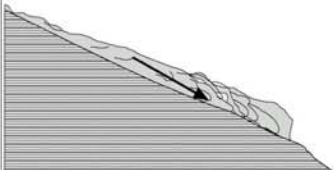
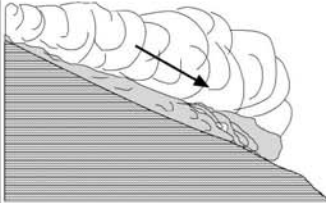
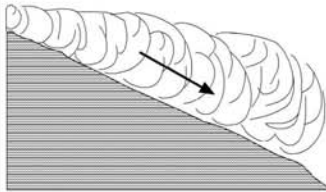
Cuando la placa es blanda, la nieve en los estratos deslizados es blanda y de baja densidad, de manera que la placa se desintegra en nieve suelta inmediatamente tras el inicio de la avalancha. Estas avalanchas se diferencian de aquellas de nieve suelta solamente en la forma de inicio, que no es puntual sino una línea de fractura. A veces las avalanchas de placa de nieve blanda y húmeda no se desarrollan totalmente; la placa se desplaza solamente unos pocos metros y el frente de la placa se pliega o fractura pero se detiene.

3.909.2 CLASIFICACION SEGUN EL GRADO DE HUMEDAD DE LA NIEVE

3.909.201 Avalanchas de Nieve Seca. Avalanchas conformadas por nieve seca, con temperatura inferior a 0° C. No existe agua líquida.

3.909.202 Avalanchas de Nieve Mixta. La nieve que se desliza está conformada tanto por nieve seca como por nieve con un cierto contenido de agua líquida, normalmente de los estratos más superficiales o de los basales.

3.909.203 Avalanchas de Nieve Húmeda o Saturada. Las avalanchas de nieve húmeda o saturada requieren que agua líquida este presente en todo el manto de nieve que se desliza. La discriminación entre avalanchas de nieve mixta o húmeda suele ser difícil, a menos que se consideren algunos elementos genéticos, como la temperatura del aire, lluvia, radiación solar, u otros; por ello, el término de "nieve mixta"

CRITERIO	DEFINICION		
TIPO DE MOVIMIENTO INICIAL	 <p>Nieve suelta</p>		 <p>Placa de nieve</p>
SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO	 <p>De fondo, sobre el suelo</p>		 <p>De superficie, sobre la nieve</p>
GRADO DE HUMEDAD DE LA NIEVE	Nieve seca	Nieve mixta	Nieve saturada
FORMA DE LA SENDA	 <p>Abierta</p>	 <p>Parcialmente confinada</p>	 <p>Confinada</p>
TIPO DE FLUJO PREDOMINANTE	 <p>Sobre el terreno</p>	 <p>Mixto</p>	 <p>Nieve polvo en suspensión</p>

no es comúnmente utilizado. Se trata siempre de avalanchas de nieve suelta y de avalanchas que se inician en un punto; la velocidad de movimiento suele ser baja y el movimiento es exclusivamente de tipo de flujo sobre el suelo. La nieve en estas avalanchas suele aglomerarse formando rodados de nieve que persisten hasta el depósito. Si bien se producen principalmente en primavera y verano, pueden en realidad ocurrir en cualquier momento en que las condiciones climáticas sean favorables para ello.

El término "avalancha de fondo", a menudo empleado como el contrario de avalanchas de polvo, debe reservarse de nieve densa y con alto contenido de agua líquida, que normalmente ocurren en primavera y arrastran rocas, suelos, u otros objetos de la superficie del suelo.

Avalanchas mayores que e inician en nieve seca, pueden incorporar nieve húmeda que encuentran en la senda a menor cota. Esto suele producir un depósito de nieve dura y sólida por congelamiento del agua contenida en la nieve húmeda y enfriada por la nieve de menor temperatura. Los depósitos de estas avalanchas son materiales difíciles de remover.

3.909.3 CLASIFICACION SEGUN EL TIPO DE FLUJO PREDOMINANTE

3.909.301 Avalanchas de Flujo sobre el Terreno. Son avalanchas que se mueven enteramente como un flujo turbulento sobre la superficie del suelo o de la nieve preexistente [Lámina 3.909.301.A, Figura a)]. Puede tratarse de nieve seca o húmeda. No se clasifican como avalanchas movimientos con velocidades inferiores a 1 cm/s.

3.909.302 Avalanchas de Flujo Mixto. Se trata de avalanchas cuya parte basal se mueve como un flujo turbulento sobre el terreno [Lámina 3.909.301.A, Fig. b)]. Por encima del flujo basal se dispone un estrato de saltación, en el cual mezclas de fragmentos y cristales de nieve se mueven como si fueran arrojados al aire. Sobre el estrato de saltación se dispone un turbulento flujo de polvo de nieve en suspensión. El flujo basal y el estrato en saltación conforman la parte densa de la avalancha; la relación de espesores suele ser de 1:2 a 1:4 respectivamente entre el flujo basal y el estrato en saltación. Las avalanchas de flujo mixto normalmente consisten de nieve seca. El flujo en suspensión está acompañado por una onda de aire en movimiento (viento) que precede a la avalancha y que existe algunos metros por sobre ella.

3.909.303 Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión. Están constituidas por masas de nieve seca que se mueve exclusivamente como una nube de nieve polvo fluidizada en suspensión, sin rozar el suelo [Lámina 3.909.301.A, Figura c)]. Esto ocurre, a menudo, porque avalanchas de flujo, o de flujo mixto, son lanzadas al aire al caer por sobre una pared vertical de roca. Son las avalanchas con las mayores velocidades de movimiento, las de mayor distancia de corrida y a ellas se asocia una importante onda de choque en el aire. Debido a que no existe un roce en la base, pueden saltar obstáculos de decenas de metros (incluso dos o tres centenas) de altura.

3.909.4 CLASIFICACION SEGUN LA FORMA DE LA SENDA

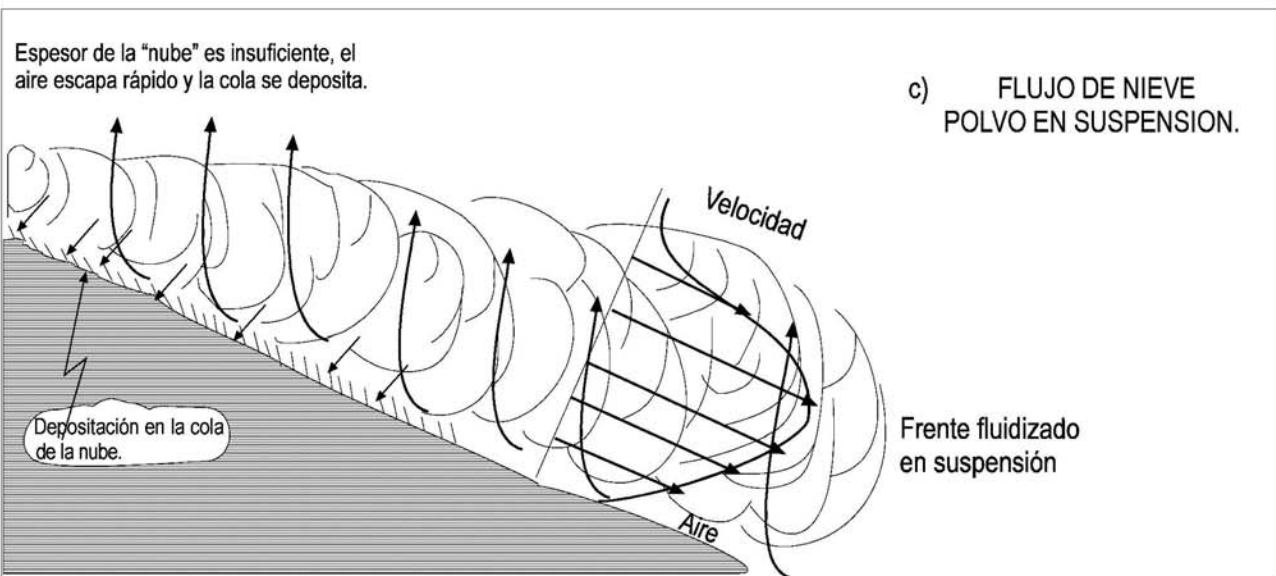
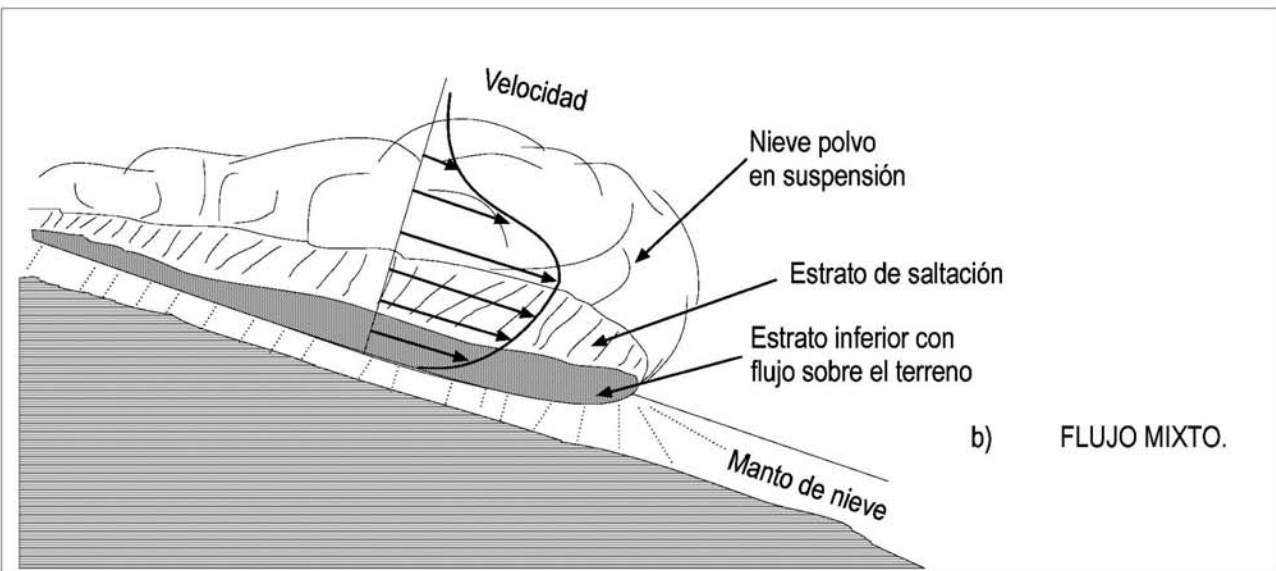
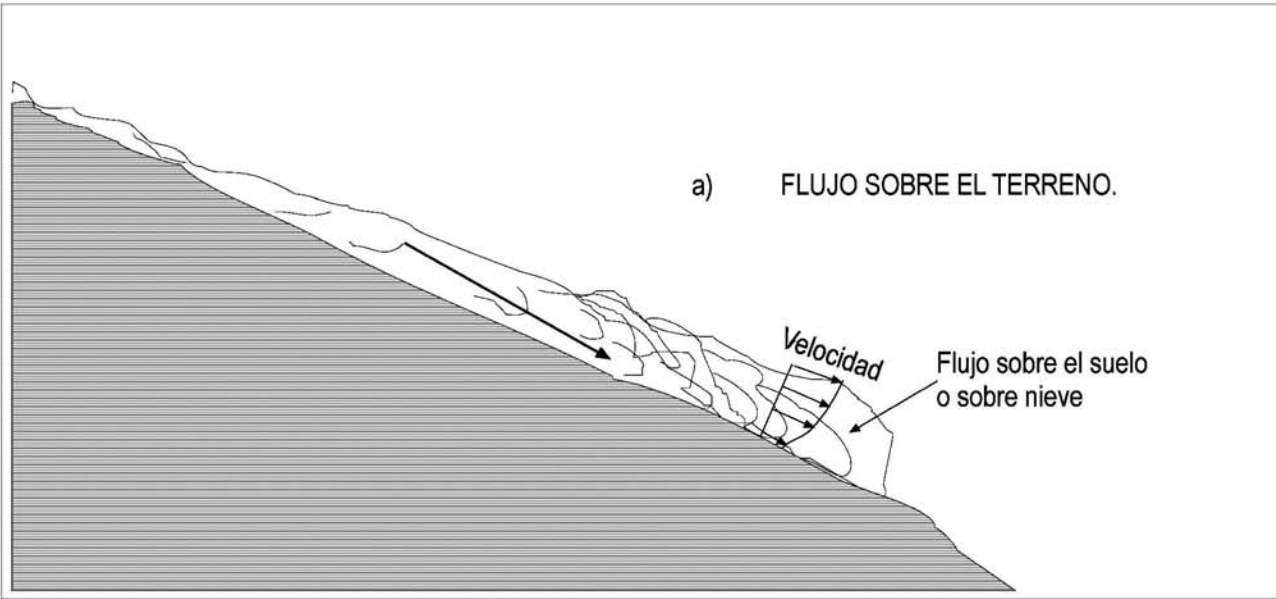
3.909.401 Avalanchas en Sendas Abiertas. La avalancha corre principalmente en una ladera abierta, sin restricciones laterales. Vista a distancia forma una V invertida pues el ancho de la senda aumenta continuamente en su trayectoria (la forma de la V invertida se amplía en aproximadamente 1/8 de la longitud del tramo respectivo de la senda).

3.909.402 Avalanchas en Sendas Parcialmente Confinadas. La avalancha corre principalmente en una senda parcialmente confinada por el relieve, como una quebrada o un valle estrecho y empinado (ver Numeral 3.913.301).

3.909.403 Avalanchas en Gargantas de Roca. Es una avalancha que corre confinada principalmente en una garganta rocosa de paredes prácticamente verticales y fondo plano.

3.909.5 CLASIFICACION SEGUN EL PLANO DE DESLIZAMIENTO

3.909.501 Avalanchas que Deslizan sobre Nieve Preexistente (o Avalanchas de Superficie). Son avalanchas cuyos planos de deslizamiento en la zona de inicio de las avalanchas se encuentran dentro del manto de nieve, vale decir, tras la corrida de la avalancha no se observa el suelo, y la nieve del depósito de avalancha no contiene detritos rocosos o de suelos. Estas avalanchas pueden ser de fractura en nieve



nueva, cuando los estratos deslizados son de menos de 5 días de antigüedad y por lo cual normalmente están constituidos por nieve más bien homogénea, o de nieve vieja cuando ellos son de más de 5 días de antigüedad, o cuando la avalancha contiene nieve fresca y antigua.

3.909.502 Avalanchas de Fondo. Son avalanchas que se deslizan principalmente sobre la superficie del suelo en el inicio, aunque en partes de la senda queden parches de nieve (principalmente debido a las rugosidades del terreno).

3.909.6 CLASIFICACION SEGUN LA MAGNITUD

Se ha propuesto clasificar la magnitud, o masa, de las avalanchas en relación con la avalancha límite en cada senda, entendiendo por masa de la avalancha límite (M_L) lo siguiente:

$$M_L = (S - R) \times A \quad \text{expresada en m}^3 \text{ de equivalente en agua.} \quad (\text{ec. 3.909.6.1})$$

En que A es el área total (en m^2) de la zona de inicio de la avalancha en una senda, incluyendo el área más allá de la divisoria de aguas y desde la cual el viento es capaz de transportar nieve a la senda, S es el máximo equivalente en agua (en metros) del depósito de nieve en toda la zona de inicio y senda de la avalancha y para un período de retorno de 30 años, y R es el equivalente en agua de la nieve retenida en las asperezas de la senda (ver Numeral 3.910.502), y que varía entre 0,15 y 0,30 m. Con respecto a la avalancha límite en cada senda, el resto de las avalanchas se clasifican según sus masas (M) como sigue:

- Chorreo, $M < M_L \times 10^{-4}$
- Avalancha pequeña, $M_L \times 10^{-4} \leq M < M_L \times 10^{-3}$
- Avalancha media, $M_L \times 10^{-3} \leq M < M_L \times 10^{-2}$
- Avalancha grande, $M_L \times 10^{-2} \leq M < M_L \times 10^{-1}$
- Avalancha mayor, $M_L \times 10^{-1} \leq M$

De manera general, la magnitud de las avalanchas se describe con los términos chorreo, normal y clímax.

3.909.601 Chorreos. Son los primeros deslizamientos de nieve que se producen en una tormenta, generalmente de poca magnitud, volumen y velocidad. Suelen depositarse en pendientes relativamente fuertes, sin alcanzar la zona de depositación habitual de las avalanchas en la senda. No siempre ocurren en las sendas de avalanchas, avalanchas de mayor magnitud pueden ocurrir sin que previamente se hayan producido chorreos.

3.909.602 Normal. Son las avalanchas de magnitud pequeña a grande, que normalmente se producen en una senda; a veces, después de que hayan caído los chorreos cuando estos han existido.

3.909.603 Clímax. Es la avalancha de más masa (grande o mayor), que ocurre en una senda durante una tormenta. También se emplea para la avalancha mayor en una senda, ocurrida dentro de todo el registro histórico.

3.909.7 CLASIFICACION SEGUN EL MECANISMO DE INICIO

3.909.701 Inicio Natural. Es el inicio espontáneo natural de las avalanchas, por algunos de los diversos mecanismos naturales de inicio de avalanchas.

3.909.702 Inicio Inducido por Personas. Es el inicio de avalanchas inducidos por las personas, ya sea de manera accidental (por ejemplo un esquiador inadvertido), o de manera intencional, por ejemplo como parte de un sistema de control de avalanchas.

3.909.8 AVALANCHAS DE FRAGMENTOS DE HIELO

3.909.801 Generalidades. Las avalanchas de fragmentos de hielo no son avalanchas originadas en el deslizamiento de mantos de nieve, sino por deslizamiento de masas de hielo, normalmente de parte de glaciares. Avalanchas de este tipo han sido causantes de grandes catástrofes por los grandes volúmenes de material en movimiento y por las vastas distancias de corrida.

3.909.802 Zonas de Inicio. Las zonas de inicio de avalanchas de fragmentos de hielo suele encontrarse en el frente de glaciares colgantes, aunque ocasionalmente han ocurrido deslizamientos violentos de virtualmente toda la masa de un glaciar. Estos deslizamientos catastróficos suelen estar asociados a movimientos sísmicos, a sobresaturación de glaciares temperados, por ejemplo por la rápida fusión de una cubierta de nieve temperada, y a eventos en conos volcánicos cubiertos por glaciares.

3.909.803 Distancia de Corrida. La distancia de corrida suele ser muy extensa en las avalanchas originadas en deslizamientos de glaciares, normalmente porque la avalancha contiene una importante cantidad de agua, la que proviene en parte del agua contenida en glaciares de hielo temperado y en parte como agua de fusión producida durante el movimiento. Es común que la avalancha se extienda, finalmente, como una considerable (y a veces catastrófica) onda de crecida en los cauces fluviales a los que llega.

3.909.9 CLASIFICACION INTERNACIONAL DE AVALANCHAS

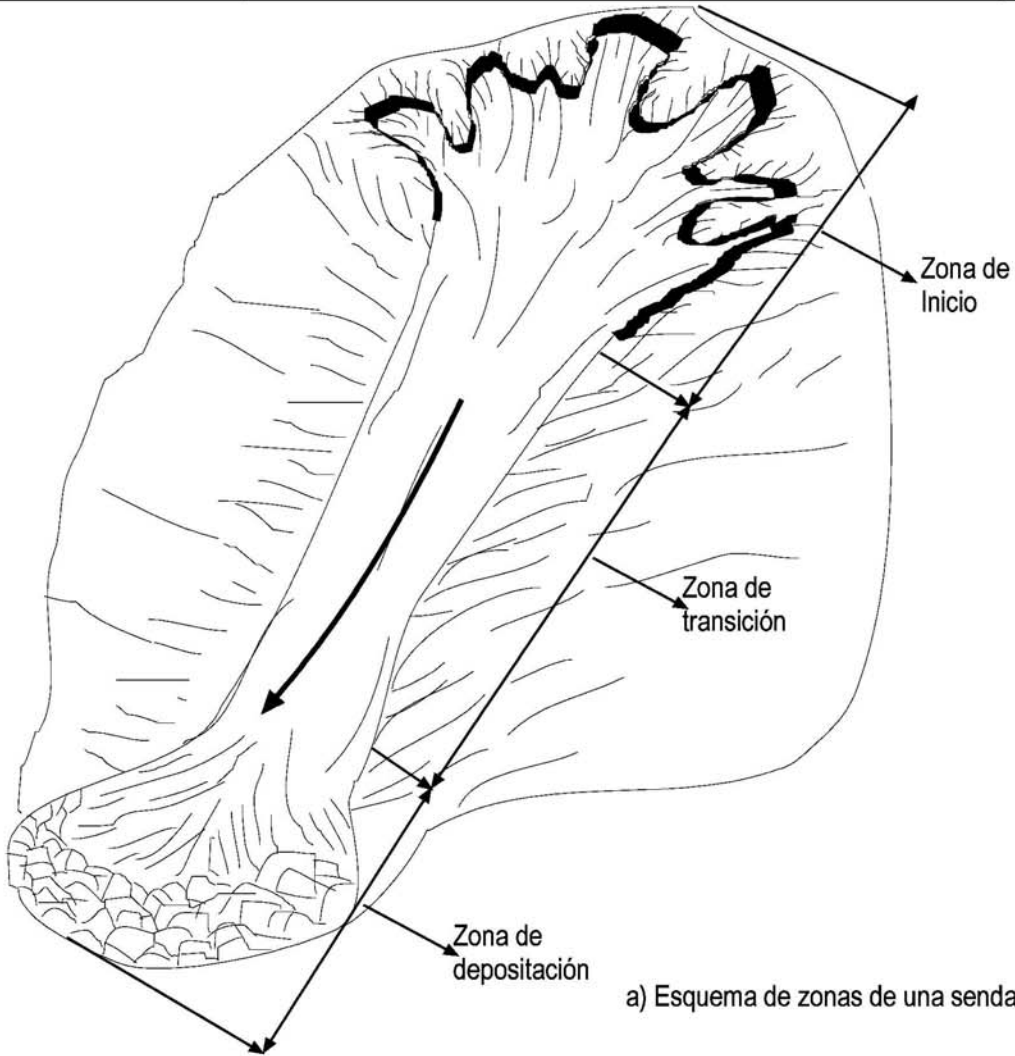
3.909.901 Principio de la Clasificación. La clasificación internacional de avalanchas tiene por objeto registrar en forma resumida las características descriptivas que ayudan a determinar las leyes físicas que controlan la actividad de las avalanchas, y permite al usuario describir las avalanchas en términos simples. El esquema general de clasificación se subdivide en una clasificación de los rasgos del fenómeno inmediato de la avalancha, y otra que describe las condiciones genéticas de la formación de las avalanchas. Entre ambas clasificaciones existe una estrecha relación; por ejemplo, en ambas se incluyen las condiciones del terreno

3.909.902 Clasificación Morfológica. La clasificación morfológica internacional de avalanchas se incluye en la Tabla 3.909.902.A. Esta clasificación es poco precisa en algunos aspectos; por ejemplo: (i), emplea una descripción de forma para toda la senda, cuando lo normal es que esta varíe para las diferentes zonas, (ii) no contempla las avalanchas de flujo mixto, que suelen ser muy comunes y (iii) emplea códigos en subdivisiones de manera casi aleatoria. Por ello, se ha empleado en Chile una clasificación algo más precisa (ver Tabla 3.909.902.B) y a partir de la cual es posible contar con mejor información en cuanto a los criterios de protecciones a emplear en cada senda. En estas Tablas se divide la senda de avalanchas en zonas (ver Lámina 3.909.902.A) de inicio o de origen, intermedia o de transición, y de depositación o derrame, las que se definen a continuación. Debe entenderse que esta definición es algo elástica porque, por ejemplo en sendas grandes de avalanchas existen sectores que pueden considerarse intermedios para las avalanchas que se inician en cierta parte muy alta de la senda, pero en los cuales también existen condiciones para que avalanchas se generen en ellos.

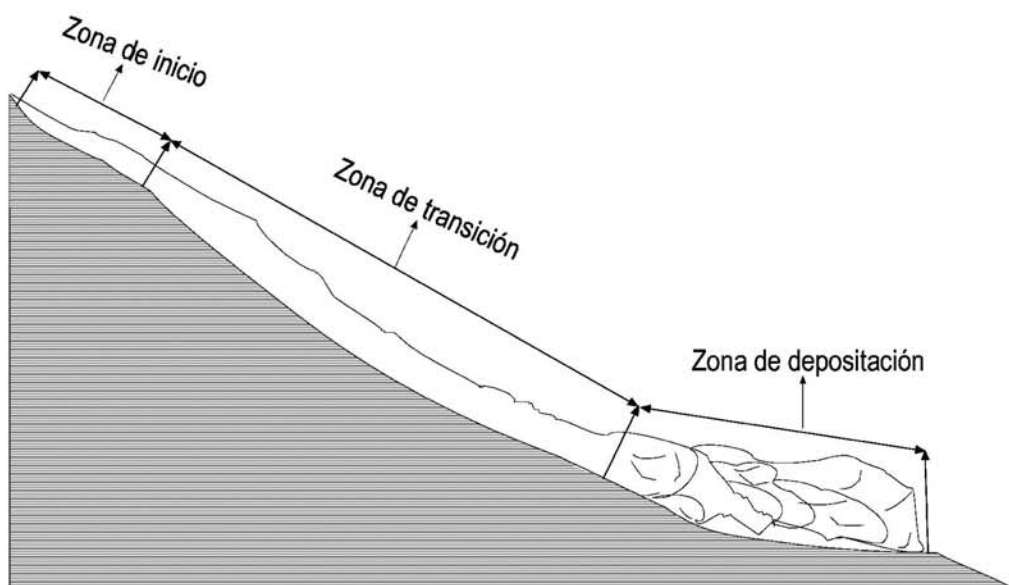
3.909.902(1) Zona de Inicio o de Origen. Es la zona en que se inician las avalanchas. En el caso de las avalanchas de placa esta zona se extiende, hacia aguas abajo, hasta la ubicación de la *stauhwall*. La zona de inicio puede comprender un área de varios centenares de metros de desnivel. La zona de inicio puede ser simple o compleja. Las zonas simples son áreas pequeñas, habitualmente no mayor que una hectárea, y el inicio de cada avalancha involucra la nieve de prácticamente toda la zona. Las zonas de inicio complejas son grandes áreas, incluso de algunos kilómetros cuadrados de extensión, en las cuales las avalanchas comienzan en algún sector de la amplia zona y confluyen hacia una zona de tránsito y depositación común; cada avalancha involucra la nieve de solamente una parte de la zona de inicio, de manera que varias avalanchas pueden desarrollarse prácticamente en forma simultánea en la senda.

3.909.902(2) Zona Intermedia o de Transición. Es la parte de la senda por la que se desplazan las avalanchas sin depositarse y ubicada aguas debajo de la zona de inicio. Solamente avalanchas menores, como los chorreos, se detienen en la zona intermedia.

3.909.902(3) Zona de Depositación o de Derrame. Es la zona en la cual las avalanchas, debido a la pérdida de energía y fricción en la base, se detienen y la nieve se deposita. Esta zona puede tener una amplia gama de ángulos de pendiente, incluso una pendiente invertida en la cual la avalancha corre por inercia hacia arriba. El límite entre esta zona y la intermedia es vago y puede variar considerablemente de una a otra avalancha (ejemplo el caso de los chorreos que se depositan en la zona intermedia).



a) Esquema de zonas de una senda de avalancha



b) Perfil de la senda de avalanchas, con las zonas.

TABLA 3.909.902.A
CLASIFICACION MORFOLOGICA INTERNACIONAL DE AVALANCHAS

CRITERIO		CARACTERISTICAS ALTERNATIVAS, DENOMINACIONES Y CODIGOS			
ZONA DE INICIO					
A	Forma de inicio	A1	Inicio desde un punto, avalancha de nieve suelta		
		A2	Inicio desde una línea, avalancha de placa de nieve	A3	Placa de nieve blanda
				A4	Placa de nieve dura
ZONA DE TRANSICION					
B	Posición de la superficie de deslizamiento	B1	Dentro del manto de nieve, avalancha de estrato superficial	B2	Fractura en nieve nueva
		B4	Sobre el suelo, avalancha de fondo	B3	Fractura en nieve vieja
C	Agua líquida en la nieve	C1	Ausente, avalancha de nieve seca		
		C2	Presente, avalancha de nieve húmeda		
D	Forma de la senda	D1	Senda en pendiente abierta (avalancha no confinada)		
		D2	Senda en quebrada o garganta (avalancha confinada)		
E	Forma de movimiento	E1	Nube de polvo de nieve (avalancha de nieve polvo)		
		E2	Flujo sobre el terreno		
ZONA DE DEPOSITACION					
F	Rugosidad de la superficie del depósito de nieve	F1	Depósitos gruesos	F2	Bloques angulosos
				F3	Aglomerados redondeados
		F4	Depósitos finos		
G	Agua líquida en el detrito de nieve en el momento de la depositación	G1	Ausente, depósito de avalancha de nieve seca		
		G2	Presente, depósito de avalancha de nieve húmeda		
H	Contaminación del depósito de nieve	H1	Sin contaminación aparente, avalancha de nieve limpia		
		H2	Contaminación presente (avalancha contaminada)	H3	Rocas, suelos
				H4	Ramas, árboles

TABLA 3.909.902.B
CLASIFICACION MORFOLOGICA DE AVALANCHAS

CRITERIO		CARACTERISTICAS ALTERNATIVAS, DENOMINACIONES Y CODIGOS			
PARA ZONA DE INICIO SOLAMENTE (Zona 1)					
1 ^a	Forma de inicio	1A1	Inicio desde un punto, avalancha de nieve suelta		
		1A2	Inicio desde una línea, avalancha de placa de nieve	1A2a	Placa de nieve blanda
				1A2b	Placa de nieve dura
1J	Mecanismo de inicio	1J1	Inicio natural		
		1J2	Inicio inducido por personas	1J2a	Intencional
				1J2b	Accidental
PARA ZONAS DE INICIO (Zona 1), DE TRANSICION (Zona 2) Y DE DEPOSITACION (Zona 3)					
1, 2 y 3B	Posición de la superficie de deslizamiento	1, 2 y 3B1	Dentro del manto de nieve, avalancha de estrato superficial	1, 2 y 3B1a	Fractura en nieve nueva
				1, 2 y 3B1b	Fractura en nieve vieja
		1, 2 y 3B2	Sobre el suelo, avalancha de fondo		
1, 2 y 3C	Agua líquida en la nieve	1, 2 y 3C1	Ausente, avalancha de nieve seca		
		1, 2 y 3C2	Presente, avalancha de nieve húmeda	1, 2 y 3C2a	Solamente nieve húmeda
				1, 2 y 3C2b	Avalancha de nieve mixta (húmeda y seca)
1, 2 y 3D	Forma de la senda	1, 2 y 3D1	Senda en pendiente abierta (avalancha no confinada)		
		1, 2 y 3D2	Senda en quebrada (avalancha parcialmente confinada)		
		1, 2 y 3D3	Senda en garganta rocosa (avalancha confinada)		
1, 2 y 3E	Forma de movimiento	1, 2 y 3E1	Nube de polvo de nieve (avalancha de nieve polvo)		
		1, 2 y 3E2	Flujo sobre el terreno		
		1, 2 y 3E3	Flujo mixto		
1, 2 y 3K	Magnitud relativa de la avalancha	1, 2 y 3K1	Chorro, avalancha menor, generalmente se detiene en la zona de transición, suele ser precursora de otras avalanchas normales		
		1, 2 y 3K2	Normal		
		1, 2 y 3K3	Climax, la mayor avalancha en la senda durante la tormenta		
PARA ZONA DE DEPOSITACION SOLAMENTE (Zona 3)					
3F	Rugosidad de la superficie del depósito de nieve	3F1	Depósitos gruesos	3F1a	Bloques angulosos
				3F1b	Aglomerados redondeados
		3F2	Depósitos finos		
3H	Contaminación del depósito de nieve	3H1	Sin contaminación aparente, avalancha de nieve limpia		
		3H2	Contaminación presente (avalancha contaminada)	H2a	Rocas, suelos
				H2b	Ramas, árboles
				H2c	Estructuras, vehículos, otros

3.909.903 Clasificación Genética. En el sentido estricto del término, una clasificación genética debería clasificar cada avalancha según su origen. Sin embargo, y porque todas las avalanchas se producen por la interacción de varios factores diferentes (por ejemplo precipitación nival, viento, temperatura, etc.), una clasificación de avalanchas basada en solo un factor por cada clase sería muy limitada. Por ello se ha elegido la alternativa de clasificar las avalanchas según sus condiciones, lo que permite un análisis genético y una explicación del fenómeno; pero, lo más importante, es que una clasificación de las condiciones permite evaluar el peligro de avalanchas y, en ciertos casos, hacer determinaciones cuantitativas o estadísticas en la predicción de avalanchas. La clasificación genética de las condiciones de avalanchas se muestra en la Tabla 3.909.903.A. Algunos comentarios sobre las condiciones genéticas se expresan a continuación.

**TABLA 3.909.903.A
ESQUEMA DE CLASIFICACION Y DESCRIPCION GENETICA DE AVALANCHAS**

CONDICIONES		EFFECTOS DE LA ACTIVIDAD DE AVALANCHAS
A1. CONDICIONES FIJAS DEL TERRENO.		
1.1. Alturas relativas.	Zona de crestas y planicies.	Fuerte influencia del viento, cornisas, localmente avalanchas de placas de nieve.
	Zona sobre la línea del bosque y bajo las crestas.	Amplias áreas de avalanchas de placas de nieve.
	Zona bajo la línea del bosque.	Menor influencia del viento. Menos avalanchas de placas de nieve, prevalecen las placas blandas.
1.2. Pendiente del terreno.	>35°	Es posible la formación de avalanchas de nieve suelta.
	>25°	Es posible la formación de avalanchas de placas de nieve.
	>15°	Se retarda el inicio.
	<20°	Posible ocurrencia de avalanchas de nieve saturada en pendientes de ángulos bajo.
1.3. Orientación de la pendiente.	Con respecto al sol.	En pendientes a la sombra, más posibilidades de avalanchas de placas de nieve seca. En pendientes al sol, más posibilidades de avalanchas de nieve húmeda.
	Con respecto al viento.	En pendientes a sotavento, mayor acumulación de eólica, más posibilidades de formación de placas de nieve. Lo contrario en pendientes a barlovento.
1.4. Configuración del terreno.	Pendientes abiertas y uniformes.	Avalanchas no confinadas.
	Canaletas, gargantas, crestas.	Avalanchas confinadas y encauzadas.
	Cambios en la gradiente.	Fractura en el manto de nieve en terrenos convexos.
	Escalones.	Incentiva la formación de avalanchas de nieve polvo en suspensión.
1.5. Rugosidad.	Superficie suave del suelo.	Deslizamiento y reptación de la nieve sobre suelo húmedo; se favorecen las avalanchas de fondo.
	Obstáculos que sobresalen	Avalanchas de nieve de superficie, sobre el nivel de los obstáculos.
	Vegetación.	Matorrales no totalmente cubiertos por nieve reducen la formación de avalanchas. Bosques densos evitan la formación de avalanchas.
B2. CONDICIONES GENETICAS - CLIMA RECIENTE (Aproximadamente últimos 5 días).		
2.1. Precipitación nival.	Tipo de nieve.	Nieve suelta: avalanchas de nieve suelta. Nieve cohesiva: avalanchas de placas de nieve.
	Profundidad del incremento diario de la nieve fresca.	Se incrementa la inestabilidad con el espesor de la nieve. Fracturas en nieve nueva o vieja.
	Intensidad de la precipitación.	Se incrementa la inestabilidad con la mayor intensidad, promoviendo la fractura en nieve fresca e incrementando el riesgo en pendientes menores.

TABLA 3.909.903.A
ESQUEMA DE CLASIFICACION Y DESCRIPCION GENETICA DE AVALANCHAS

2.2. Lluvia.		Promueve la formación de avalanchas de nieve húmeda suelta, o de placas de nieve blanda. Se mezclan avalanchas y deslizamientos de tierra.
2.3. Viento.	Dirección.	Incrementa la formación de avalanchas a sotavento, en especial de placas de nieve. Formación de cornisas.
	Velocidad y duración.	Se incrementa localmente la formación de avalanchas de placas de nieve, con la mayor velocidad y duración.
2.4. Condiciones térmicas.	Temperatura y contenido de agua libre de la nieve.	Efecto en los esfuerzos y resistencia mecánica. Incremento de la temperatura origina primero crisis y luego estabilidad. Incremento de agua libre contribuye a la formación de avalanchas.
	Temperatura del aire.	Efectos similares en pendiente de cualquier aspecto.
	Radiación solar.	Efecto dominante en pendientes de cara al sol.
	Radiación térmica.	Enfriamiento de la superficie de nieve durante la noche y a la sombra; importante en clima sin nubes. Promueve la formación de escarcha superficial y profunda.
B3. CONDICIONES GENETICAS - DE NIEVE VIEJA.		
3.1. Espesor total del manto de nieve.		Influye en la masa de las avalanchas de fondo. Importante en la compactación y metamorfismo del manto de nieve.
3.2. Estratificación.	Secuencia de estratos de resistencia variable.	La estabilidad está definida por el estrato más débil, con respecto a la situación de esfuerzos en el manto de nieve.
	Estrato más superficial.	La falta de cohesión, la fragilidad y la rugosidad, son importantes para la estabilidad de la nueva precipitación nival.
	Interior del manto de nieve.	Fracturas en nieve vieja son causadas por estratos débiles al interior del manto, en particular por estratos de escarcha profunda.
B4. CONDICIONES GENETICAS - MECANISMOS QUE GATILLAN AVALANCHAS.		
4.1. Mecanismos naturales de inicio.	Influencias internas.	Relativas al manto de nieve.
	Influencias externas	Relativas al clima y al relieve
4.2. Inicio causado por personas.	Gatillo accidental	Avalanchas por accidentes.
	Gatillo intencional	Avalanchas artificiales.

3.909.903(1) Altura Relativa. El efecto de altura es muy complejo. Involucra a la variación en altura de la temperatura, la radiación, el viento, la precipitación, la longitud de la temporada invernal, la vegetación y la topografía general. El efecto es relativo en cuanto es variable con respecto a la latitud y región climática.

3.909.903(2) Pendiente. Debido a las variaciones en la resistencia mecánica y esfuerzos en el manto de nieve, existe una gran variación en el ángulo de la pendiente en relación con las condiciones de inicio y flujo de las avalanchas. Los valores indicados son valores comunes de la inclinación de las pendientes, pero no valores extremos.

3.909.903(3) Clima Reciente. Las avalanchas causadas por las condiciones climáticas recientes suelen designarse como "avalanchas de acción directa" (de tipo genético B2). Avalanchas que toman un tiempo largo en desarrollarse, con un amplio metamorfismo en el manto de nieve, involucran grandes volúmenes de nieve y se denominan "avalanchas climax" (de tipo genético B3).

3.909.903(4) Espesor de la Nieve Nueva. Las avalanchas más catastróficas suelen relacionarse con la depositación de nieve nueva, siendo el espesor de la nieve nueva el factor más importante para definir el peligro de avalanchas. Debe diferenciarse claramente entre los incrementos diarios de nieve nueva, el espesor asentado de la nieve nueva acumulada durante varios días, y el incremento del espesor total del manto de nieve.

3.909.903(5) Viento. La fragilidad de los depósitos de nieve de transporte eólico origina tensiones máximas locales y fracturas de tensión. En general, las cornisas no son los lugares más peligrosos para el origen de

placas de nieve, pero son peligrosas para el origen de avalanchas de nieve suelta. Las cornisas indican la dirección dominante del viento, pero las fracturas de placas de nieve se producen aguas debajo de las cornisas. Áreas a gran altura pueden no tener nieve debido a la extrema erosión eólica, de manera que a veces no constituyen zonas de inicio de avalanchas.

3.909.903(6) Condiciones Térmicas y Estratificación. Las variaciones de temperatura de la nieve, causadas por la transferencia de calor sensible o latente, o por la radiación incidente o emitida, tienen un efecto inmediato e irreversible en las propiedades mecánicas del manto de nieve. Además, influyen la manera e intensidad del metamorfismo, vale decir, la transformación de los cristales de nieve desde las formas livianas de la nieve de precipitación, a los cristales viejos redondeados o facetados. Con fuertes gradientes de temperatura se forma escarcha profunda, una nieve de grano grueso y estructura frágil, de baja cohesión. Sin una gradiente de temperatura, la nieve se transforma en un material cohesivo de granos redondeados y de menor diámetro que aquel de la nieve fresca. Estos cambios secundarios provocados por los efectos de la temperatura tienen un efecto algo retardado en las condiciones de avalanchas. Junto con la precipitación y el viento ellos controlan la estratificación del manto de nieve y son responsables de la formación de estratos débiles y fuertes. Un incremento de la temperatura del manto al punto de fusión origina cambios profundos en la nieve y sus propiedades mecánicas, esencialmente una reducción de su resistencia mecánica.

3.909.904 Registros de Avalanchas. Para la preparación de mapas de sendas de avalanchas, para el análisis de accidentes de avalanchas, y para el diseño de protecciones de avalanchas se requiere, además de establecer la clasificación morfológica de las avalanchas, establecer un conjunto mínimo de datos cuantitativos. Un registro adecuado de la ocurrencia de avalanchas debe contener, además de las características morfológicas y genéticas de estas, los antecedentes que se indican en la Tabla 3.909.904.A.

TABLA 3.909.904.A
ANTECEDENTES QUE DEBEN CONTENER LOS REGISTROS DE OCURRENCIA DE CADA
AVALANCHA

1. NOTAS EN LAS OBSERVACIONES DE TERRENO.	
Generales.	Nombres de los observadores, institución, fecha, clima.
2. MAPAS, ESQUEMAS Y FOTOGRAFÍAS.	
Varios.	Los límites de la avalancha deben ser marcados en mapas de escala 1:5.000 y 1:50.000. Esquemas son útiles para registrar las dimensiones y otras características (escalas entre 1:500 y 1:5.000). Las fotografías son de valor documental. Las fotografías aéreas son de gran valor, en particular si incluyen la zona de inicio de la avalancha. Debido a que la calidad de las fotografías normalmente se conoce después, los esquemas deben hacerse siempre.
3. DATOS DE LA AVALANCHA.	
Ubicación.	Región, comuna, pendiente, senda, trayectoria.
Cota.	Máxima de la zona de inicio y mínima de la de depositación.
Fecha de ocurrencia.	Año, mes, día, hora, minuto.
Clasificación morfológica.	Empleando los códigos de clasificación.
Dimensiones de la avalancha.	Amplitud y longitud de la fractura de corona, espesor medio de la nieve en el inicio de la avalancha, Longitud y ancho medio de la zona de transición. Dimensiones y espesor medio de la nieve depositada. Dimensiones de la zona de la onda de aire.
Aspecto y pendiente del terreno.	Para las zonas de inicio, de transición y de depositación, y del total de la senda. Como valores medios.
Características dinámicas.	Velocidad, efectos de la presión de impacto.
4. NOTAS SOBRE LAS CONDICIONES GENÉTICAS.	
Condiciones del terreno.	Rugosidad del suelo, vegetación, condiciones geológicas y geotécnicas.
Clima reciente (aprox. 5 últimos días).	Precipitación, viento temperatura.
Condiciones de la nieve vieja.	Estratigrafía (en lo posible con un perfil), indicar ubicación del perfil.
Mecanismo gatillador.	Natural, por personas.
5. DAÑOS.	
Víctimas.	Número y nombre de personas involucradas (incluso de los observadores). Víctimas fatales, heridos, rescatados sin daño. Circunstancia del accidente.
Daños estructurales.	Tipo de estructuras, cantidad de estructuras, grado de daño o destrucción.
Interrupción del tránsito.	Camino, vía férrea, línea de transmisión eléctrica, otras líneas
Daño al medio natural.	Bosques, pérdidas de animales, modificación en la red de drenaje.
Comportamiento de las estructuras de protección y control de avalanchas.	Forma de comportamiento y daños sufridos.
6. OPERACIONES DE RESCATE.	
Acción de testigos.	Número, actividad.
Organizaciones participantes.	Nombre y número de participantes, elementos de rescate, acción de participación.
Logística de la operación.	Cadena de avisos. Jefe de la operación. Cadena de mando. Medios.
Marcha de la operación.	Secuencia de actividades durante la operación. Tiempos transcurridos.
Ubicación de las víctimas en terreno.	Medios empleados, profundidad de emplazamiento, tiempo desde inicio.
Condiciones de las víctimas.	Condiciones física y biológicas y tratamiento médico en terreno.

SECCION 3.910 SENDAS DE AVALANCHAS

3.910.1 IDENTIFICACION DE SENDAS DE AVALANCHAS

Para identificar una senda de avalancha y delimitar sus zonas se requieren, a lo menos, los siguientes antecedentes generales básicos: (i) plano topográfico de escala 1:10.000 -con curvas de nivel cada 10 m- o mejor y (ii) conocimiento detallado del terreno, o bien un conocimiento general del terreno y el auxilio de fotografías aéreas de escala mejor que 1:30.000. La delimitación será tan buena como sea la bondad de la cartografía.

Un método de identificar y delimitar las sendas de avalanchas es el de observar la ocurrencia de estas por personal experimentado y por tan largo período de tiempo como sea posible. Otro método es el de emplear una síntesis de evidencias indirectas, como la topografía, clima, vegetación (en general, la ausencia de vegetación en sectores de las pendientes en que esta normalmente debe existir, es un primer indicio de posible tránsito de avalanchas), nieve e información de pobladores. Debido a que por lo general registros prolongados de ocurrencias de avalanchas suelen no existir, la mayoría de los diseños de estructuras en áreas de avalanchas descansa fundamentalmente en el segundo método. Una dificultad en ambos métodos, pero especialmente en el primero, se produce por la variada recurrencia de avalanchas; hay avalanchas que corren virtualmente varias de ellas en una senda con cada tormenta, otras que corren no más de una vez al año, otras cada varios años, y hasta avalanchas que corren cada cierto número de decenas de años e incluso siglos, todo ello dependiendo de las variables climáticas esencialmente.

Un primer paso en la identificación de sendas de avalanchas es el de recopilar información de pobladores o de personas que han trabajado en el área (en construcción de caminos y líneas eléctricas, fuerzas armadas y carabineros, diversas obras, etc.). Los primeros mapas de sendas de avalanchas, contruidos tomando como base a estos recuerdos, seguramente serán incompletos y, probablemente, incluirán solamente a las avalanchas más notables en algunos años, en particular porque muchos depósitos de avalanchas algo menores pero igualmente destructivas se cubren con la nieve más fresca de las tormentas lo que hace difícil distinguirlas por personas sin experiencia (e incluso para aquellos más experimentados).

Observaciones útiles son aquellas efectuadas en primavera, cuando gran parte del manto de nieve invernal se ha destruido y solo restan cubiertas de nieve donde las acumulaciones de nieve son extraordinarias. Esto normalmente ocurre en las zonas de depositación de avalanchas, lo cual facilita su identificación.

3.910.2 DELIMITACION DE LAS ZONAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS

3.910.201 Delimitación de las Zonas de Inicio. Para delimitar las zonas de inicio de avalanchas debe considerarse: (i) cota del terreno a la cual comienzan las acumulaciones significativas de nieve (ver Sección 3.906), (ii) las condiciones del terreno (ver condición A1 de la Tabla 3.909.903.A), (iii) las condiciones genéticas de avalanchas (ver B2 a B4 de la Tabla 3.909.903.A y la Sección 3.907) y (iv) el registro histórico cuando este existe. Si se trata de una evaluación general del peligro de avalancha en una zona con escasa información respecto a las condiciones genéticas, están podrán inferirse, a lo menos parcialmente, de la información meteorológica existente. Para la delimitación general de las sendas de avalanchas lo más importante en cuanto a la delimitación de las zonas de inicio de las avalanchas es el definir el límite superior de estas; el límite inferior queda, de todas manera, automáticamente comprendido dentro de la senda. Sí importa definir toda la extensión de la zona de inicio de avalanchas al proyectar algún tipo de control de avalanchas, pues la exclusión de tan solo una mínima parte de la zona del sistema de control permitirá el inicio de avalanchas en la senda.

Visitar las zonas de inicio en invierno suele ser difícil, sino imposible, debido a los riesgos y lo inaccesible del terreno. En estos casos, las zonas de inicio deben visitarse en verano para obtener información detallada de pendientes y aspecto del terreno, y de las características geológicas y geotécnicas del terreno, en particular para el diseño de sistemas de control de avalanchas.

3.910.202 Delimitación de las Zonas de Transición. La zona de transición es aquella en la cual la avalancha transita entre su zona de inicio y de depositación; normalmente es una zona de amplitud variable

y con algunos en la pendiente del terreno. En sendas no confinadas, las avalanchas suelen incorporar nieve de la zona de transición ampliando paulatinamente la amplitud de la avalancha; experiencias prácticas señalan que las avalanchas se amplían hacia aguas abajo en las sendas abiertas formando una V invertida (ver Numeral 3.909.401). En las avalanchas confinadas el límite de la zona de transición está definido por las condiciones de confinamiento, dentro de las cuales debe considerarse el volumen (en particular la sección) y velocidad de la avalancha al ingresar al sector confinado. Y, eventualmente, la incorporación a la avalancha de la nieve existente el sector confinado de la senda. En el sector confinado la sección y velocidad de las avalanchas se modifican, normalmente con cambios en la sección, y vuelven a modificarse al pasar de un sector confinado a otro sin confinamiento. Si no existen antecedentes respecto a la delimitación de esta zona, es posible estimarla basados en algoritmos que simulan el movimiento de las avalanchas en la senda.

3.910.203 Delimitación de las Zonas de Deposición. La zona de depositación define la extensión de las avalanchas y está estrechamente ligada a diversos factores, pero esencialmente a la pendiente y rugosidad del terreno y a la velocidad de la avalancha en la senda y la distancia de corrida en la zona de depositación. Como la velocidad de la avalancha depende, entre otros, del espesor de la nieve que se desliza, la altura del flujo de la avalancha, el tipo de movimiento de la avalancha, y de coeficientes de fricción, evidentemente la extensión de la zona de depositación de la avalancha depende también de las características de la nieve.

Es común que avalanchas de pequeña magnitud, como los chorreos, se detengan en la zona de transición antes de alcanzar la zona de depositación de avalanchas normales o de clímax. Las avalanchas normales o de clímax, si no están confinadas ni en la zona de transición ni en la de depositación, concluyen en un terreno de escasa pendiente y con un amplio frente que es tan solo el frente distal y amplio de la senda en forma de V invertida. Si la senda es confinada en la zona de transición y no confinada en la de depositación, la forma de la senda en esta última zona es la de un abanico que se abre desde un sector apical donde concluye la confinación, hasta un frente distal muy amplio en terrenos de poca pendiente; en estos casos no es lo habitual que el depósito de tan solo una avalancha cubra toda la extensión del abanico de depositación sino que sucesivas avalanchas se disponen en los sectores del abanico no ocupados por depósitos de avalanchas anteriores. Así, los depósitos de sucesivas avalanchas en un abanico de depositación pueden encontrarse yuxtapuestos (uno al lado del otro), sobrepuestos total o parcialmente, e incluso insertos cuando al depositarse una avalancha erosiona parcialmente un cauce en la nieve de depósitos anteriores de avalanchas y se asienta en él (suele ocurrir con las avalanchas de nieve húmeda de primavera).

En el caso de fondos de valles relativamente estrechos, es común que las avalanchas alcancen la pendiente de la ladera opuesta y suban algunos metros por ella debido a la inercia de la avalancha (se conocen casos en que las avalanchas se han elevado en contrapendiente con diferencias de cotas de 200 y más metros). De manera que la pendiente de la zona de depositación de las avalanchas puede incluir terrenos en contrapendiente con respecto al sentido de desplazamiento de las avalanchas. Esto suele ser más común en avalanchas de flujo mixto y de nieve polvo en suspensión en las cuales las velocidades de movimiento son más altas que en las avalanchas de flujo sobre el suelo; estas últimas tienden a acumularse tras los obstáculos hasta sobrepasarlos en cota, antes de proseguir el avance y detenerse.

En el caso de zonas de depositación confinadas, como quebradas o gargantas de fondo plano, los depósitos de las avalanchas en ellas simplemente se acumulan ganando altura, y sobreimponiéndose en el caso de avalanchas sucesivas.

La extensión de la zona de depositación puede observarse y registrarse, pero ello raramente ocurre para todas las avalanchas. Siendo esto así, es siempre conveniente emplear otras alternativas, como modelos numéricos de cálculo de distancia de corrida de las avalanchas en sus ejes (y ensayando diversos ejes), para caracterizar la extensión de la zona de depositación ante las diversas variables que la controlan.

3.910.3 TRAYECTORIAS DE CAIDA DE LAS AVALANCHAS EN UNA SENDA

3.910.301 Sendas de una Sola Trayectoria. Cuando la zona de inicio es simple, y cuando la zona de depositación es confinada, existe sola una trayectoria posible para la senda de avalancha. Todas las avalanchas que ocurran en la senda emplearán la misma trayectoria y pueden diferenciarse solamente en

cuanto a la exacta ubicación del inicio de la avalancha, la amplitud de la senda y la distancia de corrida en la zona de depositación.

3.910.302 Sendas de Trayectorias Múltiples. Comúnmente, las sendas de avalanchas en regiones montañosas cuentan con una zona de inicio compleja, donde las avalanchas pueden iniciarse en diversos sectores. Desde estos sectores las avalanchas corren por diversas trayectorias (ver Lámina 3.910.302.A), hasta encauzarse en la parte inferior de la zona de transición en una trayectoria común en la senda, y desembocar en una zona de depositación que es una amplia abanico y en el cual diversas avalanchas pueden tomar trayectorias diferentes. Por ello, lo habitual en las sendas de avalanchas es que existan diversas trayectorias de caídas, con diversas pendientes y longitudes en cada trayectoria, todo lo cual significa que en una misma senda de avalanchas pueden correr avalanchas de magnitudes y alcances muy diferentes; en particular significa que zonas de inicio complejas pueden dar origen a diversas avalanchas durante y después de una tormenta, con una cierta variación en cuanto al sector en que se depositan.

3.910.303 Eje de la Trayectoria. La trayectoria de caída de la avalancha es un área de variada amplitud, sobre la cual transita la avalancha, con velocidades menores en las márgenes y mayores en algún lugar entre ellas, dependiendo esencialmente de la pendiente del terreno. El eje de la trayectoria de la avalancha es la línea que une los puntos de mayor velocidad de movimiento a lo largo de cada trayectoria. Es posible determinar este eje de manera experimental, calculando las velocidades de movimiento de las avalanchas en diversos ejes de una trayectoria determinada, habida cuenta de las sinuosidades en las trayectorias a que obliga el relieve y la inercia de las avalanchas.

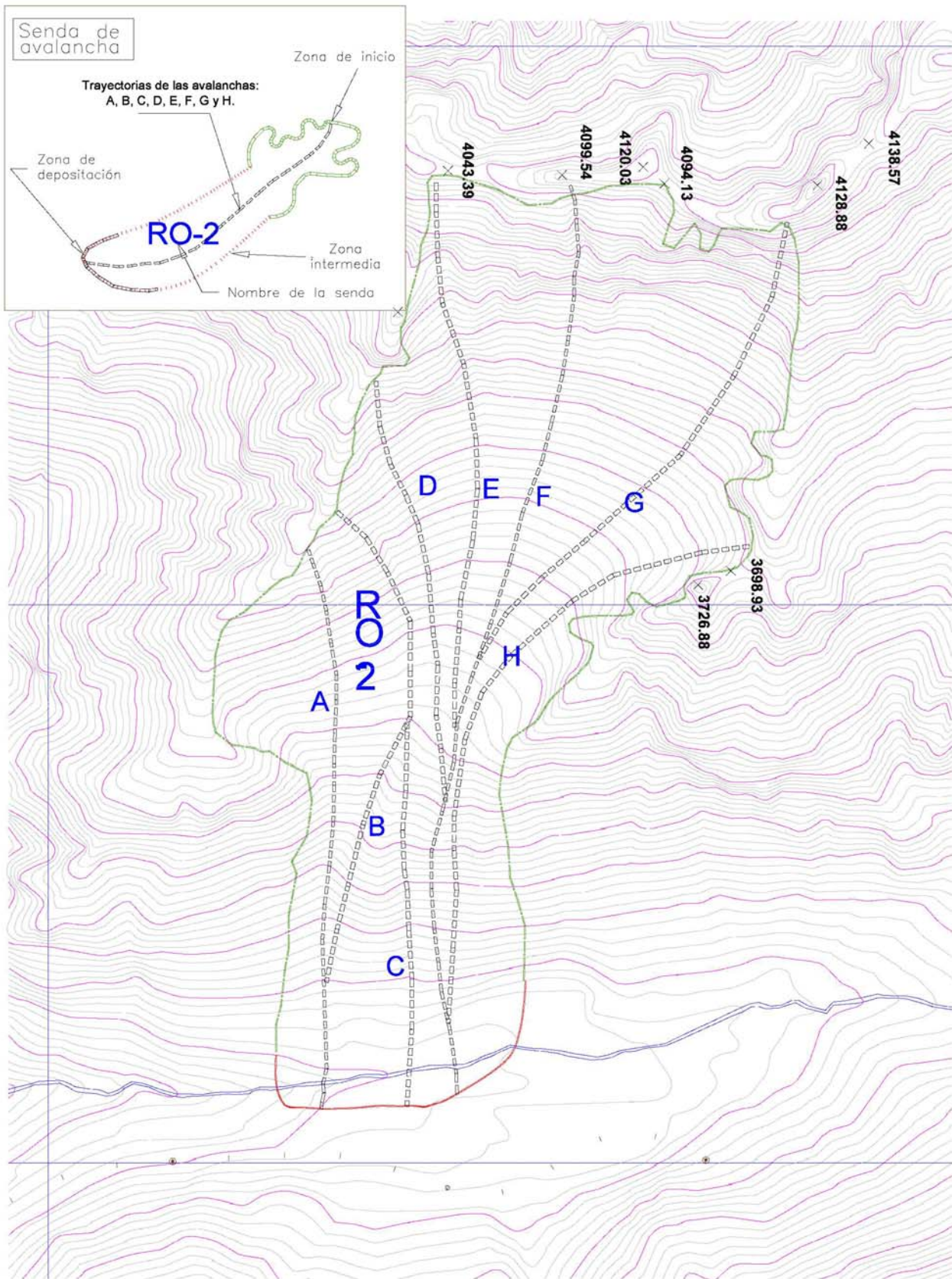
3.910.304 Sinuosidad de las Trayectorias de Caída. Si las avalanchas fueran un flujo lento, las trayectorias de caída seguirían la mayor pendiente del terreno obedeciendo solamente a la atracción gravitacional. Esto suele ser el caso de avalanchas de nieve saturada corriendo en pendientes de poca inclinación. Sin embargo, la mayoría de las avalanchas poseen velocidades de desplazamiento altas y masas relativamente grandes también, de manera que donde la mayor pendiente cambia de dirección la avalancha tiende a seguir la trayectoria de caída formando una onda estacionaria, debido a la inercia del movimiento, hasta encauzarse nuevamente en la mayor pendiente (ver Lámina 3.910.304.A). Como las avalanchas suelen correr por un relieve a veces sinuoso de laderas, canaletas y quebradas, es habitual que las sendas exhiban trayectorias sinuosas que a veces se escapan del fondo de las quebradas. Es posible estimar la sinuosidad de las trayectorias de avalanchas simulando la altura máxima de una onda estacionaria, y también calculando las velocidades límites de movimiento con cambios de gradiente en las ondas.

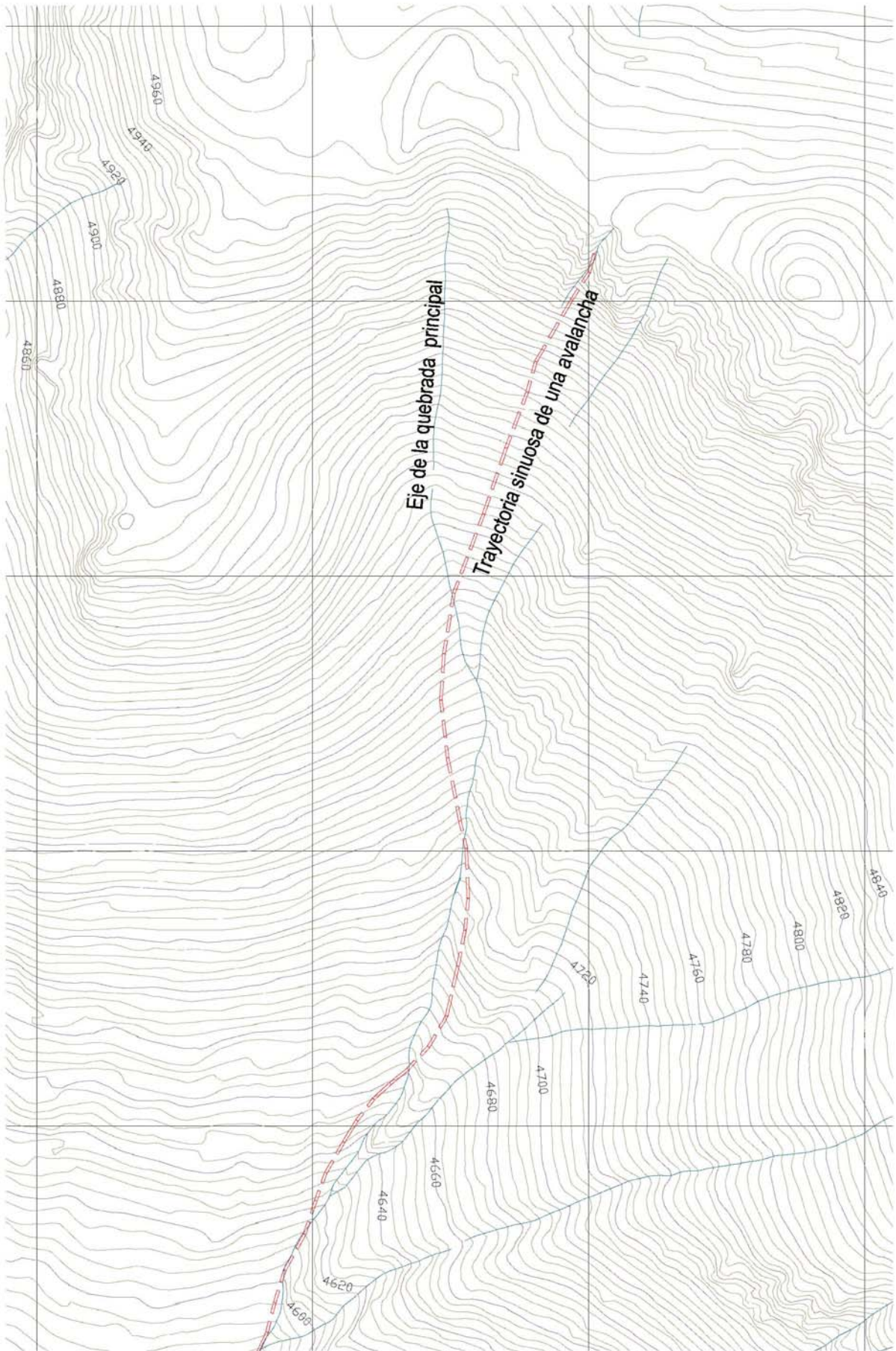
3.910.305 Forma del Eje de Caída según el Tipo de Avalanchas. Como se mencionó en el Numeral anterior, las avalanchas lentas suelen seguir la línea de mayor pendiente del terreno en su caída, como por ejemplo el fondo de canaletas, quebradas y valles abruptos; estas suelen ser las avalanchas de nieve saturada de agua y con movimiento de tipo de flujo sobre el terreno. En el otro extremo, las avalanchas de nieve polvo en suspensión, con mínima fricción sobre el terreno y extremadamente rápidas, tienden a desplazarse en trayectorias relativamente rectas, saltando los obstáculos que normalmente pueden presentarse en el relieve abrupto de una región montañosa. Las avalanchas de flujo mixto se desplazan en trayectorias cuyas sinuosidades suavizan los cambios abruptos en la dirección de la máxima pendiente del terreno.

3.910.4 PERFIL DEL TERRENO EN EL EJE DE UNA TRAYECTORIA DE AVALANCHA

3.910.401 Dibujo del Perfil de un Eje de Avalancha. El perfil del eje de una avalancha es un perfil vertical por el eje de una trayectoria de avalancha, mostrando la inclinación de la superficie del suelo. El perfil se construye a partir de planos topográficos de escala 1:10.000 o mejor, y en él se muestra la distancia horizontal y la cota a lo largo del eje de la senda de avalancha. El eje de la trayectoria debe dibujarse sobre un plano topográfico, considerando lo señalado en el Tópico anterior.

3.910.402 División de un Eje en Tramos de Pendiente Homogénea. Para diversos efectos, en particular para calcular las velocidades de movimiento de las avalanchas, es conveniente dividir la trayectoria de la avalancha, desde su inicio hasta el extremo más distal de la zona de depositación,





en tramos de pendiente homogénea (ver ejemplo en Lámina 3.910.402.A). En virtualmente toda ladera montañosa existen variaciones menores en el ángulo de las pendientes, debido a las propias rugosidades e heterogeneidades del terreno; esto crea incertidumbres con respecto a cuan detallada debe ser la división de un perfil en tramos de pendiente homogénea. Modelos computacionales facilitan el cálculo de movimientos de las avalanchas en un perfil con gran número de tramos, pero en la práctica, tramos de longitudes inferiores al doble de la altura de flujo de las avalanchas no son significativos. Como la altura de flujo en avalanchas de movimiento mixto suele ser 6 e incluso 8 veces mayor que el espesor inicial de la nieve que se desliza (y este suele alcanzar 2 y hasta 3 metros), significa que la longitud mínima significativa de los tramos en los cuales dividir el perfil de una avalancha es una distancia del orden de 10 a 20 m, dependiendo del espesor inicial de la nieve que se desliza y de la altura de flujo de la avalancha. Desde luego, donde más importa una división detallada es donde las velocidades de movimiento son más bajas, y esto ocurre al comienzo del movimiento, en la zona de inicio de las avalanchas, y al término del mismo, en la zona de depositación.

3.910.5 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LAS SENDAS DE AVALANCHAS

Las características geotécnicas del terreno en las sendas de avalanchas importa porque: (i) el material y las asperezas de este en la senda definen el coeficiente de fricción kinética del flujo de las avalanchas, influyendo en la velocidad de movimiento de las avalanchas, (ii) la aspereza del terreno en la senda permite que parte de la nieve del manto permanezca en ella atrapada entre las asperezas, restando volumen y masa a las avalanchas y (iii) la calidad geotécnica del suelo de fundación para estructuras de control de avalanchas es fundamental al considerar sus alternativas de diseño.

3.910.501 Material del Terreno en la Senda de Avalancha. Los materiales naturales que pueden conformar el terreno sobre el cual corren las avalanchas son: rocas, suelos, hielo, vegetación y combinaciones de estos materiales. No se incluye en esta lista la parte del manto de nieve que permanece en la senda cuando la avalancha es de superficie.

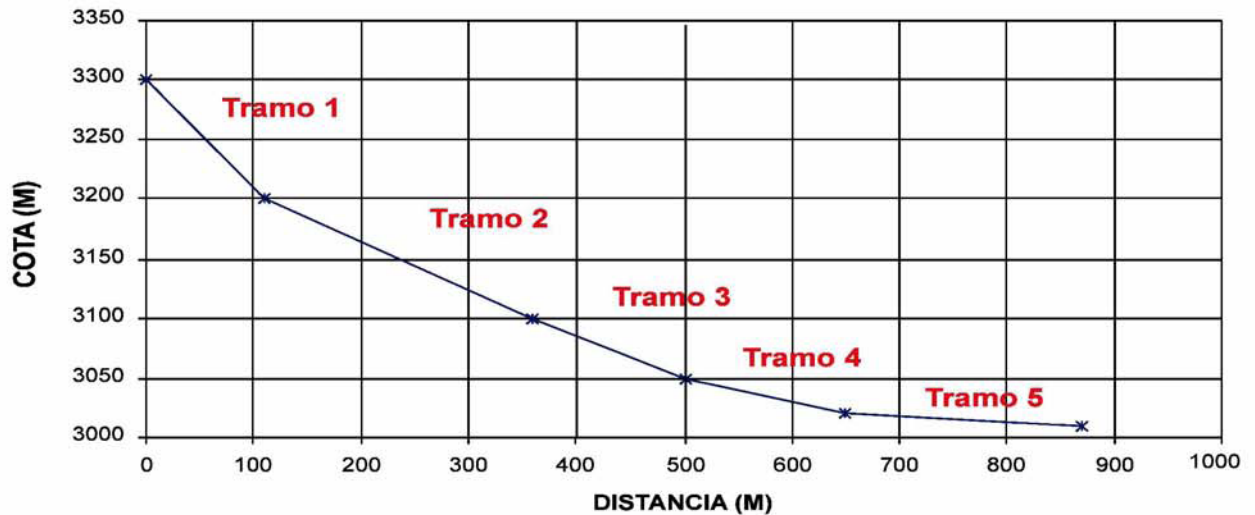
3.910.501(1) Afloramientos de rocas. Para efectos de estimar el valor del coeficiente de fricción kinética en la senda es suficiente diferenciar entre afloramiento de roca de superficie suave o pulida, como son las superficies de afloramientos de rocas erosionados por la acción de antiguos glaciares, extensas caras producidas por fracturas en la masa rocosa y expuestas por la erosión o deslizamiento de parte de la cubierta rocosa, y planos de diversas estructuras en las rocas (como estratificación, esquistosidad, etc.), o bien afloramientos de rocas de superficie irregular producto de la acción de los agentes de meteorización.

Para el efecto de emplear la roca como terreno de fundación de estructuras de control de avalanchas, es necesario evaluar su calidad geotécnica con, a lo menos, la siguiente información: (i) descripción de las características geológica, (ii) densidad, (iii) resistencia mecánica a la compresión uniaxial simple y triaxial, (iv) cohesión, (v) ángulo de fricción interna, (vi) frecuencia, orientación y longitud de las fracturas, (vii) apertura, rugosidad y materiales de relleno de las fracturas, (viii) RQD, un índice de calidad de roca basado en el fracturamiento de estas, (ix) condiciones de aguas subterráneas, incluyendo porosidad y permeabilidad, (x) condiciones de tipo y profundidad de la meteorización, y (xi) condiciones de esfuerzos en la masa rocosa. Para recopilar estos antecedentes es necesario ejecutar mapeos especializados en terreno, toma de muestras en superficie y en profundidad (en calicatas o sondajes), ensayos de laboratorio, y evaluaciones de la calidad de las masas rocosas con la integración de todos los datos.

3.910.501(2) Suelos. Para los efectos de evaluar la fricción kinética en las avalanchas, los parámetros relevantes de los suelos son la cohesión y consistencia de los suelos cohesivos y la granulometría (o tamaño) de los fragmentos en la superficie del suelo. Estos parámetros deben describirse como se indica en la Tabla 3.910.501.A. Adicionalmente, es significativo el espesor de los suelos, en particular cuando estos son tenues y descansan sobre superficies rocosas relativamente lisas, y también el redondeamiento de los clastos. El espesor mínimo estimado de los suelos debe indicarse en centímetros. El redondeamiento medio de los clastos es suficiente indicarlo como bueno, moderado o inexistente.

PERFIL EN SENDA DE AVALANCHA RE1-A

a) Perfil topográfico y tramos de pendiente homogénea.



b) Tabla de longitudes y ángulos de las pendientes.

Número del tramo	Cota superior del tramo (m)	Pendiente del tramo (°sex.)	Longitud inclinada del tramo (m)
Tramo 1	3300	42,3	148,7
Tramo 2	3200	21,8	269,3
Tramo 3	3100	19,7	148,7
Tramo 4	3050	11,3	153,0
Tramo 5	3020	2,6	220,2

TABLA 3.910.501.A
COHESION Y GRANULOMETRIA DE SUELOS, PARA EMPLEO EN LA DESCRIPCION
DE SENDAS DE AVALANCHAS

GRADO DE COHESION Y CONSISTENCIA DEL SUELO		
Cohesión y consistencia.	Descripción de terreno.	Rango aproximado de resistencia mecánica a la compresión simple (kg/cm²).
S0 Sin cohesión.	Fragmentos o granos sueltos.	0
S1 Cohesivo, muy blando.	Lo penetra fácilmente el puño de una mano.	<0,25
S2 Cohesivo, blando.	Lo penetra fácilmente el dedo pulgar.	0,25 - 0,5
S3 Cohesivo, firme.	Puede ser penetrado varios centímetros por el dedo pulgar, con esfuerzo moderado.	0,5 - 1,0
S4 Cohesivo, rígido.	El dedo pulgar deja una marca, pero lo penetra solamente aplicando mucha fuerza.	1,0 - 2,0
S5 Cohesivo, muy rígido.	El dedo pulgar deja solamente una marca, a pesar de aplicar mucha fuerza.	2,0 - 4,0
S6 Cohesivo, duro.	Se marca con una uña.	> 4,0
DESCRIPCION GRANULOMETRICA.		
Tamaño de partículas (cm).	Nombres típicos de fragmentos individuales.	
>61	Bloques.	
8 - 61	Bolones.	
2 - 8	Grava gruesa.	
0,2 - 2	Grava fina.	
0,01 - 0,2	Arena.	
<0,01	Finos.	
Nombres típicos de mezclas de materiales.	Descripción.	
Bloques, bolones o gravas, limpias.	Más de 50% del material está constituido por bloques, bolones o gravas. Con arenas. Poco o nada de finos.	
Bloques, bolones o gravas, con finos.	Más de 50% del material está constituido por bloques, bolones o gravas. Con arenas. Con cantidad apreciable de partículas finas.	
Arenas limpias con gruesos.	Más de 50% del material está constituido por arenas, con poco o nada de finos, pero con la presencia de abundantes gravas, bolones o bloques.	
Arenas limpias.	Más de 50% del material está constituido por arenas, con poco o nada de finos. Posibles ocasionales gravas, bolones o bloques.	
Arenas con finos.	Más de 50% del material está constituido por arenas. Con cantidad apreciable de partículas finas. Posibles algunas gravas, bolones o bloques.	
Limos y arcillas.	Más de 50% del suelo está constituido de partículas finas. El resto arenas, gravas y/o ocasionales tamaños mayores.	

Para emplear los suelos como terreno de fundación debe obtenerse, a lo menos, la siguiente información: (i) estratigrafía del suelo en a lo menos 1 m de profundidad, o según la profundidad de la fundación, con una descripción de las características geológicas de cada estrato (composición, color, textura, estructura, meteorización, origen, edad (ii) granulometría completa, según ensayos de laboratorio de muestras, con la clasificación del tipo de suelo, índice de plasticidad y límite líquido, (iii), densidad, (iv) condiciones de agua subterránea, porosidad y permeabilidad, (v) resistencia mecánica a la compresión simple y triaxial, (vi) cohesión y (vii) ángulo de fricción interna.

La pendiente máxima de suelos granulares sin cohesión, definida por el ángulo de fricción interna de estos materiales, es del orden de 34° a 36° cuando las partículas están redondeadas, y no más de 37° cuando las partículas son angulosas.

3.910.501(3) Hielo. El hielo puede presentarse como una cubierta superficial, que suele constituir una delgada Lámina sobre la superficie de rocas, o bien como hielo en la matriz de suelo. En este último caso se denomina suelo helado. El hielo proviene principalmente del congelamiento de agua de fusión de nieve, la que percola a través del manto de nieve, o bien por vertientes naturales en el terreno. El suelo helado le proporciona una gran cohesión al suelo. Las Láminas de hielo producen una buena adhesión del manto de nieve fría a las Láminas frías, pero conforman una superficie muy débil, virtualmente sin cohesión, cuando el manto de nieve sobre el hielo se tempera y el agua de fusión alcanza la superficie del hielo; hasta que el hielo se destruya, las Láminas de hielo sobre superficies rocosas lisas constituyen un excelente plano de deslizamiento.

3.910.501(4) Vegetación. La vegetación constituida por arbustos de altura similar o algo menor que la del espesor del manto de nieve constituyen un buen anclaje y reducen la posibilidad de deslizamiento de placas de nieve. Pero cuando la vegetación es débil primero se dobla con los esfuerzos provocados por la reptación pendiente abajo del manto de nieve y luego constituye una buena superficie débil que favorece el deslizamiento de mantos de nieve. Arbustos que no sobresalen del manto de nieve no disminuyen la posibilidad de formación de avalanchas de nieve suelta. La vegetación arbórea evita la formación de avalanchas.

3.910.501(5) Combinación de los Anteriores. Es común que los materiales que constituyen el terreno sobre el cual deslizan las avalanchas sean combinaciones de los arriba indicados, por ejemplo afloramientos de roca con una tenue cubierta de suelos de pocos centímetros de espesor, o con una Lámina de hielo, suelos con alguna vegetación, suelos helados con grandes bloques sobresaliendo, y diversas otras combinaciones. Estas deben ser descritas e incorporadas a las características de las sendas de avalanchas.

3.910.502 Asperezas de la Superficie del Terreno. Las asperezas de la superficie del terreno son de dos tipos: las ondulaciones y la rugosidad (ver Lámina 3.910.502.A). En general, las asperezas en las zonas de transición y depositación de las avalanchas reducen las velocidades de estas, pero tienen efectos variados en las zonas de inicio de las avalanchas.

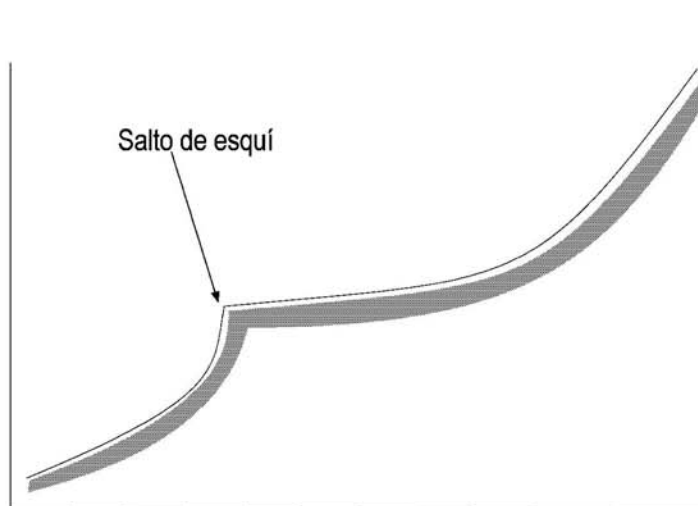
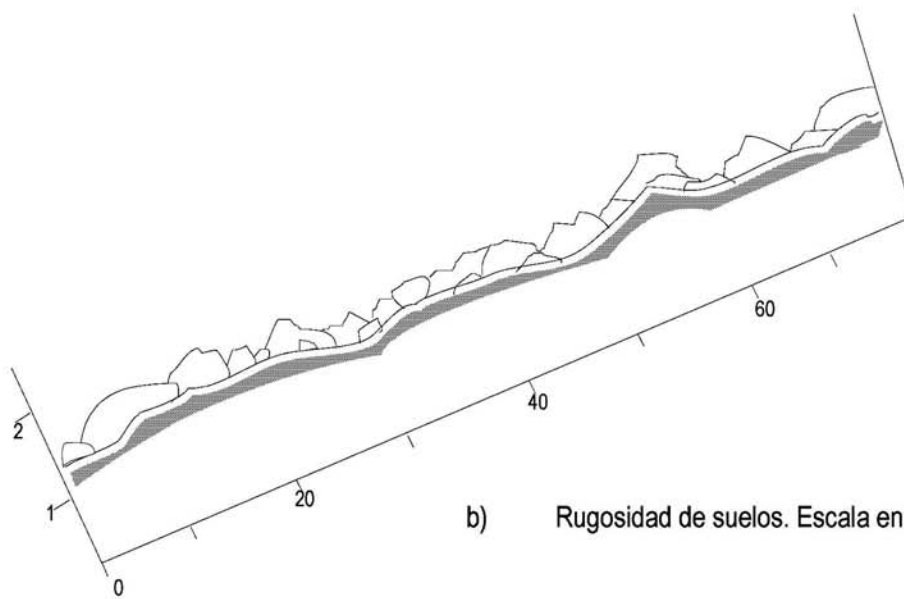
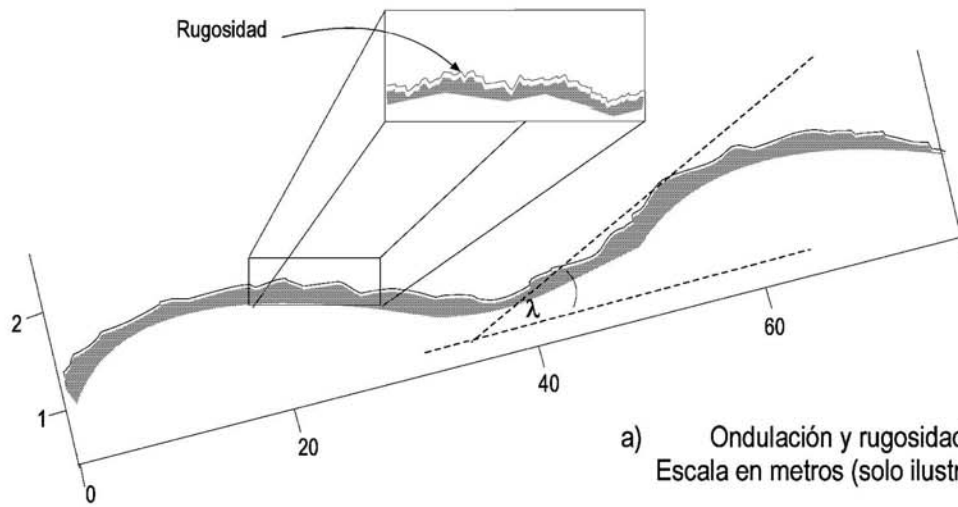
3.910.502(1) Ondulación. La presencia de ondulaciones en la superficie del terreno es común en el caso de afloramientos rocosos, pero es poco significativa en pendientes constituidas por suelos granulares. Si la longitud de las ondas es pequeña, inferior a aproximadamente 5 veces la altura del manto de nieve, la acumulación nival y el efecto del viento tienden a homogeneizar la inclinación de la superficie del manto de nieve, aunque la amplitud de las ondas sea considerable, y las ondas afectan y reducen el movimiento característico de corte en la base de placas de nieve. Si la longitud de las ondas es mayor que aproximadamente 10 veces el espesor del manto de nieve, incluso pequeñas amplitudes de las ondas pueden gatillar avalanchas por la formación de tensiones y fracturas en tensión en las prominencias convexas de las ondas. Los terrenos ondulados deben describirse en cuanto a la longitud y amplitud media de las ondas.

Una forma especial de ondulaciones es el llamado salto de esquí [Lámina 3.910.502.A, Fig.c)], que es una ondulación interrumpida por una pared vertical. Cuando avalanchas de flujo relativamente lento, como las avalanchas de nieve húmeda o saturada, o como avalanchas de flujo mixto, pero desplazándose a bajas velocidades, encuentran un salto de esquí, se forma una cascada en el salto y el flujo de la avalancha prosigue en las mismas condiciones. Sin embargo, cuando avalanchas de flujo mixto y desplazándose a velocidades relativamente altas encuentran un salto de esquí, la avalancha es lanzada al aire en el salto, se fluidiza y se transforma en una avalancha de nieve polvo en suspensión, con velocidades de desplazamiento que suelen ser 2 a 6 veces mayores que la velocidad del flujo mixto antes del salto.

3.910.502(2) Rugosidad. La rugosidad es una aspereza de segundo orden, y puede estar constituida por la rugosidad natural de las superficies de roca meteorizada, o por la proyección de las partículas del suelo sobre la superficie general de este. La rugosidad del terreno sirve de anclaje a los primeros estratos de nieve de la temporada, pero no produce efecto sobre los estratos dispuestos por sobre las proyecciones de las prominencias, y tampoco cuando estas son solamente ocasionales. La rugosidad del terreno aumenta el

ángulo de fricción interna de la superficie de falla y si constituye un elemento importante en la definición del valor del coeficiente de fricción kinética de las avalanchas de fondo y también de la porción de la avalancha que fluye sobre el suelo en el caso de las avalanchas de flujo mixto.

3.910.502(3) Retención de Nieve en las Asperezas del Terreno Durante las Avalanchas. Las asperezas del terreno retienen una cierta cantidad de nieve que no es removida por las avalanchas de fondo; por ejemplo detrás de bloques, bolones y gravas, detrás de ondulaciones de poca longitud y considerable amplitud, anclada por la vegetación, etc. Una estimación general del equivalente en agua del espesor retenido por las asperezas del terreno es como sigue: (i) 0,15 m en superficies rocosas abiertas y suavemente onduladas, (ii) 0,2 m en quebradas con gravas en la superficie, (iii) 0,25 m en quebradas de laderas rugosas y con bolones y bloques en la superficie, (iv) 0,25 m en pendientes abiertas con bloques y bolones, (v) 0,3 m en pendientes abiertas y con arbustos o árboles.



SECCION 3.911 ZONIFICACION DEL PELIGRO Y DEL RIESGO DE AVALANCHAS

3.911.1 ASPECTOS GENERALES Y CRITERIOS DE ZONIFICACION DEL PELIGRO

Los peligros de avalanchas son las condiciones naturales en las cuales ocurren lesiones y muertes de personas, y daños a los bienes. La identificación del peligro de avalanchas debe incluir:

- una revisión crítica de donde, porqué, cuando y como ocurren las avalanchas, con el detalle adecuado de las causas físicas, de la situación actual y de la probabilidad de recurrencia,
- a quienes, o a qué cosas, afectan las condiciones peligrosas, vale decir, la probabilidad de ocurrencia de daño y la extensión del mismo, con un análisis de pérdidas históricas, y de la situación actual y futura,
- las alternativas de acciones para controlar y mitigar los peligros, o los daños, o ambos con medidas temporales o permanentes, tales como: zonificación, diseño conceptual de protecciones, seguros, etc., y comparación de alternativas sobre la base de eficiencia y estimación preliminar del costo de las soluciones,
- una selección de la mejor alternativa y, eventualmente y según la profundidad del estudio, prediseño o diseño de las soluciones de control y mitigación, con sus costos.

Los riesgos de avalanchas son las probabilidades que los peligros de avalanchas afecten a personas y bienes; la evaluación del riesgo debe ser expresada en términos cuantitativos, o bien en términos cualitativos tales como alto, moderado, bajo o extremadamente bajo (vale decir, sin riesgo considerando que esto último es algo imposible de medir) y describiendo el significado de estos términos en el análisis. La evaluación del riesgo implica combinar la información del análisis de las condiciones peligrosas con la evaluación de la exposición y de las acciones de control y mitigación de la exposición al peligro.

La evaluación del peligro de avalanchas se realiza habitualmente en tres etapas. La primera etapa consiste en decidir si en cierta región existe, o no existe, el peligro de avalanchas. La etapa segunda consiste en identificar las sendas de avalanchas en una localidad y estimar la recurrencia de estas. La tercera etapa consiste en evaluar el peligro de avalanchas a nivel de cada senda de avalanchas. Los países con más larga experiencia en la evaluación de peligros de avalanchas han adoptado los siguientes criterios para definir las zonas de peligros:

- a. Zona Roja, de alto peligro. Es la senda de avalancha, o sectores de la senda de avalancha, expuesta a avalanchas de magnitud mediana a mayor, y frecuentes, y que satisfacen cualquiera de los dos siguientes requisitos: (i) avalanchas se producen en un período de recurrencia menor que 30 años y (ii) las avalanchas ejercen una presión dinámica igual o mayor que 3,0 ton/m² en períodos de recurrencia de hasta 300 años, vale decir con precipitaciones nivales de recurrencias de 300 años. En esta zona no se autoriza la construcción de nuevos edificios, ni de sitios de estacionamiento de vehículos, a menos que existan las medidas para prevenir el inicio de avalanchas.
- b. Zona Azul, de peligro moderado. Es la senda, o sectores de la senda, en que las avalanchas son de magnitud pequeña o chorreos, y las avalanchas son infrecuentes. Las avalanchas ejercen una presión dinámica inferior a 3,0 ton/m² con precipitaciones nivales de recurrencias de 300 años, o las avalanchas se producen con un período de recurrencia de 30 a 300 años. En esta zona se autoriza la construcción de viviendas familiares que cuenten con las protecciones adecuadas. No se autoriza la construcción de edificios que reúnen muchas personas, tales como escuelas, hospitales, hoteles, y similares. El período de recurrencia puede ser revisado (disminuido justificadamente) para el caso de instalaciones temporales. Debe existir una autoridad responsable para operaciones de evacuación, cierres y rescates.
- c. Zona Amarilla, de peligro bajo. Es la senda de avalancha, o sectores de la senda, en que las avalanchas se producen con una recurrencia mayor que 300 años, o en que las presiones dinámicas son solo leves (inferiores a 0,3 ton/m²), producidas por nieve de muy baja densidad, o por la onda de aire que acompaña a las avalanchas de nieve polvo en suspensión. Esta es una zona opcional que no siempre se emplea en la zonificación del peligro de avalanchas.

- d. Zona Blanca, sin peligro. En realidad, esta es una zona en que no existe un peligro de avalanchas identificable, lo que no significa que esté fuera del alcance de cualquier avalancha posible.

3.911.2 ZONIFICACION REGIONAL DEL PELIGRO DE AVALANCHAS

3.911.201 Objetivo de la Zonificación. La zonificación del peligro de avalanchas en mapas regionales, debe hacerse en planos topográficos de escala 1:250.000 o 1:500.000, y tiene el propósito de indicar, de manera general, las zonas de las regiones en las que pueden producirse avalanchas, diferenciándolas de aquellas en que el peligro de avalanchas es extremadamente bajo o inexistente. Esta zonificación demanda tiempo y recursos, de manera que no se emplea a nivel de regiones sino que solamente local.

3.911.202 Delimitación de las Zonas en que es Posible que Ocurran Avalanchas. La delimitación de las zonas en que es posible que ocurran avalanchas, con respecto a aquellas en que el peligro de avalanchas es extremadamente bajo o inexistente, se realiza empleando tres criterios concurrentes: (i) que la pendiente del terreno sea mayor que 15° (ver Numeral 3.908.203) y una extensión de 0,5 km al pie de las pendientes antes señaladas para comprender la zona de depositación de las avalanchas iniciadas en las pendientes baja, (ii) que la cota del terreno exceda en a lo menos 500 m la cota mínima histórica de precipitación nival (ver Tópico 3.906.2) y (iii) que la precipitación media anual y para un período de recurrencia de 300 años, sea mayor que 50 mm.

3.911.3 ZONIFICACION LOCAL DEL PELIGRO DE AVALANCHAS

3.911.301 Objetivo de la Zonificación. El objetivo de la zonificación local del peligro de avalanchas es el de identificar las sendas de avalanchas de manera general, y diferenciar en los planos dos tipos de zonas: (i) las zonas de riesgo alto y moderado y (ii) las zonas de peligro bajo o extremadamente bajo. Para ello debe contarse con planos topográficos de escala 1:5.000 o 1:10.000, con curvas de nivel cada 5 o 10 m. Los planos deben comprender íntegramente todas las sendas de avalanchas, vale decir, se deben extender, a lo menos, hasta las divisorias de aguas.

3.911.302 Definición de las Zonas con Peligro Alto o Moderado. Para definir las zonas con alto o moderado peligro de avalanchas debe hacerse lo siguiente en cada senda de avalancha:

- a. Delimitar las zonas de inicio y tránsito de las sendas de avalanchas y, de manera preliminar, las zonas de depositación (ver Tópicos 3.910.1 a 3.910.3).
- b. Establecer los perfiles del terreno y la división en tramos de pendiente homogénea en los ejes de las trayectorias de las sendas de avalancha (ver Tópico 3.910.4) y estimar, de manera preliminar, las características geotécnicas de las sendas de avalanchas (ver Tópico 3.910.5).
- c. Establecer, de manera preliminar, el tipo de flujo con que pueden desarrollarse avalanchas de nieve seca (flujo mixto o bien flujo de nieve polvo en suspensión), y el probable espesor de nieve para la avalancha de magnitud límite (ver Tópico 3.909.6) pero empleando las acumulaciones nivales máximas con las recurrencias de 300 años (Tópico 3.911.1).
- d. Según el tipo establecido de flujo de avalanchas, calcular las velocidades y presiones de impacto en los diversos tramos del eje de la senda, y de las distancias de corrida de las avalanchas en diversos ejes en la zona de depositación. Revisar estos cálculos con eventuales experiencias de terreno.
- e. Empleando las distancias de corrida de las avalanchas en las zonas de depositación, delimitar de manera definitiva la extensión de las sendas de avalanchas para las zonas de peligro alto a moderado.

3.911.4 MICROZONIFICACION

3.911.401 Objetivo de la Microzonificación. El objetivo de la microzonificación es el de establecer el peligro de avalanchas para objetos (o estructuras) específicos, o personas ubicadas en sectores específicos, en un área en la cual se conoce la ocurrencia de avalanchas. Para ello se requieren planos topográficos de escala 1:2.000 o mejor, con curvas de nivel cada 1 o 2 metros. No es necesario que planos del detalle antes mencionado abarquen toda la senda de avalancha, pero si una distancia de, a lo menos,

del orden de 300 m aguas arriba y abajo de los sectores que se desea investigar; así, para el cálculo de las velocidades, presiones y distancia de corrida de las avalanchas en sectores específicos, se puede emplear el mayor detalle de estos planos y, en el resto de las trayectorias, planos de escala 1:10.000 o 1:5.000. Los planos topográficos deben contener el diseño (o prediseño) de las estructuras.

3.911.402 Definición de las Microzonas en las Sendas de Avalanchas. Esta zonificación debe diferenciar las diversas zonas de peligro (alto, moderado, bajo, inexistente). El análisis del peligro debe incluir, además de lo señalado en el Numeral 3.911.302, lo siguiente:

- a. Definir las características geotécnicas de la senda de avalanchas.
- b. El perfil del eje de la senda debe considerar eventuales modificaciones en la topografía del terreno no solo en el sector analizado sino, también aguas arriba y debajo de este. Debe prestarse atención a eventuales nuevas condiciones de salto de esquí (ver Numeral 3.910.502 (1)) que las modificaciones al terreno introduzcan.
- c. Discriminar las velocidades presiones, y distancias de corrida de las avalanchas para las diversas condiciones de peligro establecidas en el Tópico 3.911.1.

En particular en el caso de la microzonificación, es común que los antecedentes de condiciones de nieve, meteorología y avalanchas que se emplean contienen un rango de errores que pudiera hacer parecer a la microzonificación como un ejercicio de poco sentido. Por ello, es importante que un estudio de microzonificación indique claramente cual es el rango de error probable en los diversos parámetros empleados, y el efecto de estos probables errores en la extensión de las diferentes zonas de grados de peligro.

3.911.5 INDICE DEL PELIGRO DE AVALANCHAS EN CARRETERAS

3.911.501 Cálculo del Índice del Peligro de Avalanchas. El índice de peligro de avalanchas en carreteras es una expresión numérica que señala la probabilidad de daño por avalanchas a vehículos en una carretera. Una primera versión de este índice requería información sobre el tipo de avalancha, el tipo de daños, y otros que a menudo eran difíciles de obtener. Actualmente se emplea el índice simplificado de peligro de avalancha (I_s) que se calcula como sigue:

$$I_s = A \times P \times N / 100 \quad (\text{ec. 3.911.501.1})$$

donde A es el número anual de avalanchas que cubren todo el ancho de la carretera (sumando todas las avalanchas en todas las sendas), P es el número promedio de sendas de avalanchas por kilómetro de carretera, limitando el largo de la carretera por senda de avalancha a un máximo de 1 km, y N es el promedio diario de volumen de tránsito en condiciones invernales (en vehículos por día).

3.911.502 Categorías de Peligros de Avalanchas. Calculando el índice de peligro de avalanchas como se indicó en el Numeral anterior, las categorías de peligros de avalanchas en carreteras son las siguientes:

Muy bajo, $I_s < 5$
Bajo, I_s entre 5 y 50
Moderado, I_s entre 50 y 200
Alto, I_s entre 200 y 750
Muy alto, $I_s > 750$

3.911.503 El Índice Residual del Peligro de Avalanchas. El índice residual del peligro de avalanchas es el peligro de avalanchas que subsiste aún cuando existan medidas de control o protección de avalanchas. Se calcula de la misma manera que el índice simplificado de peligros de avalanchas, pero con las medidas de control y protección en operación. Eventualmente, puede estimarse el índice residual a partir de los criterios de diseño de las medidas de control o protección de avalanchas, por ejemplo cuales son las avalanchas que sobrepasarán una cierta defensa y cuantas de estas avalanchas se estima que pueden ocurrir; a su vez, las medidas de protección de avalanchas pueden establecerse para diversos valores de índices residuales aceptables.

3.911.504 Empleo del Índice de Peligro de Avalanchas en la Operación de Carreteras. Aunque las operaciones de carreteras en condiciones de peligros de avalanchas varían en cierto modo de país en país, la mayoría se relaciona con las categorías del índice simple de peligro de avalanchas como se señala en la Tabla 3.911.504.A.

3.911.6 COMPOSICION DEL RIESGO DE AVALANCHAS

3.911.601 Fundamentos del Análisis de Riesgo. El objetivo del análisis de riesgo es comparar diferentes medidas y métodos que reducen el riesgo de accidentes de avalanchas y verificar si las medidas escogidas garantizan el riesgo residual permitido. De manera general, el riesgo (R) por un tipo de evento natural (S) y un cierto período de tiempo puede expresarse como el producto de la probabilidad de daño (P_s) y el monto del daño (A_s), según la ecuación básica de riesgo que es:

$$R = P_s \times A_s \quad \text{por año, mes, día u otros períodos de tiempo.} \quad (\text{ec. 3.911.601.1})$$

Si los eventos naturales se describen por las probabilidades de ocurrencia (P_i) y la correspondiente extensión de los daños (A_i), el riesgo (R) se expresa como:

$$R = P_i \times A_i \quad (\text{ec. 3.911.601.2})$$

El riesgo de avalanchas se produce por la conjunción de dos procesos independientes: el peligro de avalanchas y el uso del suelo. El peligro de avalanchas se determina por la probabilidad de avalanchas (P_L) para un cierto período de retorno, y la extensión de la avalancha (A_L , por ejemplo, en kN/m²). El uso del suelo se determina por la presencia de objetos (P_O) o personas y el valor (V_O) de esos objetos (o el número de personas). La probabilidad de la extensión (P_A), o vulnerabilidad, en el caso de objetos corresponde a una función de la extensión (A_L) de la avalancha y de la susceptibilidad de los objetos (S_O), vale decir, $P_A = f(A_L, S_O)$. Así, el riesgo (R) general de avalanchas puede escribirse como:

$$R = P_L \times P_O \times f(A_L, S_O) \times V_O \times \gamma \times \delta \quad (\text{expresado, por ejemplo, en \$/año}) \quad (\text{ec. 3.911.601.3})$$

γ es un factor de reducción, que considera que rara vez una avalancha cubre toda el área que potencialmente puede, por lo cual el factor de reducción tiene por lo general un valor de 0,8 en una zona de alto peligro, o zona roja (ver Tópico 3.911.1), o de 0,5 en una zona de peligro moderado (o zona azul). δ es un factor llamado de aversión y que considera como las personas perciben el riesgo; por ejemplo, un accidente de avalancha con 16 personas fallecidas es percibido como mucho peor que 16 avalanchas con una persona fallecida en cada una de ellas. En el caso de avalanchas se estima que el factor de aversión $\delta = 0,25 \times A_s$ y donde A_s es la extensión del daño. En otras palabras, una avalancha que daña a 16 personas es considerada cuatro veces peor que 16 avalanchas que dañan a una persona cada una.

Definido el riesgo como la probabilidad de ocurrencia de un accidente durante un periodo determinado, o intervalo de tiempo, si la probabilidad es 1, se estima que un accidente ocurrirá con certeza durante el periodo de referencia y, si es 0, no se espera que ocurra un accidente.

La probabilidad, o riesgo, de un accidente por avalanchas se puede descomponer en tres factores: (i) la probabilidad de ocurrencia del evento gatillante, (ii) la probabilidad de ocurrencia de daño y (iii) la severidad, o extensión, del daño. Cada una de estas probabilidades toma valores comprendidos entre 0 y 1, por lo que su producto también estará comprendido en este rango.

Se define como riesgo residual al riesgo remanente después de que los factores que componen el riesgo (uno o todos) de un accidente de avalancha han sido reducidos o minimizados.

TABLA 3.911.504.A
RELACION ENTRE LAS CATEGORIAS DEL INDICE DE PELIGRO DE AVALANCHAS EN LAS
CARRETERAS Y LAS PRACTICAS DE OPERACION DE CARRETERAS

INDICE	PERSONAL	CONTROL POR EXPLOSIVOS U OTROS	ESTRUCTURAS DE PROTECCION	MANEJO DE DATOS	CIERRES DE LA CARRETERA
Muy Alto	Personal a tiempo completo y parcial para la predicción y el control de las operaciones.	Operaciones de control con múltiples sistemas fijos y móviles de explosivos.	Cobertizos y movimientos de tierra (muros deflectores, zanjas, bancos, montículos, etc.)	Múltiples estaciones meteorológicas en la montaña y observadores para mediciones de la nieve y el manto de nieve.	Cierres breves durante los controles con explosivos y las operaciones de limpieza, ocasionales cierres preventivos.
Alto	Personal a tiempo completo o parcial para la predicción y el control de las operaciones.	Operaciones de control en todos los puntos accesibles.	Movimientos de tierra y amplias canaletas laterales a la carretera.	Estaciones meteorológicas de control remoto, en la montaña.	Cierres breves durante los controles con explosivos y las operaciones de limpieza, ocasionales cierres preventivos.
Moderado	Personal a tiempo parcial para la predicción y el control de las operaciones.	Operaciones de control con sistemas fijos o móviles, en puntos críticos.	Amplias canaletas y ocasionales movimientos de tierra en puntos críticos.	Estaciones meteorológicas de control remoto, en la montaña.	Cierres preventivos.
Bajo	Personal de mantenimiento, con periódicas visitas al terreno por expertos en avalanchas.	Control ocasional con sistemas móviles.	Amplias canaletas.	Algunas estaciones meteorológicas de control remoto en la montaña, o datos compartidos.	Cierres preventivos.
Muy Bajo	Personal de mantenimiento.	Ninguno.	Ninguna.	Ninguno.	Cierres preventivos en circunstancias excepcionales.

3.911.601(1) Probabilidad de Ocurrencia de las Avalanchas. Entendiendo por peligro la posibilidad del evento, es decir, que el flujo de la avalancha produzca daño, el peligro dependerá entonces de los factores que desencadenan las avalanchas (la estabilidad del manto de nieve), de las características de la nieve que se desliza y de las características de la senda de avalancha, incluyendo la longitud de la zona de depositación.

El peligro es inversamente proporcional al periodo de retorno del evento.

3.911.601(2) Probabilidad de Ocurrencia de Daño. La probabilidad de daño se determina por la probabilidad que las personas, o estructuras, sean alcanzadas por avalanchas.

Para objetos temporales (personas y vehículos) la probabilidad estará determinada por el porcentaje de tiempo que permanezcan dentro del área de peligro. Para instalaciones permanentes el factor será siempre igual a 1. Será cercano a 1 para instalaciones altamente frecuentadas, tales como zonas de descanso de la población o rutas de alto tránsito, especialmente en circunstancias en que los vehículos puedan quedar bloqueados por un primer deslizamiento que obstruye la carretera en una zona de peligros.

3.911.601(3) Extensión o Severidad del Daño. La severidad es el grado de magnitud, o la extensión, del daño.

Las estructuras permanentes pueden ser diseñadas de modo que soporten las presiones de una avalancha, traduciéndose esto en que la probable extensión del daño es baja. Por el contrario, un alto número de personas, de un grupo de peatones alcanzados por una avalancha, puede perder la vida, de manera que la severidad del daño es alta.

La evaluación de la extensión del daño es algo subjetivo y se basa en una escala de valores en la cual el daño representa los prejuicios o las pérdidas de vidas humanas.

3.911.602 El Riesgo en Carreteras. El riesgo (R) de avalanchas en las carreteras puede estimarse con la siguiente expresión (ver Lámina 3.911.602.A):

$$R = [(D \times P_A \times \beta) / 24] \times \Sigma [L / (V \times T)] \quad (\text{ec. 3.911.602.1})$$

En esta ecuación D es el tránsito diario promedio de vehículos. P_A es la probabilidad de daño a personas en vehículos; estadísticas en diversos países indican que este valor suele fluctuar entre 0,1 y 0,3. β es el promedio de personas en un vehículo; en carreteras suele estar entre 1,5 y 2,0. L, V y T son característicos de cada senda de avalancha y corresponden, respectivamente a: L es el largo de la carretera que ocupa una senda de avalancha, V es la velocidad con que los vehículos cruzan esa senda de avalancha, y T es el período de retorno medio y su recíproco equivale a PL en la ecuación del Numeral 3.911.601. La suma de todas las sendas de avalanchas en una carretera producen el riesgo total.

De la ecuación anterior puede apreciarse que la amplitud de las sendas de avalancha sobre una carretera es un factor significativo en el riesgo de avalanchas, de manera que la reducción de esas longitudes, o su eliminación con medidas preventivas como cobertizos (ver Tópico 3.916.7 más adelante), constituyen consideraciones importantes al determinar las inversiones en protecciones de avalanchas.

3.911.603 Reducción del Riesgo. El riesgo de avalanchas puede ser reducido minimizando el producto de sus tres factores.

3.911.603(1) Reducción de la Probabilidad del Evento. Este factor se reduce impidiendo que avalanchas se originen (estabilizar la nieve en las zonas de inicio de las avalanchas), o bien modificando las características de las avalanchas (controlar la altura de nieve que se desliza, y modificando la dirección y flujo de la avalancha en la senda, con obras y estructuras).

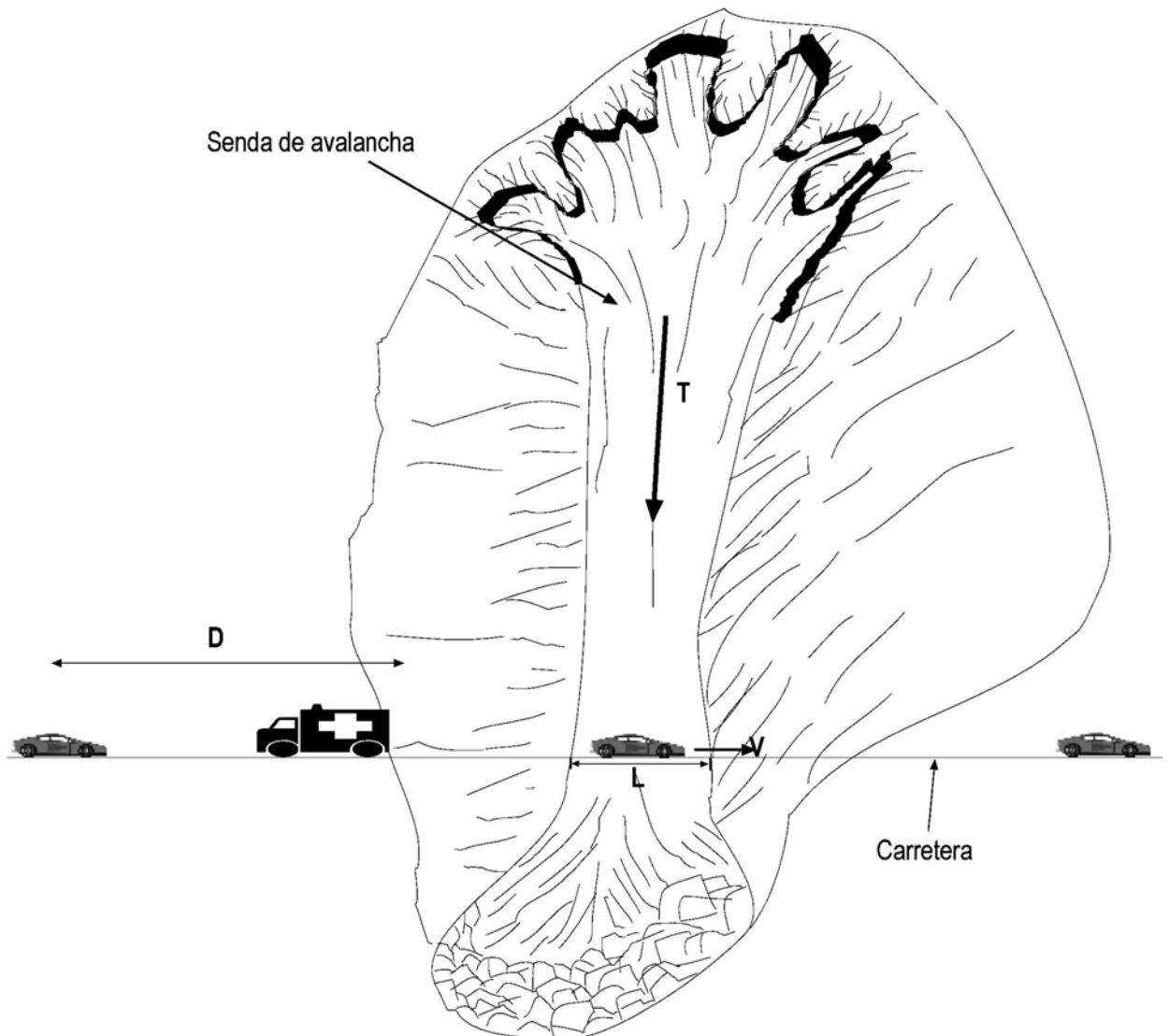
3.911.603(2) Reducción de la Probabilidad de Daño. La probabilidad de daño a estructuras en zonas de peligro de avalanchas se reduce diseñando las estructuras de manera que soporten las presiones de las avalanchas, o construyendo protecciones para las estructuras. Los vehículos o personas deben ser capaces de atravesar la zona de peligro sin dificultad y tan rápido como sea posible, sin detenciones. Para lograr lo anterior, es necesario advertir a los usuarios del inicio y fin de la zona de peligro mediante letreros en la ruta y delimitando los sectores de peligro, para evitar detenciones o permanencia no necesaria en ellos.

En caso de peligro de avalanchas inducidas artificialmente como sistema de control de avalanchas, debe ser posible evacuar y cerrar la zona de peligro.

3.911.603(3) Reducción de la Extensión del Daño. En el caso de estructuras, estas deben diseñarse para soportar presiones de las avalanchas. Para reducir el número de víctimas atrapadas por avalanchas, deben existir procedimientos y equipos de rescate adecuadamente organizados y preparados para hacer un trabajo efectivo de búsqueda y atención primaria.

3.911.7 PROBABILIDAD DE DAÑO POR IMPACTO DE AVALANCHAS

3.911.701 Consideraciones Generales. Un problema habitual que se presenta al seleccionar en los ambientes de montaña el sitio para una construcción, o para el trazado de una carretera, es el de determinar la probabilidad de daño por impacto de avalanchas. Una planificación prudente indica que los sitios, o los trazados, deben estar libres del peligro de avalanchas, si esto es posible, pero si bien este debe ser el estándar para edificios y similares, a veces es aceptable un cierto riesgo para estructuras que no son vitales al proyecto; este riesgo es la probabilidad de impacto.



- D = Tráfico medio diario de vehículos (suma de ambos sentidos).
- V = Velocidad media de los vehículos al cruzar la senda de avalancha.
- L = Amplitud de la senda de avalancha sobre la carretera.
- T = Periodo de recurrencia (o retorno) con que se producen las avalanchas.

El problema de determinar la probabilidad de impacto normalmente no se produce con las grandes avalanchas que corren todos los años y más de una vez al año; este riesgo es tan evidente que debe ser evitado totalmente (no construir en la zona de riesgo, construir defensas, o eliminar la ocurrencia de avalanchas). A menudo, el sitio seleccionado se ubica dentro, o adyacente, a una senda de avalanchas que exhibe evidencias de avalanchas no frecuentes de capacidades destructoras. Se trata de avalanchas que recurren con intervalos de tiempos irregulares, a veces de varios años.

A menudo, es demasiado costoso, o no es deseable, el evitar totalmente la posibilidad de daño por una avalancha que corre, por ejemplo, solamente una vez cada siglo. En otras ocasiones, por ejemplo cuando un número alto de personas se expone a la caída de una avalancha, el único riesgo aceptable es cero riesgo. A veces existe una justificación económica para aceptar una cantidad limitada de riesgo en instalaciones que tendrán una vida limitada y breve, por ejemplo algunas instalaciones mineras. En todo caso, para aceptar riesgos debe conocerse sus probabilidades de ocurrencia.

Las avalanchas son el producto, entre otros, de condiciones climáticas que ocurrirán en el futuro y que no son predecibles con la tecnología actual. Para los propósitos de análisis estadísticos se considera que ellas se producen de manera aleatoria, aunque es evidente que existe una relación con parámetros meteorológicos que poseen cierta ciclicidad. El lapso de tiempo promedio entre cierto número de eventos aleatorios es el intervalo de recurrencia, por ejemplo, en el caso de las avalanchas, 5, 10, 30, 50, 100 o más años.

La mayoría de las estructuras se diseñan para una cierta vida útil, la cual depende, entre otros, de factores económicos, de los materiales de construcción y de la tasa de obsolescencia. Cuando una de estas estructuras se expone durante su vida útil al peligro de una avalancha infrecuente con un cierto intervalo de recurrencia, se produce una probabilidad de daño por impacto, la cual describe la probabilidad de que una avalancha dañará la estructura durante la vida útil de esta.

3.911.702 Cálculo de la Probabilidad de Daño. Al calcular la probabilidad de daño es importante considerar que el análisis estadístico maneja relaciones entre números, o grupos de números, relaciones que pueden, o no, describir la realidad física; estas relaciones predicen las probables consecuencias pero no atribuyen causas. Por otra parte, los cálculos estadísticos se basan en la presunción que las avalanchas se producen de manera aleatoria y son independientes unas de otras; vale decir, que la probabilidad de impacto no cambia porque el evento haya ocurrido. Considerando lo anterior, la probabilidad (E_1) de daño por el impacto de una avalancha puede ser calculada de la siguiente manera:

$$E_1 = 1 - (1 - (1 / T_1)^L) \quad (\text{ec. 3.911.702.1})$$

en que T_1 es el período de retorno y L es la vida media de la estructura. Los resultados, para diversos períodos de retorno y vidas medias de estructuras se muestran en la Tabla 3.911.702.A. Este cálculo presume que las probabilidades de impacto se producen solamente en números enteros de la escala de tiempo; si bien esto parece una restricción arbitraria tiene una aplicación útil, por cuanto si las avalanchas se producen, por ejemplo, entre Noviembre y Enero, los eventos estarán cerca de la escala de números enteros para el caso de que la unidad de tiempo sea de un año. Para evitar esta restricción en la escala de tiempo, permitiendo que los eventos ocurran en cualquier momento en el tiempo, la probabilidad (E_2) de daño por impacto puede ser calculada como:

$$E_2 = 1 - e^b \quad (\text{ec. 3.911.702.2})$$

en que $b = -L/T_2$, siendo L la vida útil de la estructura y T_2 es el período de retorno. Los resultados, para diversos períodos de retorno y vidas útiles de estructuras, se muestran en la Tabla 3.911.702.A. En este caso se producen las siguientes restricciones matemáticas: (i) el proceso es estacionario, (ii) posee incrementos independientes, y (iii) posee un promedio que es independiente del tiempo; dos o más eventos no pueden ocurrir simultáneamente. Para largos intervalos de recurrencia y bajas probabilidades de impacto, E_1 y E_2 poseen valores muy similares.

TABLA 3.911.702.A
PROBABILIDAD DE IMPACTO DE AVALANCHAS SEGUN EL PERIODO DE RETORNO
DE ESTAS Y LA VIDA UTIL DE LAS ESTRUCTURAS

VIDA UTIL DE ESTRUCTURA (años)	PERIODO MEDIO DE RETORNO DE LA AVALANCHA (años)						
	5	10	20	30	50	100	300
E ₁ eventos ocurren en una escala de tiempo de números enteros de años.							
1	0,200	0,100	0,050	0,033	0,020	0,010	0,003
5	0,672	0,410	0,226	0,156	0,096	0,049	0,017
10	0,893	0,651	0,401	0,288	0,183	0,096	0,033
20	0,988	0,878	0,642	0,492	0,332	0,182	0,065
50	0,999+	0,955	0,923	0,816	0,636	0,395	0,154
100	0,999+	0,999+	0,994	0,966	0,867	0,634	0,284
E ₂ eventos ocurren en cualquier punto de una escala de tiempo (no limitada por números enteros de años).							
1	0,182	0,095	0,049	0,033	0,020	0,010	0,003
5	0,632	0,394	0,221	0,154	0,095	0,049	0,017
10	0,865	0,632	0,394	0,284	0,182	0,095	0,033
20	0,982	0,865	0,632	0,486	0,330	0,182	0,065
50	0,999+	0,993	0,918	0,811	0,632	0,393	0,154
100	0,999+	0,999+	0,993	0,918	0,812	0,632	0,284

Permitir, en el cálculo de probabilidades, que impactos de avalanchas se produzcan en cualquier momento en la escala de tiempo es una flexibilidad realista, pero crea otro problema cuando se trata de avalanchas con unidades de tiempo en años. En realidad, las avalanchas no se producen en cualquier momento del año, sino en invierno. Esta dificultad puede evitarse empleando como escala de tiempo solo los meses de invierno, tanto para el período de retorno como para la estimación de vida útil de las estructuras. En este caso, la probabilidad de impacto está basada en una escala de tiempo continua, consistente de años de 4 (o más) meses invernales que son aquellos cuando los daños de avalanchas son posibles; el remanente de tiempo en cada año así considerado (cuando la ocurrencia de avalancha es cero, o inexistente) se ignora, al igual que la misma porción de vida útil.

3.911.703 Probabilidad de Daños por Avalanchas y Otros Eventos Simultáneos. Es habitual que las estructuras estén afectas, además del peligro de impactos de avalanchas, también a otros peligros. En estos casos, es posible calcular la probabilidad (E_m) de coincidencia de peligros múltiples, por ejemplo de avalanchas (P_A) y de deslizamiento de suelos (P_S) como:

$$E_m = P_A + P_S - (P_A \times P_S) \quad (\text{ec. 3.911.703.1})$$

SECCION 3.912 RECURRENCIA DE AVALANCHAS

En las avalanchas, y al igual que en el estudio de otros peligros naturales, parece existir una relación inversa entre la magnitud y distancia de corrida, y la frecuencia de las avalanchas. Evidentemente, no existe un límite superior para la magnitud de las avalanchas; en realidad, siempre es posible visualizar la ocurrencia de un evento mayor que los observados. Sin embargo, existe un límite superior práctico, más allá del cual la probabilidad de ocurrencia y de impacto de una avalancha de enorme magnitud es tan baja, que se hace similar a diversos otros riesgos de baja ocurrencia y comunes en cualquier actividad en la vida.

La activación de cada senda de avalanchas depende de sus particulares características de relieve, de las condiciones meteorológicas y de la acumulación nival. Por ello, si bien existen sendas de avalanchas que se activan virtualmente de manera regular cada invierno, hay otras que no lo hacen. Casos históricos extremos (en Europa) señalan la ocurrencia de actividad de avalanchas en sendas tras más e 500 años de inactividad.

La mayor dificultad que se encuentra en la estimación del riesgo de avalanchas es el determinar los valores medios de los intervalos de tiempo para el retorno de las avalanchas en una senda o en una zona, vale decir, el período de recurrencia. Salvo algunos pocos y excepcionales casos, en Chile los registros históricos son inexistentes, se refieren a avalanchas puntuales, o bien no son lo suficientemente largos como para proporcionar datos a partir de los cuales pueden calcularse promedios de los períodos de recurrencia. Los datos disponibles para algunas sendas proporcionan, cuando más, la fecha de la ocurrencia o la fecha en que alguien observó el depósito de la avalancha y, muy ocasionalmente, el espesor del depósito en un punto observado tras excavaciones, o bien una estimación de la distancia de corrida de las avalanchas. En diversos casos existen antecedentes de una avalancha observada en el pasado, pero sin información que permita evaluar si en esa senda han ocurrido avalanchas más recientes.

En el caso de áreas boscosas, una herramienta aplicable a la evaluación de recurrencia de grandes avalanchas es el efecto de estas sobre la vegetación en la senda, efecto que a veces es posible de fechar en base a la forma, o la deformación, de los anillos de crecimiento (dendrocronología) de árboles y arbustos. Por ejemplo, ausencia de ramas en la dirección de la cual proviene la avalancha es un indicador de la dirección de flujo y capaz de ser fechado, la ausencia de ramas a poca altura revela la altura de flujo de las avalanchas, la ausencia de árboles maduros en el límite de una senda revela la ocurrencia de avalanchas mayores en el pasado, posible de determinar por la diferencia de edad de los árboles, por una secuencia de repoblación vegetativa, u otros. Casos más evidentes son: presencia de árboles quebrados, árboles volcados, cicatrices en el lado de aguas arriba de los troncos, y similares.

La estimación de riesgo, basada en períodos de recurrencia de dudosa exactitud, es necesariamente incierta. Cualquier mejoría en la estimación de la recurrencia coloca a la evaluación del riesgo en un mejor pie. En este sentido, el juicio experto de especialistas en avalanchas, que toma en consideración el relieve, la meteorología y antecedentes de nieve, es beneficioso, pero es esencialmente subjetivo y difícil de expresar estadísticamente. Esto obliga a buscar antecedentes que de alguna manera contribuyan a formular estimaciones con respaldos numéricos, dentro de las cuales destaca la estadística climática con parámetros meteorológicos.

3.912.1 ANALISIS ESTADISTICO DE ELEMENTOS CLIMATICOS

Las páginas siguientes presentan una selección de los métodos matemáticos de análisis estadístico de las características comunes de los elementos del clima y la meteorología. No pretenden ser una análisis exhaustivo de un tema de por sí complejo, sino tan solo mostrar las herramientas simples y de empleo habitual.

3.912.101 Características Generales de las Estadísticas.

3.912.101(1) Sistema de Características. Una clasificación simple de los sistemas de características de los elementos del clima y la meteorología es la siguiente: (a) características primitivas, (b) características elementales y (c) características superiores.

3.912.101(2) Características Primitivas. Las características primitivas se derivan de las observaciones originales de los elementos del clima y la meteorología. Estos elementos pueden agruparse, contarse, identificar sus extremos absolutos y el valor medio, sus rangos de variación, separar en intervalos de clases, distribuir en frecuencias, representar en histogramas y curvas de frecuencia y definir su modo y clase modal. Una variable es, por ejemplo, una Tabla con los montos en milímetros de la precipitación diaria en una estación meteorológica, y al final de la cual se señalan los valores máximo y mínimo absoluto y la diferencia entre ambos (o rango de variación), la cual puede ser dividida en un número de intervalos de clase (ver ejemplo en Tabla 3.912.101.A y en el histograma de la Lámina 3.912.101.A).

Los intervalos de clases se seleccionan generalmente de manera tal que el número de clases no exceda de 15 a 25; normalmente, más de 20 intervalos de clases suelen ser poco significativos. Una forma habitual de definir la magnitud (W) del intervalo de clase es mediante la siguiente expresión:

$$W = (M - m) / 20 \quad (\text{ec. 3.912.101(2).1})$$

donde M es el máximo absoluto, m es el mínimo absoluto, y $(M - m)$ es el rango de la variación. Así por ejemplo, en una Tabla de precipitaciones diarias donde $M = 54$ mm y $m = 0$ mm, W debería ser entre 2 y 3 mm; es posible que algunos intervalos de clases no contengan registros, pero esto no tiene significado. Cada intervalo tiene un valor central (la media entre los extremos del intervalo) y sus límites superior e inferior. El recuento del número de observaciones en cada clase es la frecuencia absoluta, y la serie de frecuencias ordenadas por clase es la distribución de las frecuencias. Estas se representan en histogramas y curvas de frecuencia. El valor más frecuente es el modo, y la clase modal es el intervalo de clase en que se ubica el modo. El modo (D) se calcula como sigue:

$$D = L_m + (F_a / (F_a + F_b)) \times W \quad (\text{ec. 3.912.101(2).2})$$

en que L_m es el límite inferior de la clase modal, F_a es la frecuencia de observaciones en el intervalo de clase inmediatamente antes de la clase modal, F_b es la frecuencia de observaciones en el intervalo de clase después de la clase modal y W es la magnitud del intervalo de clase.

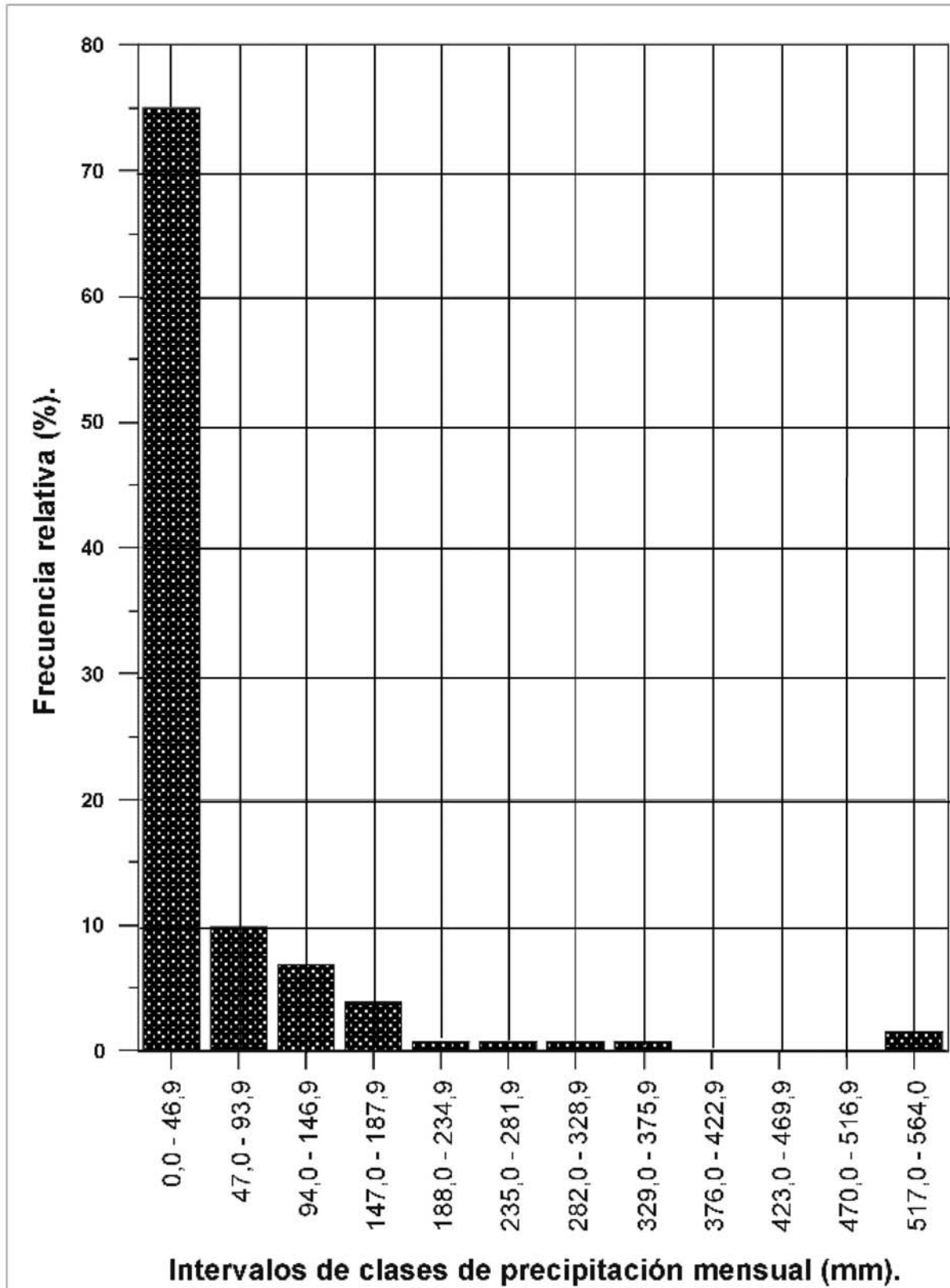


TABLA 3.912.101.A
PRECIPITACIONES MENSUALES (mm), 1987 - 1996; ESTACION EN LA
CORDILLERA DE LA ZONA CENTRAL DE CHILE

MES	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997
ENE	7,4	0,0	0,0	0,0	0,0	3,2	3,9	0,0	57,9	13,5	0,0
FEB	9,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	7,7	0,0	1,1	0,0	0,0
MAR	37,6	0,0	0,0	5,0	0,0	11,5	0,0	3,6	1,2	0,0	30,6
ABR	15,6	1,8	0,0	0,0	69,0	111,9	122,3	50,6	34,9	36,4	2,3
MAY	64,2	44,1	81,6	10,5	198,2	175,7	175,8	53,9	31,1	12,1	127,6
JUN	117,5	3,4	0,2	29,5	161,9	182,1	104,4	44,9	105,1	43,3	548,1
JUL	563,6	42,3	101,5	33,0	315,5	70,6	39,7	167,0	60,0	24,5	36,8
AGO	349,5	84,6	274,0	91,6	0,0	46,0	23,5	10,6	45,2	22,7	137,2
SET	12,8	17,0	58,0	82,1	112,4	36,3	27,9	21,4	40,8	4,0	37,1
OCT	29,1	0,0	0,0	0,0	14,5	1,7	4,7	11,6	2,9	1,3	21,0
NOV	2,0	2,5	0,0	0,0	10,1	32,0	2,3	2,4	0,0	0,0	1,2
DIC	0,0	3,3	0,0	1,5	0,6	0,0	0,0	0,0	1,8	2,8	0,0
MAX.	563,6	84,6	274,0	81,6	315,5	182,1	175,8	167,0	105,1	43,3	548,1
MIN.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Máximo absoluto (M) = 563,6 mm.
Mínimo absoluto (m) = 0,0 mm.
Diferencia (rango de variación) = 563,6 mm.

Intervalo de clase: $W = (M - m) / 20 = 28,18$ mm. Intervalo seleccionado $W = (M - m) / 12 = 46,97$.

Frecuencias, según agrupación de los datos en intervalos de clases.

NUMERO	INTERVALO DE CLASE			FRECUENCIA	
	LIMITES (mm)		VALOR CENTRAL (mm)	ABSOLUTA	RELATIVA (%)
	INFERIOR	SUPERIOR			
0	0,0	46,9	23,5	99	75,00
1	47,0	93,9	70,5	13	9,84
2	94,0	146,9	117,5	9	6,82
3	147,0	187,9	164,5	5	3,79
4	188,0	234,9	211,5	1	0,76
5	235,0	281,9	258,5	1	0,76
6	282,0	328,9	305,5	1	0,76
7	329,0	375,9	352,5	1	0,76
8	376,0	422,9	399,5	0	0,00
9	423,0	469,9	446,5	0	0,00
10	470,0	516,9	493,5	0	0,00
11	517,0	564,0	540,5	2	1,51
TOTALES				132	100,00

Valor del modo (empleando como clase anterior el número 11) = $805,5$ mm {de $0,0 + ((1,51 / (1,51+9,84)) \times 46,9)$ }.

Clase modal : 0,0 a 46,9 mm.

El valor medio es el valor del medio de todos los datos ordenados en orden creciente y cuando el número de estos es impar. Si el número es par, el valor medio es el promedio del par de datos centrales. Este valor suele ser de poca relevancia estadística; en el caso del ejemplo de la Tabla 3.912.101.A es de 11,0 mm.

Es común que en una estadística meteorológica falten algunos datos. Estos suelen rellenarse por comparación con estaciones cercanas que sí los tienen; comparando los datos entre ambas estaciones,

encontrando un coeficiente de correlación, calculando con este coeficiente el posible valor del dato faltante y rellenando la estadística con el dato así estimado.

3.912.101(3) Características Elementales. Las características elementales son los valores medios calculados de los intervalos de clases, cuartiles, deciles, el promedio aritmético, las desviaciones y variabilidad promedia, la desviación estándar, y la variación y el coeficiente de variación.

Los valores medios calculados de los intervalos de clases se estiman a partir de la clase que contiene la mitad de las observaciones absolutas. Como en el ejemplo de la Tabla 3.912.101.A esto está en la clase 0, es necesario emplear un intervalo de clase más pequeño, luego sumar las observaciones hasta llegar a la clase que contiene la suma de 66 observaciones (porque es la mitad de 132 datos) y el valor medio será el de la mitad del intervalo de esa clase.

Los deciles y cuartiles se obtienen dividiendo la muestra (ordenada según valores crecientes) en número igual de grupos de datos (normalmente 10 o 4), grupos que deben ser simétricos con respecto al valor medio. Luego se procede de manera similar a como es calculado el valor medio.

El promedio aritmético (A_p) es la suma de los valores de todos los datos, dividida por el número de datos:

$$A_p = (A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n) / n \quad (\text{ec. 3.912.101(3).1})$$

en que A_1, A_2, A_3, A_n son los valores de los datos y n es el número de datos.

La desviación (D) del promedio aritmético de cada dato es la diferencia entre el valor del dato y el promedio aritmético, por ejemplo:

$$D_1 = A_1 - A_p \quad D_2 = A_2 - A_p \quad \text{y así sucesivamente.} \quad (\text{ec. 3.912.101(3).2})$$

La variabilidad promedio (V) es el promedio de todas las desviaciones, independientemente del signo de estas:

$$V = (|D_1| + |D_2| + |D_3| + \dots + |D_n|) / n \quad (\text{ec. 3.912.101(3).3})$$

donde n es el número de datos. La variabilidad es un concepto importante en climatología y existen diversas clases de ella; por ejemplo la variabilidad interdiurna, diaria, la mensual, la anual, lo abrupto de los cambios, etc. La variabilidad considera tanto la magnitud como la secuencia de los cambios climáticos. La variabilidad absoluta (V_A) es:

$$V_A = (1 / n) \times \sum |P_i - P_a| \quad (\text{ec. 3.912.101(3).4})$$

donde n es el número de datos, P_i es, por ejemplo, la precipitación mensual para un cierto mes y P_a es, por ejemplo, el promedio de la precipitación mensual. La variabilidad relativa (V_R) es:

$$V_R = V_A \times 100 / P_A \quad (\text{ec. 3.912.101(3).5})$$

donde V_A y P_A son como se indicó previamente.

La desviación estándar (σ) es la mejor medida de la dispersión de los datos y es la raíz cuadrada del cuadrado del promedio de todas las desviaciones dividido por el número de datos:

$$\sigma = [(\sum D_i^2) / n]^{0,5} \quad (\text{ec. 3.912.101(3).6})$$

donde D_i son las diferentes desviaciones ($D_1^2, D_2^2, D_3^2, \text{etc.}$) y n es nuevamente el número de datos.

El cuadrado de la desviación estándar es otra medida de la dispersión de los datos y se denomina variación:

$$\text{Variación} = \sigma^2$$

Otra medida de la dispersión de los datos es el coeficiente de variación (C_v), el que es la desviación estándar expresada como porcentaje del promedio aritmético de los datos, vale decir:

$$C_v = 100 \times \sigma / A_p \quad (\text{ec. 3.912.101(3).7})$$

donde A_p es el promedio aritmético de los datos y σ es la desviación estándar. El error probable (F) es un dato útil en climatología puesto que habitualmente 50% de los datos se encuentra entre $+F$ y $-F$, y se calcula:

$$F = 0,67449 \times \sigma \quad (\text{ec. 3.912.101(3).8})$$

y la desviación promedio (μ) es la suma de los valores absolutos de las desviaciones, dividida por el número de datos:

$$\mu = (|D_1| + |D_2| + |D_3| + \dots + |D_n|) / n \quad (\text{ec. 3.912.101(3).9})$$

donde D_1 , D_2 , etc. son las desviaciones y n el número de datos.

3.912.101(4) Características Superiores. Dentro de las características superiores destaca la asimetría (oblicuidad o sesgamiento) de las distribuciones de las frecuencias. Esta asimetría (Sk) se define como:

$$Sk = (\text{promedio aritmético} - \text{modo}) / \text{desviación estándar}$$

En climatología, es habitual el representar o ajustar una serie de algún elemento como función de variables independientes, tales como la cota, latitud, distancia y otras, disponiéndose entonces los elementos en distribuciones que pueden ser lineales o curvas con respecto a la variable, tales como parábola, curva de crecimiento ($y = a \times e^{bx}$ o bien $y = a \times 10^{bx}$), curva de reducción ($y = a \times x^{-b}$), la curva $y = a \times X^b$, la curva gaussiana y las curvas $y - q = a \times b^{x-p}$ e $y - q = a \times (x - p)^m$. También el análisis armónico es común, además de diversas formas de reducir los promedios climáticos a ciertos períodos de tiempo, correlaciones y varios otros. La descripción de estos métodos se escapa del alcance del presente capítulo.

3.912.102 Análisis Probabilístico.

3.912.102(1) Selección de Datos. Para que el análisis probabilístico produzca resultados útiles, debe contar con datos significativos, adecuados y precisos. En otras palabras, datos relacionados con el problema, en un registro de longitud adecuada y que para un error de 25% debe ser del orden de 18 años y de 90 para un error de 10%, y precisos sobre todo en cuanto a homogeneidad, vale decir (para el caso de avalanchas) que no ha habido modificaciones de las condiciones del terreno o del clima durante el período de registros.

3.912.102(2) Período de Retorno. El análisis de frecuencias, por ejemplo de las precipitaciones, asigna a cada valor de precipitación una probabilidad de ser igualado o excedido en un año cualquiera. El período de retorno (o intervalo de recurrencia) es el tiempo que transcurre en promedio para que un evento sea igualado o excedido, y se emplea comúnmente en lugar de la probabilidad para definir (en este caso) precipitaciones de diseño. El período de retorno (T) y la probabilidad (P) son recíprocos, es decir:

$$P = 1 / T \quad (\text{ec. 3.912.102(2).1})$$

En un registro de eventos ordenados por su magnitud, donde el mayor evento tiene un orden (m) de $m = 1$, y el número de eventos en el registro es n , la probabilidad de ocurrencia (P) del evento de una cierta magnitud es:

$$P = m / (n + 1) \quad (\text{ec. 3.912.102(2).2})$$

y el período de retorno (T) es:

$$T = (n + 1) / m \quad (\text{ec. 3.912.102(2).3})$$

Según lo anterior, la probabilidad de ocurrencia de un evento de valor promedio de un registro es de 0,5 (ó 50%), vale decir, para el caso de precipitaciones por ejemplo, un P de 0,5 (50%) es un año promedio, un P = 95% es un evento muy usual pues ocurre 95 de cada 100 años, y un evento de P = 5% es un evento poco usual pues ocurre solo en cinco años de cada 100 años. Como las únicas posibilidades son que el evento ocurra o no ocurra en cualquier año, la probabilidad de que no ocurrirá en un año determinado es $1 - P$ y la probabilidad (J) de un evento que como mínimo iguala o excede al evento T en una serie de n eventos es:

$$J = 1 - (1 - P)^n \quad (\text{ec. 3.912.102(2).4})$$

3.912.102(3) Distribución de Frecuencias. Si el análisis de frecuencias busca obtener información para eventos con un período de recurrencia menor que $n / 5$ usualmente se puede observar directamente de la tabulación de P, T, m y n. Pero para períodos mayores se debe ajustar una distribución teórica de los datos. En climatología se recomienda el empleo de dos tipos de distribuciones: (i) log-pearson tipo III y (ii) valores extremos tipo I, también llamada de Gumbel. Esta última, de muy amplia aceptación, y llamada también primera distribución asintótica de valores extremos, esta dada por la siguiente expresión de que la probabilidad (P) de un cierto valor de un registro sea excedida:

$$P = 1 - e^b \quad (\text{ec. 3.912.102(3).1})$$

en que e es la base de los logaritmos neperianos (2,7182818) y $b = (-1) \times (e^y)$ donde

$$y = (1 / (0,7797 \times \sigma)) \times (X - X_m + 0,45 \times \sigma)$$

donde X es la magnitud del evento con probabilidad P, X_m es el promedio aritmético de las magnitudes de todos los eventos y σ es la desviación estándar de la serie de eventos (ver Numeral 3.912.101 (3)). A modo de ejemplo, para una serie de eventos de 76 precipitaciones máximas anuales durante una tormenta, cuyo promedio (X_m) de precipitación es de 287,8 mm por tormenta, y cuyos cuadrados de desviaciones estándar suman 962.367:

$$\sigma = (962367 / 76) = 112,5$$

$$y = (1 / (0,7797 \times 112,5)) \times (700 - 287,8 + (0,45 \times 112,5)) = 5,28$$

$$b = -0,00509$$

y el intervalo de recurrencia (T) para un evento de magnitud (X) de 700 mm de precipitación en una tormenta, es de 197 años.

3.912.2 DIAS CON PELIGRO DE AVALANCHA EN UN AÑO

3.912.201 Acumulación Nival Mínima Necesaria para el Inicio de Avalanchas. La experiencia, en Chile y otros países, indica que, de manera general y suponiendo que en las sendas de avalanchas existen pendientes abruptas, las avalanchas de nieve seca se inician cuando la acumulación nival en los valles excede de 0,5 m de nieve fresca (de una tormenta) y si no hay nieve preexistente en la senda de avalanchas, y de 0,3 m si es que existe nieve previamente en la senda. Vale decir, equivalentes en agua de la precipitación de 35 y 20 mm respectivamente. Condiciones que posibilitan el inicio de avalanchas antes que la precipitación alcance esos montos son, esencialmente, condiciones especiales en el manto de nieve y de los parámetros meteorológicos (ver Tablas 3.908.602.A y 3.909.904.A).

Avalanchas de nieve húmeda muy raramente ocurren en terrenos naturales (con ciertas asperezas) si la profundidad del manto de nieve es inferior a 0,4 m y la pendiente del terreno inferior a 36°. En pendientes mayores y poco ásperas pueden deslizar mantos de nieve húmeda de tan solo 0,15 a 0,20 m de espesor.

3.912.202 Peligro de Avalanchas en Días Después de las Tormentas. Un rasgo típico de la nieve en la alta cordillera de Chile es su relativamente rápida densificación con metamorfismo equitermal del manto de nieve. Por ello, ya al cuarto día después de la tormenta la nieve adquiere una resistencia mecánica tal

que, virtualmente, no subsisten condiciones físicas para el inicio de avalanchas, excepto en condiciones especiales, como el caso de la formación de escarcha profunda, caídas de cornisas y como es el caso de las avalanchas de primavera (de nieve húmeda) que ocurren por lo general de Octubre en adelante.

3.912.203 Estimación de Días con Peligro de Avalanchas a Partir de Registros de Precipitación Nival. Cuando existen registros diarios de profundidad del manto de nieve, por ejemplo a partir de los datos de una red de estacas (ver Numeral 3.903.301), es posible estimar los días con peligro de avalanchas en el área de las observaciones de nieve empleando los criterios básicos expuestos en los dos Numerales anteriores. Un ejemplo de esta estimación se muestra en la Tabla 3.912.203.A.

Si los registros diarios son de altura de nieve depositada, por ejemplo sobre una Tabla, la suma de las alturas diarias de nieve debe corregirse por el efecto de la densificación para evaluar la profundidad del manto de nieve a medida que progresa una tormenta. El efecto de la densificación para diversos periodos de tiempo puede estimarse según el gráfico de la Lámina 3.905.702.A.

La posibilidad de ocurrencia de avalanchas de nieve húmeda puede estimarse a partir de la profundidad de nieve remanente cuando el manto se tempera, con observaciones de terreno o empleando métodos de cálculo del balance calórico (ver Tópico 3.904.6).

3.912.204 Estimación de Días con Peligro de Avalanchas a Partir de Registros de Precipitación. Cuando no existen observaciones de nieve en el área analizada, una estimación del total de días con peligro de avalanchas en un año puede obtenerse del registro de los montos diarios de precipitación pluvial (o equivalente en agua) de una estación meteorológica en el área, o vecina, cuyos datos hayan sido debidamente extrapolados al área de eventuales avalanchas, tomando en consideración las gradientes de los parámetros meteorológicos con la altura y el efecto de los cordones montañosos. Se crea así una base de datos diarios de precipitación y temperatura, a partir de la cual debe confeccionarse una Tabla de altura diaria de nieve depositada empleando un cierto valor de densidad media para la nieve depositada en 24 horas (ver, por ejemplo Lámina 3.905.702.A). Para estimar la profundidad del manto de nieve en el tiempo y durante las tormentas, las alturas diarias de nieve deben ajustarse según la densificación paulatina del manto de nieve, para lo cual puede emplearse los valores de densificación con el tiempo señalados en la Lámina antes citada. Finalmente, a partir de las profundidades del manto de nieve determinadas, se calcula la altura de nieve caída en 24 horas y se procede de la manera indicada en el Numeral 3.912.203 y la Tabla 3.912.203.A.

TABLA 3.912.203.A
ESTIMACION DE DIAS CON PELIGRO DE AVALANCHAS, BASADA EN REGISTROS DIARIOS DE PROFUNDIDAD DEL MANTO DE NIEVE

TORMENTA	FECHA	NIEVE PREVIA EN LA SENDA	NIEVE CAIDA EN 24 HORAS	PELIGRO DE AVALANCHA	DIAS CON PELIGRO DE AVALANCHA DURANTE TORMENTA	DIAS CON PELIGRO AVALANCHA POST TORMENTA	TOTAL DIAS CON PELIGRO DE AVALANCHA
1	23-04-92	NO	16	NO	0	0	0
	24-04-92	SI	19	NO			
2	08-05-92	NO	10	NO	2	3	5
	09-05-92	SI	5	NO			
	10-05-92	SI	15	NO			
	11-05-92	SI	21	SI			
	12-05-92	SI	8	SI			
3	09-06-92	SI	9	NO	2	3	5
	10-06-92	SI	7	NO			
	11-06-92	SI	8	NO			
	12-06-92	SI	2	NO			
	13-06-92	SI	14	SI			
	14-06-92	SI	60	SI			
4	24-06-92	SI	10	NO	4	3	7
	25-06-92	SI	25	SI			
	26-06-92	SI	10	SI			
	27-06-92	SI	19	SI			
	28-06-92	SI	35	SI			
5	07-07-92	SI	26	NO	2	3	5
	08-07-92	SI	7	SI			
	09-07-92	SI	5	SI			
6	16-07-92	SI	35	SI	3	3	6
	17-07-92	SI	10	SI			
	18-07-92	SI	30	SI			
7	12-08-92	SI	98	SI	3	3	6
	13-08-92	SI	57	SI			
	14-08-92	SI	30	SI			
Total días en el año con peligro de avalanchas relacionadas a las tormentas							34
NOTA: La nieve caída en 24 horas es la profundidad observada menos la profundidad del día anterior, de manera que contiene el asentamiento por densificación de la nieve.							

Para estimar cuando una nevada se deposita sobre nieve preexistente, puede calcularse la persistencia de la nieve anteriormente depositada estimando el monto de fusión del manto de nieve a partir de parámetros meteorológicos reales o supuestos (ver Tópico 3.904.6). Del mismo modo, es posible estimar la eventual persistencia del manto de nieve en primavera y la época en que la temperatura de todo el manto asciende a 0°C, aparece la nieve húmeda, y comienzan los días con peligro de avalanchas de nieve húmeda de primavera.

3.912.3 AÑOS CON PELIGROS DE AVALANCHAS

3.912.301 Intensidad de la Precipitación en una Tormenta. En zonas donde las precipitaciones invernales son relativamente bajas y no existen antecedentes profundidades del manto de nieve o de avalanchas, y en las cuales la actividad de avalanchas retorna tan solo cada cierto número de años, una manera simple de evaluar el período (en años) de recurrencia de las avalanchas es empleando el cálculo de probabilidad de excedencia de precipitaciones máximas anuales acumuladas en 24, 48, 72 o más horas (en una tormenta, o hasta que el monto de la precipitación comienza a disminuir) en condiciones de temperatura bajo 0°C. A partir de datos de una estación meteorológica en la zona, o extrapolando información obtenida en estaciones meteorológica vecinas a la zona de estudio, y aplicando valores de densidad adecuados (ver Lámina 3.905.702.A) para determinar la profundidad de la nieve que se acumula, es posible estimar el

período de recurrencia, en años (cada vez que el espesor de nieve seca excede de 0,5 m, o de 0,15 a 0,4 m de nieve húmeda), para a lo menos una tormenta que crea condiciones de peligro de avalanchas (ver ejemplo en Tabla 3.912.301.A).

TABLA 3.912.301.A
EJEMPLO DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE ACUMULACIONES NIVALES MAXIMAS ANUALES DEPOSITADAS DURANTE UNA TORMENTA, BASADO EN LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE PRECIPITACIONES LIQUIDAS MAXIMAS ANUALES EN 24, 48 Y 72 HORAS

PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	ACUMULACION NIVAL (cm)		
	24 horas	48 horas	72 horas
50%	41	48	47
20%	54	80	78
10%	66	105	107
2%	97	153	211

NOTAS: (a) 50% es un año con precipitación media; la acumulación de nieve en una tormenta es insuficiente para producir avalanchas. 20% de probabilidad es dos años de cada diez, se producen avalanchas, probablemente menores. 10 de cada cien años se producen avalanchas probablemente mayores. Dos de cada cien años se producen avalanchas que son, probablemente, extremadamente grandes.

(b) Tabla confeccionada a partir de precipitaciones líquidas, convertidas a espesores de nieve según densidades estimadas del depósito de nieve considerando la densificación de este en el tiempo.

3.912.302 Características del Clima y Períodos Entre Tormentas. En zonas de bajas precipitaciones invernales es muy probable que la nieve precipitada durante las tormentas sea nieve seca, pero aún así, y como la precipitación es en general baja, no persistirá hacia la primavera un manto de nieve de profundidad necesaria como para originar peligro por avalancha de nieve húmeda. Así, el peligro de avalanchas de nieve húmeda se circunscribe esencialmente a eventuales precipitaciones nivales en los meses de primavera a otoño.

3.912.303 Secuencia de Tormentas en un Año. La secuencia de tormentas durante el invierno es un factor importante en cuanto a las características, frecuencia y magnitudes de las avalanchas. Pocas tormentas y muy separadas en el tiempo pueden permitir que la nieve preexistente se destruya totalmente; dependiendo de las características del clima también pueden provocar gruesas costras de hielo o un manto de nieve húmeda; en este último caso, un estrato débil para la nieve que se deposita después. Pero, en general, tormentas espaciadas en el tiempo tienden a reducir el peligro de avalanchas.

Por otra parte, las condiciones más críticas de avalanchas ocurren cuando una tormenta sigue a la cola de otra, superponiendo abundante cantidades de nieve fresca en un relativamente breve espacio de tiempo. Esto origina avalanchas frecuentes y grandes en la mayoría de las sendas.

3.912.4 VARIACION DEL PELIGRO DE AVALANCHAS EN LAS ESTACIONES DEL AÑO

3.912.401 Variación en el Tipo de Avalanchas. El tipo de avalanchas varía según las estaciones del año. Las primeras nevadas del otoño suelen ser de nieve seca y temperatura inferior a 0°C, pero el suelo suele estar temperado, de manera que tempera también la base del manto de nieve creando un contacto débil para el manto de nieve. Si la primera acumulación nival tiene la profundidad suficiente, lo cual no es habitual, las avalanchas serán de fondo y de nieve seca, ya sea de placas de nieve o de nieve suelta. Las avalanchas suelen contener impurezas, producto de la incorporación de materiales de la base de las sendas. Solo algunas sendas de avalanchas se activan. Las avalanchas son, en general de velocidad relativamente moderada.

Las nevadas ocurridas durante el invierno suelen depositar nieve seca, sobre un manto de nieve preexistente y en el cual normalmente existe algún tipo de estratificación. Por ello, las avalanchas son de nieve suelta seca, o de placas de nieve, y preferentemente avalanchas de superficie. La mayoría de las tormentas suele activar una o más sendas en una localidad, las que suelen ser recorridas íntegramente, por avalanchas de altas velocidades.

En la primavera, y eventualmente el verano, el manto de nieve se tempera a 0°C, la nieve se humedece, y las avalanchas son preferentemente de nieve húmeda densa y suelta. Las avalanchas son ocasionales y normalmente de poca distancia de corrida en la zona de depositación. Las avalanchas suelen contener abundantes impurezas y ser de relativamente bajas velocidades de desplazamiento.

3.912.402 Variación en la Frecuencia. Excepto en las regiones con climas monzónicos y mayores precipitaciones en la temporada de verano, la mayor frecuencia de avalanchas se produce durante la temporada invernal. Durante la primavera y el verano las avalanchas son ocasionales, mientras que en el otoño las avalanchas son más bien raras.

3.912.5 RECURRENCIA DE AVALANCHAS

3.912.501 Generalidades y Experiencias. Con las solas excepciones de registros sistemáticos relativamente recientes de ocurrencias de avalanchas obtenidos en las minas El Indio (IV Región), Andina (V Región), Los Bronces (Región Metropolitana) y El Teniente (VI Región), y de algunos escasos registros en la ruta Los Andes - Mendoza (V Región) y en los proyectos mineros Los Pelambres (IV Región) y Pascua - Lama (III Región), no existen en todo el país antecedentes (excepto observaciones individuales ocasionales) que permitan efectuar análisis adecuados de recurrencias de avalanchas. Por otra parte para que se inicie una avalancha en una senda particular se requiere la confluencia de varios factores meteorológicos, tales como: montos e intensidades de precipitaciones nivales, dirección y velocidad de vientos, temperatura, presión atmosférica y humedad relativa, horas de insolación y valores de radiación solar, características del manto de nieve preexistente en la senda, y procesos en el manto de nieve fresca. El conocimiento que existe en Chile de antecedentes de acumulaciones nivales y otros factores meteorológicos en las sendas de avalanchas mismas es, en el mejor de los casos, escaso. Evidentemente, en algunas sendas de avalanchas la conjunción correcta de los factores que las generan puede ocurrir muchas veces todos los años, mientras que en otras solo ocasionalmente y en ciertos años.

Considerando lo anteriormente señalado, en la mayoría de los casos el mejor análisis factible de realizar en la actualidad consiste en suponer que peligros de avalanchas ocurren en las sendas cuando se alcanzan ciertos valores de profundidad de la nieve (en particular de la nieve fresca), en las condiciones meteorológicas que favorecen el inicio de los diversos tipos de avalanchas. Parece aceptable suponer que condiciones de peligros de avalancha se inician cuando los espesores de nieve seca depositada directamente sobre el suelo de rocas y/o detrito excede los 50 cm (medido en áreas abiertas), o bien cuando se depositan más de 30 cm de nieve seca sobre un suelo previamente cubierto de nieve; estos espesores podrían reducirse a la mitad con vientos de más de 5 m/s, capaz de generar un considerable transporte eólico de nieve y acumulaciones notables en algunos sitios de depositación eólica. En el caso de la nieve húmeda, peligros de avalanchas se producen cuando los espesores de esta exceden de 0,15 a 0,4 m.

3.912.502 Recurrencia Regional. En los meses invernales de Junio a Agosto, y en un año promedio, en la cordillera de la Región Metropolitana y V Región transitan aproximadamente 8 frentes de tormenta con capacidad de precipitar sobre los 30 cm de nieve cada uno, y con una duración promedio de tres días. Agregando a ello el riesgo de avalanchas en los dos días inmediatamente después de las tormentas, el promedio de días de riesgo de avalanchas de nieve suelta es de 40 días/año, de los cuales los más críticos son el segundo y tercer día de tormenta, vale decir 16 días/año. En la cordillera de la IV Región, el número de días con riesgo de avalanchas, en un año de riesgo de avalanchas, parece ser del orden de 20 días/año. En la cordillera de las XI y XII regiones, con abundantes precipitaciones nivales virtualmente todo el año, la recurrencia de avalanchas en la cordillera es inferior a 1 año en numerosas sendas. En algunos sitios de la cordillera de la I Región, con considerables nevadas durante el verano del hemisferio austral por efectos del clima monzónico desde el Amazonas, existen sendas de avalanchas con recurrencias del orden de 1 año.

Considerando lo anteriormente expuesto, las estadísticas de precipitaciones y las cotas del terreno, es posible estimar, de manera general, que la recurrencia del peligro de avalanchas en las cadenas montañosas de la cordillera en Chile, en las diversas regiones, es como sigue:

- I Región, 1 año.
- II Región, superior a 3 años.
- III Región, 3 a 5 años
- IV Región, 2 a 4 año.
- V Región, 1 a 2 años.
- Región Metropolitana, 1 a 2 años.
- VII Región, 1 año.
- VIII Región, 1 año.
- IX Región, 1 año a menos de 1 año.
- X Región, 1 año a menos de 1 año.
- XI Región, del orden de 0,2 a 0,5 años.
- XII Región, del orden de 0,2 a 0,5 años.

3.912.503 Recurrencia Local. En la cordillera de la zona central de Chile (regiones IV a VIII) avalanchas de nieve suelta han ocurrido desde el mes de Abril a Octubre. Avalanchas de nieve húmeda se conocen desde fines de Agosto y Septiembre hasta el mes de Enero, y avalanchas de nieve en suspensión, en cotas muy altas, prácticamente en cualquier época del año cuando ocurren nevazones, pero sobre todo de Mayo a Noviembre. En localidades específicas las recurrencias de las avalanchas es, habitualmente, del orden de 2 hasta más de 60 avalanchas en cada tormenta.

En las regiones I a III, en los años en que se produce el peligro de avalanchas, la cantidad de avalanchas es normalmente no más de una en cada senda, aunque numerosas sendas no se activan. En las regiones XI y XII hay localidades en que las sendas de avalanchas permanecen activas virtualmente gran parte del año, con mas de 30 avalanchas cada año, vale decir recurrencias medidas en semanas.

3.912.504 Recurrencia en Sendas Individuales. En Chile, con la relativamente breve experiencia histórica, se conocen casos de avalanchas con períodos de recurrencia de más de 30 y 40 años; en Europa, con su largo registro histórico, se conocen casos con más de 500 años. Por otra parte, en Chile también se conocen sendas en que se han registrado más de una docena de avalanchas durante una sola tormenta de pocos días de duración. En general, la recurrencia en sendas individuales debe ser estimada caso a caso; no es posible generalizar.

SECCION 3.913 DINAMICA DEL MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS

3.913.1 ANALOGIA CON FLUIDOS

Un flujo de nieve se comporta de manera bastante similar al flujo de un fluido. En realidad, las avalanchas consisten de granos o aglomerados de nieve que se mueven por una combinación de saltación y suspensión. Sin embargo, la analogía más lógica es presumir que deben aplicarse los principios de la mecánica de fluidos, de manera que los conceptos de conservación de masa, momento y energía pueden ser empleados en el estudio de las avalanchas. Esta analogía del movimiento de las avalanchas con el de fluidos ha sido empleada, y ratificada, por numerosos estudios, en particular de corrientes densas. Aunque, en estricto rigor, las avalanchas de placas de nieve son una excepción al concepto de movimiento de fluidos, ocurre que una vez que se inicia el movimiento de las placas la velocidad es suficiente para desintegrar la estructura de la placa, transformando así el deslizamiento de una placa en un movimiento como el de un fluido.

Modelos algo diferentes del movimiento de avalanchas, si bien no abandonan la analogía con el flujo de fluidos, emplean criterios de centro de masas para describir el movimiento de las avalanchas. Si bien en estricto rigor esto es así, el criterio de masa requiere conocer previamente parámetros de las avalanchas que suelen no estar disponibles. Es un modelo útil para estimar las condiciones particulares de las avalanchas donde se conoce a lo menos algunos parámetros de estas. Por esta razón, en lo que sigue se ha preferido emplear con rigor solamente el modelo de analogía de flujo de fluidos.

3.913.2 PROPIEDADES DEL FLUIDO DE LA AVALANCHA

Los cálculos que se requieren en el estudio de la dinámica de las avalanchas presentan una importante interrogante con respecto a las propiedades de la nieve. Debido a que el flujo de nieve se comporta como el de un fluido, es importante distinguir entre peso, fuerza y masa, y peso específico y densidad. No corresponde en este manual analizar las propiedades de los fluidos; para ello existen diversos textos a que el usuario puede referirse.

El flujo de avalanchas ya desarrolladas es un flujo turbulento, con un número de Reynolds (N_R) de 10^9 a 10^{10} (un flujo es laminar si N_R es menor que 2100) para velocidades promedio de las avalanchas de 10 a 100 m/s. De acuerdo con esto, la viscosidad es un parámetro sin importancia en virtualmente todas las avalanchas.

Aunque existen diversos modelos de flujo de avalanchas en variados estados de desarrollo, el modelo más común es aquel simple y llamado de "fluido Voellmy", cuya relación constitutiva consiste de una fricción seca del tipo de Coulomb, y una fricción viscosa dependiente de la velocidad, según la ecuación fundamental:

$$\tau = (b \times p) + (s \times U^2) \quad (\text{ec. 3.913.2.1})$$

donde τ es la "resistencia del flujo", p es la presión de la carga de la avalancha sobre la superficie de deslizamiento, y U es la velocidad media del flujo. b y s son parámetros del flujo; b es del orden de 1,5 o 1,6 y s es del orden de $1,5 \text{ kg/m}^3$. Este modelo presume que la avalancha se mueve como una masa semi-rígida, en la que la resistencia al corte se concentra en la base de la avalancha en un estrato fluidizado de espesor m

3.913.3 VELOCIDADES DE LAS AVALANCHAS DE FLUJO MIXTO, O FLUJO SOBRE EL TERRENO, EN SENDAS ABIERTAS O PARCIALMENTE CONFINADAS

3.913.301 Criterio de Senda Abierta o Parcialmente Confinada. Sendas abiertas, o parcialmente confinadas, son aquellas en que la amplitud en la superficie de la avalancha es 10 o más veces la altura de flujo de la avalancha. Considerando que las pendientes promedio en las laderas montañosas raramente exceden de 40° y, en general, se acercan más bien a 36° , y que la relación entre la amplitud de la superficie de la avalancha y la altura de flujo debe determinarse en una sección perpendicular a la dirección del flujo, es común que las sendas de avalanchas se consideren abiertas o parcialmente confinadas, excepto en los casos de gargantas rocosas. Ver a este respecto también el Tópico 3.909.4.

3.913.302 Velocidad de las Avalanchas. La forma básica de la ecuación para la velocidad máxima (V_{max}) de las avalanchas de flujo sobre el terreno o de flujo mixto es:

$$V_{max}^2 = \xi \times h' (1 - \gamma_a / \gamma) \times (\text{sen } \psi - \mu \times \cos \psi) \quad (\text{ec. 3.913.302.1})$$

en que V_{max} se expresa en m/s, ξ es el coeficiente de fricción turbulenta expresado en m/s^2 , h' es la altura de flujo de la avalancha, medida perpendicularmente a la superficie y expresada en metros, γ_a es el peso específico del aire, aproximadamente $1,10 \text{ kg/m}^3$ a nivel del mar durante las tormentas y del orden de $0,6$ a $0,8 \text{ kg/m}^3$ en las sendas de avalanchas por sobre la cota de 3.500 m , γ es el peso específico del flujo de nieve de la avalancha, en kg/m^3 , ψ es la pendiente de la senda, en grados sexagesimales, y μ es el coeficiente de fricción kinética del movimiento de la avalancha.

Cuando no se cuenta con antecedentes específicos, la densidad del aire (γ_a) en las sendas de avalanchas durante las tormentas, en las montañas del norte y de la zona central de Chile, puede estimarse, de manera aproximada, con la expresión:

$$\gamma_a = 1,1 - (C / 10.000) \quad \text{kg/m}^3 \quad (\text{ec. 3.913.302.2})$$

donde C es la cota del terreno, en metros.

Se ha presumido, en general, que la velocidad de la avalancha aumenta (o disminuye) linealmente, de manera que la velocidad de la avalancha en un tramo corto de la senda, donde no alcanza o tomar la velocidad máxima correspondiente a la característica del tramo, será proporcional a la longitud del tramo cuando la velocidad inicial es cero, o a la diferencial entre la velocidad al término del tramo anterior y la máxima posible en el nuevo tramo. Por lo mismo, en el último tramo, en el que la avalancha se detiene, la velocidad media será igual a la mitad de la velocidad en el tramo anterior

3.913.303 Valor del Coeficiente de Fricción Kinética. El valor del coeficiente de fricción kinética (μ) depende, esencialmente, de la velocidad de la avalancha y, en general, su valor no excede de $0,5$. Algunos investigadores emplean un valor único de μ en toda la longitud de una senda de avalanchas, otros emplean valores variables que se incrementan en la zona de depositación, donde la avalancha pierde velocidad. Para el primero de los casos, las recomendaciones suizas sugieren emplear el valor de $0,155$ cuando el volumen de la avalancha es mayor que 100.000 m^3 , y $0,30$ cuando el volumen es inferior a 10.000 m^3 .

Cuando las velocidades de las avalanchas son inferiores a 50 m/s , se ha encontrado que el coeficiente de fricción kinética (μ) se aproxima a la expresión siguiente:

$$\mu = \omega / V_{max} \quad (\text{ec. 3.913.303.1})$$

donde ω es un parámetro cuyo valor es 5 , de manera que:

$$\mu = 5 / V_{max}$$

y $\mu = 0,5$ es un límite superior para avalanchas de flujo relativamente lento. En estas avalanchas lentas μ suele variar entre $0,15$ a $0,20$ en la zona de inicio de las avalanchas, hasta $0,5$ al final de la zona de depositación. El valor de μ se puede calcular de manera iterativa, empleando inicialmente un valor de $0,15$ o $0,16$, calcular con este valor la velocidad máxima, emplear este valor de velocidad máxima para calcular un nuevo valor de μ , y así sucesivamente hasta que las diferencias entre uno y otro valor de μ sean mínimas.

En avalanchas de nieve muy húmeda, o en avalanchas de nieve polvo en suspensión, μ suele tener el valor de $0,1$, o cercano a este.

Considerando que el valor de μ depende, básicamente de la velocidad de las avalanchas y que, a su vez, la velocidad depende estrechamente de la pendiente del terreno, las experiencias de avalanchas en los Andes centrales de Chile sugieren emplear, para diferentes pendientes, los valores del coeficiente de fricción kinética (μ) que se muestran en la Tabla 3.913.303.A.

3.913.304 Valor del Coeficiente de Fricción Turbulenta. El coeficiente de fricción turbulenta (ξ) depende de la condición de la senda de avalanchas y se expresa como:

$$\xi = g \times k \quad (\text{ec. 3.913.304.1})$$

donde g es la aceleración de gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$) y k es el coeficiente de fricción hidráulica, el que corrientemente varía entre 0,008 y 0,02.

Sobre la base de observaciones de terreno, el valor del coeficiente de fricción turbulenta (ξ) se ha estimado como sigue:

- Avalanchas sobre superficies suaves de nieve densa preexistente, senda sin árboles,	1200 - 1800 m/s^2
- Canaletas rocosas con nieve, no muy prominentes, en zona de inicio	700 - 900 m/s^2
- Pendiente abierta habitual de montaña, algo rugosa	500 - 800 m/s^2
- Quebrada, garganta, o canaleta rocosa, habitual de montaña, algo rugosa	400 - 600 m/s^2
- Zona de depositación, de superficie irregular	300 - 500 m/s^2
- Pendiente con grandes bloques rocosos, o árboles	150 - 300 m/s^2

Las recomendaciones suizas sugieren emplear un valor de 1.000 m/s^2 para las sendas de avalanchas en zonas no boscosas, y en áreas forestales el valor de 400 m/s^2 . El valor más común en las sendas de avalanchas de la cordillera central de Chile, el que mejor se ajusta a las observaciones de terreno, ha sido de 800 m/s^2 en las zonas de inicio y del orden de 400 m/s^2 en las de depositación.

TABLA 3.913.303.A
VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN KINETICA (μ) PARA DISTINTAS PENDIENTES DEL TERRENO, SEGUN EXPERIENCIAS EN AVALANCHAS EN LOS ANDES CENTRALES DE CHILE

Pendiente (°sexagesimales)	Avalancha de flujo mixto		Avalancha de nieve polvo y flujo en suspensión	
	Avalancha mayor	Avalancha menor	Avalancha mayor	Avalancha menor
$\geq 35,0$	0,10	0,12	0,08	0,10
30,0 - 34,9	0,12	0,14	0,10	0,12
25,0 - 29,9	0,14	0,16	0,12	0,14
20,0 - 24,9	0,16	0,18	0,14	0,16
15,0 - 19,9	0,18	0,20	0,16	0,18
10,0 - 14,9	0,20	0,25	0,18	0,20
5,0 - 9,9	0,25	0,30	0,20	0,25
0,0 - 4,9	0,30	0,35	0,25	0,30
-0,0 - -9,9	0,35	0,40	0,30	0,35
$\leq -10,0$	0,40	0,45	0,35	0,40

Notas:

1. Avalancha mayor: volumen de nieve desplazada $> 100.000 \text{ m}^3$.
2. Avalancha menor: volumen de nieve desplazada $< 10.000 \text{ m}^3$.
3. Pendientes negativas (ejemplo -6°) son pendientes en tramos especiales del terreno de la senda de avalanchas, en los cuales las avalanchas corren hacia arriba. Por ejemplo, ladera opuesta del valle, hasta la cual llega la avalancha ascendiendo parte de ella.

3.913.305 Distancias Requeridas para Alcanzar las Velocidades Máximas. En una pendiente uniforme, las avalanchas alcanzan las velocidades máximas en distancias relativamente cortas, aproximadamente los primeros 100 m de recorrido. La distancia (S_t) necesaria para alcanzar 80% de la velocidad máxima de avalanchas en una pendiente uniforme es, aproximadamente:

$$S_t = 0,5 \times \xi \times h' / g \quad [\text{m}] \quad (\text{ec. 3.913.305.1})$$

en que ξ y h' son como se definieron en el Numeral 3.913.302, y g es la aceleración de gravedad, aproximadamente $9,8 \text{ m/s}^2$. La velocidad máxima se alcanza, virtualmente, en la distancia $1,3 \times S_t$. Esto es particularmente relevante para el diseño de las protecciones de avalanchas puesto que implica que, incluso con distancias cortas de recorrido, las avalanchas alcanzan las velocidades y presiones máximas en la pendiente.

3.913.306 Cambio de Velocidad de la Avalancha en Cambios de Pendiente. En los cambios de pendiente entre tramos de la senda de avalanchas, cuando no hay variaciones en los coeficientes de fricción kinética y turbulenta entre un tramo y otro, cambia la velocidad de flujo de las avalanchas según la siguiente expresión:

$$V_n / V_{n+1} \cong (\text{sen } \psi_n / \text{sen } \psi_{n+1})^{1/3} \quad (\text{ec. 3.913.306.1})$$

en que ψ_n y ψ_{n+1} son las pendientes del tramo superior (de aguas arriba del cambio de pendiente) y del nuevo tramo (de aguas abajo del cambio de pendiente) respectivamente y V_n y V_{n+1} son las velocidades en el tramo superior (de aguas arriba) y en el nuevo tramo respectivamente. Sin embargo, cuando hay cambios en los coeficientes de fricción, es conveniente calcular la velocidad máxima en cada tramo según la expresión del Numeral 3.913.302.

3.913.307 Peso Específico del Flujo de Nieve. Diversas estimaciones señalan que el peso específico del flujo de nieve de la avalancha de flujo mixto es, esencialmente, del orden de 25% a 30% del peso específico de la nieve en el depósito de la avalancha. En el caso de las avalanchas de flujo sobre el terreno, de nieve húmeda o saturada, el peso específico es del orden de 30% a 50% del peso específico de la nieve depositada en la zona de derrame.

En las avalanchas de flujo mixto, donde se suelen diferenciar tres estratos (ver Numeral 3.913.503), la densidad del estrato inferior suele ser similar a aquella del manto de nieve en reposo, o incluso algo mayor, la densidad del estrato de saltación es del orden de 10% a 30% de aquella del estrato inferior, y la densidad del estrato superior, de nieve polvo en suspensión es muy pequeña y grada hacia la densidad del aire. En general, la densidad media de la parte densa de una avalancha de nieve seca suele estar entre 60 y 90 kg/m^3 . En avalanchas de nieve húmeda la densidad media del flujo de nieve suele estar entre 100 y 150 kg/m^3 ; en avalanchas de nieve saturada el valor es de 300 a 400 kg/m^3 .

3.913.308 Velocidad de las Avalanchas de Nieve Saturada de Agua Líquida. La velocidad máxima de las avalanchas que consisten de nieve saturada de agua líquida, que son generalmente avalanchas que involucran todo el manto de nieve (avalanchas de fondo), densas y de primavera, puede expresarse de manera simple con la ecuación:

$$V_{\text{max}} = 18 \times (h')^{0,5} \quad (\text{ec. 3.913.308.1})$$

donde h' es la altura de flujo (en metros). En general, estas son avalanchas relativamente lentas, porque las alturas de flujo son habitualmente inferiores a 1 metro.

3.913.4 VELOCIDADES DE LAS AVALANCHAS DE FLUJO MIXTO, O FLUJO SOBRE EL TERRENO, EN SENDAS CONFINADAS

3.913.401 Criterio de Garganta. Las sendas confinadas son, básicamente, gargantas rocosas de paredes virtualmente verticales. Ver Tópicos 3.909.4 y 3.913.301.

3.913.402 Cálculo de la Velocidad. Las velocidades de flujos uniformes en sendas confinadas dependen, de manera significativa, de la forma del canal de confinamiento, de la siguiente manera:

$$V_{\text{max}}^2 = \xi \times (1 - \gamma_a / \gamma) \times \{ (R \times \text{sen } \psi) - (D \times [5 / V_{\text{max}}] \times \text{cos } \psi) \} \quad (\text{ec. 3.913.402.1})$$

en que ξ , γ_a , γ y ψ son como se definieron en el Numeral 3.913.303, R es el radio hidráulico y es igual a A / P donde A es el área de la sección de la garganta rocosa (en metros cuadrados) ocupada por la avalancha y P es el perímetro mojado (en metros), vale decir la longitud sumada del fondo y las márgenes que baña la avalancha; D es la profundidad hidráulica y es igual a A / T donde T es el ancho de la senda en la superficie.

En los cambios de pendiente, la velocidad de las avalanchas cambia de manera similar a como se indicó en el Numeral 3.913.306.

3.913.403 Distancias de Corrida para Alcanzar las Velocidades Máximas. En las gargantas rocosas de pendiente uniforme, las distancias de corrida (S_t) necesarias para alcanzar las velocidades máximas son:

$$S_t = 0,5 \times \xi \times R / g \quad [m] \quad (\text{ec. 3.913.403.1})$$

donde R es como se indica en el Numeral anterior y ξ y g son como se indica en el Numeral 3.913.305.

3.913.5 ALTURAS DE FLUJO DE LAS AVALANCHAS

3.913.501 Parámetros que Controlan la Altura de Flujo. Los parámetros que controlan la altura de flujo de las avalanchas son: (i) tipo de flujo de la avalancha (de flujo sobre la superficie, de flujo mixto, o de flujo de nieve polvo en suspensión) y (ii) de la profundidad de la nieve que comienza a deslizarse, medida verticalmente, ya sea que se trate de todo el manto de nieve o tan solo parte de él. En el caso de avalanchas de nieve suelta, que se inician en un punto, la profundidad de la nieve que comienza a deslizarse es la profundidad de la nieve fresca, o aún más hasta algún plano de debilidad.

3.913.502 Altura de Flujo en Avalanchas de Flujo sobre el Terreno. Cuando la nieve se encuentra húmeda o saturada, la profundidad de la nieve que comienza a deslizarse suele ser toda la profundidad del manto de nieve, vale decir, es una avalancha de fondo. En este caso, la altura de flujo (h') en los primeros tramos de la senda de avalancha suele ser similar a la profundidad vertical del manto de nieve que comienza a deslizarse; por lo mismo, el peso específico del flujo de nieve en los primeros momentos de la avalancha es igual al peso específico promedio del manto de nieve que se desliza. Sin embargo, al poco andar la avalancha normalmente incorpora parte importante de la nieve en la senda (además de diversos detritos como impurezas), por lo cual el valor de h' en avalanchas de este tipo se incrementa y suele ser aproximadamente 2,0 a 2,6 veces el valor de la profundidad inicial del manto de nieve.

En el caso de avalanchas de nieve seca, suelta o de placas (que se desintegran), el flujo turbulento en ellas produce que a lo menos parte de la nieve se eleve en suspensión, de manera que la avalancha con este tipo de nieve, que inicialmente es una avalancha con un tipo de flujo sobre el terreno (suelo o nieve preexistente), se transforma rápidamente en una avalancha de flujo mixto. La velocidad de la avalancha a la cual ocurre esta transición es del orden de 8 a 10 m/s.

Si la velocidad de una avalancha de nieve seca es insuficiente para crear una situación en que al menos parte de la nieve fluya en suspensión, la avalancha se mantiene como un flujo sobre el terreno (suelo o nieve preexistente). En este caso la altura de flujo (h') suele ser similar a la profundidad inicial de del manto de nieve que se desliza y el peso específico de la nieve en el flujo es similar al peso específico inicial de la nieve.

3.913.503 Altura de Flujo en Avalanchas de Flujo Mixto. En las avalanchas con movimiento de tipo de flujo mixto, la más común forma de movimiento de las avalanchas, las alturas de flujo de las avalanchas (considerada la altura de flujo de la porción densa de la avalancha, incluido el estrato de nieve en saltación) suelen ser de 3 a 6 veces la profundidad inicial del manto de nieve que comienza a deslizarse, siendo el valor de 4 veces probablemente el más común en la cordillera del centro de Chile.

Las avalanchas de flujo mixto se componen en realidad de tres estratos, que gradan de uno a otro. Solo una pequeña fracción de la altura total del flujo de la avalancha se desplaza como un flujo sobre el terreno, constituyendo el estrato inferior, y con una altura normalmente igual o superior a la altura inicial del manto de nieve. El estrato intermedio está compuesto de nieve en suspensión y fragmentos del manto de nieve que se desplazan saltando (se suele llamar a este estrato como estrato de saltación); el espesor de este segundo estrato es, habitualmente, una a cuatro veces el espesor del estrato inferior. Por sobre este segundo estrato se superpone uno constituido exclusivamente por nieve polvo en suspensión, de baja densidad; este es un estrato que tan solo acompaña en el flujo a los otros dos estratos y su altura suele ser de 10 a 20 veces la altura del estrato en saltación. Esta composición en estratos contribuye a que los cambios de altura de flujo a lo largo de la senda de avalanchas sean relativamente poco relevantes, excepto

en la transición del manto de nieve deslizado al flujo de la avalancha, y al final de la senda en la transición de un flujo hacia el depósito de nieve estancada.

3.913.504 Altura de Flujo en Avalanchas con Flujo de Nieve Polvo en Suspensión. Las avalanchas de nieve polvo se producen con nieve fría y seca, que es lanzada al aire durante el movimiento de la avalancha, en un quiebre de pendiente o, menos frecuentemente, es simplemente izada en los torbellinos de flujos turbulentos. En cualquier caso se requieren velocidades de movimiento superiores a 15 a 20 m/s para que la totalidad de la nieve del flujo de una avalancha pueda ser izada por torbellinos; además, se requiere que el peso específico de la nieve no exceda de aproximadamente 150 kg/m^3 . La altura de flujo (h') de las avalanchas de nieve polvo en suspensión suele ser:

$$h' = (\gamma_r / \gamma) \times (h + h_a) \quad (\text{ec. 3.913.504.1})$$

en que γ es como se indica en el Numeral 3.913.302, γ_r es el peso específico de la nieve fresca, h es la profundidad en metros de la nieve que comienza a deslizarse y h_a es la profundidad (en metros) de la nieve fresca que se encuentra por delante y por debajo de la avalancha y cuya densidad debe ser normalmente inferior a aproximadamente 150 kg/m^3 .

El valor de γ (el peso específico del flujo de nieve polvo en suspensión), a la velocidad máxima posible de la avalancha en una cierta pendiente, es:

$$\gamma = \{(\gamma_a \times \xi) / (2 \times g)\} \times \text{sen } \Psi \quad (\text{ec. 3.913.504.2})$$

donde γ_a , ξ , y Ψ son como se indica en el Numeral 3.913.302 y g es la aceleración de gravedad como se indica en el Numeral 3.913.305.

3.913.505 Variación de la Altura de Flujo en Cambios de Pendiente. En los cambios de pendiente, las alturas de flujo de las avalanchas de flujo sobre la superficie, o de flujo mixto, y en suspensión, cambian según la siguiente expresión:

$$h'_{n+1} / h'_n \cong (\text{sen } \Psi_n / \text{sen } \Psi_{n+1})^{1/3} \quad (\text{ec. 3.913.505.1})$$

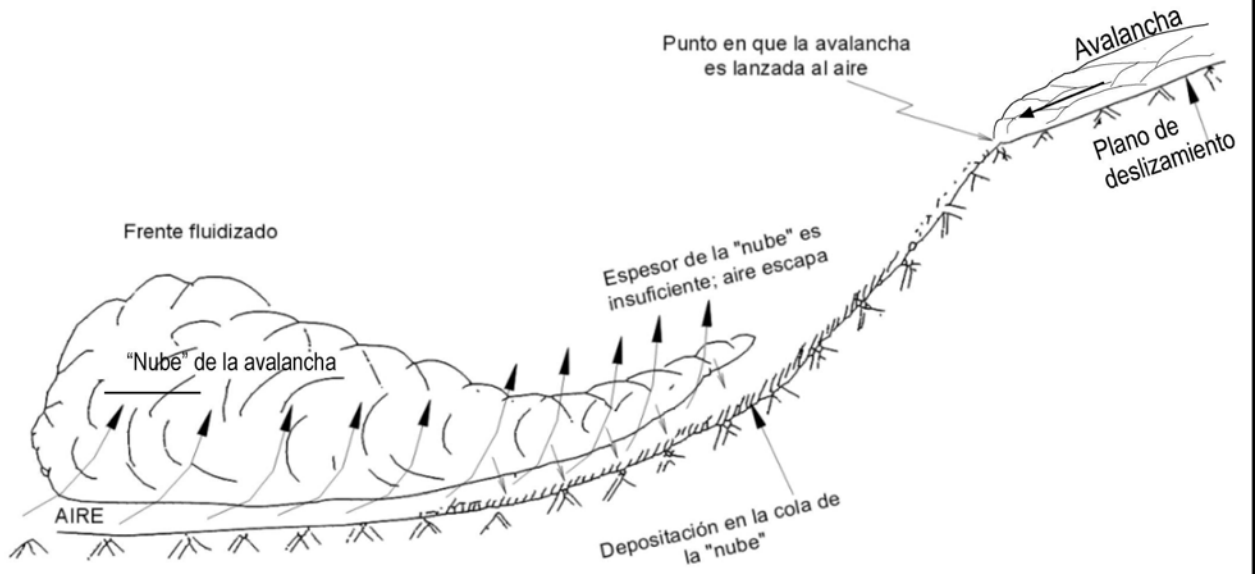
donde h'_{n+1} y Ψ_{n+1} son la altura de flujo y pendiente respectivamente del nuevo tramo de la senda (el de aguas abajo del cambio de pendiente) y h'_n y Ψ_n la altura de flujo y pendiente del tramo superior (de aguas arriba) de la senda de avalanchas. Sin embargo, en el caso de las avalanchas de flujo mixto y una vez que estas han alcanzado las velocidades máximas, la altura de flujo no se modifica significativamente con los cambios de pendiente, como se ha indicado en el Numeral 3.913.503, debido esencialmente a que la altura de la parte de nieve polvo en suspensión no varía sustancialmente con los cambios de pendiente.

En el caso de una avalancha de flujo mixto que se transforma en una de nieve polvo en suspensión, el cambio de altura dependerá significativamente del cambio de la densidad del flujo, además del de la pendiente y del coeficiente de fricción turbulenta (ver Numeral 3.913.504).

3.913.6 VELOCIDAD DE MOVIMIENTO DE LAS AVALANCHAS DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION

3.913.601 Mecanismo de Movimiento. Las avalanchas de nieve polvo en suspensión se comportan básicamente como un estrato fluidizado compuesto de partículas sólidas (los granos de nieve) en contacto con un fluido (el aire). Cuando el fluido pasa por el estrato (como burbujas ascendentes que forman los cúmulos en la nube de la avalancha) existe una cierta velocidad a la cual el estrato es suspendido, las partículas dejan de estar en contacto unas con otras y se mueven libremente o como agregados, y el estrato fluidizado se comporta como un líquido de baja viscosidad.

La fricción de la nube fluidizada, en la base y en las márgenes de valles o laderas, es mínima. La turbulencia es originada porque el núcleo de la nube se desplaza a velocidades mayores que las márgenes. El movimiento primario de las partículas es hacia delante, mientras que uno secundario es lateral y otro ascendente (ver Lámina 3.913.601.A).



En el frente de la nube fluidizada se forma un colchón de aire comprimido (ver también Lámina 3.913.801.A) en el cual la sobrepresión (P_f) es:

$$P_f = 0,5 \times \gamma_a \times V_a^2 \quad (\text{ec. 3.913.601.1})$$

donde γ_a es la densidad del aire libre de nieve (esencialmente 1 kg/m^3 en montaña) y V_a es la velocidad hacia delante del colchón de aire empujado por la nube de la avalancha. V_a es levemente inferior a la velocidad de la avalancha misma, de manera que puede ser considerada también como la velocidad del aire que presiona de abajo hacia arriba por debajo de la nube de la avalancha y es igual a la sobrepresión hidrostática ejercida por la avalancha (por los granos de nieve en ella), de manera que:

$$0,5 \times \gamma_a \times V_l = \gamma_l \times g \times h \quad (\text{ec. 3.913.601.2})$$

donde V_l es la velocidad de la avalancha (m/s), γ_a es el peso específico (kg/m^3) del aire libre de nieve, γ_l y h son el peso específico y la profundidad (m) del estrato de nieve no fluidizado que representa a la nieve en la nube de la avalancha. La velocidad del aire a través de una nube de granos de nieve, necesaria para que esta permanezca fluidizada, es función, entre otros, del tamaño medio de los granos y aglomerados en la nube y del espesor de la nube. Por lo anterior, en la cola de la nube, donde esta se hace más delgada, el aire escapa fácilmente, la cola de la nube pierde sustentación y las partículas de nieve se depositan. De esta manera la nube de nieve polvo en suspensión va perdiendo material en el transcurso de la avalancha por depositación en la cola, hasta que una cantidad suficiente de material se deposita, toda la nube pierde sustentación y la cabeza de la avalancha cae y se detiene.

Como la avalancha fluidizada viaja prácticamente en suspensión (habitualmente 1 a 5 m sobre el suelo según lo revelan los relativamente escasos daños a la vegetación o a estructuras en las sendas de avalanchas sobre las cuales corrió una avalancha de nieve polvo), con escasa fricción en la base, puede alcanzar largas distancias antes de detenerse (se conocen distancias de centenares de metros en terrenos prácticamente horizontales) e incluso saltar por sobre prominencias de terreno de hasta algunos cientos de metros de altura (se conocen caso con saltos de más de 250 m de altura).

3.913.602 Velocidad de las Avalanchas. Las avalanchas de nieve polvo en suspensión se mueven como una nube de amplia cabeza en su frente, y una cola hacia la cual el espesor de la avalancha se reduce hasta ser cero (ver Lámina 3.913.6.A). La mayor altura de flujo, y las mayores velocidades de movimiento, se encuentran en la cabeza de la avalancha y disminuyen hacia la cola. Suponiendo que la razón γ_a / γ y el valor de μ de la ecuación de la velocidad de avalanchas en sendas abiertas o parcialmente confinadas (ver Numeral 3.913.302) son insignificantes, la velocidad (V) de las avalanchas de nieve polvo en suspensión, virtualmente un aerosol, puede estimarse (sustituyendo las ecuaciones del Numeral 3.913.504 en la ecuación del Numeral 3.913.302) como sigue:

$$V^2 = 2 \times g \times (h + h_a) \times (\gamma_r / \gamma_a) \quad (\text{ec. 3.913.602.1})$$

donde g es como e indica en el Numeral 3.913.305, h y h_a es como e indica en el Numeral 3.913.504, γ_a es como se señala en el Numeral 3.913.303 y γ_r es como se indica en el Numeral 3.913.504. Esencialmente, la velocidad de las avalanchas de nieve polvo en suspensión es independiente de la pendiente del terreno

3.913.7 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA VELOCIDAD EN LAS AVALANCHAS

3.913.701 Distribución Vertical de la Velocidad en Avalanchas de Flujo sobre el Terreno o Flujo Mixto. La distribución vertical de la velocidad en las avalanchas de flujo sobre el terreno y en las avalanchas de flujo mixto se expresa, de manera general, mediante la siguiente ecuación parabólica:

$$V' = V_h \times \{(4/3) - (z/h')^2\} \quad (\text{ec. 3.913.701.1})$$

en que V' (en m/s) es la velocidad a la profundidad z (en metros) bajo la superficie de la avalancha, y h' es la altura de flujo de la avalancha. V_h es la velocidad máxima de la avalancha (m/s) en el punto de la senda en que se establece la distribución vertical de la velocidad y se encuentra en la superficie del flujo de la avalancha.

La ecuación simple anterior supone que la velocidad en la base de la avalancha (V_0) es 1/3 de la velocidad en superficie. Sin embargo, estudios recientes señalan que la razón R entre la velocidad máxima en superficie (V_h) y la velocidad mínima V_0 (en metros y en la base de la avalancha) es:

$$R = V_h / V_0 = 1 + 0,78 \times h' \quad (\text{ec. 3.913.701.2})$$

en que h' (en metros) es la altura de flujo de la avalancha. Esta ecuación indica que en avalanchas de altura de flujo pequeñas, levemente superiores a un metro, la velocidad en la base es del orden de 50% de la velocidad en superficie, mientras que en avalanchas de considerable altura de flujo la velocidad basal puede ser inferior a 1/3 de la velocidad en superficie. En realidad, simulaciones y observaciones de terreno parecen indicar que el valor máximo de R es del orden de 5.

3.913.702 Distribución Vertical de la Velocidad en Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión. En las avalanchas de flujo de nieve polvo en suspensión, el eje de la coordenada z de la ecuación en el Numeral anterior (3.913.601) se debe ubicar a aproximadamente la mitad de la altura de flujo de la avalancha, de manera que las velocidades disminuyen hacia arriba y hacia abajo y es máxima en la mitad de la altura de flujo de la avalancha.

3.913.8 VIENTO QUE GENERA, Y ACOMPAÑA A LA AVALANCHA DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION

3.913.801 Flujo de Aire en Torno a un Frente de Avalancha. La ecuación de velocidad de movimiento de las avalanchas de nieve polvo (ver Tópico 3.913.6) y las observaciones de terreno indican que las avalanchas de nieve polvo en suspensión pueden alcanzar velocidades extremadamente altas. Se ha pensado que estas avalanchas muy rápidas producen en el aire una onda de choque en compresión. En realidad, estas avalanchas producen un flujo de aire no compresible y sin rotación, alrededor del frente de la avalancha, lo cual permite dibujar una red de flujo del aire con líneas de flujo equipotenciales alrededor del frente [véase esquema en Lámina 3.913.801.A, Figura a)].

3.913.802 Velocidad del Viento de Avalancha. La velocidad de las avalanchas de nieve polvo en suspensión suele estar entre 50 m/s, para el caso de las más lentas, y 125 m/s para las más rápidas. En el caso de las avalanchas más lentas, la velocidad del aire a una distancia de aproximadamente 1,25 veces la altura de flujo (h') de la avalancha es del orden de 0,5 veces la velocidad del frente de la avalancha. En el caso de las avalanchas más rápida, la velocidad del aire a una distancia de aproximadamente 0,5 veces la altura de flujo es del orden de 0,2 veces la velocidad del frente de la avalancha. Estas relaciones se han observado con alturas de flujo de entre 10 y 100 m. Un gráfico con la distribución aproximada de la velocidad y presión del aire a nivel del suelo y por delante del frente de la avalancha se muestra en la Lámina 3.913.801.A, Figura b).

Lo anterior explica el porqué algunas estructuras colapsan antes de ser alcanzadas por la avalancha propiamente tal, al ser éstas impactadas por la onda del aire en el frente de la avalancha.

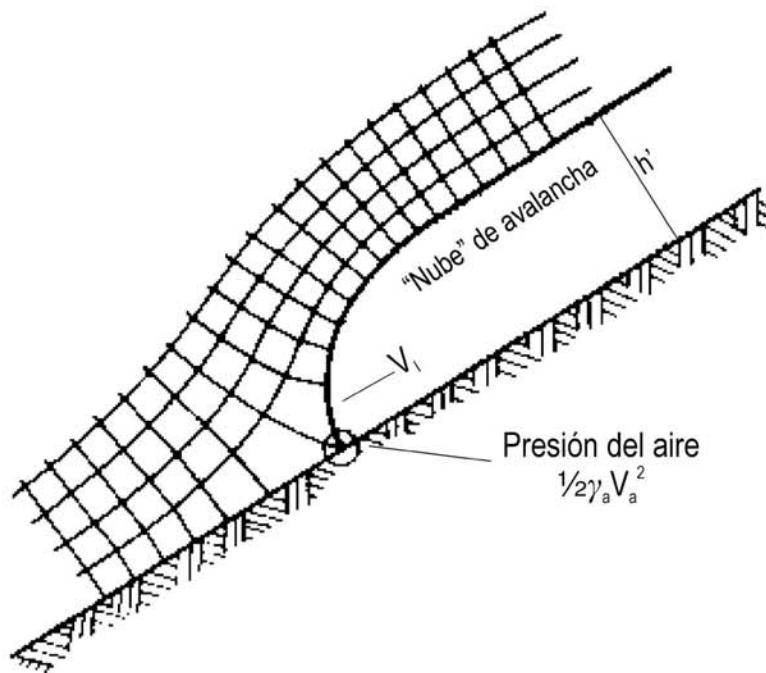
3.913.803 Distancia de Corrida del Viento de Avalancha. El viento de las avalanchas continúa corriendo cierta distancia, aún cuando la avalancha se ha detenido, debido a la inercia de la masa de aire en movimiento. El aire en movimiento continuará moviéndose hasta que se disipe su energía cinética en los cizalles en su perímetro, resistencia en el frente y difusión. La desaceleración de la masa de aire se representa por la siguiente ecuación:

$$-5 \times 10^{-3} \times u_w = H_a \times (du_w / dt) \quad (\text{ec. 3.913.803.1})$$

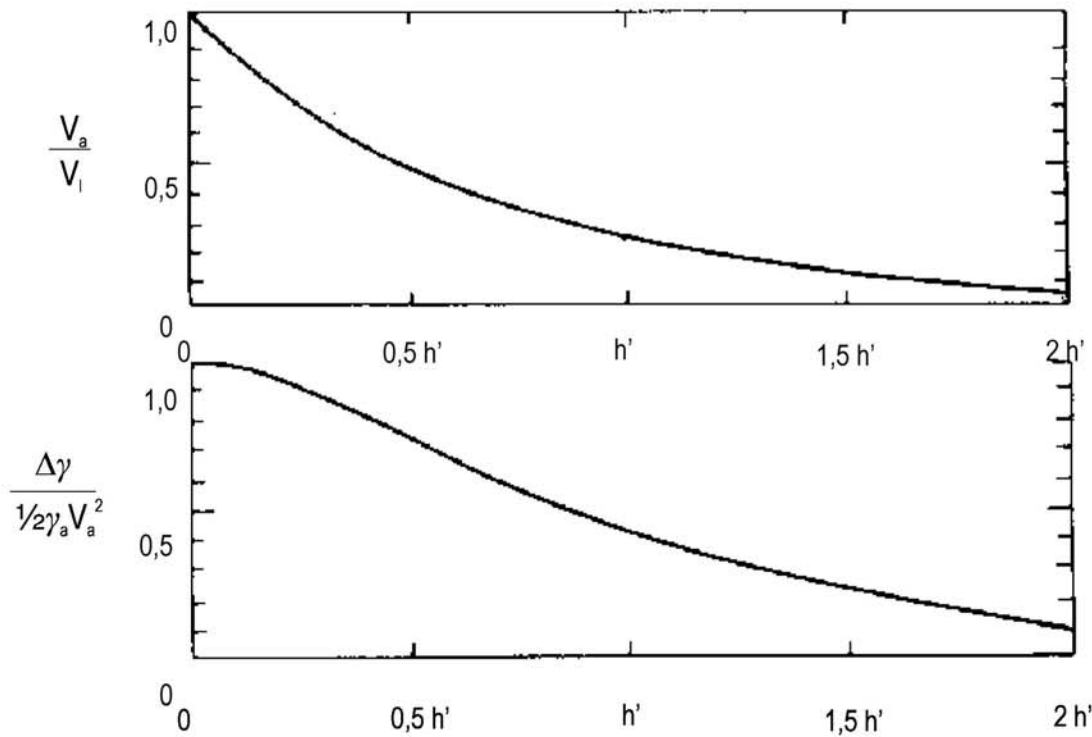
donde t es el tiempo que toma la desaceleración y se calcula como:

$$t = \{ H_a / (5 \times 10^{-3}) \} \times \{ (1 / u_{w1}) - (1 / u_{w2}) \} \quad (\text{ec. 3.913.803.2})$$

y donde H_a es la altura media de la masa de aire, u_w es la velocidad del aire al medio de la masa de aire en movimiento, y u_{w1} y u_{w2} son las velocidades del aire al inicio y término de la desaceleración.



a) Esquema de red de líneas de flujo y equipotenciales del aire alrededor del frente de una



b) Distribución de la velocidad y presión del aire a nivel del suelo y por delante del frente de una avalancha.

3.913.804 Partículas de Nieve en el Viento de Avalancha. La velocidad del viento que precede a la avalancha puede ser suficiente como para izar partículas de nieve desde la superficie del manto. Si se considera que esta velocidad es del orden de 8 a 10 m/s (ver Numeral 3.913.502), el efecto de izar partículas de nieve ocurre por delante del frente de la avalancha de nieve polvo a distancias que son del orden de una a dos veces la altura de flujo (h').

El aire en el frente de la avalancha con partículas de nieve atrapadas se comporta como un fluido, de manera que cuando impacta contra un obstáculo se produce un cizalle por el esfuerzo de corte, tangencial a la superficie del objeto, una presión normal a la superficie del objeto y, en la parte del objeto sumergido en el viento de la avalancha un esfuerzo hacia arriba, de levante aerodinámico.

3.913.805 Carga del Viento sobre un Obstáculo. El esfuerzo de corte (F_D) que produce la carga del viento de la avalancha contra un objeto es:

$$F_D = (C_D \times A \times \gamma_e \times V^2) / (2 \times g) \quad (\text{ec. 3.913.805.1})$$

donde A es el área (en m^2) de la sección cargada, V es la velocidad del viento con partículas de nieve, γ_e es el peso específico efectivo de la mezcla de aire y partículas de nieve, C_D es un coeficiente de corte sin dimensión y relacionado a la naturaleza de la superficie; g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$). El peso específico efecto (γ_e) de fluido compuesto de aire y partículas de nieve que constituye el viento de la avalancha es:

$$\gamma_e = \gamma_s + \gamma_a - (\gamma_a \times \gamma_s / \gamma_i) \quad (\text{ec. 3.913.805.2})$$

en que γ_a es el peso específico del aire en la montaña (aproximadamente $1,0 \text{ kg/m}^3$), γ_s es el peso específico de la nieve en el depósito que es afectado por el viento (en kg/m^3) y γ_i es el peso específico del hielo (aproximadamente 917 kg/m^3).

El esfuerzo de levante aerodinámico es similar al esfuerzo de corte, solamente cambia el coeficiente que ahora es de levante y de valor algo diferente.

El coeficiente antes mencionado (C_D) es similar al coeficiente de fricción de la fórmula de Darcy-Weisbach, ampliamente empleada en hidráulica de fluidos, y depende de la rugosidad absoluta de la superficie del objeto y del número de Reynolds del flujo (ver Tópico 3.913.2). Suele variar desde aproximadamente 0,1 para superficies rugosas a 0,01 para superficies lisas.

3.913.9 DENSIDAD Y PROFUNDIDAD DE LA NIEVE EN LA ZONA DE DEPOSITACION DE LAS AVALANCHAS Y DISTANCIA DE CORRIDA

3.913.901 Densidad de la Nieve en los Depósitos de Avalanchas. Para diversas estimaciones de cargas de nieve sobre estructuras, es necesario estimar la densidad de la nieve en el depósito de la avalancha. Existen muy escasas mediciones de la densidad de la nieve en la zona de depositación medida registrada momentos después de las avalanchas, la mayoría se refiere a horas o días después de ocurrida la avalancha. En todo caso, durante el proceso de depositación la nieve en el flujo de la avalancha es comprimida, con un notable incremento del peso específico.

El depósito de nieve de las avalanchas de flujo de nieve polvo en suspensión es, generalmente, una acumulación relativamente homogénea de nieve densa, sin estratificación y tan solo con algunas impurezas de materiales recogidos en la senda; cualquier medición de densidad en ese tipo de depósito es, comúnmente, representativa del conjunto del depósito. Sin embargo, en las avalanchas de flujo sobre el terreno y en las avalanchas de flujo mixto, es habitual que al menos parte del depósito de nieve esté conformado por bloques y aglomerados de nieve con grandes espacios de poros; en estos casos, las mediciones de densidad deben considerar un volumen importante de muestra para evitar que el muestreo omita los espacios de poros. Los muestreadores de nieve del tipo Monte Rosa (ver Numeral 3.907.309) son adecuados para estas mediciones.

Al igual que en el manto de nieve no perturbado, la nieve en el depósito de avalanchas es afectada por el proceso de sinterización con las diversas formas de metamorfismo pero, debido a la alta

densidad que la nieve alcanza en el depósito de avalanchas, la densificación adicional de ella con el tiempo es muy lenta. Esto ayuda a que las mediciones de nieve en los depósitos de avalanchas, realizadas varias horas o pocos días después de producidas estas, no difieran sustancialmente de la densidad de la nieve al momento de la depositación.

3.913.901(1) Experiencias en el Extranjero. Informes de densidades de nieve en los depósitos de avalanchas señalan que estas se encuentran esencialmente entre 400 y 600 kg/m³. Valores excepcionalmente altos, encontrados en depósitos de avalancha de nieve muy húmeda, exceden levemente de 700 kg/m³.

3.913.901(2) Experiencias en Chile. Diversas mediciones de densidades de la nieve en depósitos de avalanchas de flujo mixto, realizadas entre la III y la XII regiones del país por los autores, contienen valores extremos de 390 a 630 kg/m³ en depósitos de nieve, con un valor promedio cercano a 450 kg/m³. Algunas pocas observaciones (8 en total) en depósitos de nieve húmeda contienen valores entre 480 y 680 kg/m³, con un valor promedio de 530 kg/m³. Escasas mediciones de densidad del depósito de avalanchas de nieve polvo en suspensión indican que estas son inferiores a 400 kg/m³, con un promedio del orden de 370 kg/m³.

3.913.902 Distancia de Corrida de Avalanchas de Flujo sobre el Terreno y Mixto. En la medida que tramo a tramo disminuye la pendiente en la parte inferior de una senda de avalancha, la velocidad de movimiento de esta se reduce hasta el punto de detenerse. La reducción de la velocidad, entre uno y otro tramo, ocurre como se indica en los Numerales 3.913.301 y 3.913.505. Para el cálculo de la distancia de corrida de las avalanchas existen esencialmente dos métodos: el de las recomendaciones suizas y el del modelo del terreno (o método α/β).

3.913.902(1) El Método de las Recomendaciones Suizas. Según este método, en el último tramo, el tramo en que la avalancha se detiene, la distancia (s) de corrida (en m) es aproximadamente:

$$s \cong [\xi \times h' / (2 \times g)] \times \ln \{ 1 + V^2 / [\xi \times h' \times (\mu \times \cos \Psi_u - \text{sen } \Psi_u)] \} \quad (\text{ec. 3.913.902(1).1})$$

donde V y h' es la velocidad y la altura de flujo (en metros/segundo y metros respectivamente) al inicio del último tramo y normalmente resultan ser similares a aquella del término del tramo anterior. Se supone que la velocidad en el último tramo disminuye linealmente entre la velocidad al inicio del tramo (estimada según el efecto del cambio de pendiente sobre la velocidad al término del tramo anterior) y cero al momento de detenerse (vale decir, la velocidad media en el tramo es la mitad de la velocidad al inicio del último tramo). g es la aceleración gravitacional (9,81 m/s²). μ es el valor del coeficiente de fricción kinética en el tramo (ver Numeral 3.913.303). Ψ_u es la pendiente del último tramo (en grados sexagesimales) y puede ser negativa si en el último tramo la avalancha corre por una pendiente hacia arriba; en caso de pendientes negativas fuertes puede ocurrir que la nieve no se deposite allí sino producirse un flujo de retorno hacia terrenos de menor pendiente. ξ es el coeficiente de fricción turbulenta (ver Numeral 3.913.304), el que puede ser similar al empleado en los otros tramos de la senda, o bien diferente.

3.913.902(2) El Método del Modelo del Terreno (método α/β). Este método de estimación de la distancia de corrida de una avalancha es un método estadístico y probabilístico. El método se basa en obtener, de información de avalanchas en el pasado y en una cierta área, el ángulo (α) entre el punto de inicio y de detención de las avalanchas en una senda, y el ángulo (β) entre los puntos de inicio y aquellos puntos donde las avalanchas grandes y secas comienzan a detenerse, generalmente cercano a 10° (ver Lámina 3.913.902 A). El método será eficiente siempre que exista un número significativo de observaciones de avalanchas en un área (a lo menos 50 o más). Como la velocidad de una avalancha, y en consecuencia también la distancia de corrida, depende entre otros del espesor del manto de nieve que comienza a deslizar, si se desea obtener con este método la distancia de corrida de avalanchas mayores las observaciones también deben comprender solamente avalanchas mayores. En todo caso, también debe considerarse, al extrapolar los datos estadísticos de unas sendas a otras, que los coeficientes de fricción turbulenta y kinética de las avalanchas en las sendas sean similares. Por otra parte, se ha demostrado que el incluir parámetros como la diferencia de cota entre los puntos de inicio y detención de las avalanchas, las pendientes en las zonas de inicio y la función que expresa la curva general de la pendiente de la senda, no cambia significativamente la estimación de las distancias de corrida calculados solamente en función de los ángulos α y β .

La relación entre los ángulos α y β para las avalanchas en una cierta área es una expresión del siguiente tipo:

$$\alpha = (M \times \beta) - N \quad (\text{ec. 3.913.902(2).1})$$

en que M es un coeficiente que suele estar entre 0,80 y 0,95 (existen valores de hasta 0,98) y N suele ser estar entre $1,3^\circ$ y $2,0^\circ$.

La experiencia ha mostrado que las distancias de corrida estimadas con el método α/β pueden ser hasta en 30% inferiores a las reales distancias de corrida. Esto probablemente dice relación con el hecho que al recopilar la estadística suelen incluirse avalanchas mayores y menores, resultando en que las segundas reducen las distancias medias de corrida en una cierta área. Adicionalmente, la determinación de la ubicación del punto de 10° puede ser arbitraria en sendas de formas complejas.

3.913.903 Distancia de Corrida de las Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión. La representación numérica de la distancia que puede recorrer una avalancha de nieve polvo suele ser dificultosa, puesto que ello depende tanto de la configuración del terreno como de la forma y cantidad de nieve que transporta la nube en suspensión. Se puede afirmar que, en terrenos horizontales, estas distancias son normalmente de varios centenares de metros mayores que aquellas que alcanzan las avalanchas de flujo mixto, mientras que en contra pendiente, vale decir en terrenos donde la avalancha asciende, esto puede ser de hasta algunos centenares de metros. Estas diferencias se producen, esencialmente, por los diferentes coeficientes de fricción kinética y turbulenta en ambos tipos de avalanchas.

3.913.904 Profundidad del Depósito de Nieve en Avalanchas de Flujo sobre el Terreno o de Flujo Mixto.

3.913.904(1) Profundidad Teórica del Depósito. La profundidad teórica del depósito de nieve de una avalancha es una forma cónica cuya altura (H_D) máxima es:

$$H_D = h' + V^2 / (2 \times g) \quad (\text{ec. 3.913.904(1).1})$$

donde los símbolos son como se han señalado en el Numeral 3.913.902.

3.913.904(2) Experiencias de Terreno. La experiencia de terreno indica que, cuando el depósito de la avalancha no tiene restricciones laterales, vale decir cuando la nieve puede desparramarse y distribuirse sin restricciones en una zona de depositación no confinada, la profundidad máxima del depósito de nieve se encuentra entre valores algo inferiores a la altura de flujo de la avalancha en la senda en el penúltimo tramo, y aquella calculada para un depósito de forma cónica pero con un valor algo menor:

$$H_D = h' + (0,5 \times V)^2 / (2 \times g) \quad (\text{ec. 3.913.904(2).1})$$

Probablemente un valor intermedio sea el más común, del orden de 0,7 veces la profundidad máxima en una forma cónica, aunque existen numerosos caso de profundidades observadas que coinciden con aquellas del cálculo para un depósito de forma cónica.

La experiencia de terreno también indica que la profundidad media del depósito de nieve es de aproximadamente 0,25 veces la altura de flujo de la avalancha en el tramo anterior. En otras palabras, lo habitual en las zonas de depositación no confinadas de avalanchas de nieve seca es que la altura del depósito de nieve sea 0,5 a 0,25 veces la altura de flujo de la avalancha en el tramo anterior a aquel de la depositación. En el caso de avalanchas de nieve húmeda esta altura media es aproximadamente $1/3$ de la altura de flujo, y en avalanchas de nieve saturada es aproximadamente $1/2$ de la altura de flujo.

Cuando la zona de depositación es confinada, vale decir una forma cercana a la de una garganta rocosa, la profundidad común del depósito de nieve es aquella calculada para una forma cónica; en casos extremos puede incluso duplicar la profundidad calculada para un depósito de forma cónica.

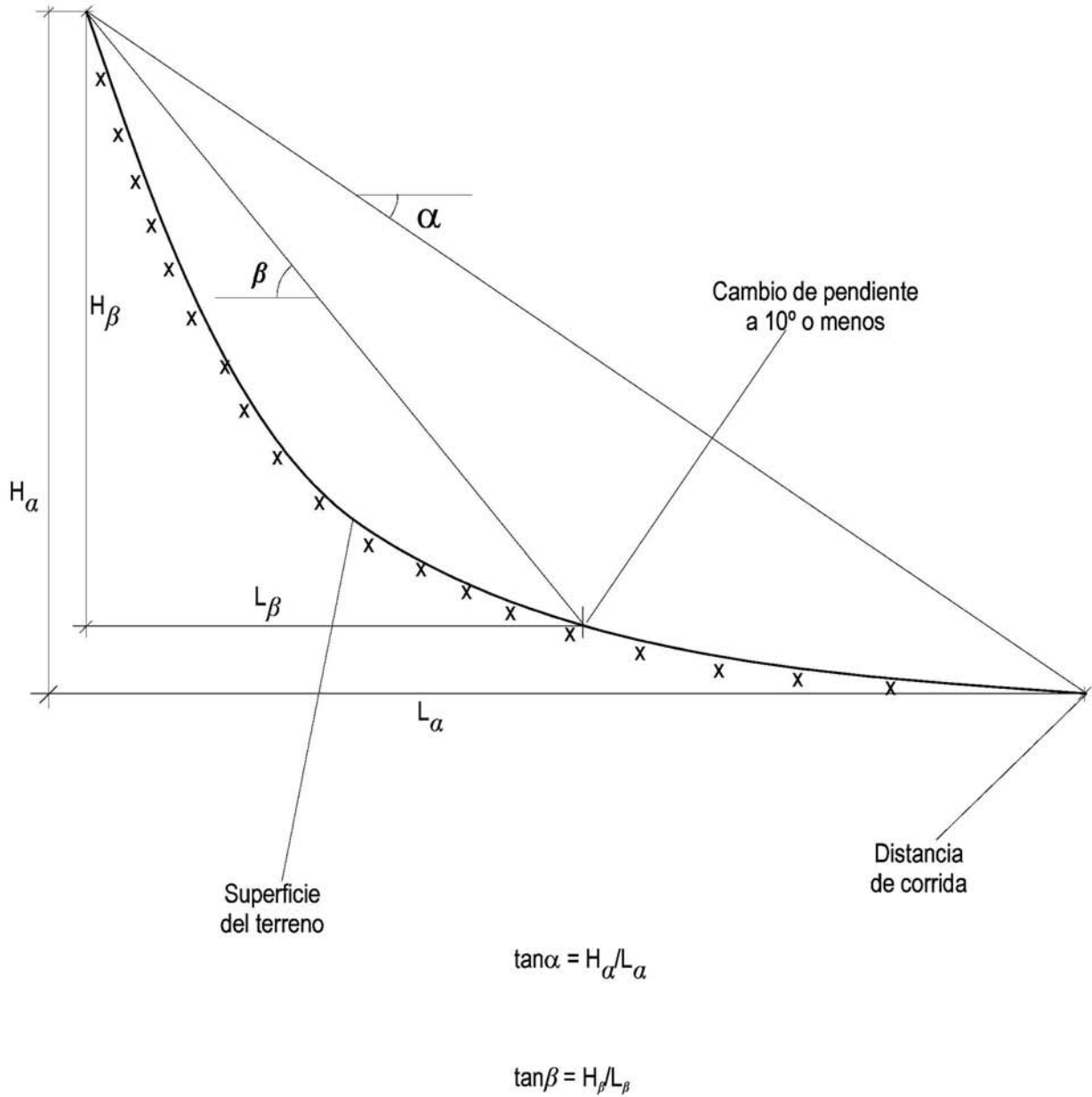
3.913.905 Profundidad del Depósito de Nieve de las Avalanchas de Nieve Polvo en Suspensión. La avalancha de nieve polvo en suspensión va dejando en todo su trayecto, hasta antes de la depositación de la cabeza de la avalancha, un depósito de nieve de espesor relativamente uniforme, normalmente de

fracciones de metro de profundidad, y originado por la continua depositación en la cola de la avalancha como se señala en el Numeral 3.913.601. La depositación de la cabeza de la avalancha se produce en una zona muy extensa, con profundidades de la nieve que normalmente no exceden de 1 m, dependiendo esto esencialmente del tamaño medio de las partículas que forman la nube de nieve polvo en suspensión.

La altura (H_D) máxima del depósito de una avalancha de nieve polvo en suspensión está, por lo general, cercana al valor de:

$$H_D = 0,4 \times \{h' + [V^2 / (2 \times g)]\} \quad (\text{ec. 3.913.905.1})$$

y el valor medio de H_D es cercano a $h' / 8$, siendo h' la altura de flujo de la avalancha en el tramo anterior a aquel de la depositación.



SECCION 3.914 EFECTOS Y PRESIONES DE LAS AVALANCHAS

3.914.1 EFECTOS DE CONTENCION EN LA ZONA DE DEPOSITACION

Cuando la avalancha pierde su energía kinética y se deposita, asume una configuración cónica como se indicó en el Numeral 3.913.904, con la altura máxima teórica H_D allí expuesta y también denominada altura de contención. Esta es la altura que debiera tener un muro perimetral en la zona de depositación de las avalanchas para que una avalancha depositada en esa zona sea contenida por el muro.

3.914.2 PRESION DE IMPACTO

3.914.201 Presión Específica de Impacto. La presión específica (o el empuje) que ejerce una avalancha es:

$$P = \gamma_m \times (h' + V^2 / (2 \times g)) \quad [\text{kg/m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.201.1})$$

donde los símbolos son como se indica en el Numeral siguiente.

3.914.202 Máxima Presión de Impacto. La máxima presión teórica (P_{\max}), que ejerce una avalancha que impacta un obstáculo, considerando que el impacto no es elástico, ni que la nieve rebalsa el obstáculo o fluye alrededor de él en su senda, es:

$$P_{\max} = \gamma_m \times [h' + (V^2 / g)] \quad [\text{kg/m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.202.1})$$

donde h' es la altura de flujo de la avalancha en el tramo (en metros), V es la velocidad de la avalancha en el tramo (en metros), g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$), y el peso específico promedio γ_m de la nieve es:

$$\gamma_m = (\gamma_o + \gamma_d) / 2 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (\text{ec. 3.914.202.2})$$

donde γ_o es el peso específico de la nieve fresca y γ_d es el peso específico de la nieve comprimida a la presión del impacto (por lo general del orden de 650 kg/m^3).

Observaciones de terreno, realizadas con celdas de presión instaladas en obstáculos en la senda de avalanchas, revelan que el valor real de P_{\max} en avalanchas de flujo mixto concuerda más bien con la siguiente expresión:

$$P_{\max} = \gamma_u \times V^2 / (2 \times g) \quad [\text{kg/m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.202.3})$$

donde γ_u es el valor del peso específico de la nieve en el depósito de la avalancha (ver Numeral 3.913.901) y V y g son como se señaló arriba.

3.914.203 Presión de Impacto sobre una Superficie Inclinada con Respecto a la Dirección de Flujo.

Si la avalancha impacta sobre una superficie inclinada con un ángulo β (sexagesimal) con respecto a su dirección de flujo, entonces la presión de impacto (P_β) sobre esa superficie será:

$$P_\beta = \gamma_u \times [V^2 / (2 \times g)] \times \text{sen } \beta \quad [\text{kg/ m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.203.1})$$

en que γ_u es el peso específico (kg/m^3) promedio del flujo de la avalancha en el tramo, V es la velocidad de la avalancha en el tramo (m), g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$).

3.914.3 PERDIDA DE ENERGIA DEBIDO A UN OBSTACULO EN LA SENDA

3.914.301 Pérdida de Energía Debido al Impacto sobre un Objeto Cilíndrico. La pérdida de energía de la avalancha, o la presión de impacto (P), sobre un objeto cilíndrico de radio r (en metros) es:

$$P = (\pi / 2) \times [r \times \gamma \times V^2 / (2 \times g)] \quad [\text{kg/m}^3] \quad (\text{ec. 3.914.301.1})$$

donde γ es el peso específico (kg/m^3) de flujo de la avalancha en el tramo en que se ubica el obstáculo, V es la velocidad (m/s) de la avalancha en ese tramo (o la velocidad con que llega al obstáculo), g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$), y π es 3.1416.

3.914.302 Pérdida de Energía Debido al Impacto sobre un Objeto de Amplitud Determinada. La presión de impacto de una avalancha sobre un obstáculo de amplitud (o ancho) b en una senda de avalancha de amplitud (o ancho) B , ambos en metros, es:

$$P = (V \times B \times h \times \gamma / g) \times [V \times b / (2 \times B)] \quad [\text{kg/m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.302.1})$$

donde V es la velocidad (m/s) de la avalancha en el tramo del obstáculo, h es la altura de flujo (en metros) de la avalancha en ese mismo tramo, γ es el peso específico (kg/m^3) del flujo de la avalancha, y g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$).

3.914.4 EFECTOS DE SUCCION EN AVALANCHAS DE FLUJO DE NIEVE POLVO EN SUSPENSION

En las avalanchas con flujo de nieve polvo en suspensión se produce un efecto de succión detrás (aguas abajo) de los obstáculos que la avalancha sobrepasa, puesto que la velocidad de movimiento de la avalancha es siempre mayor que la velocidad de movimiento del aire (o viento) que acompaña a la avalancha. Esto produce presiones negativas determinadas como sigue:

$$P_{(-)} = \gamma_a \times V^2 / (2 \times g) \quad [\text{kg/m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.4.1})$$

donde γ_a es el peso específico del aire en montaña (aproximadamente 1 kg/m^3), V es la velocidad de la avalancha al sobrepasar el obstáculo en la senda, y g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$).

3.914.5 EFECTO DE EMPUJE Y LEVANTE SOBRE GRANDES OBSTACULOS

3.914.501 Descripción del Efecto. El efecto de empuje y levante se asocia con el efecto de contención que se produce frente a un obstáculo en la senda de una avalancha. Cuando la altura del obstáculo es inferior o igual a la altura de flujo de la avalancha, el obstáculo recibe y soporta la carga proporcional o total correspondiente a la avalancha en movimiento. Si la altura del obstáculo es superior a la altura de flujo de la avalancha, la nieve de la avalancha se acumula al pié del obstáculo (aumentando rápidamente la altura de este depósito), cambiando el punto de ataque a cada vez mayor altura, hasta que se produce la situación de mayor carga sobre el obstáculo que es cuando la altura de él que resta por sobre el depósito de nieve al pié del obstáculo es igual a la altura de flujo de la avalancha (ver Lámina 3.914.501 A). El efecto de contención de la avalancha produce que la nieve ascienda por la pared del obstáculo, creando una presión de levante por fricción contra la pared del obstáculo o por la presión contra salientes en la pared. Esta presión de levante suele ser la causa del volcamiento y destrucción de estructuras en las sendas de avalanchas que pueden haber sido diseñadas para resistir el impacto frontal de una avalancha, pero no han sido adecuadamente ancladas al terreno como para resistir la presión.

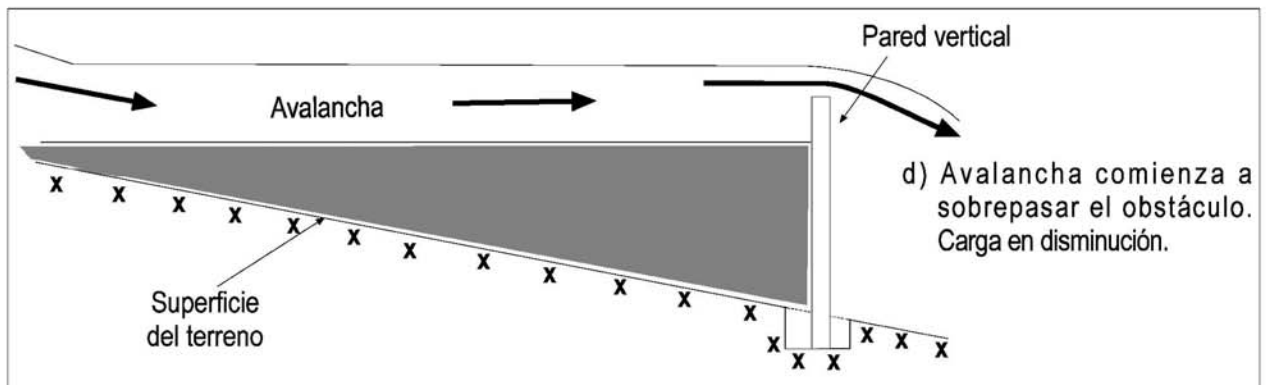
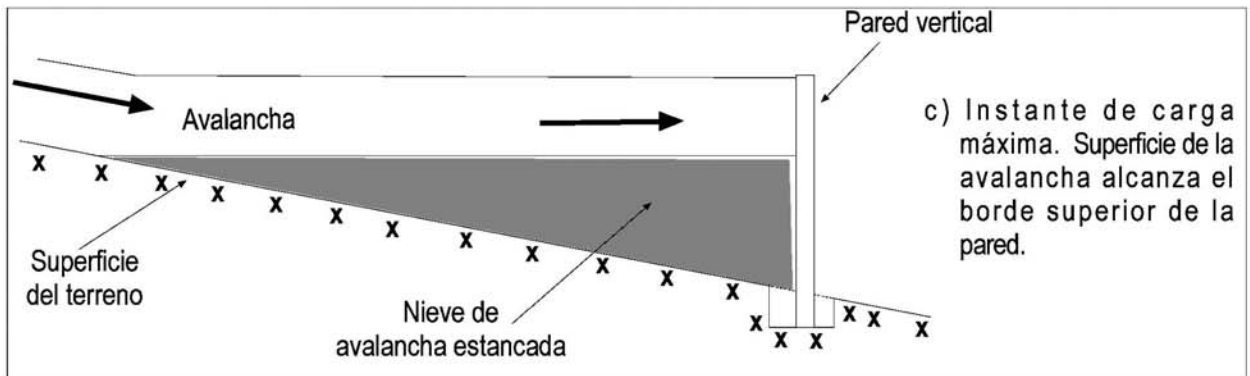
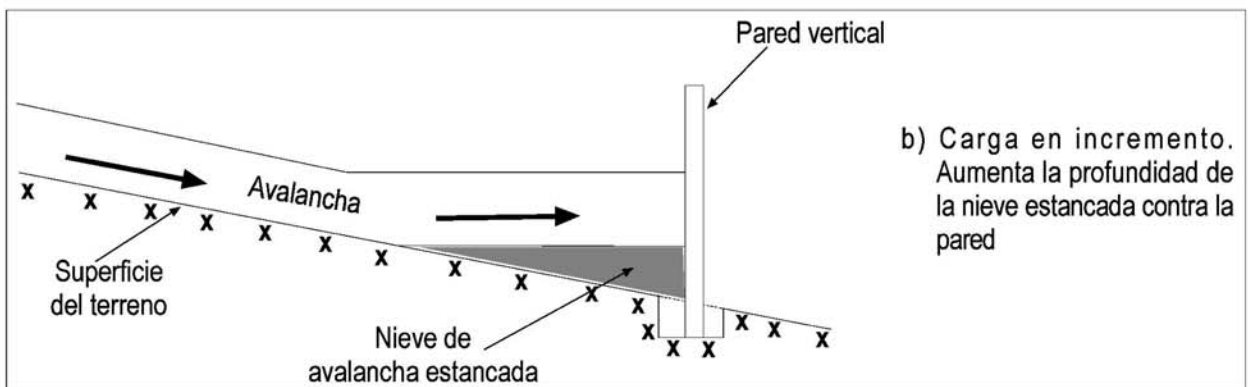
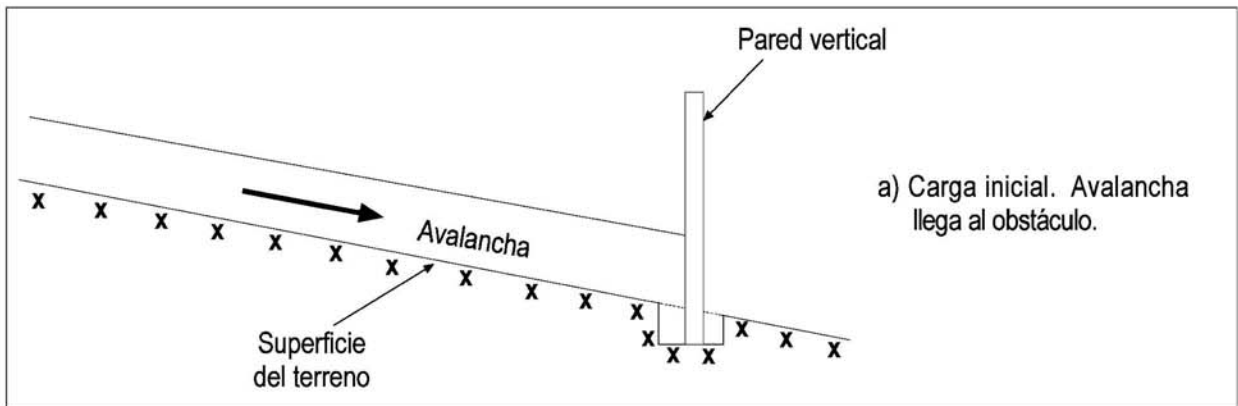
3.914.502 Efecto de Empuje.

3.914.502(1) Empuje sobre una Pared Vertical.

3.914.502(1) a) Pared de altura igual a la altura de flujo de la avalancha. El empuje dinámico total (P_V) que ejerce la avalancha sobre una pared vertical es:

$$P_V = [K_p \times (G_1 \times g \times h_1)] + (G_1 \times V^2) \quad (\text{ec. 3.914.502(1).1})$$

en que K_p es un coeficiente de carga pasiva de nieve y de valor 2, y $(G_1 \times g \times h_1)$ es la carga vertical de nieve. G_1 es la densidad del flujo de nieve (normalmente algunas decenas de kg/m^3), g es la aceleración de gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$), h_1 es la altura de flujo de la avalancha (normalmente de varios metros). V es la velocidad de la avalancha al llegar a la pared (en m/s). El primer término en paréntesis en el lado derecho de la ecuación de arriba es la carga dinámica que es independiente de la



velocidad (P_{VI}). El segundo término es aquel dependiente de la velocidad (P_{VD}). El resultado se expresa directamente en kg/m^2 y se transforma aproximadamente a kPa multiplicándolo por 10.

Un ejemplo gráfico del significado de estas cargas se muestra en la Lámina 3.914.502 A fig. a.

3.914.502(1) b) Pared de altura superior a la altura de flujo de la avalancha. En este caso (ver Lámina 3.914.502 A fig. b), al empuje dinámico total descrito en el punto (a) anterior se debe agregar la carga estática P_S que es:

$$P_S = K_A \times S_V \quad (\text{ec.3.914.502(1).2})$$

en que K_A es un coeficiente de carga activa de nieve de valor 0,65, y S_V es la carga vertical de nieve y al nivel del suelo, y es:

$$S_V = S_A + S_E \quad (\text{ec.3.914.502(1).3})$$

S_A es el peso de la nieve de la avalancha en movimiento, mientras que S_E es el peso de la nieve acumulada (o estancada) al pié de la pared vertical. De esta manera, el valor de S_V es:

$$S_V = (G_1 \times g \times h_1) + (G_2 \times g \times h_2) \quad (\text{ec.3.914.502(1).4})$$

G_1 , g y h_1 son como se señaló en el inciso (a) anterior. G_2 es la densidad de la nieve estancada de avalanchas (ver Tópico 3.913.9) en kg/m^3 y h_2 es la altura (en metros) del depósito de nieve estancada al pié de la pared y por debajo del flujo de la avalancha. Al igual que en el inciso (a), el resultado se expresa en kg/m^2 , o se transforma aproximadamente a kPa multiplicándolo por 10.

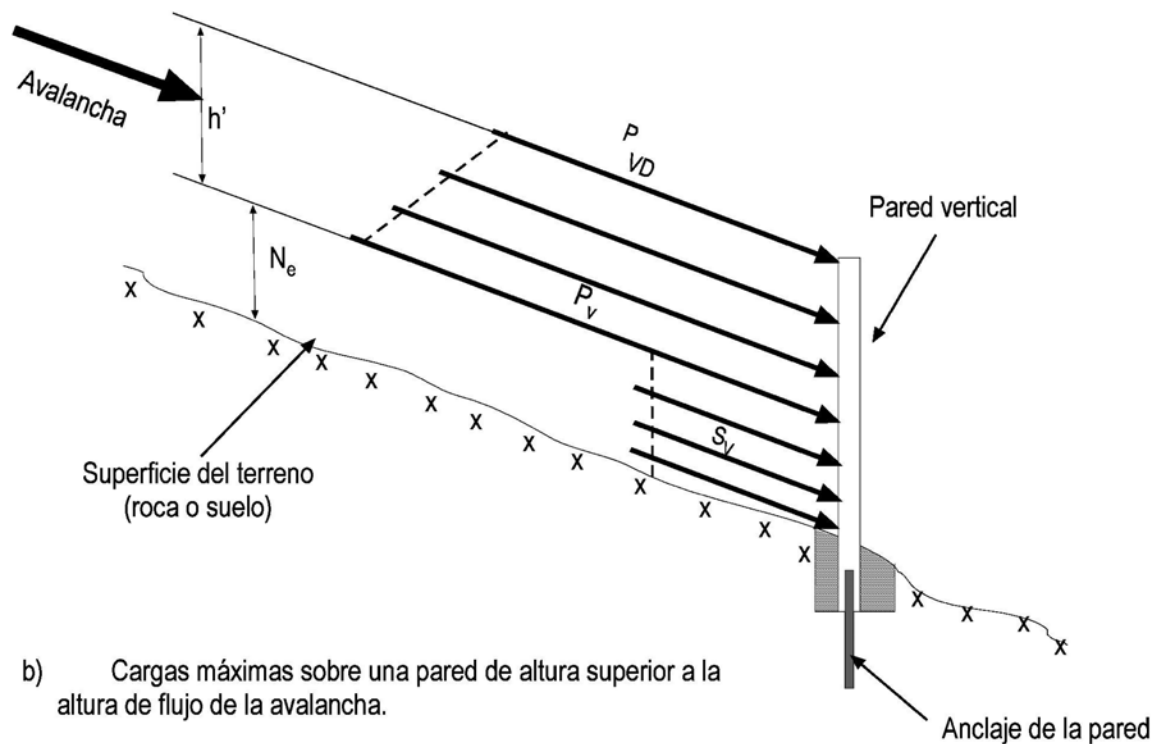
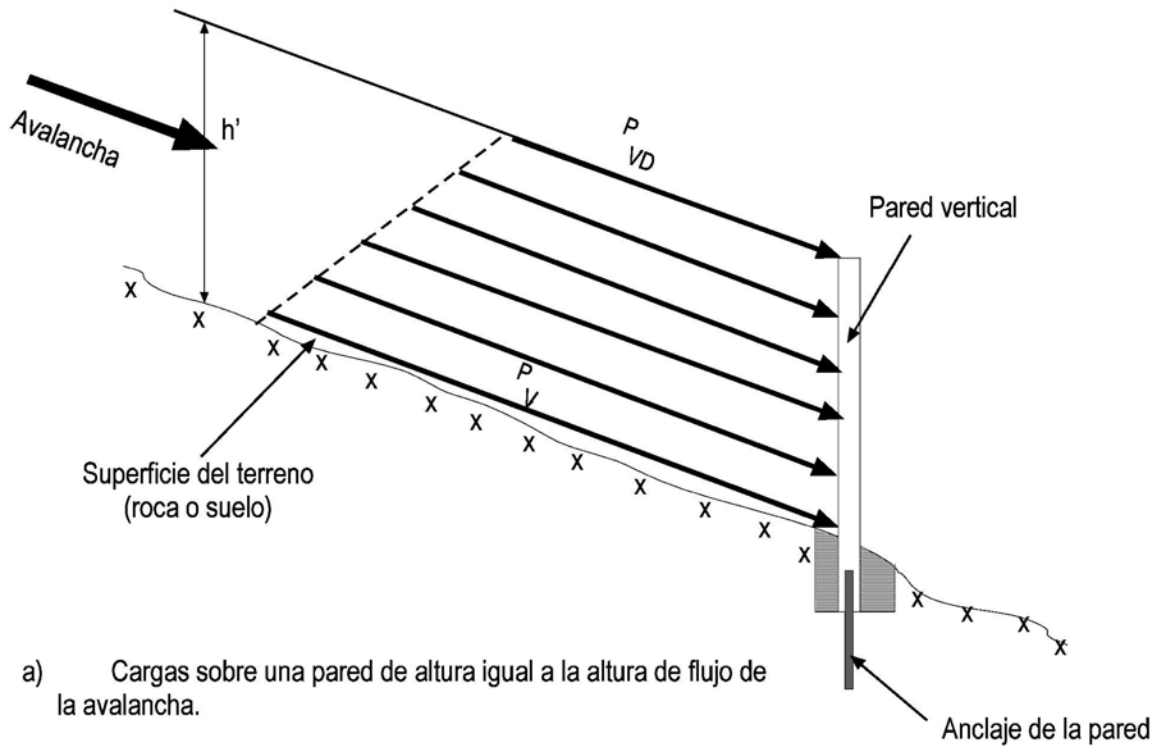
Antes de que la parte de nieve densa de una avalancha de flujo mixto alcance el extremo superior del muro este es cargado también por la parte superior de la avalancha que es de nieve polvo en suspensión. Esta carga es normalmente inferior que aquella que se produce cuando la nieve densa carga todo el muro. En todo caso, esta carga (P_P) de nieve polvo es:

$$P_P = G_3 \times V^2 \quad (\text{ec.3.914.502(1).5})$$

en que G_3 es la densidad de la nube de nieve polvo en suspensión y V es la velocidad de la avalancha.

3.914.502(2) Empuje Sobre una Pared Vertical en Angulo con la Dirección de Flujo. La carga por m^2 de pared, de una avalancha contra una pared vertical dispuesta en ángulo con respecto a la dirección de flujo de la avalancha, es el valor expuesto arriba en 3.914.502 (1) multiplicada por el seno del ángulo entre la dirección de flujo y el eje de la pared. 90° es el mayor ángulo posible y es el de una pared vertical perpendicular a la dirección de flujo de la avalancha.

3.914.502(3) Empuje Sobre una Pared Inclinada con Respecto a la Dirección de Flujo. De manera similar a la anterior, la carga por m^2 de pared, de una avalancha contra una pared inclinada hacia aguas abajo con respecto a la dirección de flujo de la avalancha, es también el valor expuesto en 3.914.502 (1) multiplicado por el seno del ángulo entre la dirección de la avalancha y la inclinación de la pared. Si la pared inclinada está, además, dispuesta en ángulo con respecto a la dirección de flujo, la carga es aquella que resulta de multiplicar el valor obtenido en 3.914.502 (2) por el seno del ángulo de la inclinación.



Nota:

N_e	=	Profundidad de la nieve de la avalancha, ya estancada contra la pared.
h'	=	Altura de flujo de la avalancha.
P_V	=	Carga dinámica total, es decir, carga independiente de la velocidad más la carga dependiente de la velocidad.
P_{VD}	=	Carga dinámica, dependiente de la velocidad.
S_V	=	Carga vertical de nieve, es decir, peso de la nieve en movimiento, más aquel de la nieve estancada.

3.914.503 Efecto de Levante.

3.914.503(1) Altura de Levante. Las avalanchas amplias, que chocan contra un obstáculo y son forzadas a desplazarse hacia arriba por la pared del obstáculo, pueden acumular nieve en la pared del obstáculo hasta una altura de levante (H') igual a:

$$H' = (\gamma_m \times \gamma_{\max}) \times [h' + V^2 / (2 \times g)] \quad [\text{m}] \quad (\text{ec. 3.914.503(1).1})$$

donde γ_m (kg/m^3) es como se indica en el Numeral 3.914.202, γ_{\max} (kg/m^3) es similar al valor de γ_d señalado en el Numeral 3.914.202, h' (m) es la altura de flujo de la avalancha en el tramo del obstáculo o al llegar a él, V es la velocidad de la avalancha en el tramo del obstáculo o al llegar a él, y g es la atracción gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$). Esta altura de levante es similar a la expresión de profundidad teórica del depósito de nieve del Numeral 3.913.904.

3.914.503(2) Velocidad Vertical. La velocidad vertical hacia arriba (V_u) del flujo de nieve en la pared del obstáculo es:

$$V_u = [2 \times g \times (H' - h_u)]^{0,5} \quad [\text{m/s}] \quad (\text{ec. 3.914.503(2).1})$$

donde H' y g son como se señala en el Numeral anterior, y h_u (en metros) es la altura en la pared del obstáculo a la que ocurre la velocidad V_u .

3.914.503(3) Presión de Levante Contra Salientes en la Pared del Obstáculo. La presión específica (P_v) de levante (hacia arriba) sobre la superficie saliente de un obstáculo es:

$$P_v = \gamma_{\max} \times V_u^2 / (2 \times g) \quad (\text{ec. 3.914.503(3).1})$$

donde V_u y g son como se indica en el Numeral anterior y γ_{\max} es como se señala en el Numeral 3.914.502.

3.914.503(4) Presión de Levante por Fricción en la Pared del Obstáculo. La fuerza unitaria de levante (R_u), por metro lineal de pared vertical, que se produce por el movimiento ascendente de la avalancha en la pared del obstáculo, es igual al promedio entre la carga dinámica total (P_v) y la carga dependiente de la velocidad (P_{VD}) y depende del coeficiente de fricción (μ) y de la altura de flujo (h_1) de la siguiente manera:

$$R_u = 0,5 \times (P_v + P_{VD}) \times \mu \times h_1 \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{ec. 3.914.503(4).1})$$

donde P_v y P_{VD} son como se indica en el Numeral 3.914.502 (1) y expresados en kPa, h_1 es la altura de flujo de la avalancha (en metros) y el valor más común de μ es de 0,3.

3.914.6 PRESION SOBRE EL PISO

3.914.601 Consideraciones Generales. Cuando en la senda de avalancha esta encuentra un terreno de menor pendiente y que desciende en la misma dirección del flujo de la avalancha, puede producirse una componente vertical (hacia abajo) de la fuerza de empuje y de la fricción. Adicionalmente, la avalancha ejerce una presión sobre el piso de la senda (o de una estructura en el piso de la senda) por el peso de la nieve y una fuerza por la fricción que genera la nieve en movimiento.

3.914.602 Cálculo de las Presiones.

3.914.602(1) Presión Sobre una Superficie Horizontal. Cuando la avalancha corre sobre una superficie horizontal, sea este el suelo natural, o un techo, o una loza, la carga dinámica total (P_H) es:

$$P_H = \gamma \times h' \times [(h' / 2) + (V^2 / g)] \times \tan \psi / 2 \quad [\text{kg/m}^2] \quad (\text{ec. 3.914.602(1).1})$$

donde ψ es la pendiente de la avalancha en el tramo inclinado anterior al piso horizontal, γ es el peso específico del flujo de la avalancha (en kg/m^3), h' es la altura de flujo de la avalancha (en m), V es la velocidad de la avalancha en el tramo (en m/s) y g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$).

3.914.602(2) Presión por el Peso del Flujo de la Avalancha. El peso del flujo de la avalancha ejerce una carga (W_F) sobre el terreno que es igual a $\gamma \times h'$, en que estos símbolos son el peso específico y la altura de flujo de la avalancha.

3.914.602(3) Fricción por la Nieve en Movimiento. La fuerza de fricción (F_0) sobre el piso que produce el tránsito del flujo de una avalancha es:

$$F_0 = \mu \times \gamma \times h' \quad (\text{ec. 3.914.602(3).1})$$

donde μ es el coeficiente de fricción kinética (normalmente 0,35 pero puede alcanzar hasta 0,5), γ es el peso específico del flujo de la avalancha y h' es la altura de flujo.

3.914.7 IMPUREZAS INCLUIDAS EN LAS AVALANCHAS

3.914.701 Incorporación de Impurezas en las Avalanchas. Las impurezas en la nieve de las avalanchas son los diversos materiales que la avalancha incorpora en su tránsito por la senda. Estos materiales son, esencialmente, detritos de rocas, de suelos, de hielo, de fragmentos de la vegetación existente en las sendas, de eventuales restos de estructuras destruidas al paso de la avalancha y parte de cuyos materiales se incorporan al flujo de la avalancha, y también, eventualmente, víctimas atrapadas en la avalancha. La incorporación de estos materiales se produce por el efecto de empuje (presión) y fricción que ejerce la avalancha (y su viento) sobre ellos, desplazándolos de su sitio de reposo e incorporándolos en el flujo turbulento de la avalancha y ocurre con mayor intensidad en las avalanchas de fondo.

3.914.702 Modos de Transporte de las Impurezas. El transporte de las impurezas en las avalanchas es por suspensión en el flujo turbulento de ella, y adicionalmente por saltación y rotación sobre la superficie del terreno (ver Numeral 3.904.404) en el caso de avalanchas de flujo lento y de impurezas de alto peso específico.

3.914.703 Efecto Dinámico de las Impurezas. En las sendas de avalanchas en montañas con escasa vegetación, la cantidad de impurezas que se incorpora a las avalanchas de manera natural (rocas, suelos, vegetación, hielo) es, por lo general, aproximadamente 1% del volumen total de la nieve movilizada y depositada en la zona de depositación de las avalanchas. Los valores extremos oscilan entre virtualmente inexistente hasta aproximadamente 3%. En estricto rigor, la carga de impurezas debiera considerarse al estimar el peso específico del flujo de las avalanchas y las presiones de impacto, sin embargo, el efecto es tan pequeño que se estima despreciable.

3.914.8 MODELOS COMPUTACIONALES PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE LAS AVALANCHAS

Diversas instituciones, en diferentes países, han desarrollado modelos computacionales para simular las características de las avalanchas en cada tramo de una senda dividida en tramos de pendiente homogénea, tales como velocidad de corrida, altura de flujo, presiones de impacto, amplitud de los tramos, distancia de corrida, altura del depósito de nieve y otros. La mayoría de estos modelos requieren, como datos de ingreso al programa, parámetros tales como:

- Número de tramos en que ha sido dividida la senda.
- Pendiente y longitud de cada tramo.
- Amplitud inicial de la senda.
- Coeficiente de fricción turbulenta (estimado) general o en cada tramo. El coeficiente de fricción kinética puede ser calculado por el mismo modelo.
- Profundidad de la nieve que comienza a deslizarse y su densidad (o peso específico).
- Alguna consideración respecto a la altura de flujo de la avalancha.
- Densidad (o peso específico) de la nieve en la zona de depositación.

Un modelo de este tipo permite simular obstáculos en la senda y apreciar el efecto sobre ellos, las condiciones en que son sobrepasados por las avalanchas, y otros. Esto hace posible estimar, entre otros, la eficiencia de, por ejemplo, estructuras para contener o desviar avalanchas. En Chile se ha empleado, desde más de una década, el modelo computacional AVALANCH, desarrollado por la empresa Geostudios Ltda. Los resultados de este modelo han sido en muchas ocasiones contrastados con avalanchas reales, lo que ha permitido perfeccionarlo.

SECCION 3.915 CONTROL DE AVALANCHAS Y PROTECCIONES ACTIVAS

3.915.1 CONTROL DE AVALANCHAS

3.915.101 Consideraciones Generales. El propósito de un plan, o programa, de control de avalanchas es el de proteger vidas y estructuras y mantener abiertas las líneas de comunicaciones, entre ellas, las carreteras.

Existen numerosas formas de protección, tanto activas como pasivas. En principio, todas las formas de protección, y todos los diferentes materiales empleados, son válidas; cada una de ellas puede corresponder a una situación específica y ninguna de ellas puede ser rechazada a priori. En realidad la forma de protección dependerá, finalmente, del grado de riesgo aceptable. En todo caso, la mejor forma de protección es la que evita totalmente el peligro de avalanchas, como ubicar las estructuras fuera del alcance de las avalanchas, o bien ubicar las estructuras de manera subterránea.

Un buen programa de protección es aquel que cuenta con la mínima estructura necesaria para proteger en 100% el nivel de riesgo aceptable. Desafortunadamente, la bondad de un programa de control es imposible verificarla; si falla, no es bueno, y si no falla, siempre persiste la duda de si acaso el programa no está sobre dimensionado.

Todo programa de control de avalanchas requiere contar con personal experimentado en el control de avalanchas. La inexperiencia, habitualmente inicial a lo menos, suele ser costosa. En algunos aspectos del control de avalanchas la experiencia indica que es más conveniente entrenar a un técnico montañero, especialmente a personas que se manejen bien en la nieve (buen esquiador y experimentado en técnicas de seguridad en montaña), que a un profesional sin experiencia en montaña. Por muy buena voluntad que este último tenga, su acostumbramiento a los peligros inherentes a todo trabajo en el ambiente de montaña es lento y suele dificultar el entrenamiento.

En todo programa de control de avalanchas es básico conocer las condiciones de la nieve, de los aspectos del clima y meteorología, de las condiciones geotécnicas en la senda de avalanchas y de las características de diseño y operación de las diversas alternativas de protección.

3.915.102 El Plan de Control de Avalanchas. De manera general, un plan de control de avalanchas consta de las siguientes etapas:

- a. Identificación de las sendas de avalanchas y de los sitios afectados por las avalanchas (para agregar los efectos del viento de las avalanchas).
- b. Definición y construcción de las estructuras de apoyo (tales como estaciones meteorológicas o de redes para observación de nieve), en sitios libres del peligro de avalanchas o, si estos no existen, en sitios protegidos.
- c. Construcción de las estructuras permanentes en sitios libres del peligro de avalanchas o, si estos no existen, en sitios protegidos del peligro de avalanchas.
- d. Ubicación de las áreas a ser ocupadas por actividades al aire libre, y de las carreteras, en sitios libres del peligro de avalanchas o, si estos no existen, la institución de un programa activo de control de avalanchas, usualmente conocido como Operación Invierno, y que consta básicamente de: (i) un sistema de evaluación del peligro de avalanchas, (ii) el cierre temporal del acceso a ciertas áreas, (iii) eventualmente contiene un sistema de inducción artificial de avalanchas, y (iv) un eventual sistema para despejar los sitios de las acumulaciones de nieve ocasionadas por las avalanchas. El sistema de inducción de avalanchas se emplea cuando existe la seguridad de que no se ocasionará daños a personas o vehículos; en ningún caso debe emplearse como protección de estructuras fijas o de áreas habitadas.

3.915.103 El Plan de Protección de una Carretera. El plan de protección de avalanchas de una carretera debe comenzar con la concepción de la carretera. La ubicación básica de una carretera es, generalmente, definida por muchos considerandos que poco tienen que ver con las avalanchas, tales como: pendientes, curvas, suelos y afloramientos rocosos, cursos de agua, y otros. Sin embargo, los problemas de avalanchas pueden afectar sectores de la carretera en grado tal como para modificar el trazado básico

inicial. Si el peligro de avalanchas en una carretera es suficientemente importante, debe considerarse, a lo menos, la simple solución de cierres temporales de la carretera durante el invierno. Si las condiciones económicas y sociales hacen imperativo el mantener la carretera abierta todo el año, deben estimarse de manera preliminar los peligros de avalanchas, los costos de las estructuras de protección, y del mantenimiento de las protecciones y, si este análisis de costo no hace prohibitivo el empleo de la carretera durante el invierno, realizar análisis completos de los peligros de avalanchas, los diseños definitivos de las protecciones, y construirlas y mantenerlas.

La primera etapa de un plan de protección de avalanchas de una carretera es la del inventario de las sendas de avalanchas que amenazan a la carretera, ubicando las sendas de avalanchas en un plano y estableciendo las características de cada senda, tales como frecuencia o recurrencia, tipo de avalancha, distancia de corrida, profundidad de los depósitos de nieve, presiones de impacto, condiciones genéticas (en particular las condiciones climáticas o meteorológicas) y otros. En Chile, con los generalmente escasos antecedentes de nieve y avalanchas, es habitual que el inventario de las sendas de avalanchas se construya basado en algunos antecedentes climáticos, pocas observaciones de nieve y avalanchas, y diversos supuestos. Un inventario real, apoyado con observaciones de terreno, requiere de, a lo menos, tres años de observaciones de nieve y avalanchas.

En la segunda etapa, después de realizado el inventario de las sendas de avalanchas, se establece el sistema de control para cada senda, el cual consiste esencialmente de alguno de los siguientes métodos de control (o de combinaciones de métodos): (i) no hacer nada, (ii) reubicar tramos de la carretera mediante by-pass, (iii) control activo como cierre temporal de la carretera, e incluyendo eventualmente acciones como el control de tránsito, el inicio artificial de avalanchas, y otras, (iv) construcción de protecciones pasivas, tales como cobertizos, muros de deflexión, o diversas otras.

El detalle de los diversos métodos de control de avalanchas, activos y pasivos, se describe más adelante, pero a modo de introducción general se puede indicar lo que sigue.

3.915.103(1) No Hacer Nada. Una alternativa siempre posible en el control de avalanchas es el no hacer nada, y a menudo se abusa de ella; sin embargo esta es una alternativa peligrosa, y mucho más peligrosa cuando resulta de ignorar el peligro de avalanchas. Aunque la necesidad de controlar una senda de avalancha debe evaluarse según particulares aspectos económicos y sociales, generalmente no es económico controlar sendas de avalanchas en las cuales la recurrencia de avalanchas es de un período superior a 10 años. Si en sendas con estos períodos de recurrencia se emplean métodos artificiales de inducción de avalanchas puede, incluso, ocurrir que la frecuencia (y el peligro) de avalanchas aumente porque se modifica la vegetación natural que existe en la senda y sirve de anclaje al manto de nieve, o se modifican las características geotécnicas (básicamente las asperezas) de la senda.

3.915.103(2) Reubicación de Tramos de la Carretera. Cuando el terreno y el diseño de la carretera lo permite, es posible construir cortos desvíos temporales alrededor del frente de la zona de depositación de la avalancha, para ser empleados durante los días con peligro de avalanchas, o hacia aquella parte de la zona de transición donde la amplitud de la senda es menor. Adicionalmente, desvíos temporales pueden emplearse para reubicar la carretera en un sector de pendiente abierta donde es fácil despejar (botar) la nieve, en lugar de un tramo de carretera en zanja donde la nieve es difícil de limpiar.

3.915.103(3) Controles Activos. Una manera de proteger a los usuarios de las carreteras de las avalanchas es cerrando temporalmente estas durante las tormentas de nieve y algunos días después de la ocurrencia de ellas. El cierre de la carretera puede aliviarse permitiendo el paso supervisado de grupos de vehículo familiarizados con el peligro de avalanchas, en vehículos adecuadamente equipados para transitar en la nieve y con urgencias de paso, pero, en general, el cierre de carreteras debe ser estrictamente aplicado, tanto al público como a los equipos de mantenimiento.

El período de tiempo de cierre temporal de carreteras puede reducirse mediante la inducción artificial de avalanchas, aplicada durante o inmediatamente después de la tormenta de nieve. Sin embargo, lo que realmente se logra es reducir el peligro de avalanchas, puesto que ocurre a menudo que la inducción artificial de avalanchas descarga más nieve que la que normalmente caería con las avalanchas, lo cual obliga a una faena más prolongada de despeje de la nieve. Durante la inducción de avalanchas, y durante las faenas de despeje de la nieve, la carretera debe mantenerse cerrada, por lo cual las decisiones de inducción de avalanchas deben ser hechas por personas experimentadas y competentes.

El cierre temporal de la carretera, y la inducción de avalanchas, no son métodos perfectos, ni menos infalibles, de control de avalanchas; se conoce de la ocurrencia de avalanchas inesperadas aún cuando se hubieran tomado las medidas de control. Muchos de los accidentes de avalancha ocurren porque el tránsito de vehículos se ha detenido en sendas de avalanchas, porque avalanchas previas han bloqueado el camino, porque algún vehículo se ha deslizado, o por simple descanso de los conductores. La exposición al peligro de avalanchas de vehículos estacionados en la carretera puede prevenirse: (i) colocando señales de inicio y término de senda de avalancha, (ii) dirigiendo los vehículos a sitios libres del riesgo de avalanchas tan pronto estas hayan obstruido el tránsito y (iii) exigiendo a todo vehículo el empleo de adecuadas cadenas para la nieve, o de neumáticos especiales para conducir en la nieve.

El personal de mantenimiento de carreteras debe estar entrenado en las medidas de seguridad y en los procedimientos búsqueda y rescate de víctimas. El equipo de rescate debe estar disponible cerca de las áreas con peligro de avalanchas.

3.915.103(4) Controles Pasivos. Los métodos de control pasivo de sendas de avalanchas (ver sección 3.916) consisten en la construcción de diversos tipos de estructuras, generalmente costosas, de manera que se justifiquen solamente donde es necesario mantener la carretera permanentemente abierta, o bien reducir el período de cierre temporal de ella. Las estructuras para el control pasivo de avalanchas son variadas y cada una posee ventajas y desventajas. Un túnel, natural o falso es una buena y costosa protección. Los cobertizos abiertos son algo menos costosos pero tienden a obturarse de nieve transportada por el viento, suelen ser difíciles de despejar (de nieve de arrastre eólico), y suelen tener hielo sobre la capa de rodadura. Los muros de contención suelen ser de alturas y volúmenes extraordinarios (varias decenas, e incluso más de una centena de metros de altura) por lo que incluso, suele no existir el espacio necesario para su construcción. Dificultades similares suelen presentarse con los muros, o sistemas zanja-muro, que tienen el propósito de desviar avalanchas. Las estructuras para estabilizar el manto de nieve en la zona de inicio son siempre costosas, de manera que ellas son aplicables solamente cuando la zona de inicio de la avalancha es de reducida dimensión. Y así con todas las estructuras.

3.915.2 RESTRICCIÓN DE ACCESO A ÁREAS CON PELIGRO DE AVALANCHAS

3.915.201 Propósito. El propósito de un plan de control de avalanchas mediante la restricción de acceso a un área con peligro de avalanchas debe ser el siguiente, en orden de prioridad: (i) asegurar la vida e integridad de las personas, (ii) evitar o minimizar los daños a bienes. Para ello el plan restringe, o prohíbe, el acceso a un área mientras subsiste el peligro de avalanchas, pero la restricción debe operar solamente cuando el peligro es real, de otra manera el plan pierde credibilidad.

La restricción debe ser la mínima posible, lo cual requiere un buen conocimiento de las condiciones de nieve y avalanchas para restringir y abrir los accesos cuando es necesario y posible. Por otra parte, la restricción mal manejada, o excesiva, tiene un alto costo por la paralización de actividades. Es posible que algunas áreas tengan restricciones permanentes durante el invierno.

El control de avalanchas mediante un plan de restricción de acceso a un área con peligro de avalanchas permite que ocurran las avalanchas y afecten a sectores sin protección. Esto hace que posteriormente a la ocurrencia de avalanchas deba despejarse los depósitos de esta en los sectores que requieren ser habilitados, como las carreteras, lo cual es un procedimiento que consume tiempo, es difícil, y puede iniciarse tan solo cuando el peligro de avalanchas ha pasado.

3.915.202 Comando y Personal. Antes del inicio de la temporada en que comienza el peligro de avalanchas, y hasta que el peligro se haya desvanecido totalmente, debe existir un grupo de personas dedicado al control de avalanchas. Este grupo tiene por misión el realizar las observaciones meteorológicas y de nieve, definir los cierres temporales de las áreas con riesgo de avalanchas y evacuar el personal que se encuentre en ellas si es que no existen refugios seguros, determinar el empleo eventual de procedimientos de inducción artificial de avalanchas, coordinar la restricción de acceso a las áreas con peligro, coordinar el programa de despeje de la nieve y declarar el cese de las restricciones. Todo el personal del grupo de control de avalanchas debe ser instruido con respecto al potencial de avalanchas en su área de operación.

El grupo de control de avalanchas debe actuar de manera rápida y eficiente. Vale decir debe ser capaz de movilizarse y evacuar con prontitud personas, y eventualmente equipos, de las áreas con riesgo de avalanchas. Las operaciones de control de avalanchas no pueden ser planificadas con un calendario rígido. El peligro de avalancha se presenta cuando las condiciones meteorológicas y del manto de nieve son las adecuadas, de manera que el grupo de control de avalanchas debe estar dispuesto a operar en cualquier momento cuando estas condiciones se presenten.

Es muy importante que exista una clara organización en el grupo de control de avalanchas, y una absolutamente definida línea de comando en el grupo de control de avalanchas para enfrentar los peligros de avalancha cuando comienza la nieve en el período invernal. Es posible que la organización del grupo produzca algunos inconvenientes en las tareas que las personas realizan ordinariamente el resto del año, pero en los momentos de crisis, en la medida que se incrementa el peligro de avalanchas, debe estar totalmente claro quien es el responsable del mando de las operaciones y como se distribuye la responsabilidad para tomar las medidas que garanticen la seguridad de las personas y los bienes. Estas medidas deben estar definidas previamente, en un plan de lo que suele denominarse Operación Invierno, el cual es la base del entrenamiento y educación de las personas del grupo de control de avalanchas para afrontar este peligro.

Ocurre a menudo que la atención de las personas del grupo de control de avalanchas se oriente hacia problemas de equipos, técnicas y métodos de control, sin embargo, si estos no tienen el respaldo de una sólida organización con una buena comprensión de los programas de seguridad en todos los niveles de la organización, puede ocurrir que en los momentos de crisis falle todo el programa. Los superiores de la institución responsable de un área en la cual existen peligros de avalanchas (como un municipio, una industria, una carretera) tienen la responsabilidad de supervisar que un programa de control de avalanchas (y de manejo de la nieve) sea llevado a cabo adecuadamente respondiendo a las condiciones de peligro con medidas de seguridad; parece una tarea simple pero suele estar aquejada por fallas humanas. El jefe del grupo de control de avalanchas tiene la responsabilidad personal, y de su grupo, de evaluar adecuadamente los peligros y tomar las correctas medidas de seguridad; esto es una tarea difícil técnicamente y con muchas exigencias. La organización básica de un grupo de control de avalanchas es la siguiente:

- a. Jefe del grupo.
- b. Dos observadores meteorológicos en una estación básica que realiza también observaciones de nieve y recibe y analiza información de diversas fuentes (estaciones meteorológicas remotas, imágenes satelitales, datos de otras estaciones distantes). Al iniciarse el peligro de avalanchas atienden permanentemente la estación en turnos de 12 horas cada uno, o como se acuerde.
- c. Patrulla de terreno, dos personas, que recorren el área, realizan observaciones de nieve, e informan de las condiciones generales de nieve al centro meteorológico y al jefe del grupo. Es tarea de estas personas llevar al día un registro de la actividad de avalanchas en las sendas, todas las que pueden observar y estimar (durante o después de las tormentas) las avalanchas que se han producido en sendas a los que no tuvieron oportuno acceso.
- d. En cada barrera de control del acceso, dos personas permanentemente.
- e. Un jefe de los equipos de manejo de la nieve, del cual dependen los conductores de estos equipos (fresadora de nieve, motoniveladora, cargador frontal, etc.).
- f. Un jefe de mantenimiento y dos o más personas, encargadas del mantenimiento de todos los vehículos y equipos empleados en la operación del grupo de control de avalanchas.
- g. Eventualmente, dos personas encargadas de la inducción artificial de avalanchas, cuando esto se ejecuta con explosivos manejados por civiles (con el cañón con propulsión a gas u otros métodos). Si se emplea personal y artillería militar para la inducción de avalanchas, adecuada coordinación y subordinación temporal a las instrucciones del jefe del grupo de control de avalanchas.
- h. Un jefe del grupo de rescate, del cual dependen tres o cuatro personas que también conducen los vehículos orugas para la nieve. Este jefe de rescate debe relacionarse con las instituciones capaces de

atender víctimas (hospitales, consultorios, clínicas) y tener acceso a medios especiales de transporte (ambulancias, helicópteros y aviones). El jefe de rescate debe ser el jefe de las operaciones en un sitio donde ha ocurrido un accidente.

- i. Personal para rescates de víctimas de avalanchas. Aproximadamente 40 personas, que no forman parte del grupo de control de avalanchas pero que se ponen a disposición del jefe de grupo de rescate cuando se necesita. Pueden ser voluntarios de organizaciones civiles (bomberos, defensa civil, industria, otros) o miembros de las fuerzas armadas y carabineros. Estas personas deben haber sido entrenadas previamente en las técnicas de rescate, y contar con el equipo y vestuario adecuado, el cual puede estar almacenado en dependencias del grupo de control de avalanchas y movilizado a terreno según se requiera.
- j. Grupo de apoyo para el personal de rescate. Debe existir la posibilidad de contar con un grupo de personal de apoyo a las labores de rescate, para cuando estas se prolongan excesivamente y el personal en terreno deba ser reemplazado.

La experiencia enseña que, en general, es preferible reclutar al personal para el grupo de control de avalanchas entre personas que viven y trabajan en el ambiente de montaña, y entrenarlos en las técnicas de control de avalanchas, que tomar personas de las ciudades y entrenarlas en el ambiente de montaña.

Todo el personal del grupo de control de avalanchas debe evaluar permanentemente el peligro de avalanchas y sopesar ese peligro con respecto a la actividad que realiza. Esto es particularmente válido para los grandes grupos de personas que participa en las operaciones de rescate y que pueden ser ellos mismos víctimas de una nueva avalancha en una senda que ya ha causado víctimas.

3.915.203 Barreras. Debe existir alguna forma de barreras para el control del tránsito hacia y desde el área con peligro de avalanchas. Estas barreras deben contar con personal permanente, con un sistema adecuado de comunicaciones con el comando del grupo de control de avalanchas, y con la autoridad necesaria para hacer efectiva la orden de cierre del acceso al área con peligro de avalanchas proveniente del comando del grupo de control de avalanchas, y para abrir el acceso cuando así le sea ordenado. La violación a las restricciones de acceso debe ser penalizada.

El personal que opera la barrera debe permanecer informado del estado del peligro de avalanchas, de las condiciones meteorológicas y de nieve, de las condiciones de los accesos, de los requisitos a emplear por los vehículos que entran al área restringida (por ejemplo cadenas para la nieve, radiocomunicaciones, equipos para emergencias, etc.). Esto persigue varios propósitos: (i) concienciar a las personas del peligro de avalanchas, (ii) incrementar el factor de seguridad general, (iii) informar de las condiciones y peligro de avalanchas en general, y (iv) individualizar a las personas o vehículos presentes al interior del área con peligro de avalanchas y, eventualmente, conocer sus ubicaciones.

3.915.204 Vehículos y Conductores. Los vehículos del grupo de control de avalanchas, incluyendo los equipos para despejar la nieve y los de oruga para la nieve, y todos los vehículos autorizados a ingresar al área con restricciones por peligro de avalanchas, deben ser conducidos por personal con experiencia en el manejo en nieve, deben contar con equipos de radiocomunicaciones en contacto con el grupo de control de avalanchas, deben contar con diversos elementos de seguridad. Todas las personas deben contar, entre otros elementos de seguridad, con un emisor y receptor alternativo de señal de radio (llamados Pieps por uno de los primeros modelos, de origen austriaco). Los conductores deben ser instruidos de manera que anuncien, por el sistema de radiocomunicación, su paso por puntos relevantes de los accesos; aquellos que no cuentan con radiocomunicación pueden transitar solamente si lo hacen anunciando su paso en puntos de control preestablecidos con personal que si cuenta con radio como para avisar al sistema de control de avalanchas el paso de un vehículo sin radiocomunicación.

Los vehículos, tipo camioneta de tracción en las 4 ruedas o jeep, que operan en el área con peligro de avalanchas deben contar con tracción a las cuatro ruedas y transmisión manual, que es más segura en el descenso. Además, estos y todos los vehículos del grupo de control de avalanchas deben contar con equipos normalmente requeridos para el tránsito en carreteras nevadas, tales como cadena para la nieve con dientes para hielo, pala para la nieve, estrobo, y tacos, además de balizas luminosas. Los vehículos no deben ser de color blanco y se debe mantener en ellos equipos de supervivencia (sacos de

dormir, alimentos no perecibles, linternas), de rescate mínimos (2 varillas de sondeos, 2 palas para la nieve, 5 colihues con banderola, bengalas para emergencia, 2 radiolocalizadores o Pieps) como se señalan en el Numeral 3.919.202 más adelante, y de seguridad como raquetas para la nieve o esquís para el personal que las utiliza.

Además de los vehículos tipo camioneta o jeep, el grupo de control de avalanchas debe contar con a lo menos dos vehículos de oruga para desplazarse sobre la nieve, para transporte de personal (12 o 14 personas cada uno incluyendo al conductor) y de equipos, cuando las rutas están cerradas por la nieve y se producen emergencias. Estos vehículos para la nieve deben contar con un motor potente para operar en alta montaña, deben poseer orugas de a lo menos 60" de ancho, con dientes de acero para evitar el deslizamiento lateral, y contar con una pala a control hidráulico en el frente del vehículo que le permita excavar una senda en terrenos de fuerte pendiente y que pueda levantarse una buena altura cuando no es empleado. Adicionalmente a los vehículos para la nieve, el grupo de control de avalanchas debe contar con tres mototoboganes para desplazamiento rápido sobre la nieve; estos mototoboganes deben ser de una oruga, doble esquís al frente, con capacidad para el conductor y un pasajero, contar con un motor potente para operar en la alta montaña, y capaces de arrastrar un trineo liviano con algo de equipo. La conducción de los vehículos y mototoboganes requiere experiencia, de manera que todo el personal del grupo de control de avalanchas debe tener el entrenamiento adecuado para ello. Los vehículos deben contar con estanque adicional de combustible, herramientas para reparaciones y cables para unir baterías, y algunos repuestos habituales; sus depósitos de agua deben estar rellenos con líquido anticongelante. En lo posible, los vehículos deben guardarse en áreas cubiertas y algo temperadas, de manera de asegurar su rápida partida en condiciones de frío extremo en el exterior.

Los vehículos operando en un área con peligro de avalanchas no deben detenerse en las sendas de avalanchas, pero si se ven forzados a ello las personas deben observar la siguiente conducta: (i) el personal debe permanecer en el vehículo a menos que sea fácil de alcanzar, en pocos minutos, un área cercana libre de peligro de avalanchas, (ii) comunicarse por radio para avisar de la posición pedir instrucciones y auxilio, (iii) esperar en el lugar por instrucciones y (iv) obedecer las instrucciones recibidas. Todo el personal en los vehículos debe contar con ropa abrigada, calzado adecuado (sin punta de acero) y lentes como para resistir detenciones prolongadas en las áreas de peligro de avalanchas.

Medios especiales de transporte, que no integran el grupo de control de avalanchas pero a los cuales este puede tener acceso son helicópteros y aviones. En el caso de los primeros es conveniente indicar que estos normalmente no vuelan en tormentas, con viento fuerte o con escasa visibilidad, las autonomías son generalmente del orden de dos horas de vuelo, tienen restricciones de altura de vuelo, y es necesario que los pilotos tengan experiencia de vuelos en montañas. Para posarse en la nieve es preferible que los helicópteros cuenten con flotadores, puesto que los habituales esquís, o las ruedas, se hunden en la nieve fresca. Aviones equipados con esquís como para posarse en campos nevados solo existen en Chile en la Fuerza Aérea, y para que ello pueda ocurrir debe reconocerse el terreno por personal especializado antes de intentar aterrizajes.

3.915.205 Comunicaciones. Las comunicaciones son vitales para la existencia de un adecuado programa de cierre temporal de áreas con riesgos de avalanchas; toda la operación es lo suficientemente peligrosa (en particular cuando se inducen avalanchas) como para que exista un sistema infalible (por ejemplo duplicado) de comunicaciones. Todos los vehículos, equipos para despejar la nieve y los vehículos sobre orugas para operar sobre la nieve, y todo el personal del grupo de control de avalanchas, debe contar con equipos de radio en frecuencia propia y con las suficientes baterías para operar los equipos de manera autónoma durante un largo período de aislamiento. Las radiocomunicaciones deben cubrir eficientemente, a lo menos, toda el área con restricción de acceso por riesgo de avalanchas, la central de operaciones del grupo de control de avalanchas y la ubicación de los observadores meteorológicos y de nieve.

Las comunicaciones en terrenos montañosos son de por sí difíciles debido a la abrupta topografía. La experiencia señala que es preferible orientar los gastos del sistema de radiocomunicaciones invirtiendo en antenas repetidoras distribuidas apropiadamente y en sitios libres del peligro de avalanchas, antes que en sofisticados equipos de radiocomunicaciones. Las comunicaciones a través de sistemas satelitales suelen estar libres de las restricciones que impone el terreno, pero es conveniente probarlas previamente antes de adoptarlas, puesto que en sectores de terrenos muy abruptos (que pueden ser claves en el programa de control de avalanchas) también presentan restricciones de acceso a los satélites.

3.915.206 Señalización de las Rutas. Las rutas en el área con peligro de avalanchas deben señalizarse de manera tal que las señales sobresalgan por sobre la altura máxima de la nieve. Debe señalizarse, en las barreras, la condición general del peligro de avalanchas en el área, la ubicación de las rutas en el área con jalones de diversos tipo que indiquen por donde va la ruta y eviten que los vehículos se desplacen fuera de ella, las señalizaciones del inicio y término de las sendas de avalancha, y la identificación de zonas libres del riesgo de avalanchas (ver Sección 3.917).

3.915.207 Equipos para Manejo de la Nieve. La cantidad de equipos necesarios para atender condiciones de emergencias por avalanchas nunca es suficiente, pero los equipos mínimos necesarios por cada 8 a 10 km de ruta en un área de frecuentes avalanchas son los siguientes: (i) una motoniveladora, tipo CAT 16 o similar, con una pala frontal extra ancha, y con cadenas para hielo en los neumáticos, de tipo X, (ii) un bulldozer tipo D 8 o similar, con una pala frontal extra ancha y también con un balde extra grande, equipado con dientes para hielo en las orugas, aunque ello suele crear un problema de mantenimiento, (iii) un cargador frontal tipo 966 con balde de 14 yardas cúbicas, y cadenas para hielo en los neumáticos, de tipo X, y (iv) una fresadora (barrenieve) para la remoción y expulsión de la nieve fresca en las rutas. Para los equipos como motoniveladora, bulldozer y cargador frontal suelen existir accesorios especiales para la nieve ofrecidos por los mismos fabricantes, y si no es así, existen empresas dedicadas especialmente a la fabricación en serie de estos accesorios.

El éxito de un programa de despeje de la nieve precipitada y depositada por avalanchas depende en gran medida de la disponibilidad oportuna de los equipos. Por ello, durante el período invernal y de peligro de avalanchas estos equipos deben estar a entera disposición del grupo de control de avalanchas, cerca o en el área donde operarán y equipados con los elementos para el manejo de la nieve, aún cuando en otra época del año puedan reconvertirse y dedicarse a otras actividades.

3.915.208 Meteorología y Observaciones de Nieve. El propósito de las observaciones meteorológicas y de nieve es el de anticipar el desarrollo de condiciones peligrosas de avalancha, empleando las observaciones de su propia estación, utilizando la información emitida por otras estaciones en el área o región y con las cuales debe existir un programa de intercambio de datos, y con información satelital. Es conveniente resaltar que las observaciones más importantes en una estación meteorológica que opera para un programa de control de avalanchas son aquellas de la precipitación nival y del manto de nieve, esto por cuanto es común que se provea a la estación meteorológica de abundantes instrumentos para el registro de parámetros tales como viento, temperatura, presión, precipitación y otros, pero no se haga lo mismo con los equipos necesarios para las observaciones de nieve. Las observaciones de nieve a realizar para un programa de control de avalanchas, del manto de nieve, el análisis del clima de montaña se describen en las Secciones 3.903 a 3.907, mientras que la evaluación del peligro de avalanchas se describe en todas las secciones desde la 3.908 a la presente.

Un programa de control de avalanchas por restricción de acceso al área con peligro de avalancha debe contar con a lo menos una estación operada por observadores meteorológicos y de nieve, dentro del área con riesgos de avalanchas pero ubicada en un sitio tal que esté libre del riesgo de avalanchas. El acceso puede no ser permanente y puede ser posible que los observadores permanezcan aislados en la estación pero cumpliendo el plan de observaciones. Esta estación suele estar en el fondo de un valle, y ser de relativamente fácil acceso en condiciones sin nieve o con poca nieve. La estación debe contar con sistemas de registro automático de datos y de las señales recibidas de otras fuentes. Adicionalmente, es necesario que exista una estación remota en altura, en la cumbre de los cerros o cordones montañosos, a lo menos con sensores de dirección y velocidad de viento, temperatura, precipitación y colchón de nieve, transmitiendo permanentemente datos (frecuencia, por ejemplo, de 5 a 10 minutos) a la estación madre en el fondo del valle. La estación madre debe contar con registradores para almacenar los datos transmitidos por la estación remota.

3.915.209 Inducción Artificial de Avalanchas. La inducción artificial de avalanchas suele ser parte de un programa de restricción de acceso y tiene dos finalidades, probar que las condiciones en el manto de nieve son estables y que no ocurrirán avalanchas, de manera de terminar con las restricciones, o bien desprender la nieve inestable, de manera que se pueda adelantar el término de la restricción provocando avalanchas. Existen diversas formas de inducir avalanchas las cuales se analizan en el Tópico 3.915.3.

3.915.210 Despeje de Caminos. El diseño de cualquier camino, o carretera, en áreas con peligro de avalanchas y, por lo mismo, donde naturalmente se acumula nieve, debe considerar, hasta donde sea posible, lo siguiente para facilitar el despeje de la nieve:

- a. Evitar ubicar el camino en el fondo del valle o en terreno plano. Esto hace que los equipos que limpian la nieve la acumulen necesariamente a ambos lados del camino, de manera que allí se van formando barreras de nieve de algunos metros de altura que, finalmente, impiden continuar limpiando y obligan a abrir senderos para transportar y botar la nieve en sitios designados; una faena sumamente lenta y costosa. Adicionalmente, los fondos de valles son los sitios preferidos de depositación de las avalanchas (sobre todo cuando son estrechos) produciendo las mayores acumulaciones de nieve y siendo estos los lugares de mayor amplitud de las sendas.
- b. Ubicar preferentemente los caminos en laderas, por sobre el fondo del valle y donde los equipos trabajando en el despeje de la nieve pueden botar la nieve continuamente y de manera fácil hacia el lado del valle. En todo caso, es conveniente señalar la ubicación de botaderos en sitios sin barreras de contención (cuando estas existen), para evitar (o reducir) el deterioro a las barreras y señales sepultadas por la nieve que los equipos de limpieza de nieve suelen ocasionar.
- c. Evitar, hasta donde sea posible, el diseñar caminos ascendentes con curvas cerradas. Los equipos que botan la nieve hacia el valle lo harán sobre el trazado del camino bajo la curva, obligando a un trabajo adicional. Si los equipos de limpieza de nieve vienen ascendiendo por un camino con curvas en pendientes, significa que volverán a bloquear el camino detrás de ellos y que ya han despejado.
- d. Por lo anterior, y de ser posible, facilita enormemente los trabajos de limpieza de la nieve si los equipos trabajan descendiendo en un camino con pendiente. Debido a esto, al decidir el sitio de estacionamiento del parque de equipo para la limpieza de la nieve, es conveniente ubicar este lugar tan alto como sea posible dentro del sector que deban despejar.
- e. Los equipos que trabajan en el despeje de la nieve van abriendo, inicialmente, solo una trocha en la nieve, donde pueden trabajar simultáneamente solo unos pocos elementos, mientras el resto permanece necesariamente ocioso o colabora a ampliar la senda trabajando detrás del equipo en punta. Para evitar esto, en un camino largo en un área de peligro de avalanchas debe distribuirse y estacionarse el equipo en diversos puntos a lo largo del camino, de manera que todo ellos puedan operar simultáneamente con la máxima eficiencia.
- f. La limpieza de la nieve fresca debe iniciarse tan pronto exista la acumulación mínima de nieve que permita operar a los equipos de limpieza (generalmente más de 10 cm de nieve), y continuar la limpieza mientras subsista nieve en el camino o hasta que el jefe del grupo de control de nieve ordene el cierre de las actividades por peligros de avalanchas. Es mucho más simple, rápido y eficiente limpiar repetidas veces pequeñas acumulaciones de nieve, que esperar hasta que se produzcan acumulaciones importantes de nieve antes de comenzar las faenas de despeje.

3.915.211 Rescate y Primeros Auxilios. Un programa de control de avalanchas por restricciones de acceso a un área con peligro de avalanchas debe contar con un equipo mínimo de elementos de rescate y primeros auxilios para víctimas de avalanchas. Este equipo se lista en el Numeral 3.919.102. El equipo debe estar almacenado en un depósito dedicado, cercano al área con peligro de avalanchas, y operado por el grupo de control de avalanchas.

3.915.3 INDUCCION DE AVALANCHAS

3.915.301 La Técnica de Inducción Artificial de Avalanchas.

3.915.301(1) El método de Inducción de Avalanchas. El desprendimiento artificial de avalanchas es un método utilizado desde tiempos muy antiguos para la prevención de accidentes ocasionados por avalanchas en áreas turísticas abiertas, como centros de esquí y rutas de transporte terrestre. El método consiste en la aplicación de solicitaciones externas capaces de desequilibrar la estabilidad del manto de nieve y se utiliza, esencialmente, para: (i) tratar de impedir acumulaciones mayores de nieve, intentando descargar las pendientes durante las tormentas, provocando, en lo posible, avalanchas menores y sucesivas avalanchas en determinados momentos, en lugar de avalanchas mayores de ocurrencia incierta

y (ii) que, en el caso de detectarse una condición de peligro de avalancha en cierto sector, provocarla para así poder operar en ese sector sin la amenaza de avalanchas. En ambos casos debe restringirse el acceso al área en la cual se intenta provocar avalanchas y siempre se corre el riesgo de provocar avalanchas mayores, o de provocar avalanchas en sendas que normalmente no se activarían. En cualquier caso, las estructuras ubicadas en la senda pueden ser afectadas, dependiendo de la magnitud de la avalancha provocada y de su distancia de corrida

Porque el método genera avalanchas, y porque tarde o temprano se iniciara con él una avalancha mayor, el método de inducción de avalanchas no debe emplearse como método principal de protección de avalanchas para personas y estructuras, aunque se suponga que genera solo avalanchas menores. Adicionalmente, existen numerosas evidencias en cuanto a que ningún programa de inducción de avalanchas es 100% efectivo. Por ello también, ningún método de inducción de avalanchas debe ser empleado para proteger estructuras fijas o áreas habitadas; cuando esto se realiza con la esperanza de reducir el peligro y, probablemente, extender la vida de las estructuras, las personas que son responsables de la inducción de avalanchas deben ser expresamente exoneradas de las responsabilidades legales por eventuales daños a estructuras y estas deben ser asumidas por quien toma la decisión de utilizar el método de inducción de avalanchas como mecanismo de control de ellas.

3.915.301(2) El Efecto de la Inducción Artificial. Por ser su acción de carácter transitorio, es decir, luego de efectuado un desprendimiento artificial el peligro de avalanchas puede volver a presentarse, es que este tipo de defensa es solamente un método de protección temporal. La zona amenazada puede ser considerada, por un período de duración determinada, como zona en la que el peligro es razonablemente bajo, luego de efectuado un control satisfactorio. El método tiene una restricción importante: no se puede impedir el desprendimiento de una avalancha, solo se intenta elegir el momento en que se producirá.

El método de desprendimiento artificial comprende varias etapas, las que deben abordarse rigurosamente: (i) evaluación del peligro de avalanchas en función de las condiciones climáticas y del conocimiento de las condiciones del manto de nieve y del terreno, (ii) pruebas en terreno de la estabilidad del manto de nieve, (iii) interpretación de pronósticos meteorológicos, (iv) historial de avalanchas en cada senda y otros (ver Secciones 3.908, 3.911 y 3.912).

3.915.301(3) Criterios de Selección del Sistema de Inducción. La decisión respecto a que sistema de inducción artificial de avalanchas debe emplearse, dependerá de la posibilidad que ofrezca el método de cubrir un área extensa de la zona de inicio, de la evaluación del efecto de la explosión, del peligro asociado a la generación de avalanchas, del monto de inversiones, y otros. Existen diferentes métodos e inducción de avalanchas, desde los simples y económicos como la compactación de la nieve con esquíes, o el corte de placas de nieve con esquíes, pasando por los comúnmente empleados de colocar cargas explosivas de manera manual o con artillería, hasta más sofisticados como el empleo de sistemas Catex o Gazex. El inicio de avalanchas mediante el empleo de explosivos, y los sistemas Catex y Gazex, utilizan, como sollicitación externa para romper el equilibrio del manto de nieve, el efecto de las ondas de choque de una explosión.

3.915.302 Efectos de Explosiones Artificiales en el Manto de Nieve.

3.915.302(1) Consideraciones Generales. La nieve es un cuerpo poroso y poco denso que amortigua rápidamente las ondas de choque. Una onda se transmite mejor de un medio a otro, en la medida que las impedancias de choque de los medios se encuentren próximos. La impedancia de choque es igual al producto de la densidad del cuerpo considerado antes del efecto de la onda de choque, y la velocidad de propagación del choque. De este modo, como el manto de nieve tiene densidades que varían normalmente entre 70 y 500 kg/m con una velocidad de propagación de choque comprendida en el rango de 100 a 2.000 m/s y para el explosivo la densidad es del orden de 1.500 kg/m y velocidad de propagación entre 2.000 y 8.000 m/s, las impedancias de choque entre los dos cuerpos difieren al menos en un factor 10; en general el explosivo se adapta mal a la nieve y conviene emplear el explosivo de menor velocidad de onda.

Para abatir una cornisa por ejemplo, se necesita mucho más explosivo que para abatir una roca del mismo tamaño. Entonces, la utilización de explosivo en la nieve tiene interés práctico, exclusivamente, en razón de las facilidades de su empleo en el terreno, de la gran cantidad de energía que contiene (del orden de 1.000 calorías por gramo), y de sus diferentes modos de empleo.

Recomendaciones generales para el empleo de cargas explosivas son las siguientes: (i) en una ladera muy ancha, es más económico y eficaz controlar las avalanchas a través de varias cargas pequeñas y no mediante una sola y que utilice una gran cantidad de explosivo, (ii) se estiman razonables cantidades de explosivos comprendidas en el rango de 1 a 7 kg, (iii) la eficacia del control aumentará si las explosiones son simultáneas, (iii) en lo posible, las cargas deben situarse en zonas inestables como aumentos bruscos de pendientes, zonas resbaladizas, y otros.

El empleo de explosivos debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a. El uso intensivo de explosiones para iniciar avalanchas solo se justifica cuando incertidumbres respecto a la ocurrencia de avalanchas no pueden ser toleradas.
- b. El uso de explosivos debe realizarse considerando otros antecedentes, como las condiciones del manto de nieve, de nieve fresca, meteorológicas, etc.
- c. La aplicación de explosiones debe hacerse donde existan las mejores posibilidades de respuestas positivas en el manto de nieve, considerando cotas y aspectos.
- d. La aplicación de explosiones debe orientarse a aquellos puntos de mayor inestabilidad del manto de nieve, como mayores acumulaciones de nieve fresca. Si algún punto de las aplicaciones no produce las avalanchas que si se producen en otros puntos de características similares, volver a aplicar explosiones al punto sin respuesta hasta asegurar la estabilidad del manto de nieve.

3.915.302(2) Efectos de una Onda de Choque. La detonación provoca una onda de choque y una gran cantidad de gases calientes. La onda de choque se propaga en la nieve, en el suelo y sobre todo en el aire. El estampido que se escucha es una señal acústica.

Las ondas de presiones en la nieve, provocan los siguientes efectos:

- a. quiebre de los estratos de nieve y costras de hielo y ruptura de anclajes,
- b. ruptura de las dendritas de los cristales de nieve y de los cuellos entre cristales, soltando los cristales y granos de hielo,
- c. vibración de la nieve, provocando una disminución de su resistencia al cizallamiento, siendo éste, el efecto más importante de la explosión.

La resistencia al cizallamiento disminuye en la medida que la cohesión de la nieve decrece, aumentando la inestabilidad mientras más suelta se encuentre la nieve. Por otra parte, si se inicia un movimiento en la nieve, la resistencia al cizallamiento disminuye aún más y la inestabilidad se acrecienta.

El gas de la explosión crea localmente una fuerte presión, seguida de una gran descompresión, esto provoca una proyección de la nieve formándose un cráter en el manto de nieve y, al caer el material proyectado, aparecen otras sobrecargas secundarias, ladera abajo de la zona de tiro. El cráter en el manto abarca toda la zona que ha sufrido una fragmentación o deformación plástica permanente. Más allá del cráter no hay deformación permanente en la nieve y solo podrán producirse vibraciones elásticas de la estructura y desplazamiento del aire en los intersticios.

Una parte de la nieve bajo el cráter es compactada y estabilizado localmente, pero esto no involucra más que un volumen muy escaso del total del manto que ha sido sacudido por la explosión.

La nieve es muy efectiva en el proceso de atenuación de una perturbación explosiva, por lo que su influencia tiende a ser más localizada o puntual que una explosión similar lograda en la superficie del manto de nieve o en el aire.

Si se necesita abarcar una gran área con el efecto de una explosión, será conveniente hacer explotar el tiro en el aire.

3.915.302(3) Efecto de una Explosión en el Manto de Nieve. La explosión de una carga explosiva en el manto de nieve produce presiones y fracturas que se propagan hacia afuera del cráter de explosión y que se continúan ampliando y propagando hacia los sectores de debilidad del manto de nieve hasta que, eventualmente, todo o una parte del manto se desprende y desliza. Este es el efecto más importante de las explosiones, y el fracturamiento se acrecienta por otros efectos, el de empuje y el de ondas de cizalle.

El mejor efecto de empuje, o de levante si la explosión ocurre en la profundidad, sobre el manto de nieve se obtiene cuando la velocidad del explosivo se asimila a la velocidad de una onda sonora en la nieve, esta última es tan baja que es difícil encontrar un explosivo con estas características y que funciones adecuadamente en ambientes de cierta humedad. Generalmente no se presta mucha atención a este aspecto de los explosivos y se emplean explosivos 10 o más veces más rápidos que la velocidad de onda en la nieve. Si bien esto puede ser poco relevante en el manto de nieve fresca, lo es en cornisas de nieve, donde la nieve es más densa y de mejor características mecánicas, de manera que en este último caso debe emplearse, preferentemente, explosivos de baja velocidad.

Esencialmente por su baja densidad y alta porosidad, la nieve es un pobre conductor de ondas de cizalle (o de corte); además, por las características elásticas, absorbe esfuerzos rápidos con poca deformación. Por ello relativamente poca energía de una explosión se transmite a través del manto de nieve por ondas de corte; en realidad parte importante de las perturbaciones que afectan al manto se propagan por el suelo o por el aire. Aún así, las ondas de cizalle colaboran alrededor del cráter de la explosión en la propagación de las fracturas.

Las ondas de una explosión que se propagan por el suelo suelen ser importantes iniciadores de avalanchas. Por ejemplo, es común el caso de detonaciones en afloramientos de rocas que inician avalanchas en mantos de rocas vecinos, y veces distantes también. También la propagación de ondas en el aire es eficiente en la inducción de avalanchas, como se señala a continuación. Casos especiales de ondas sonoras que pueden iniciar avalanchas son aquellas producidas por motores de aviones o helicópteros.

3.915.302(4) Efecto en el Manto de Nieve de una Explosión en el Aire. Una carga explosiva que detona en el aire, sobre una superficie de nieve, ejerce una onda de presión que se propaga esféricamente. Al tocar la nieve, se produce una reflexión de la onda por la superficie y la onda que se propaga se ve, así, reforzada por un efecto de confinamiento.

La reflexión de una onda sobre una superficie varía según el ángulo de incidencia, por lo que la presión que se produce en un punto de la superficie de la nieve, varía con la distancia a la proyección perpendicular en el manto (d), del punto de explosión y también con la altura (h) a que este último se encuentre (véase Lámina 3.915.302.A).

Una forma de evaluar la eficacia de los sistemas de inicio artificial de avalanchas es estimando la presión que ellos logran ejercer sobre la superficie del manto de nieve, por la onda de choque súbita que produce la explosión. En general, los efectos de una explosión varían en función de la raíz cúbica de la masa equivalente (W) de TNT del explosivo empleado.

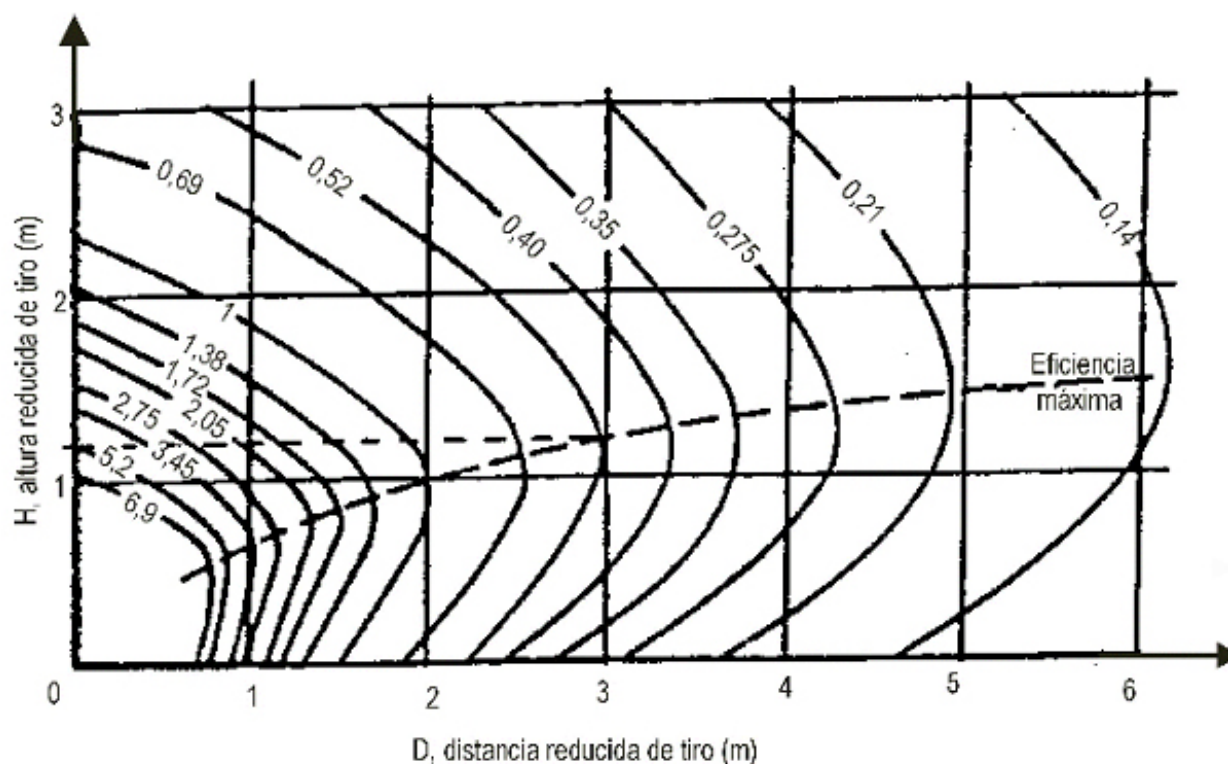
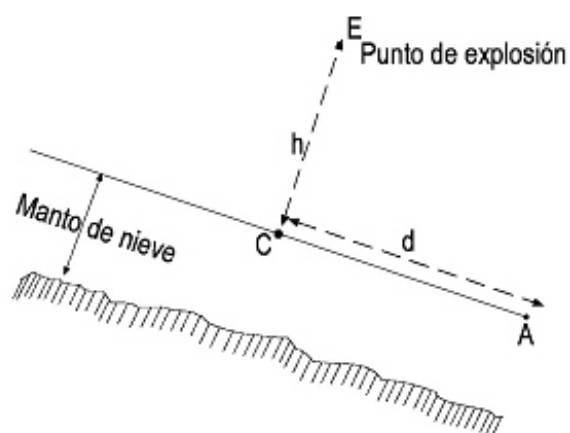
Así, por ejemplo, si en la Lámina 3.915.302.A la distancia $d = 3$ m y la carga utilizada (W) es de 1 kg de TNT, la presión en ese punto de la superficie del manto de nieve será:

- 0,30 bar si la explosión es en la superficie,
- 0,40 bar si la explosión es a 0,5 m de altura,
- 0,50 bar si la explosión es a 1,15 m de altura,
- 0,35 bar si la explosión es a 2,25 m de altura,
- 0,27 bar si la explosión es a 3,0 m de altura,

de lo que resulta que la máxima presión a una distancia de 3 m de la proyección del punto de explosión de una carga de 1 kg de TNT, se obtiene a una altura de tiro de 1,15 m. Lo anterior se puede ilustrar con el siguiente ejemplo: ¿A qué distancia de la superficie de la nieve debe explotar una carga de 3,6 kg de TNT en una senda de 10 m de ancho?. Para obtener la máxima presión en los bordes de una senda, condición óptima teórica de tiro y si la carga se ubica al medio de la senda, entonces $d = 5$ m y la distancia reducida de tiro será:

$$D = 5,00 / 3,26^{0,33} = 3,38 \text{ m}$$

Trasladando este valor a las abscisas en el gráfico de la Lámina 3.915.302.A, se obtiene una eficacia máxima de presión, de 0,39 bar, para una altura reducida de tiro (H) de 1,3 m, vale decir, una altura real (h) sobre el terreno igual a:



W = Equivalente en kg de TNT de la carga explosiva.

$$D = \frac{d}{\sqrt[3]{W}}$$

$$H = \frac{h}{\sqrt[3]{W}}$$

$$h = 1,3 \times 3,6^{0,33} = 2,0 \text{ m}$$

A modo de comparación de presiones, 0,03 bar lo ejerce un esquiador liviano detenido o en recorrido recto. 0,14 bar de presión lo ejerce un esquiador normal efectuando un viraje. Estos son los rangos de presiones que suelen emplearse en centros de esquí para evitar avalanchas generadas por los propios esquiadores, donde se considera que alcanzar más de 0,14 bar es un derroche de explosivos, mientras que alcanzar menos de 0,03 bar no es eficiente para la generación de avalanchas. Para la inducción de avalanchas sobre carreteras, u otras estructuras, es habitual emplear presiones superiores a 2 bar.

3.915.302(5) Selección de Explosivos. Existen diferentes tipos de explosivos en el mercado, que pueden emplearse para la inducción de avalanchas. Cada uno ofrece ventajas y desventajas que tienen que ver con la eficiencia, seguridad, almacenamiento, manejo y costos.

La eficiencia del explosivo está determinada principalmente por la velocidad de detonación y por su densidad. La velocidad de detonación es la velocidad (en m/s) a la cual una onda de detonación representando un frente de choque, se propaga a través del material explosivo. La densidad es la relación masa-volumen del explosivo, medida en gramos por centímetro cúbico. La velocidad de detonación y la densidad determinan la presión de detonación, que es la presión en el frente de la detonación y es máxima donde la onda de detonación a pasado por todo el explosivo e ingresa al medio confinante (en este caso nieve o aire). En general, la presión de detonación es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad de detonación y a la densidad, de manera que un explosivo que es el doble más rápido que otro de densidad similar posee cuatro veces más presión de detonación. Todos los proveedores de explosivos entregan la información de velocidad de detonación, densidad y presión de detonación.

Es común que las personas que trabajan con explosivos tiendan a utilizar aquellos con mayor presión de detonación y los explosivos más densos y más rápidos. Sin embargo, para explosiones dentro del manto de nieve deben emplearse explosivos lentos, a menos que se pretenda detonar las cargas en la superficie el manto de nieve o en el aire.

En la selección del explosivo debe observarse lo siguiente:

- a. El explosivo y el sistema de detonación deben ser seguros, simples y fáciles de emplear en las rigurosas condiciones de nieve en invierno.
- b. El explosivo debe ser resistente a la humedad, el frío, la escarcha y otros elementos del ambiente de invierno.
- c. Las fallas deben ser poco frecuentes, y si un explosivo no detonado se pierde en una pendiente y queda expuesto a los elementos del clima, no debe ser sensitivo a los golpes.
- d. El explosivo debe estar empaquetado en cartuchos, no a granel.
- e. El explosivo debe ser razonablemente poco tóxico para el uso normal en espacios abiertos.
- f. El explosivo debe ser de alta densidad para reducir el tamaño de las cargas en terreno.

El explosivo más empleado en el trabajo de inducción de avalanchas con explosivos colocados o lanzados manualmente son los cartuchos de alta densidad de TNT u otros ingredientes similares. El TNT tiene la particularidad de reaccionar con el oxígeno de la atmósfera, lo cual mejora la energía de la detonación. La explosión de TNT deja un cráter teñido de negro pero, como ventaja, no es muy sensible a los golpes, es relativamente poco tóxico y es razonablemente resistente a la humedad y el frío. Para lograr una confiable detonación de TNT debe emplearse un detonador con un explosivo más sensible.

3.915.302(6) Uso de Explosivos. La eficiencia en el empleo de explosivos se logra seleccionando la menor cantidad de explosivo necesaria para iniciar una avalancha, detonando la carga en el punto más sensitivo del manto de nieve (de menor estabilidad), y mediante un adecuado control de los tiempos de detonación de diferentes cargas. La carga habitual empleada en el trabajo de avalanchas es de 1 kg de TNT o su equivalente, y a ella se la denomina una carga estándar. Pero a menudo son necesarias cargas diferentes, para lo cual la experiencia de terreno indica lo siguiente:

- a. Cargas de más de 2 kg, detonadas en el manto de nieve, crean inestabilidad en la nieve fresca y en placas marginalmente estables y provocan avalanchas que en condiciones normales probablemente no se producirían.
- b. Las cargas de los explosivos diferentes del TNT deben adecuarse a las presiones de detonación del TNT. Por ejemplo 2 kg de un explosivo con la mitad de la presión de detonación del TNT equivale a una carga estándar de 1 kg de TNT.
- c. La eficiencia de cargas detonadas en la superficie del manto está determinada por la presión de detonación.
- d. El radio de influencia de una carga estándar de 1 kg suele ser del orden de 10 m, aunque la perturbación se propaga bastante más. Duplicar la carga incrementa el radio e influencia por la raíz cuadrada de 2, vale decir algo más del 40, y así sucesivamente con los aumentos de carga en un punto. Por ello, es preferible colocar varias cargas, por ejemplo de 1 kg, separadas unos 20 m entre sí.
- e. Es conveniente tener presente que pueden generarse avalanchas, por efecto de las explosiones, incluso algunas horas después de las detonaciones aunque, afortunadamente, esto ocurre con poca frecuencia.

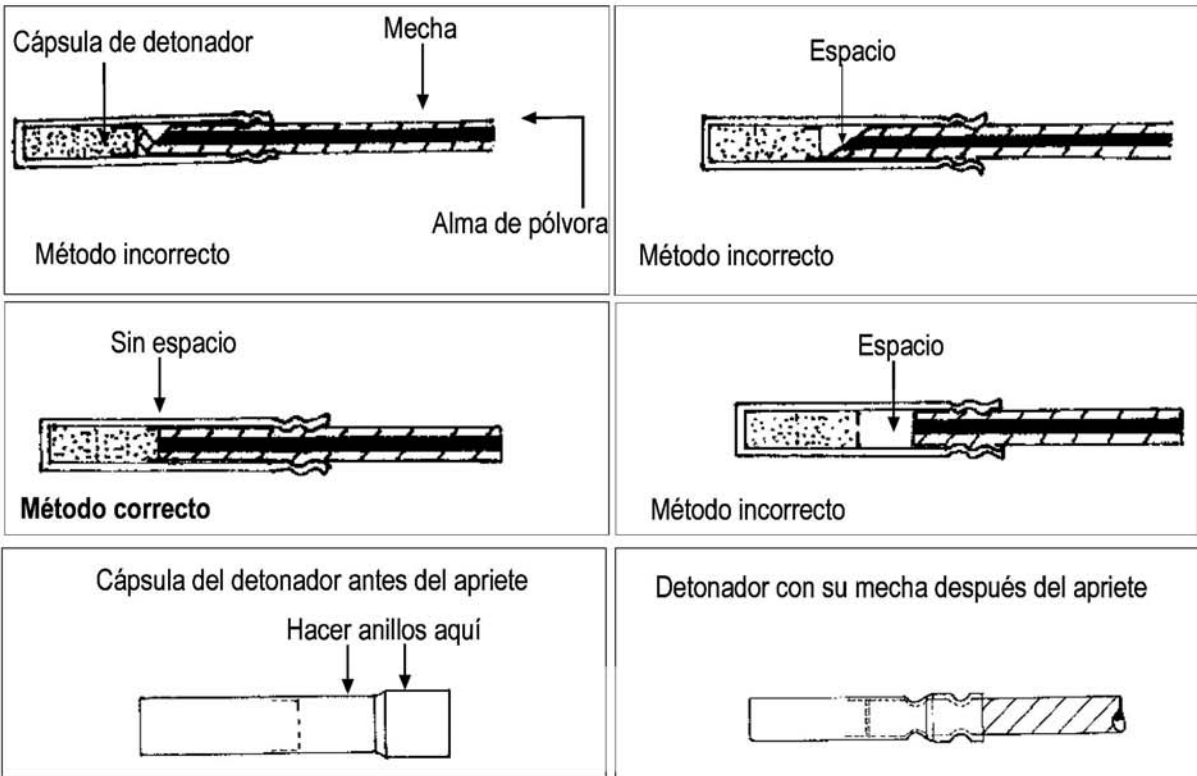
Las explosiones para el control de avalanchas se basan en detonadores no eléctricos, para evitar los efectos de inducir la detonación que provoca la electricidad estática común en las tormentas, porque cerca de las cumbres de los cordones montañosos suelen existir campos eléctricos de alta intensidad, y porque la detonación eléctrica es conveniente en buenas condiciones climáticas pero es poco práctica en pobres condiciones meteorológicas.

Los detonadores son pequeñas cápsulas que contienen un explosivo más sensible al calor y los golpes que el TNT y que se insertan en el cartucho con explosivos para detonarlos [ver Lámina 3.915.302.B, Figura a)]. Los fulminantes se inician con fusibles de seguridad, que son mechas a fuego que activan el detonador, lo que produce la detonación de todo el cartucho de TNT. Es conveniente emplear un detonador que funcione con seguridad en las condiciones rigurosas de montaña en invierno (humedad y frío). El fusible de seguridad es un cordón (o mecha), que se adhiere en terreno al detonador (con un alicate de diseño especial); al aplicarle fuego, se quema con una velocidad de unos 0,5 m/minuto; el fuego llega al fulminante, se inicia la explosión de este y la explosión se propaga a la carga de TNT. Es común usar longitud de fusibles para tiempos mínimos de detonación de 90 segundos, lo cual permite a una persona experimentada en el uso de explosivos encender la mecha dos veces. Si la ruta de escape es complicada, es conveniente emplear fusibles más largos. El fusible debe ser de la mejor calidad y de alta resistencia al agua.

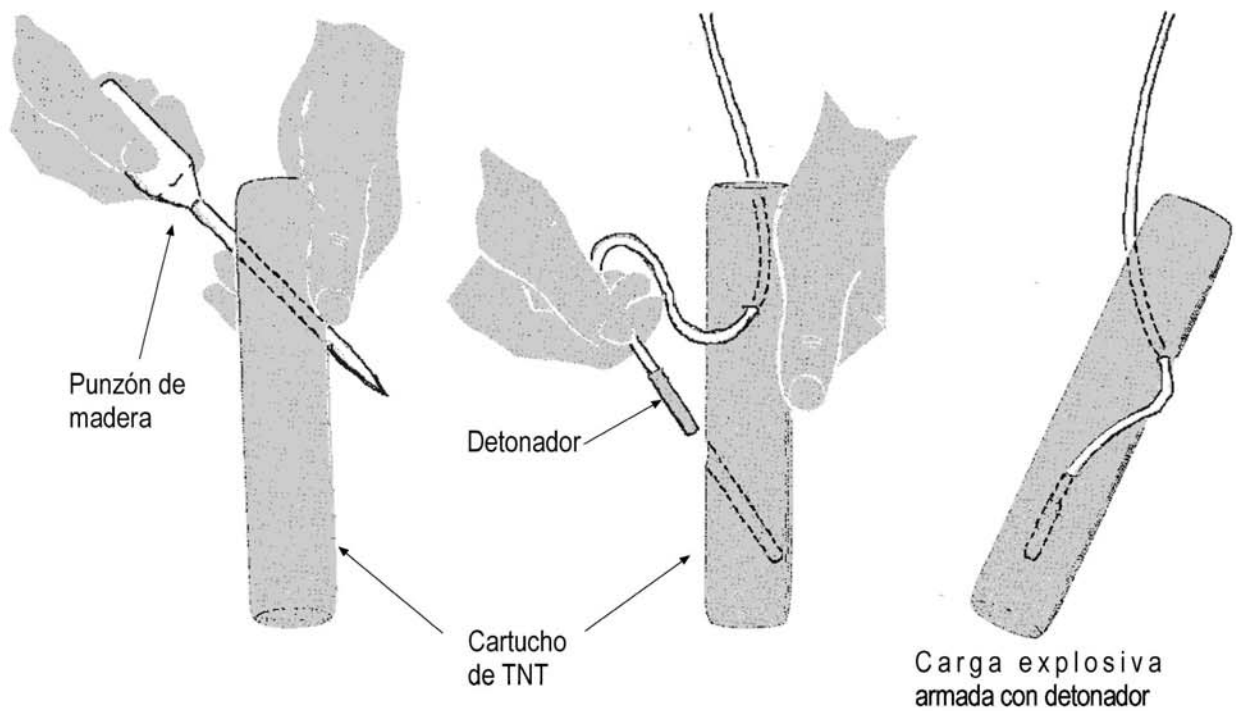
Al armar el detonador es importante que el corte de la mecha sea fresco y recto, de manera que al insertarlo en la cápsula del detonador no quede espacio entre la mecha y el fulminante al interior (motivo habitual de falla del detonador). También es importante que la mecha esté firmemente adherida a la cápsula, de manera que no se suelte durante el manejo e inserción en el cartucho de TNT. Al apretar la mecha en el extremo de la cápsula del detonador debe ponerse extremo cuidado de no apretar la parte de la cápsula que contiene explosivo; esto puede iniciar una explosión del detonador. Para introducir el detonador en un cartucho de TNT es preciso perforar éste, lo cual se hace con un punzón de madera (no de acero, para evitar chispas que pudieran detonar accidentalmente la carga), y pasar el detonador por las perforaciones, como se muestra en Lámina 3.915.302.B, Fig. b); finalmente se asegura la adhesión del detonador a la mezcla de TNT en el cartucho, ejerciendo una leve presión sobre las paredes del cartucho.

3.915.302(7) Medidas de Seguridad en el Manejo de Explosivos. Las presentes notas no pretenden ser un instructivo para el manejo de explosivos en la inducción de avalanchas; las personas que realizan esto deben tener amplia experiencia en el uso y manejo de los explosivos, adquirida en cursos y ensayos prácticos, y de trabajo supervisado por, y en compañía de personas que sí poseen la experiencia. En todo caso, las normas mínimas de seguridad son las siguientes:

- a. Obedecer la reglamentación existente respecto al transporte, almacenamiento y uso de explosivos.
- b. No debe intentarse inducir una avalancha hasta que exista total certeza que no existen personas o vehículos en toda la senda de avalancha, ni tampoco en senda vecinas que podrían activarse por las explosiones.



a) Armado del detonador (no eléctrico) y la mecha.



b) Armado de carga explosiva. Inserción del detonador en cartuchos de TNT.

- c. Deben colocarse guardias de seguridad en todos los accesos a la senda de avalancha que se intenta activar, y en las sendas vecinas.
- d. El manejo de los explosivos debe hacerse con extremas precauciones.
- e. El equipo de las explosiones debe consistir de una persona a cargo de las detonaciones (denominada jefe de las explosiones) y, al menos, un ayudante, todos con experiencia en el manejo de explosivos, en buenas condiciones físicas, y buenos esquiadores y montañeros. La colocación de las cargas explosivas, y toda la operación, es de responsabilidad del jefe de las explosiones.
- f. Los explosivos deben funcionar adecuadamente incluso con un año de antigüedad en el almacenaje, pero su antigüedad no debiera ser mayor que un año; en otras palabras, al inicio de la temporada de avalanchas debe adquirirse y almacenarse una nueva partida de explosivos. Los explosivos no deben guardarse en paquetes metálicos y deben ser resistentes a la humedad y el frío.
- g. No deben emplearse detonadores eléctricos. Los detonadores deben ser elementos probados en los rigores de la montaña en invierno. Los detonadores deben protegerse de golpes durante el transporte y armado. Las mechas deben ser lo suficientemente largas para posibilitar la fácil evacuación del equipo de explosivos. El armado de los detonadores a las cargas explosivas debe postergarse hasta completar todas las otras tareas de la operación.
- h. La mecha debe encenderse solamente cuando todo el equipo de explosiones ha tomado la posición de seguridad y las cargas deben arrojarse inmediatamente cuando ese es el procedimiento empleado para el inicio de avalanchas.

3.915.303 Inducción con Métodos Manuales. Los métodos manuales de inicios de avalancha son, esencialmente, la compactación de la nieve con esquís o zapatos y el corte de placas de nieve, también con esquís; ambos métodos son aplicables solamente a áreas muy pequeñas y de fácil acceso durante y después de tormentas de nieve. Se suelen usar sobre pequeñas superficies en centros de esquí.

3.915.303(1) Compactación de la Nieve. La compactación, que evita (no induce) avalanchas, se logra apisonando la nieve, con esquís o simplemente con los zapatos, para lograr su densificación y mejorar la resistencia mecánica. Es un excelente método de mejorar la estabilidad de la nieve, pero con grandes esfuerzos de grupos de personas trabajando en equipo. Por lo mismo, es aplicable solamente a áreas muy pequeñas y de acceso simple. Lo más conveniente es comenzar la compactación desde arriba hacia abajo, primero empleando esquís, en lo posible cortos y con pieles antideslizantes, para luego terminar la compactación con los zapatos. No es necesario compactar toda la zona de inicio de avalanchas: puede hacerse en bandas paralelas a la línea de máxima pendiente, dejando bandas de algunos metros de ancho sin compactar. La compactación debe hacerse varias veces durante la temporada invernal, en lo posible después de cada tormenta con nieve fresca.

La compactación debe hacerse por personal con experiencia en los peligros de avalanchas y tomando las medidas de seguridad adecuadas (cuerdas y arnés de seguridad, Pieps, varillas de sondajes, palas para nieve, etc.). Antes de la compactación es conveniente revisar la estabilidad de la nieve con el tránsito de un solo esquiador muy experimentado esquiando en descenso, o mediante el empleo de explosivos.

3.915.303(2) Corte de Placas de Nieve con Esquís. El método más directo y económico de probar la estabilidad de la nieve y, eventualmente, provocar desprendimientos artificiales de avalanchas, pero no sin riesgo y limitado en su efecto, es la técnica de corte de la nieve en esquís. En una emergencia, este método puede ser empleado pero sólo por esquiadores expertos. En este método, un equipo de tres o cuatro esquiadores esquía en bajada por la zona de inicio de avalanchas haciendo amplias y profundas curvas, cortando con ellas tanto como sea posible el manto de nieve, con el propósito de reducir la resistencia mecánica del manto de nieve en las trayectorias de los esquís. Esto permite probar la estabilidad de la nieve en una zona relativamente amplia, sin embargo el método involucra riesgos y no debe emplearse donde los esquiadores se exponen a toda la fuerza de grandes avalanchas. La prueba con esquís resulta razonable en nieve fresca, pero en general produce pobres resultados en placas de nieve.

La prueba de esquí puede hacerse descendiendo los esquiadores de a uno, mientras los otros observan desde lugares seguros, o bien descendiendo en parejas con seguro de cuerdas entre ambos. Esto último requiere un gran dominio de los esquíes por ambos esquiadores. En general, la prueba supone que, si se inicia una avalancha, los esquiadores pueden escapar de ella imprimiendo velocidad a los esquíes en una trayectoria descendente y oblicua que los aleje rápidamente de la senda de avalanchas. Las medidas básicas de seguridad son: (i) nunca hacer pruebas de esquí solo, (ii) contar todos los esquiadores con Pieps en posición de transmitir, (iii) emplear cuerdas de montaña (tipo 11 mm, con arnés de seguridad y mosquetón) y otros métodos de seguridad (por ejemplo, cintas en los bastones de esquí), (iv) contar con varillas de sondeos y palas para la nieve, (v) esquiar en tramos relativamente cortos, llegando a puntos seguros para las paradas, (vi) no hacer pruebas de esquí si la profundidad de nieve fresca es mucho mayor que la observada en (o estimada por) estaciones meteorológicas.

3.915.304 Inducción con Explosivos Colocados, o Lanzados, Manualmente. Los métodos más difundidos y utilizados, hasta poco tiempo atrás, para la inducción artificial de avalanchas mediante la presión ejercida por la detonación de una carga explosiva se describen de manera general a continuación.

3.915.304(1) Lanzamiento de Cargas Explosivas. Empleada por largo tiempo, esta técnica necesita poder acceder en forma segura al lugar de lanzamiento, lugar que debe quedar fuera del área de influencia del desprendimiento que se intenta provocar y por sobre este. La carga se lanza hacia abajo desde una posición segura, habitualmente la cumbre de un cordón. La mecha de la carga debe ser de longitud adecuada para que la carga explote cuando llega (o pasa) por el punto del manto de nieve en el cual se intenta activar la avalancha, esta distancia no debe ser inferior a 30 m, para no afectar al lanzador si este no puede moverse rápido hacia el sitio de refugio. La carga es lanzada por el jefe de explosiones una vez que el resto de las personas del equipo haya buscado refugio. Una precaución esencial es amarrar la carga mediante un cordel, de modo de poder recuperar la carga en caso de que no ocurra la detonación.

3.915.304(2) Deslizamiento de Cargas Explosivas. Este método permite colocar el explosivo de mejor manera y a la vez llegar más lejos. Es difícil lanzar una granada de 3 kg o más a una veintena de metros, sin embargo, muchas veces se puede deslizar fácilmente 100 o 200 m hasta la zona de ruptura presumible de la avalancha. El procedimiento general es similar al de lanzar la carga a distancia, pero ahora la carga no se lanza sino que se desliza pendiente abajo amarrada con una cuerda. Obviamente, es posible deslizar la carga solamente cuando la rigidez de la superficie de nieve lo permite; si la nieve está blanda la carga se hunde y no desliza. Por lo anterior, antes de encender y deslizar una carga explosiva debe asegurarse que las condiciones de la nieve lo permitan, deslizando un objeto no explosivo atado a una cuerda.

3.915.304(3) Emplazamiento de Cargas Mediante Trineos. Cuando se prevé encontrar nieve blanda que no permite el deslizamiento de cargas, es posible emplear como transporte de la carga un pequeño trineo de madera (similar al extremo de una Tabla de esquí). Para aprovechar las ventajas de la explosión en el aire, se puede colgar la carga explosiva atada a una caña larga fijada a un trineo de manera, el que es enviado y retenido por una cuerda.

3.915.304(4) Lanzamiento de Cargas Explosivas desde Helicóptero o Avión. Se utiliza el helicóptero como medio de transporte para llegar a la zona de lanzamiento, lugar donde se arma la granada y se envía por los métodos descritos anteriormente. En el caso de aviones, las cargas se transportan armadas y se lanzan desde ellos. El transporte y lanzamiento de cargas explosivas desde el helicóptero o aviones está prohibido en varios países, incluso Chile. Sus inconvenientes principales son: (i) una carga mal lanzada puede quedar atrapada en un esquí, flotador o porta carga del helicóptero, o algún elemento de un avión, y detonar allí, (ii) si la carga no explota no es posible recuperarla, (iii) si la explosión genera una avalancha de nieve polvo en suspensión importante, la turbulencia del aire puede afectar la estabilidad del helicóptero o avión, (iv) si la superficie de la nieve es dura, la carga puede deslizarse lejos y explotar en un lugar no deseado, (v) Para el lanzamiento desde un helicóptero o avión, las cargas deben armarse antes de abordar el helicóptero o el avión y deben transportarse armadas, con el peligro consecuente.

Las misiones de lanzamiento de cargas explosivas, cuando son posibles, o autorizadas, deben ser informadas a la autoridad controladora (en Chile Dirección de Aeronáutica Civil). Los pilotos deben poseer amplia experiencia en vuelos en montaña y es responsabilidad de ellos el determinar en que momento de la operación se arman las cargas explosivas. Las cargas deben ir adecuadamente aseguradas a la estructura de la aeronave para evitar que se desprendan durante eventuales turbulencias.

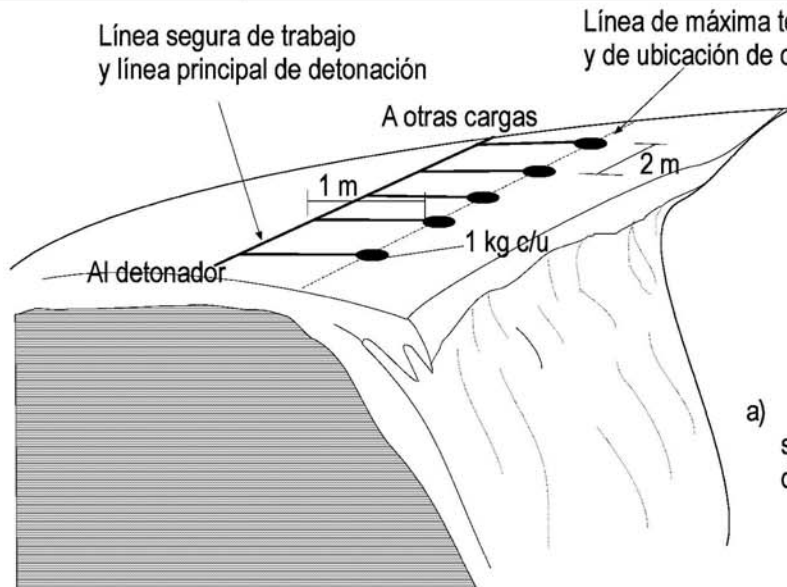
3.915.304(5) Lanzamiento de Cargas Explosivas desde un Andarivel. Puede ocurrir que el trazado de un andarivel, telesilla o telecabina atraviese la zona de inicio de una avalancha. En este caso, es una práctica habitual utilizarlo como un puesto de lanzamiento de cargas explosivas. En este caso, es necesario considerar ciertas precauciones tales como asegurarse que la avalancha no pone en peligro partes vitales de la infraestructura, tales como torres o estación motriz. El número de cargas a ser transportadas y lanzadas desde estos medios deben ser siempre las mínimas necesarias y los operadores del sistema de andarivel deben ser informados del plan de lanzamiento de cargas y estar en contacto radial con el personal de las explosiones. En los andariveles debe estar presente solamente el personal necesario del equipo de explosiones y, eventualmente, algunos operadores (el mínimo necesario) de los andariveles para solucionar eventuales emergencias. El andarivel debe estar en movimiento cuando se lanzan las cargas y las personas deben estar siendo dirigidas por el andarivel hacia arriba (todas las personas que viajan en el andarivel deben estar ubicadas hacia arriba del lanzador). Las cargas que se lanzan desde un andarivel normalmente no deben exceder de 2 kg, de manera que no afecten al sistema de cable, sillas o cabinas; solamente en andariveles que pasan muy alto sobre el punto de la explosión (más de 100 m) es posible emplear cargas mayores y siempre ajustadas a la onda de presión y la altura del andarivel sobre el punto de la explosión. La longitud de la mecha debe ser tal que las personas, y eventualmente cabinas o góndolas del andarivel, se encuentren a más de 100 m del punto de la explosión. Debe tenerse cuidado de no lanzar cargas sobre alguna parte del sistema del andarivel, como torres, sillas, cables, etc.

3.915.304(6) Cargas Explosivas Plantadas con Antelación. Es posible controlar algunas sendas de avalanchas con explosivos plantados en el suelo con anticipación, antes del inicio de la depositación del manto de nieve, y detonados a distancia mediante una señal de radio codificada. Este método puede emplearse en sendas de difícil acceso, pero es costoso y tiene la desventaja que solo una limitada cantidad de cargas pueden colocarse en una senda de manera que no se activen entre sí, de modo tal que si el peligro de avalancha es muy recurrente en un solo invierno, es probable que no se cuente con todas las cargas necesarias. Al terminar la temporada de nieve es necesario desactivar las cargas no detonadas.

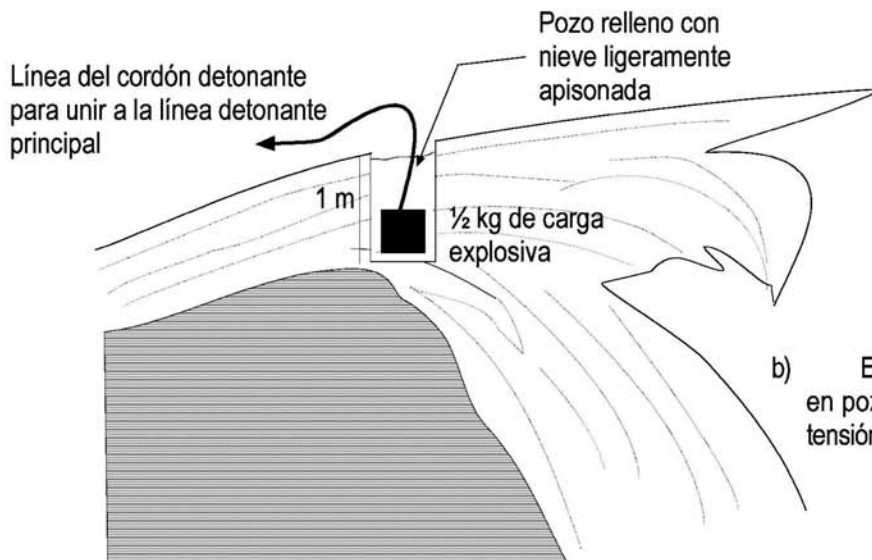
3.915.304(7) Control de Cornisas. Las cornisas pequeñas de nieve reciente y poco rígidas pueden ser desprendidas por personas a golpes de pié o de esquí, debidamente aseguradas con cuerdas a otros miembros del equipo de control de avalanchas; estas personas deben ubicarse en la pendiente de barlovento (opuesta a la de la cornisa, que se forma en la pendiente de sotavento (ver Lámina 3.904.405.A), tan abajo como sea posible, y anclarse al terreno con piolets (o picota) de montaña y en cavidades excavadas en la nieve. Sin embargo, el desprendimiento de cornisas mayores requiere del empleo de explosivos.

El procedimiento más simple para desprender cornisas de nieve es el de colocar cargas de 1 ó 2 kg de explosivo, separadas entre sí aproximadamente 2 m, y ubicadas a lo largo de lo que se estime sea la línea de máxima tensión en la cornisa. Las cargas se detonan con un cordón detonante, no con detonadores. El cordón detonante es un cordón resistente y flexible cuyo núcleo está formado por un material explosivo muy rápido (velocidad del orden de 7.000 m/s) y que al ser iniciado por un detonador no eléctrico produce una virtual explosión lineal en todo el cordón y en las cargas explosivas unidas al cordón. Así, se pueden iniciar simultáneamente un número virtualmente ilimitado de cargas. Aunque los cordones detonantes son menos sensibles al calor y golpes que los detonadores, debe tenerse con ello el normal cuidado aplicado al manejo de detonadores. El núcleo explosivo del cordón determina la potencia del cordón detonante y se expresa normalmente en gramos de explosivo por metro del cordón. El material envolvente del cordón está formado por varias capas de materiales como fibras y compuestos impermeabilizantes y de adherencia; debido a que normalmente deben hacerse nudos en el cordón detonante, es conveniente que la capa más externa no sea de plástico. En el control de avalanchas deben emplearse cordones seguros y muy resistentes a la humedad y el frío. Para armar la carga explosiva el cordón detonante se suele amarrar alrededor de los cartuchos de TNT haciendo un lazo con dos o más vueltas e introducir el extremo de cordón en uno de los cartuchos de la carga. Si en lugar de delgados cartuchos de TNT se emplean explosivos en cartuchos gruesos, es posible punzar una perforación a lo largo de este cartucho, pasar con extremo cuidado el cordón detonante por la perforación, apretar levemente el explosivo alrededor del cordón totalmente pasado (para evitar huecos entre el cordón y el explosivo) y así armar una larga sarta de cargas en un solo cordón.

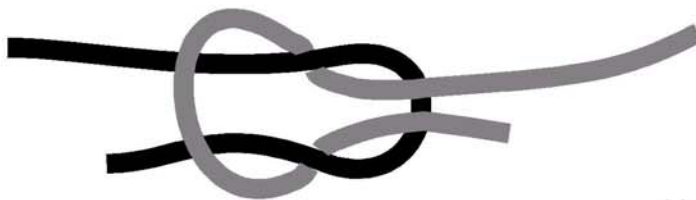
El procedimiento para establecer una línea de cargas explosivas y dispararla es el siguiente (véase Lámina 3.915.304.A):



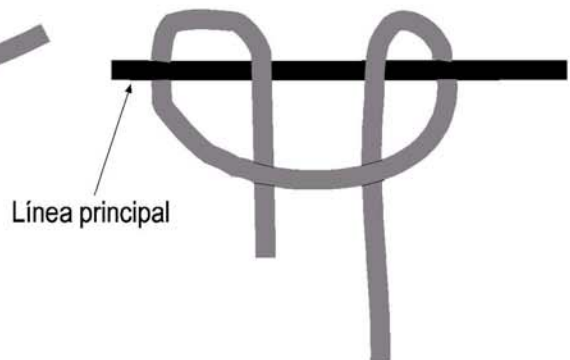
a) Colocación de cargas explosivas en superficie, en la línea estimada de ubicación de máxima tensión en el manto de nieve.



b) Empleo de cargas explosivas colocadas en pozos ubicados en la línea de máxima tensión (perfil de cornisa).



Unión de secciones de una línea detonante principal



Unión de una cola de cordón detonante de carga a una línea detonante principal

c) Nudos recomendados para unir cordones detonantes.

- a. Acceder al área de trabajo en la cornisa el mínimo personal necesario del grupo de explosiones. En un área cercana y segura establecer un depósito con los elementos explosivos y otro con los elementos de seguridad (cuerdas arneses, varilla de sondeos, palas para nieve, eventualmente barrenos para nieve, radios, etc.). Todas las personas deben portar sus Pieps encendidos y en posición de transmitir.
- b. Elegir el número de cargas necesarias para disparar una línea en la cornisa, por ejemplo 11 cargas para una cornisa de 20 m de largo, con las cargas separadas 2 m entre sí a lo largo de la línea.
- c. Establecer la disposición de la línea principal del cordón detonante y colocarlo en terreno. Esta línea debe estar aproximadamente 1 m detrás de la línea de máxima tensión estimada, donde irán las cargas explosivas.
- d. Colocar las cargas explosivas aproximadamente 0,5 m al frente de la línea del cordón detonante principal, cada una con una cola de aproximadamente 1,5 a 2 m y separadas aproximadamente 2 m entre sí, y unir las colas de cordón detonante a la línea principal del cordón detonante, con un nudo adecuado. Deben tomarse todas las precauciones para evitar desestabilizar la cornisa. Las personas deben estar aseguradas con cuerda a un anclaje seguro.
- e. Una vez colocadas todas las cargas y unidas estas al cordón detonante principal (evitar hacerlo en eventuales nudos de unión del cordón detonante en la línea principal), empujar suavemente las cargas aproximadamente medio metro hacia la cornisa hasta que estas lleguen a la línea de máxima tensión en el manto de nieve. Alinear las cargas en la estimada línea de máxima tensión y alinear las colas de cordón detonante para que queden aproximadamente perpendiculares con la línea detonante principal.
- f. Colocar un detonador en el extremo de trabajo del cordón detonante en la línea principal. Conviene adherir el detonador al cordón con cinta adhesiva, y con la cápsula del detonador orientada hacia el lado de la línea principal que contiene las cargas explosivas.
- g. Previa comprobación de la evacuación de la senda de avalanchas y de que las personas del grupo de explosivos han tomado resguardo, el jefe del grupo enciende la mecha del detonador, la que debe ser de a lo menos 1 m de largo para permitir que la persona a cargo de la maniobra también se retire a lugar seguro.

Mejor eficiencia de las cargas explosivas se obtiene si estas se colocan directamente en la línea de máxima tensión a aproximadamente 1 m de profundidad en pozos, en lugar de dispararlas en la superficie. Sin embargo, esta es una operación peligrosa puesto que implica el trabajo de excavación de pozos precisamente en la línea de máxima tensión, lo cual requiere experiencia y extremas medidas de seguridad con cuerdas para todo el personal expuesto. Si las cargas se colocan en pozos, estos deben estar separados de la línea principal del cordón detonante aproximadamente 1 m, y las colas de cordón detonante de cada carga debe ser del orden de 2,5 m de longitud. Tras colocar las cargas, los pozos deben ser cubiertos de nieve y ella debe ser levemente apisonada, cuidando de no dañar la cola de cordón detonante. Los pozos se excavan todos antes de colocar las cargas detonantes; el diámetro de los pozos debe ser el mínimo necesario para poder colocar las cargas de manera que estas queden adheridas a las paredes del pozo.

3.915.305 Inducción con Empleo de Artillería Militar. Cuando la colocación manual de explosivos para inducir avalanchas es impracticable, por ejemplo por las dificultades de acceso a la zona de inicio de las avalanchas, es posible hacer esto empleando armamento militar. La artillería militar es muy conveniente por cuanto posee una alta precisión de tiro y permite provocar detonaciones en los puntos más críticos de las zonas de inicio de las avalanchas, ya sea disparando directamente con buena visibilidad, o con ángulos de tiro preestablecidos durante las tormentas y sin visibilidad. Sin embargo, deben considerarse diversos inconvenientes y restricciones asociadas al uso de armamento militar, entre otros:

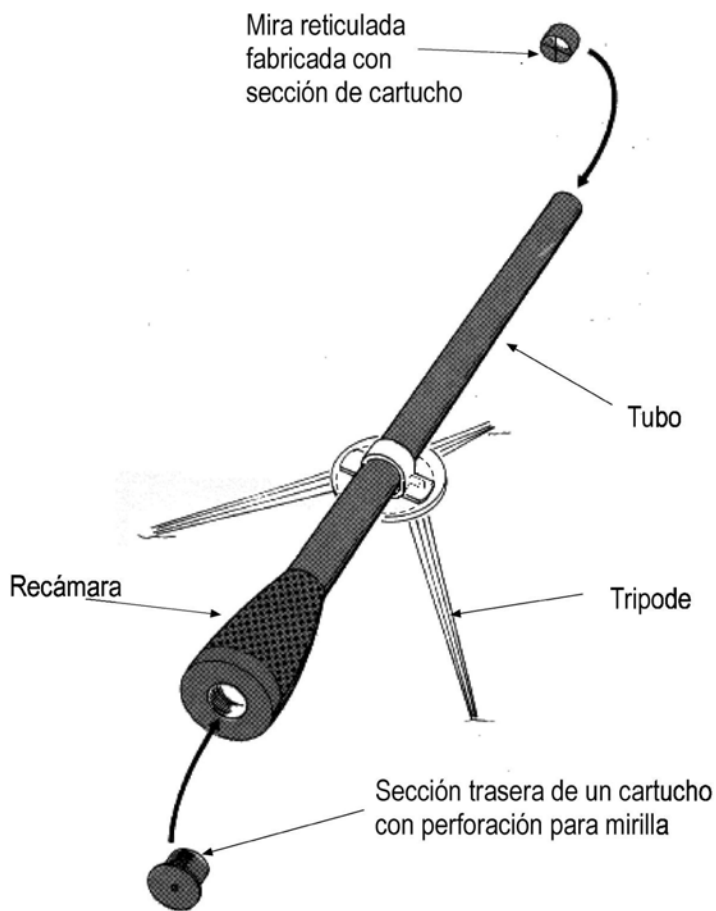
- a. La obtención de armamento militar es difícil y costosa. También lo son las piezas de repuesto y las municiones, más aún para armamento que ya no está en uso por los militares.
- b. En Chile, el armamento militar y sus municiones puede ser almacenado y manejado solamente por personal militar, con quienes es preciso establecer acuerdos para el control de avalanchas. El personal civil puede servir de asesores al personal militar en cuanto al empleo de armamento para el control de

- las avalanchas. Si por alguna razón es personal civil quien maneja el armamento militar, este personal debe recibir entrenamiento e instrucciones de parte de personal militar.
- c. El empleo en terreno de armamento y municiones obsoletas crean peligros que deben evitarse. En particular el uso de munición que no se ha almacenado apropiadamente y de armamento que no se ha mantenido adecuadamente.
 - d. El armamento militar debe instalarse en puntos de tiro prefijados, libres del peligro de avalanchas, y disparar normalmente en condiciones de poca visibilidad con ángulos prefijados. Todo esto crea tensiones en el personal que emplea el armamento y ayuda a provocar mal manejo del arma y, a veces, accidentes.
 - e. El armamento debiera permanecer permanentemente durante el invierno en los puntos de tiro, debido a las muy posibles dificultades de acceso durante las tormentas. Esto obliga a almacenar el armamento y la munición en los puntos de tiro, con guardia o en depósitos muy seguros a prueba de robos.
 - f. La munición militar está diseñada para explotar al impacto contra blancos duros. La nieve produce un efecto de colchón amortiguador de manera que siempre existirá un monto apreciable de munición no detonada (normalmente del orden de 10% o más según la experiencia en Chile). La munición no detonada permanece en el terreno o es arrastrada por avalanchas sucesivas, u otros fenómenos naturales, hacia los caminos y áreas habitadas, generando peligro para las personas y para los equipos que trabajan en la limpieza de nieve en los caminos.
 - g. Los disparos con armamento militar producen una onda de choque en el aire alrededor del punto de disparo, la cual puede tener efectos sobre personas y estructuras a un centenar de metros de distancia.
 - h. Si bien la metralla que se provoca con la munición militar afecta normalmente a un área de aproximadamente 100 m de radio del punto de impacto, existen antecedentes que personas trabajando en el control de avalanchas fueron afectadas estando ubicadas a más de 1 km del punto de impacto.

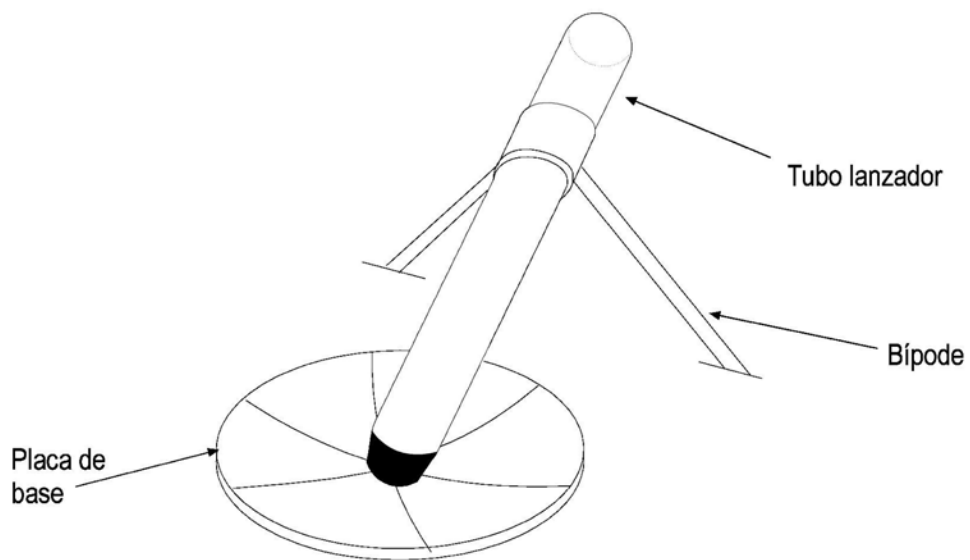
La artillería militar más comúnmente empleada en la inducción de avalanchas son los cañones, con o sin retroceso, de 75 y 105 mm y morteros de 81 mm (ver Lámina 3.915.305.A). En esto se entiende que la munición normal de un cañón de 57 mm es una carga demasiado pequeña como para ser efectiva, mientras que las cargas y cañones de 155 mm son demasiado grandes y complejos. Cañones sin retroceso de 90 y 106 mm también se han empleado en el control de avalanchas pero, en general, son menos comunes, tanto el armamento como la munición. Las cargas explosivas de los cañones de 75 mm son del orden de 0,7 kg de TNT, mientras que la de los cañones de 105 mm es del orden de 2,0 a 2,3 kg de TNT. Los alcances máximos son del orden de 6,3 y 8,6 km para los cañones sin retroceso de 75 y 105 mm respectivamente, y de 8,8 y 11,3 km para los cañones de 75 y 105 mm respectivamente. Los cañones sin retroceso de 75 y 105 mm pesan del orden de 100 y 250 kg; los cañones de 75 y 105 mm pesan del orden de 0,25 y 2,8 toneladas. El cañón sin retroceso de 106 mm debiera ser muy satisfactorio para el control de avalanchas puesto que dispara cargas explosivas de 3,5 kg de A3 (un explosivo militar con una presión de detonación aproximadamente 40% superior al TNT), pesa menos de 250 kg y tiene un alcance de 6,8 km, pero, como se indicó anteriormente, su uso es muy restringido. Todos los cañones disparan en trayectorias consideradas como rectas aunque, estrictamente, forman una leve curva por efecto de la gravedad sobre la munición.

El mortero de 81 mm puede ser separado en tres partes (tubo, bípode y placa basal), cada una de las cuales pesa aproximadamente 25 kg, de manera que es fácil de transportar pero algo dificultoso de armar. Arroja cargas de explosivas de algo más de 2 kg de TNT a distancias máximas de aproximadamente 3,4 km, con buena precisión. Una ventaja del mortero de 81 mm es la trayectoria parabólica de la munición, lo que hace menos posible eventuales rebotes de la munición en los afloramientos rocosos.

En cuanto a la munición para la artillería militar, toda ella se arma a los pocos metros de haber abandonado el tubo del cañón o mortero y solo dos tipos se consideran adecuadas para el control de avalanchas, aquellas con explosivos HE (de "High Explosive") o bien explosivos HEP (de "High Explosive Plastic"). La munición antitanque, destinada a perforar blindajes, no se es adecuada para el control de avalanchas. Los fusibles en la munición deben ser del tipo que detona al impacto, ubicados en la nariz de la



a) Esquema de cañón sin retroceso, con elementos simples de puntería por el tubo del cañón.



b) Esquema de mortero.

munición, y preferiblemente aquellos que, adicionalmente, cuentan con un pequeño retardo (de 0,05 s tras el impacto) de manera de asegurar la detonación.

Algunas de las precauciones básicas que deben tomarse cuando se emplea artillería militar son las siguientes:

- a. No deben existir estructuras a menos de 0,3 km del blanco, ni personas a menos de 1 km del blanco. La munición es generalmente buena pero eventuales defectos o imperfecciones pueden hacer variar el punto de impacto. Debe evacuarse a las personas de sectores vecinos al que se dispara y donde pueden inducirse avalanchas, y los caminos de acceso deben estar cerrados.
- b. No debe dispararse sobre blancos ubicados a menos de 700 m del arma.
- c. No debe dispararse cuando existe el riesgo de sobrepasar el blanco y alcanzar estructuras o personas. Esto puede ocurrir fácilmente cuando los blancos están cerca de las cumbres de cordones montañosos y al sobrepasarlo la munición alcanza el valle a continuación.
- d. Deben elegirse posiciones de tiro que sean seguras en cuanto al peligro de avalanchas, en las cuales sea fácil operar y disparar, fácilmente accesibles en condiciones invernales y que cubran la mayor cantidad de blancos posible. Normalmente en la posición de tiro se construye una pequeña torre o plataforma elevada, por sobre la profundidad máxima esperada del manto de nieve, donde se instala el arma. En lo posible con un cobertizo y con un pequeño huinche (o tecla) para subir el arma y las municiones. En las posiciones de tiro deben existir marcas que permitan disparar sin visibilidad, según ángulos de tiro.
- e. Considerando que siempre se producen tiros que no detonan, el área debe señalizarse adecuadamente con signos que adviertan sobre posible presencia de munición sin detonar. Además, debe llevarse el mejor control posible de los tiros no detonados (ubicación del blanco, tipo de munición, fecha de disparo, otros), y en verano debe realizarse una búsqueda de la munición no detonada y realizar su destrucción. La señalización y búsqueda debe involucrar no solo la zona de impacto, sino también considerar áreas a las cuales la munición pueda haber sido llevada por avalanchas u otros fenómenos naturales. La destrucción de munición no explotada debe ser hecha solamente por expertos, con técnicas especiales.

3.915.306 Inducción con Cañón de Propulsión a Gas. Existen algunos cañones no militares, de propulsión a gas, capaces de lanzar de proyectiles con cargas explosivas. Los más empleados son el Avalauncher (como el MK II) y el más moderno Locat. Los cañones emplean descargas rápidas de nitrógeno comprimido como gas impulsor, para propulsar explosivos que detonan al impacto. La precisión depende mucho de las condiciones de viento y la distancia de tiro. Debido a que la munición es una carga en una liviana, a veces en vaina plástica, la afecta el viento y, en tiros largos, puede errar grandemente el blanco. Por ello, estos propulsores suelen ser precisos en el tiro en distancias más bien cortas, no mayores que 1 km, y en condiciones meteorológicas sin viento. Presentan las ventajas que, por no ser armamento militar, pueden ser utilizados por civiles. Son limitados en cuanto a su alcance, aunque el Locat llega a 5 km, y a la carga de explosivo que pueden disparar. Modelos recientes del Locat (ver Lámina 3.915.306.A), de 80 y 120 mm, disparan cargas de hasta 4 kg y pueden ser proporcionados con sistemas automáticos de carguío y disparo, de control electrónico de presión y sistema de elevación hidráulica. Al emplear propulsores a gas deben tomarse las medidas de seguridad señaladas en el Numeral anterior.



3.915.307 Inducción con Sistema CATEX. El sistema Catex es una aplicación del principio de los andariveles convencionales al control de avalanchas. Consiste, esencialmente, de un solo cable sinfín transportador de explosivos colgando de una pinza, lo que permite llegar a la zona de inicio de avalanchas con una carga armada, generalmente de 2 a 7 kg de explosivos, la que se detona sobre el manto de nieve [Lámina 3.915.307.A, Figura a)]. Un contador métrico, o marcas en el cable, permiten conocer la posición de la pinza, para saber cuando el explosivo ha llegado a la zona de control. Su utilización es posible, por lo tanto, aun sin visibilidad.

Las instalaciones son generalmente de concepción ligera. El cable sinfín soporta y conduce la carga explosiva suspendida de una pinza, mientras que un motor eléctrico, a combustión o hidráulico, con un motor reductor, hace girar el cable desde una estación motriz. Si la distancia a recorrer es corta, una simple manivela permite hacer girar el cable. Un descendedor descuelga la carga sobre el manto de nieve. El cable empleado es delgado, variando su diámetro entre 6 y 10 mm.

En su trayectoria el cable utiliza torres y poleas flotantes, o combinación de éstas, emplazadas estratégicamente de modo que queden protegidas de las avalanchas. El diseño de las torres y poleas deben: (i) permitir un recorrido del cable por todas las zonas de inicio de avalanchas que se desea controlar, si un solo cable incluso con ruta de retorno distinta es insuficiente para cubrir toda la zona de inicio de la avalancha, debe agregarse otras líneas de cables, (ii) que en reposo, o por efecto del viento, del peso de la escarcha, o de la nieve, el cable no toque el suelo ni se acerque a su límite elástico, (iii) que en marcha, con la sobrecarga máxima prevista, no sufra atascamientos con algún obstáculo y (iv) que las pinzas que cuelgan del cable no se crucen en sus recorridos de ida y vuelta, por la acción de balanceo del cable (que puede ser provocada por el viento o por la explosión).

La efectividad del sistema Catex es del orden de 80% (inicia aproximadamente 80 avalanchas cada 100 explosiones) cuando las condiciones de la nieve son las adecuadas para el inicio de avalanchas y permite regular la altura de detonación sobre la nieve, en función de la cantidad de explosivo a usar.

Existen varios mecanismos utilizados para iniciar el encendido, estos, incluyen desde la mecha lenta hasta sofisticados sistemas remotos, radiocontrolados y computarizados, los que pueden además, llegar a regular en forma automática la altura óptima de tiro.

La estación de comando puede ser simple como, una plataforma sobre una torre, o bien, tecnificada como una sala con un comando computarizado, con cartas de disparo contenidas en memoria, las que incluyen las posiciones de torres o poleas.

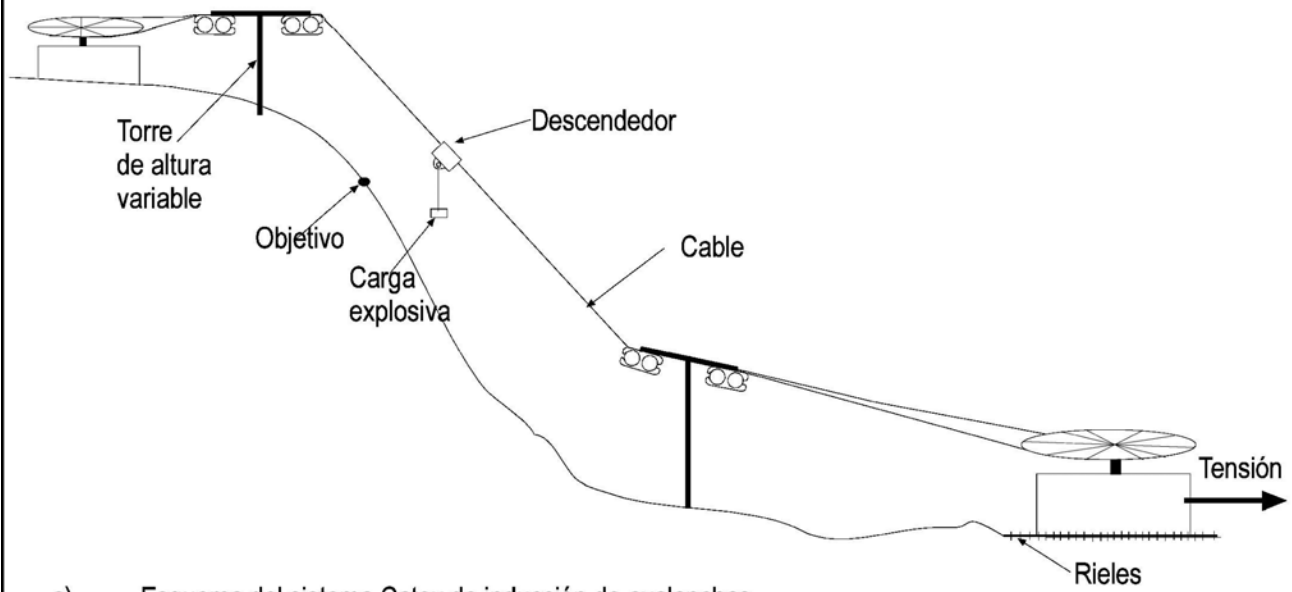
El sistema Catex requiere de un operador y un ayudante y permite realizar explosiones en todos los puntos a lo largo del trayecto del cable durante el tiempo que sea necesario. El intervalo de repetición de explosiones, con sistema de telecomando es de 3 a 5 minutos en tiros vecinos. Las presiones que puede generar una detonación con el sistema Catex pueden estimarse como se indica en el Numeral 3.915.302 (3); las líneas isobaras sobre la superficie de nieve forman círculos en torno a la normal al punto de la explosión.

El sistema requiere de a lo menos una revisión general anual y es relativamente simple de instalar. Los riesgos principales son de inicio de los explosivos a destiempo y de confiabilidad incierta de los descendedores. El sistema es sensible al viento (pueden enredarse las pinzas) y a la escarcha y requiere almacenar un gran volumen de explosivos.

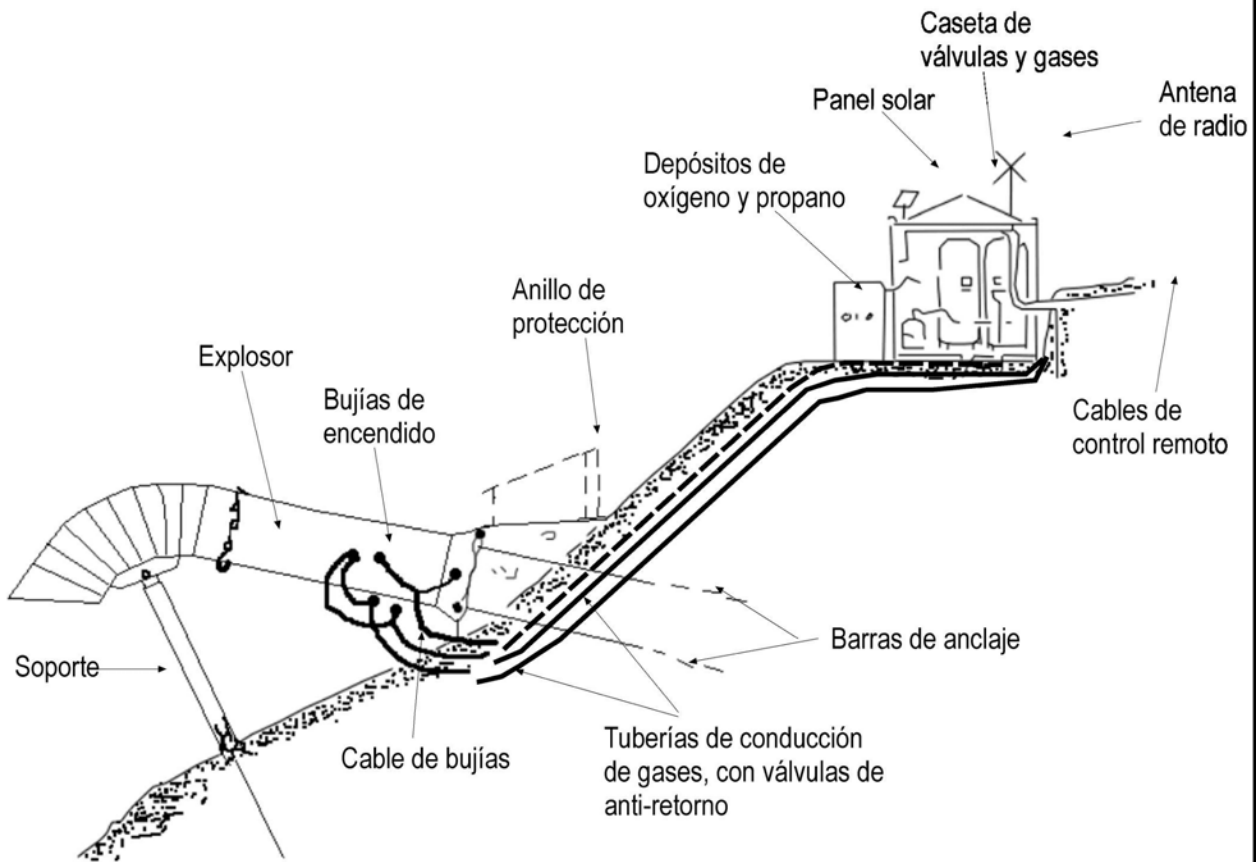
Debe considerarse que el sistema Catex, produce un fuerte impacto estético en el medio ambiente.

3.915.308 Inducción con Sistema GAZEX. El sistema Gazex utiliza mezclas de gases para producir la explosión, las que son detonadas en puntos de las zonas de inicio de las avalanchas en tuberías con forma de pipa invertida instalada en esos puntos [Lámina 3.915.307.A, Figura b)]. La detonación se hace por control remoto. Se ha logrado desprender avalanchas con alturas de nieve nueva de solo 15 cm.

La idea del Gazex utiliza las propiedades fuertemente exotérmicas de la mezcla de propano y oxígeno. Al estar la mezcla confinada y recibir una chispa, explota. La razón óptima teórica de la mezcla es



a) Esquema del sistema Catex de inducción de avalanchas.



b) Esquema del sistema Gazex de inducción de avalanchas.

de 5 moles de oxígeno (160 g) y un mol de propano (44 g). En la práctica, se tiende a sobredosificar el propano para asegurar el máximo efecto de la presión originada en la detonación.

La mezcla se efectúa en el interior de un recipiente en forma de tubo (el explosor) de 0,5 a 4,5 m³, abierto en un extremo (el explosor), el cual dirige la explosión directamente, por medio de una tobera, hacia la zona de inicio de la avalancha que se quiere controlar. El confinamiento se obtiene por efecto de un llenado rápido, seguido inmediatamente por la ignición, que se logra por intermedio de una bujía.

La explosión que se produce en el explosor, provoca tres efectos a saber, ellos son: (i) una onda de choque que provoca una presión directa sobre el manto de nieve, (ii) un impulso directo, sobre la nieve, a la salida del explosor y (iii) una presión en la parte trasera del explosor que transmite la onda de choque sobre la roca de fundación (retroceso).

El sistema Gazex cuenta, además de las unidades explosoras (hasta 5 con cada caseta), cada una de las cuales actúa sobre un punto de la zona de inicio de avalanchas, con una caseta, la que debe emplazarse en un lugar seguro y cercano al explosor, donde se almacenan y resguardan los estanques en que se dosifican los gases (propano y oxígeno) y contiene el sistema de control electrónico y las válvulas que accionan el paso de los gases. Los gases se conducen desde la caseta al explosor a través de dos tuberías de acero galvanizado o polietileno para 6 bares, mediante un tendido que va enterrado o anclado a las rocas según sean las características del terreno de emplazamiento; en las tuberías, cerca del explosor, existen válvulas antiretorno para evitar que el efecto de la explosión se propague por las tuberías hacia la caseta. La ignición de los gases en el explosor se produce mediante bujías conectadas con un cable eléctrico a una fuente de energía en la caseta (baterías en la caseta, o cable eléctrico desde un disparador remoto).

Antes de las primeras nevadas se debe abastecer el sistema de los gases necesarios para toda la operación invernal si es que no habrá acceso posterior (por la cubierta de nieve) a la caseta, se verifica todo el sistema de líneas y cubas para detectar y corregir posibles fugas de gas, se revisa el funcionamiento de las electroválvulas y bujías, se regula la presión de las cubas y se prueba el explosor.

El funcionamiento del sistema, y la detonación, se puede lograr mediante una línea eléctrica directa, o bien, a través de un sistema de control a distancia. Para producir el disparo, se gira una llave y se aprieta un botón.

Si en lugar de una detonación sale una llama, es porque la mezcla es pobre en oxígeno. Si la detonación es débil acompañada de una llama azul, es porque la mezcla es pobre en propano. La mezcla gaseosa se obtiene variando la presión entre las cubas y debe calibrarse con buen tiempo, cuando es posible observar la detonación. Si se produce un tiro fallido, queda siempre una mezcla gaseosa en el explosor, por lo cual se debe esperar un tiempo prudente para hacer el nuevo disparo.

En caso de repetir detonaciones en un mismo explosor, es necesario espaciarlas unos 15 minutos, ya que pueden quedar partículas incandescentes en el explosor, las que inflamarían la mezcla en vía de inyección y el cañón actuaría entonces como un soplete y no se produciría la detonación. Desde una caseta se pueden disparar los diversos explosores conectados a ella con una frecuencia de aproximadamente 5 minutos entre cada tiro.

La operación del sistema Gazex requiere de solo una persona y se realiza a distancia. Las presiones sobre la superficie del manto de nieve que logra el sistema son del orden de 0,025 bares a distancias de 25 a 60 m para un tubo de 3 m³, y distancias de 6 a 60 m, pero con un área más reducida, para tubos de 1,5 m³ (ver Lámina 3.915.308.A). El sistema necesita al menos una revisión general anual y es insensible a la acción de escarcha y viento. En general, las fallas mecánicas no son infrecuentes, el sistema es sensible al polvo y a las temperaturas extremas, y las líneas de gases y de comando eléctrico, tendidas en el terreno, son sensibles a eventuales deterioros (reptación del suelo, caída de rocas, etc.); si esto ocurre, el sistema es de difícil reparación durante el invierno y cesa de existir el sistema como forma de protección de avalanchas. El radio máximo de acción para una caseta es de 300 m, mientras que el radio máximo eficiente para cada explosor es del orden de 35 m en nieve fresca y solamente pocos metros en nieve antigua y algo densa, de manera que los explosores no deben separarse entre sí más de aproximadamente 70 m en terreno abierto, puesto que en ese caso quedan sectores con acumulaciones de nieve sin control. Adicionalmente, y por lo indicado anteriormente, el Gazex es eficiente cuando se dispara

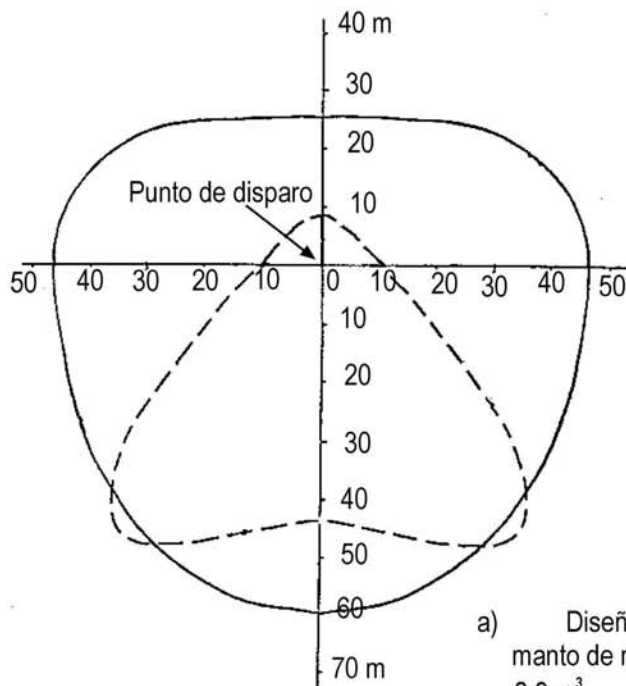
cada vez que la profundidad de la nieve sobre el suelo alcance del orden de 15 a 20 cm, durante tormentas o durante acumulaciones de nieve por el viento.

Una ventaja comparativa importante del Gazex es el poco tiempo que se emplea en hacer un control. Otra es que produce solo un reducido impacto estético en el medio ambiente.

3.915.4 OTROS METODOS DE PROTECCION ACTIVA

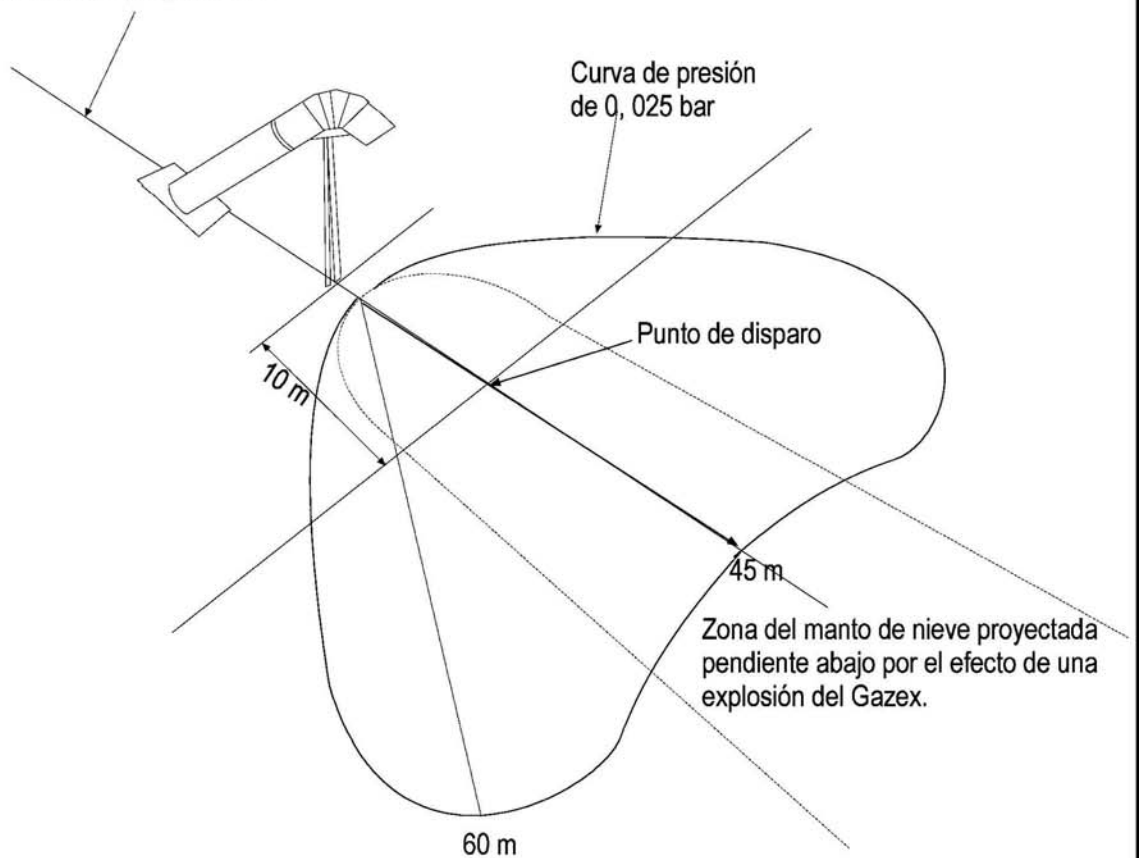
Otros métodos de protección activa de avalanchas pueden ser los siguientes:

- a. Fusión artificial del manto de nieve, empleando sustancias químicas regadas sobre la superficie del manto de nieve para acelerar la fusión. Pueden colocarse manualmente o con medios aéreos (aviones). No protege de avalanchas durante las tormentas, el período de mayor peligro, pero acelera la destrucción del manto de nieve, especialmente en primavera, y reduce el tiempo peligro de avalanchas de nieve húmeda.
- b. Ondas sonoras provocadas por el paso de helicóptero o aviones. Es aplicable solo con buen tiempo, después de las tormentas. Es poco efectivo en cuanto a desestabilizar la nieve, la que tras las tormentas se densifica rápidamente, y es peligroso para los pilotos en cuanto a que los vuelos deben realizarse e baja altura sobre el terreno.



a) Diseño de la curva de presión de 0,025 bar ejercida sobre el manto de nieve por la detonación de explosores Gazex de 1,5 y 3,0 m³

Línea de mayor pendiente



b) Presión ejercida por un explosor Gazex de 1,5

SECCION 3.916 PROTECCIONES PASIVAS DE AVALANCHAS

3.916.1 CONSIDERACIONES BASICAS EN UN PLAN DE CONTROL DE AVALANCHAS CON PROTECCIONES PASIVAS

3.916.101 Condiciones de la Nieve. No debe iniciarse un proyecto de control de avalanchas sin un estudio previo y cuidadoso de las condiciones de nieve en el sitio específico del proyecto, en el área en general, y de considerar las condiciones de nieve en la región para apreciar la variabilidad de estas. Aunque es común que no se cuente con observaciones de nieve en el sitio específico del proyecto, si esto es así, las condiciones de nieve deben inferirse de observaciones en áreas o sitios cercanos, o bien en base a antecedentes meteorológicos de estaciones vecinas.

Idealmente, las observaciones de nieve en los meses invernales deben extenderse por varios años, cuanto más mejor, pero a lo menos debieran incluir un período de tres años. Es conveniente recordar, al respecto, que las zonas de inicio de avalanchas no son inaccesibles en invierno. Ellas suelen ser de difícil acceso, pero el peligro de avalanchas en realidad subsiste durante períodos relativamente cortos de tiempo, durante las tormentas e inmediatamente después de ellas; en el resto del tiempo es posible acceder a las zonas de inicio con relativa seguridad y por personal experimentado. En todo caso, a lo menos será posible realizar observaciones a distancia de profundidad de la nieve en estacas, de la distancia de corrida de las avalanchas, y diversas otras como densidad de la nieve, formación de cornisas de nieve y otras. Solamente en casos muy especiales la definición de las condiciones de nieve puede quedar al buen criterio de especialistas.

3.916.102 Condiciones del Terreno. El costo de controlar avalanchas con estructuras de protección depende en gran manera de las condiciones geotécnicas del terreno. Las condiciones del suelo y de la roca deben ser exploradas adecuadamente; solo tras esta exploración es posible definir el tipo de estructura a emplear. Por ejemplo, no es práctico diseñar un muro de tierra para deflectar avalanchas donde solo existen afloramientos de roca, o diseñar una estructura que debe ser anclada en roca donde solo existen suelos no cohesivos. Por ello, para el diseño de estructuras de protección de avalanchas es necesario contar con planos de características geotécnicas del terreno a escala entre 1:500 y 1:2.000.

3.916.103 Tipos de Estructuras de Control de Avalanchas. Muchos tipos de estructuras se emplean en el control de avalanchas, pero todas ellas se agrupan, de manera general, en las siguientes categorías básicas:

- a. Estructuras simples para estabilizar el manto de nieve en la zona de inicio, tales como bancos excavados en el terreno, paredes, pilotes clavados en el suelo, y combinaciones de estas estructuras.
- b. Estructuras para estabilizar y soportar el manto de nieve en la zona de inicio de las avalanchas, tales como cercas, rastrillos y redes, y combinaciones de estas.
- c. Estructuras para desviar y canalizar toda una avalancha que corre en una senda, tales como muros y zanjas, o combinaciones de estas, o estructuras que desvían solo parte del flujo de la avalancha, tales como cuñas para proteger estructuras menores.
- d. Estructuras para detener las avalanchas, esencialmente muros de contención.
- e. Estructuras para reducir la velocidad de las avalanchas, tales como líneas de pequeños muros, montículos de tierra, trípodes y otros. Empleados esencialmente en la zona de depositación de las avalanchas para reducir la distancia de corrida.
- f. Cobertizos que permiten que las avalanchas pasen por sobre las estructuras a proteger, de común uso en carreteras.
- g. Túneles de protección y refugio.
- h. Deflectores de viento y nieve, verticales e inclinados, que interrumpen y desvían el flujo del viento para evitar acumulaciones de nieve (como cornisas) en lugares indebidos de la zona de inicio de avalanchas.
- i. Reforestación, donde las características del terreno y del clima lo permite.

En la práctica, es común que se combinen diversos tipos de estructuras de protección pasiva de avalanchas en una misma senda

3.916.2 ESTRUCTURAS SIMPLES PARA ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE

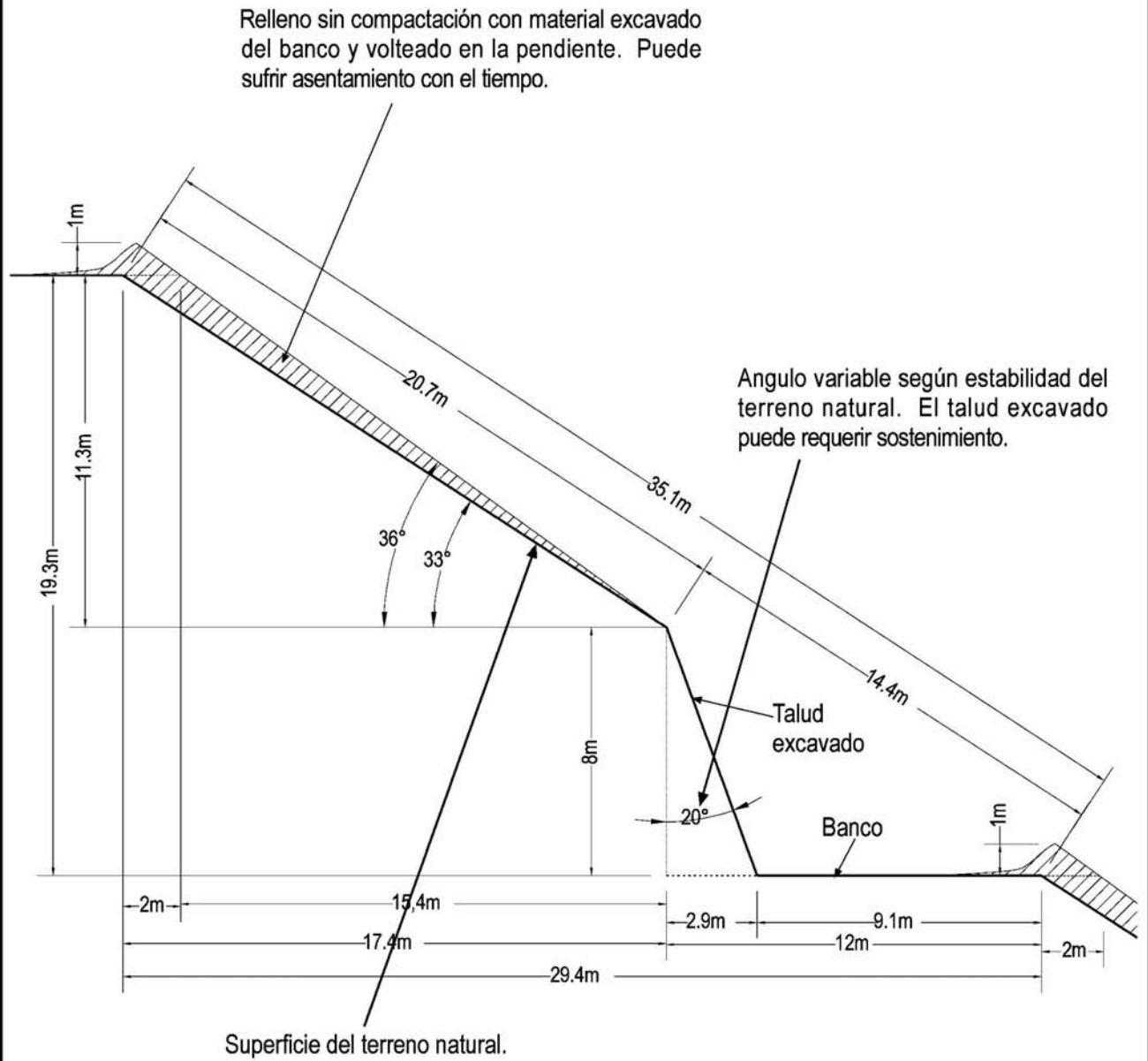
El propósito de las estructuras simples de estabilización del manto de nieve es el de provocar una suficiente rugosidad en el terreno de la zona de inicio de las avalanchas como para evitar que ellas se desprendan. Estas estructuras son esencialmente bancos, paredes y pilones. Por lo mismo, estas estructuras son eficientes solamente en áreas donde la profundidad máxima de la nieve es limitada.

3.916.201 Bancos. Los bancos son terrazas excavadas en el terreno natural y de manera tal que se aprovecha el material excavado para ampliar las terrazas más allá de la línea natural de la pendiente. Debido a que las acumulaciones de nieve tienden a suavizar el relieve emparejándolo, y a que la pendiente del terreno suele limitar la amplitud de los bancos, estos son una solución posible de implementar solamente en terrenos de pendientes inferiores a 36° y en áreas donde la profundidad máxima de la nieve en la pendiente es inferior a aproximadamente un metro. Para poder excavar los bancos económicamente, el terreno debe consistir de suelos poco cohesivos, o bien de roca de muy pobre calidad geotécnica. Si los suelos no son cohesivos, o son poco cohesivos, debe soportarse la pared del talud excavado con algún tipo de sostenimiento, tal como un muro artesanal de roca, un muro de gaviones, u otros similares; en estos casos es común que, con el tiempo, en los bancos se acumulen detritos de rocas y suelos deslizados desde las pendientes superiores, acumulaciones que deben evitarse con limpiezas anuales de los bancos durante la época de verano. Un ejemplo de bancos se muestra en el perfil de la Lámina 3.916.201.A.

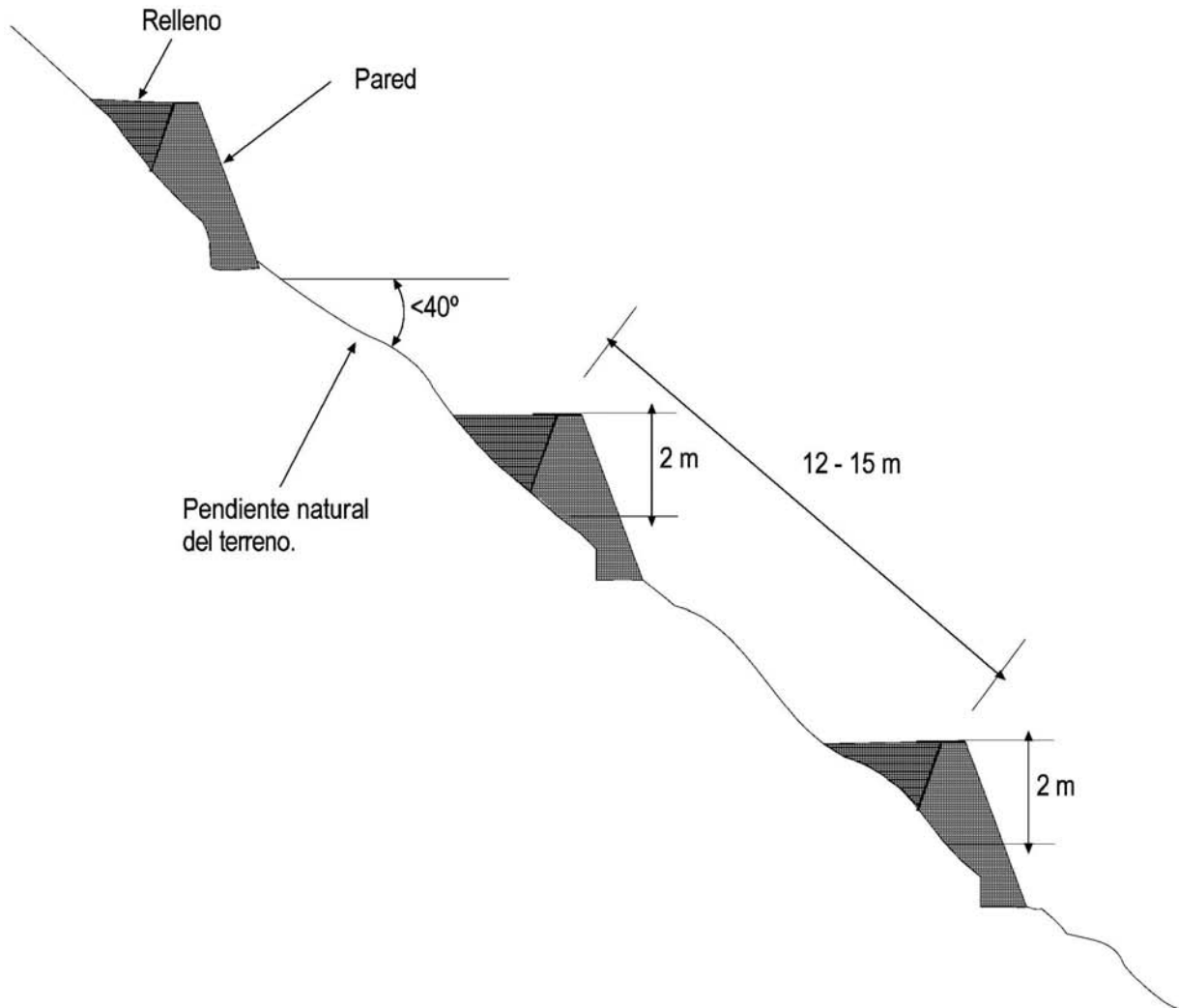
3.916.202 Paredes. Las paredes tienen un propósito similar al de un banco: producir un cambio de pendiente en el cual estabilizar el manto de nieve. Se construyen preferentemente en terrenos rocosos donde no es factible excavar un banco, empleando como material para la pared las rocas del área. Generalmente se trata de paredes de pequeña altura, no más de un par de metros, con separaciones, medidas a lo largo de la pendiente, del orden de 12 a 15 m. Al igual que los bancos, las paredes tienen una cierta eficiencia solamente en áreas donde la profundidad máxima de la nieve es inferior a un metro. El área entre la pared y la pendiente del terreno aguas arriba de esta se suele rellenar con material del suelo o con rocas, con el propósito principal de ayudar a la pared a resistir la carga directa de la nieve sobre ella. Las paredes se construyen en pendientes del terreno inferiores a 40° y suelen requerir alguna excavación manual para su diente de fundación. Un esquema de pared se muestra en la Lámina 3.916.202.A.

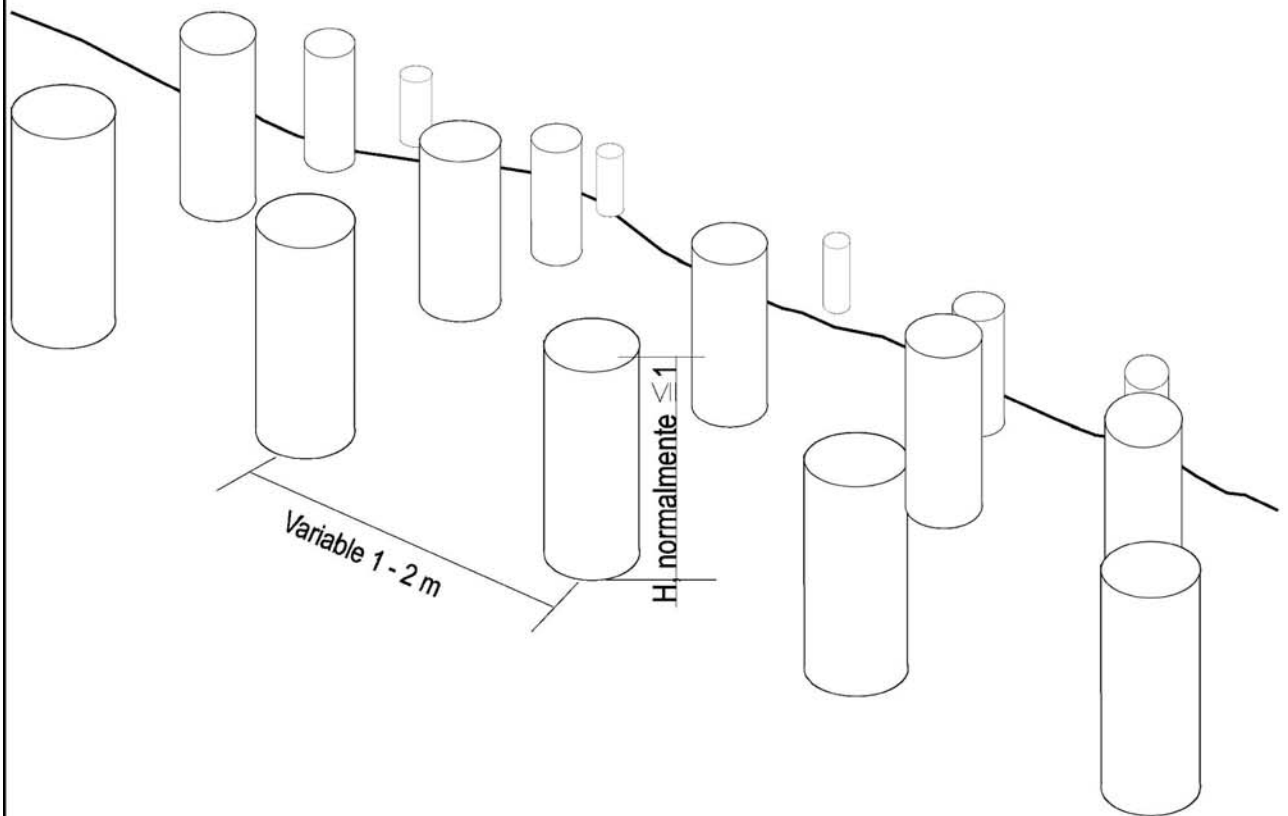
3.916.203 Pilotes. Los pilotes son postes (tratados químicamente para larga vida) o elementos metálicos que se clavan verticalmente en la pendiente con el objeto de anclar el manto de nieve. Evidentemente, esto puede realizarse solamente donde el terreno de fundación consiste de suelos. La altura de los pilotes sobre el terreno debe ser a lo menos igual a la máxima altura de nieve esperada para un cierto período de retorno (normalmente de 30 a 100 años). La razón entre la parte enterrada del pilote y aquella sobresaliente debe ser del orden de 2: 1. En todo caso, las mínimas profundidades de enterramiento deben ser de 0,6 m en suelos densos y del orden de 0,8 a 1,0 m en suelos poco cohesivos. La separación entre pilotes depende de la inclinación del suelo y de la profundidad del manto de nieve; para pendientes inferiores a 30° y profundidades de nieve de 1,5 m la separación horizontal debe ser de 2,0 m, para pendientes superiores a 45° y profundidades de nieve de 3,0 m la separación debe ser del orden de 0,9 m. Evidentemente, el colocar pilotes con separaciones de no más de 1 m y enterrados varios metros, y además cubriendo densamente toda un área montañosa de fuerte pendiente, es además de costosa extremadamente laboriosa. Por ello, pilotes se emplean solamente con profundidades de nieve inferiores a 1 m y en pendientes inferiores a 35° . Un esquema de pilotes se muestra en la Lámina 3.916.203.A. El diámetro de los pilotes suele estar entre 0,1 y 0,2 m para mantos de nieve de menos de 1,5 m de profundidad.

Ocasionalmente, se han empleado pilotes altos, de hasta 5 m, poco enterrados pero amarrados entre sí en sus extremos superiores por cables de acero y de manera de formar líneas paralela a la mayor pendiente y líneas transversales. Los extremos de los cables de cada línea se anclan en roca. En estos casos la resistencia de la estructura se transfiere esencialmente al anclaje de aguas arriba de los cables de las líneas paralelas a la mayor pendiente, los cuales deben estar en roca, la roca debe ser de buena calidad geotécnica y el anclaje adecuado para las presiones que provoca el manto de nieve inclinado.



Ejemplo de bancos en suelos cohesivos o roca de muy pobre calidad geotécnica.





3.916.3 ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR Y ESTABILIZAR EL MANTO DE NIEVE

3.916.301 Propósito y Tipos de Estructuras. El propósito de las estructuras para soportar el manto de nieve es el de retener la nieve acumulada en la zona de inicio de las avalanchas y así impedir que estas se desarrollen. Existen tres tipos básicos de estructuras para soportar y estabilizar el manto de nieve en la zona de inicio de las avalanchas: las cercas (Lámina 3.916.301.A), los rastrillos (Lámina 3.916.301.B) y las redes (Lámina 3.916.301 C). Estas estructuras se construyen de manera perpendicular a la mayor pendiente del terreno, formando líneas continuas o discontinuas.

Las cercas, rastrillos y redes son las estructuras más eficientes para el control de las avalanchas, cuando se diseñan y construyen adecuadamente, y probablemente las más empleadas; hoy en día son varios miles las sendas de avalanchas en el mundo que utilizan este tipo de protección. En Chile se han instalado protecciones de este tipo en aproximadamente 40 sendas de avalanchas, aunque algunas de ellas están en desuso pues lo que protegían ha sido abandonado con el tiempo.

Los materiales a emplear en las estructuras de soporte son muy variados. Las cercas y rastrillos se construyeron inicialmente de madera, luego de madera tratada químicamente para prolongar la vida útil de las estructuras, luego acero, incluyendo rieles de vías férreas en desuso, y hormigón, y recientemente aluminio para reducir significativamente los gastos de mantenimiento de las estructuras de acero. Las redes se construyeron inicialmente de nylon sobre postes de acero, luego se emplearon diversos tipos de mallas metálicas, algunas de ellas constituidas por eslabones, mientras que actualmente se prefieren redes de delgados cables de acero cubiertas por mallas de alambre o, cuando la vida útil es corta, no más de un par de años, se emplean también diversos tipos de mallas de materiales sintéticos.

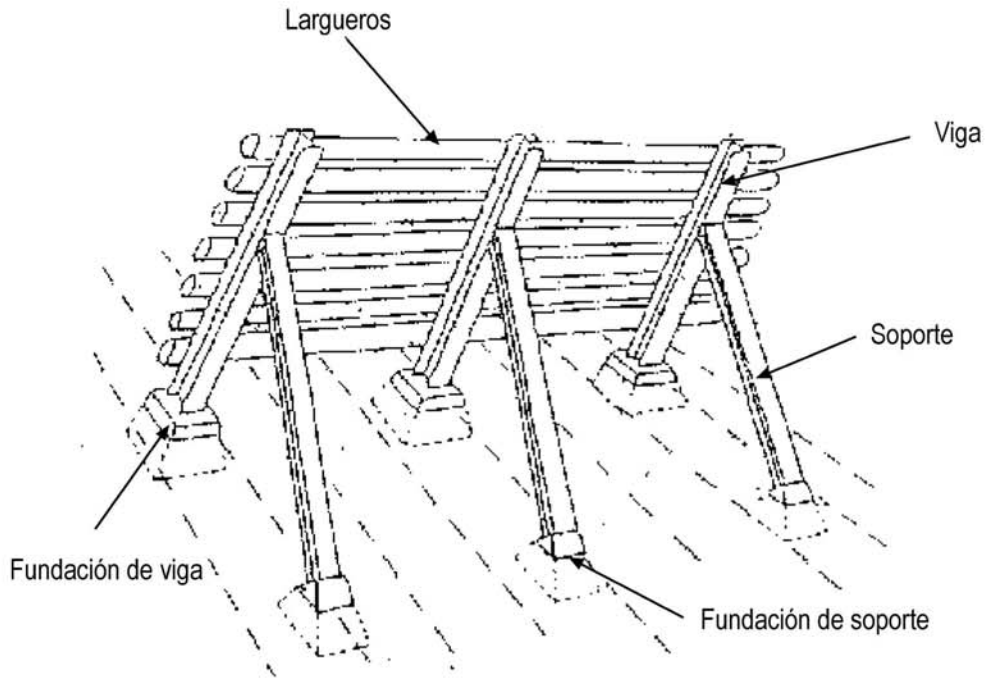
En pendientes constituidas por suelos potentes el tipo de estructura más adecuada son las cercas y los rastrillos, debido a que las fundaciones de estas estructuras se adaptan mejor a esas condiciones. Donde los suelos son afloramientos rocosos, o rocas con una tenue cubierta de detritos, las redes se adaptan de manera mejor, en particular cuando el relieve es rugoso y las pendientes son más fuertes.

Las estructuras permiten pequeños movimientos de la nieve que soportan, pero no son capaces de soportar las presiones de las avalanchas desarrolladas, salvo el eventual inicio de avalanchas de nieve suelta entre las estructuras y que debe ser detenida por la primera de esta agua abajo del punto de inicio. Por ello, la altura de las estructuras debe ser mayor que la mayor altura de nieve esperada. De no ser así, pueden desarrollarse avalanchas en la nieve que excede la altura de las estructuras y destruir todas las estructuras ubicadas hacia aguas abajo en la senda.

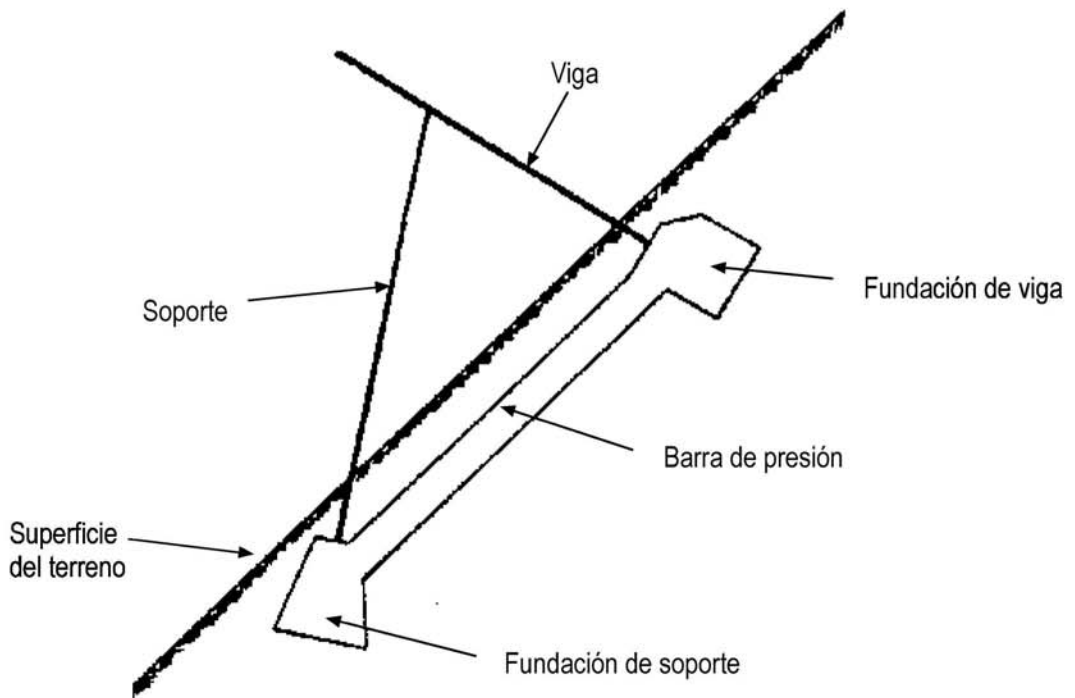
Las cercas y rastrillos son en realidad módulos consistentes de dos soportes, dos vigas inclinadas (en el caso de las cercas) u horizontales (en el caso de los rastrillos), y largueros horizontales o inclinados en las cercas o rastrillos respectivamente. Estos últimos forman el plano de la grilla de soporte, con espacios variables entre si y lo cual hace al plano penetrable por la nieve; el grado de penetrabilidad puede ser expresado en términos de densidad de la grilla, vale decir, la razón entre la superficie de la grilla ocupada por alguna estructura y la superficie total de la grilla. Como ejemplo, en el caso de las redes esta densidad es extremadamente baja, mientras que una grilla constituida por una sólida pared de hormigón tiene la densidad de uno.

La experiencia ha demostrado que inclinando la grilla de estructuras rígidas, como cercas y rastrillos, aproximadamente 15° hacia aguas abajo de la perpendicular a la pendiente del terreno, se produce una mejor distribución de los esfuerzos que actúan sobre los componentes de una estructura tipo cerca o rastrillo. En el caso de las redes, esto se obtiene cuando la inclinación de la línea que une el pié con la cumbre de la red es de 30° hacia aguas debajo de la perpendicular a la pendiente.

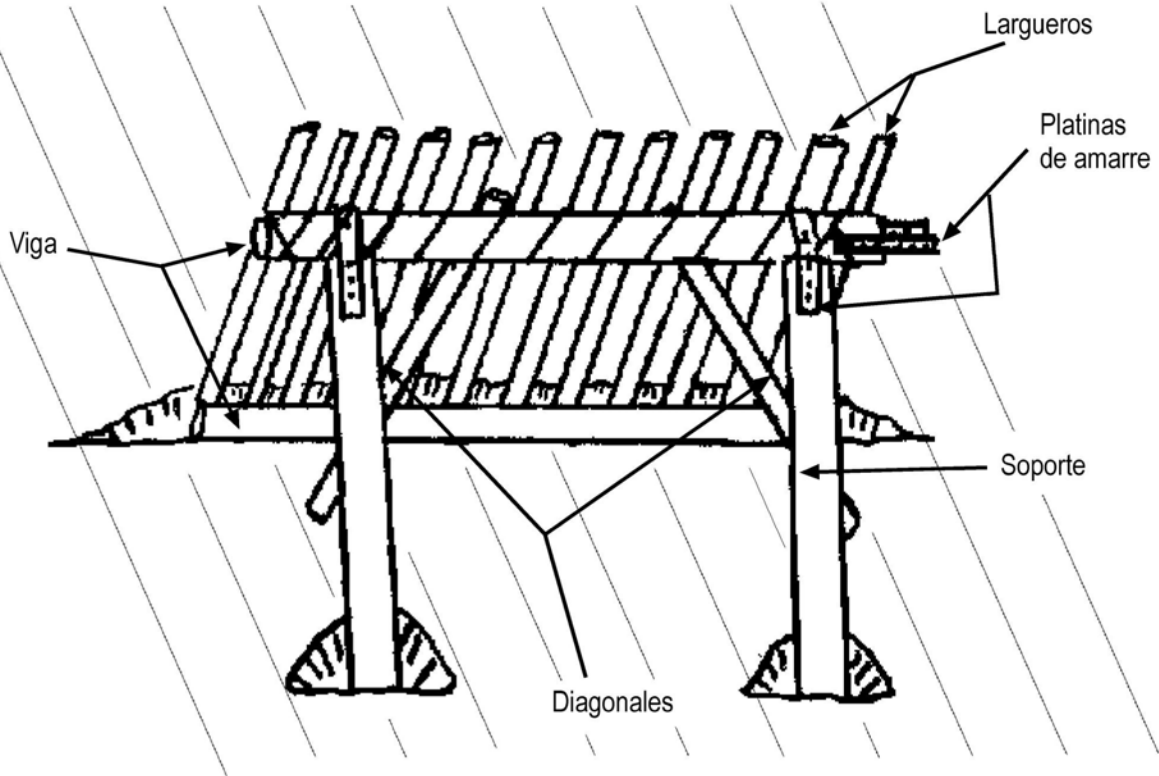
La unión entre los diversos componentes de una estructura (fundación, soporte, vigas y largueros) puede ser fija o abisagrada (o articulada en el caso de la unión de postes de redes a sus fundaciones), existiendo opiniones diversas entre los expertos en la materia. En todo caso, parece conveniente que la unión entre el soporte y la viga de cercas o rastrillos sea abisagrada, mientras que la unión entre los postes de las redes y su fundación debiera ser preferentemente una unión universal o una unión tipo bola.



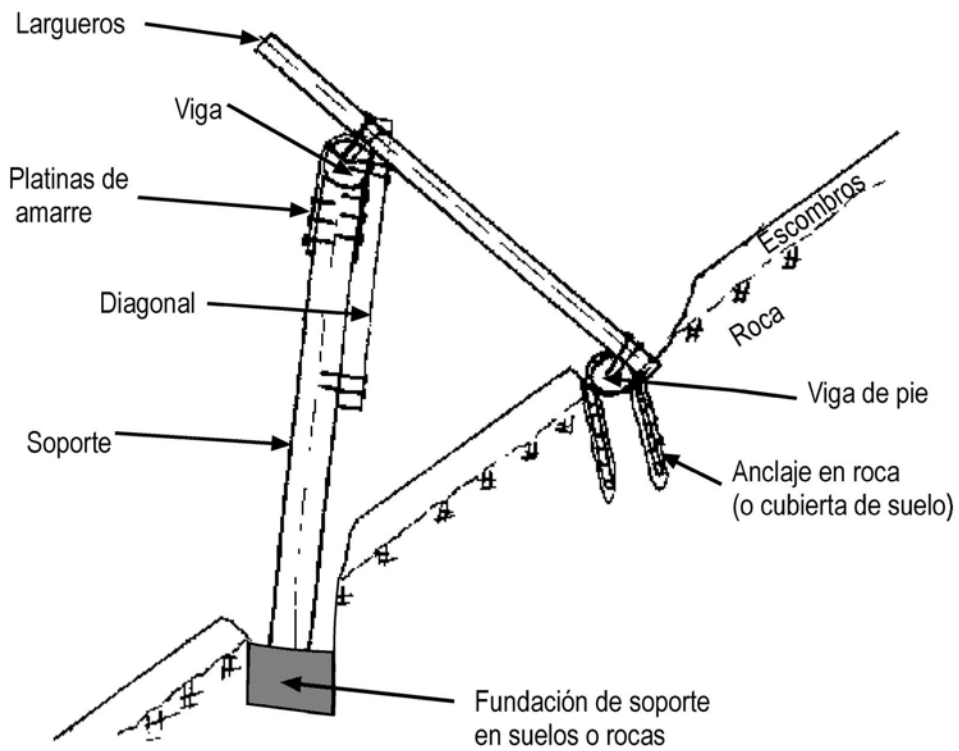
a) Esquema de cerca.



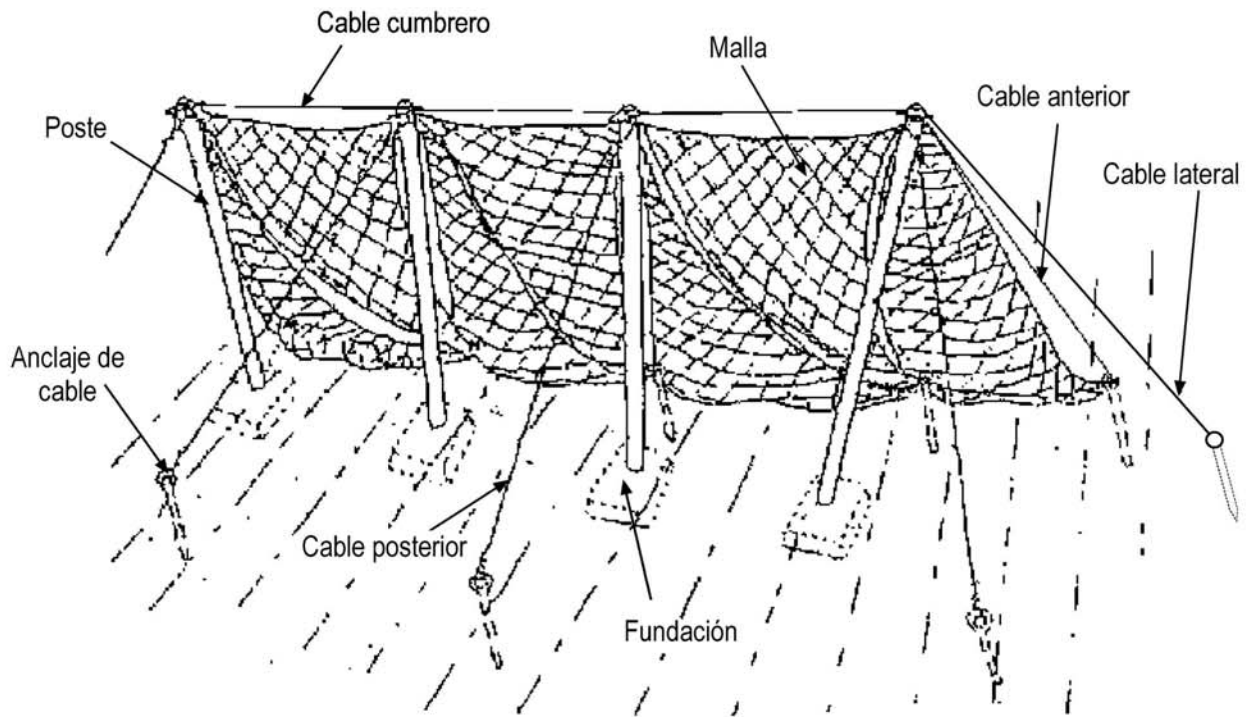
b) Esquema de perfil de cerca con fundación prefabricada para suelos no cohesivos.



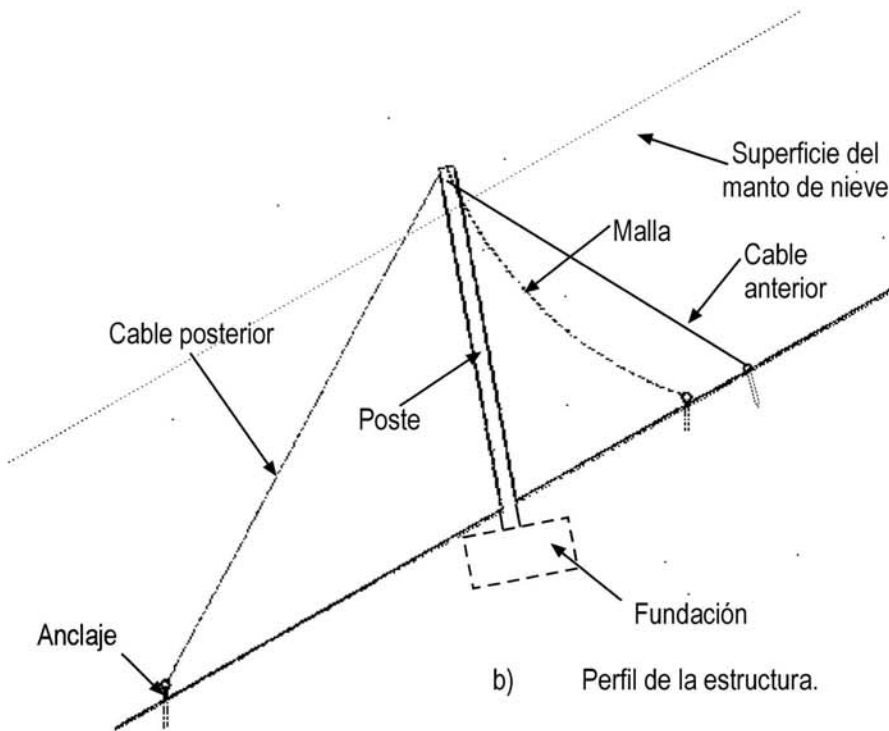
a) Esquema de estructura tipo rastrillo, en madera o tubos metálicos.



b) Esquema de perfil de la estructura.



a) Esquema de estructura tipo



b) Perfil de la estructura.

Si en la cumbre de la pendiente donde se instalan estructuras de soporte del manto de nieve se forman cornisas, la estructura ubicada más arriba de todas debe instalarse tan cerca de la cornisa como sea posible, pero no demasiado cerca como para que quede cubierta por ella. Esta estructura debe ser, también lo suficientemente fuerte para soportar el mayor peso de la nieve de la cornisa y, eventualmente más alta. Puede reducirse el problema de las cornisas instalando deflectores de viento (ver Tópico 3.916.9). De manera similar, las estructuras ubicadas más arriba en la senda de avalanchas pueden recibir el impacto de caídas rocas desde eventuales taludes superiores, o de rocas que ruedan y saltan en la fuerte pendiente, lo cual debe considerarse en su diseño.

3.916.302 Condiciones del Terreno y Disposición General de las Estructuras de Soporte en las Laderas. En sendas parcialmente confinadas, o confinadas, las estructuras de control de avalanchas deben cubrir de manera completa la zona de inicio de las avalanchas, pero en las sendas abiertas puede no ser necesario una cubierta completa sino parcial (ver Lámina 3.916.302 A fig. a). En este último caso debe diseñarse la disposición de las estructuras de control de manera que las líneas inferiores de las estructuras sean siempre más cortas que las superiores, de manera que las avalanchas desarrolladas en la zona sin estructuras de control no puedan dañarlas.

Las líneas que forman las estructuras de control pueden ser líneas continuas, con los diversos módulos que forman las líneas adyacentes entre sí o separados solamente en sectores donde no es posible que se inicien avalanchas, o bien líneas discontinuas con espacios entre los módulos de una línea, o entre cada cierto número de módulos de una línea (ver Lámina 3.916.302 A fig. b). En los extremos de los módulos no unidos con otros módulos se producen esfuerzos adicionales especiales que deben ser considerados en el diseño de los módulos.

Las estructuras de control de avalanchas, o los módulos, también pueden ser dispuestas de manera escalonada [véase Lámina 3.916.302.A, Figura c)], o combinaciones de líneas discontinuas y de módulos escalonados [véase Lámina 3.916.302.A, Figura d)].

En todo caso, las estructuras de control de avalanchas deben extenderse hasta las mismas márgenes de las sendas, e idealmente, algunos metros más allá de las márgenes de manera de garantizar que no se iniciarán avalanchas en las márgenes eventualmente pobremente controlados de las sendas.

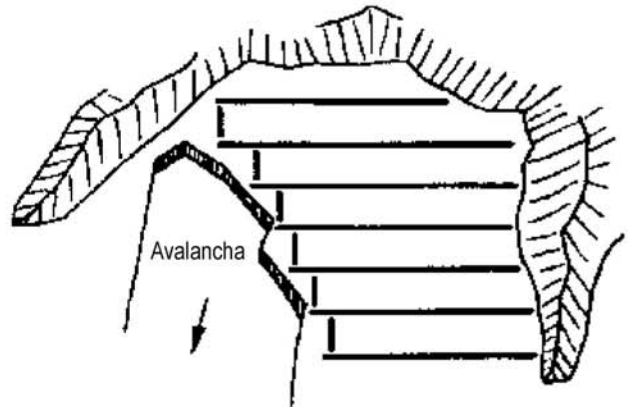
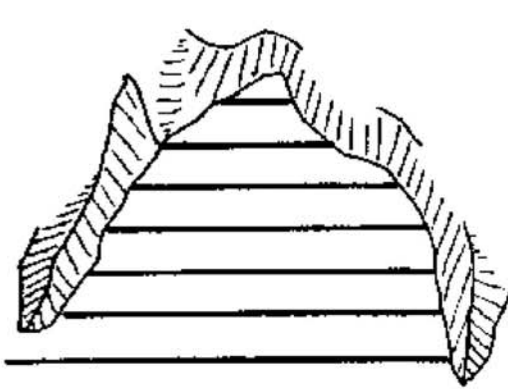
3.916.303 Profundidad y Espesor de la Nieve y Altura de las Estructuras. Para el efecto de establecer la altura de diseño de las estructuras de control de avalanchas es conveniente precisar los términos de profundidad y espesor del manto de nieve y el de altura de las estructuras (todo en metros).

3.916.303(1) Profundidad de la Nieve. La profundidad de la nieve (H_s) medida verticalmente es característica de un cierto lugar o sector y, si la nieve cae perpendicularmente sin viento, esta profundidad es independiente del ángulo de la pendiente. La profundidad máxima (H_m) del manto de nieve es la máxima profundidad que alcanza el manto de nieve en un lugar en particular (por ejemplo donde se coloca una estructura de control de avalanchas) durante un año particular.

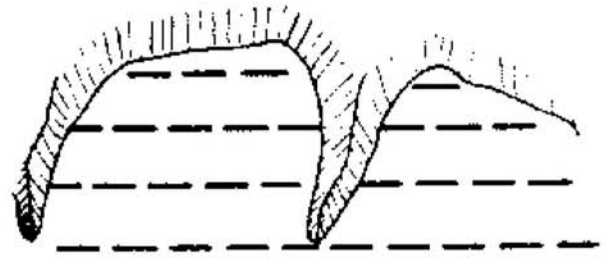
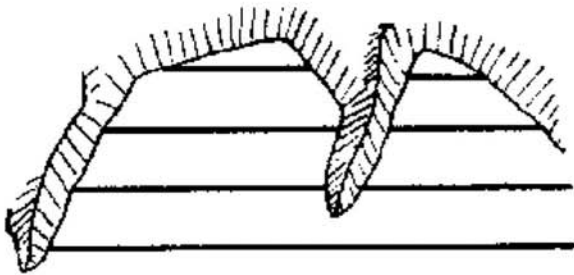
La profundidad máxima promedio (H_p) es la profundidad máxima promedio sobre una cierta área para un año particular.

La profundidad extrema (H_x) es la profundidad máxima que puede alcanzar la nieve en un lugar en particular (donde se diseña una estructura de control de avalancha) y para un cierto período de recurrencia, por ejemplo normalmente 100 años. Esta profundidad es básica para el diseño de las estructuras de control de avalanchas; puesto que es difícil observarla directamente, suele inferirse a partir de observaciones de distribución de la nieve sobre una cierta área, de las profundidades máximas (H_m) de nieve en el lugar, de la profundidad máxima promedio (H_p) de la nieve en el área o lugares vecinos, durante ciertas temporadas invernales y también de la profundidad promedio extrema (H_e) la que puede ser estimada a partir de los registros meteorológicos y climáticos. En este caso:

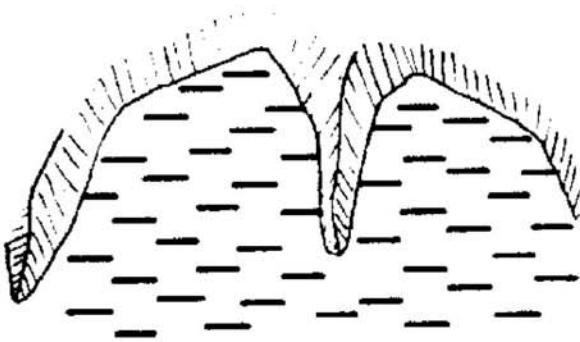
$$H_x = H_m \times H_e / H_p \quad (\text{ec. 3.916.303(1).1})$$



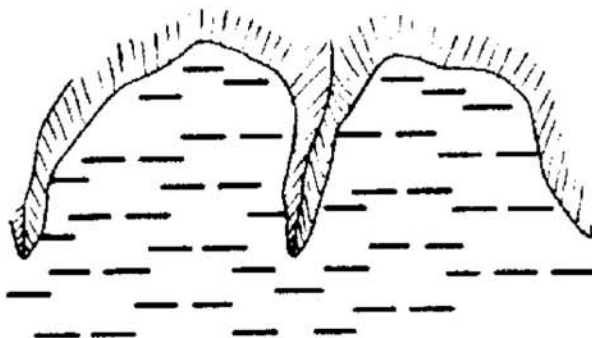
a) Control completo o parcial de las zonas de inicio de avalanchas.



b) Líneas continuas o discontinuas de estructuras de control de avalanchas.



c) Disposición escalonada de las estructuras de control de avalanchas.



d) Combinaciones de líneas discontinuas y escalonadas de las estructuras de control de avalanchas.

Estando H_m y H_p referidos al mismo período de observaciones.

La profundidad extrema promedio (H_e) es la profundidad promedio de la nieve sobre una cierta área, al producirse la profundidad extrema.

3.916.303(2) Espesor de la Nieve. El espesor de la nieve (D) es la profundidad de la nieve medida perpendicularmente a la pendiente (de ángulo Ψ). El espesor se designa de manera similar a las profundidades de la nieve, por ejemplo espesor máximo promedio, y se calcula como:

$$D_s = H_s \times \cos \Psi, \quad D_m = H_m \times \cos \psi, \quad D_x = H_x \times \cos \psi, \text{ etc.} \quad (\text{ec. 3.916.303(2).1})$$

3.916.303(3) Altura de una Estructura. La altura vertical de una estructura (H_K) se define como la altura promedio entre el borde superior de la grilla, o red, de la estructura y el terreno [véase Lámina 3.916.303.A, Figura a)] y debe ser algo mayor que H_x . Normalmente:

$$H_K = H_x \quad \text{en redes y} \quad H_K = H_x + 0,3 \quad \text{en cercas o rastrillos,}$$

donde H_x es como se indica más arriba en el Numeral, pero si por las condiciones del terreno la estructura en sí produce considerables acumulaciones de nieve por transporte eólico, como puede ser el caso de cercas o rastrillos, el adicional puede alcanzar 0,5 o incluso 1,0 m.

La altura inclinada (B_K) de una estructura de cerca o rastrillo es la altura medida a lo largo de la superficie de la grilla, entre el terreno y el borde superior de esta. En el caso de una red, la altura combada (B_K) de esta se define como la altura promedio del plano de soporte [Lámina 3.916.303.A, Figura b)], medida paralelamente a la superficie de soporte, siendo el límite inferior la superficie del terreno y el superior, el borde superior de la red.

La altura efectiva de una estructura (D_K) es la distancia promedio entre el borde superior de esta (grilla o red) y el terreno, medida perpendicularmente a la pendiente del terreno, lo cual es análogo al espesor extremo de la nieve en el caso de una red.

3.916.304 Distancia entre Estructuras, o entre Líneas de Estructuras.

3.916.304(1) Distancia a lo Largo de la Pendiente. La distancia entre estructuras, o líneas de estructuras para el control de avalanchas, medida a lo largo de la pendiente, depende de la carga de nieve, la profundidad de la nieve y la altura vertical de la estructura. En la medida que se incrementa la profundidad de la nieve, la altura vertical y la resistencia de la estructura también se incrementan proporcionalmente. La distancia a lo largo de la pendiente (L , en metros) es:

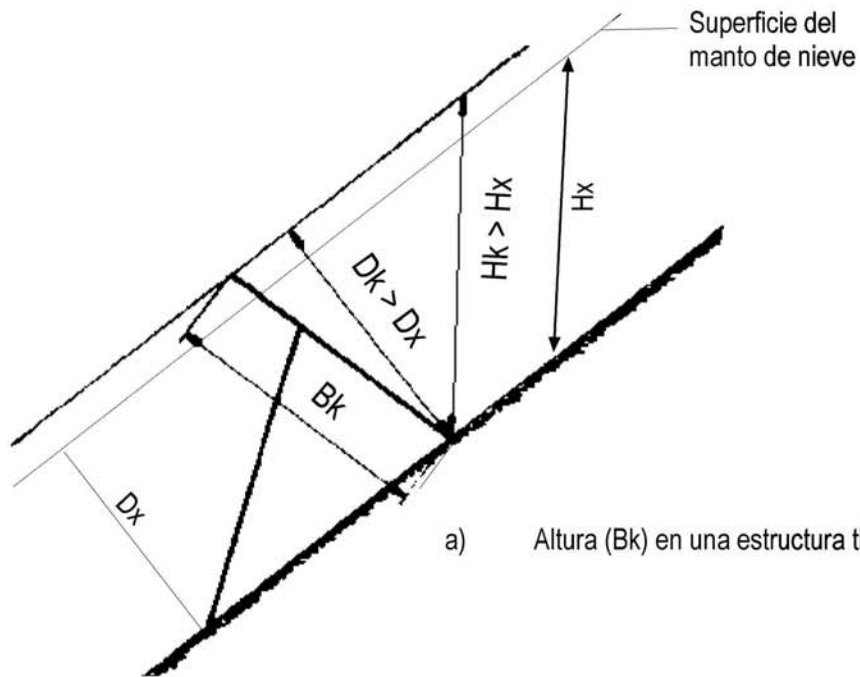
$$L = f_L \times H_K / 1,5 \quad (\text{ec. 3.916.304(1).1})$$

donde H_K (en metros) es la altura de la estructura, como se indica en el Numeral anterior, y f_L es un factor de distancia cuyo valor es:

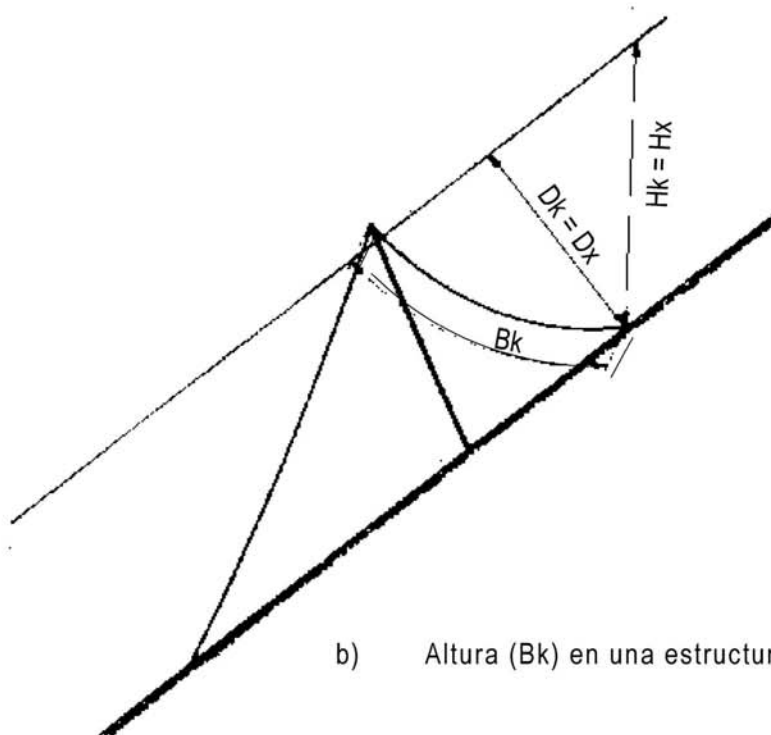
$$f_L = (2 \times \tan \psi) / (\tan \psi - \tan \varphi) \quad (\text{ec. 3.916.304(1).2})$$

donde ψ es el ángulo de la pendiente del terreno aguas arriba de la estructura y φ es el ángulo de fricción entre la nieve y la superficie del suelo. El valor de $\tan \varphi$ varía entre 0,50 para superficies suaves (como superficies de pastos largos o rocas lisas) a 0,60 para superficies rugosas de grandes bloques de rocas. El valor promedio de $\tan \varphi$ suele ser 0,55. Si el ángulo de la pendiente del terreno cambia entre dos estructuras, o líneas de estructuras, debe emplearse el ángulo que forma la línea recta que une la base de las dos estructuras.

Cuando el ángulo de la pendiente es inferior a 35° , y la nieve es profunda, resultan distancias teóricas considerables con relación a la zona que carga la estructura con la nieve. Como en estos casos la posibilidad de daño a las estructuras por efectos dinámicos es desconocida, se ha dispuesto un límite superior al valor de f_L , el que es de $f_L = 13$.



a) Altura (Bk) en una estructura tipo cerca o rastrillo.



b) Altura (Bk) en una estructura tipo red.

- Hx= profundidad extrema del manto de nieve.
- Dx = espesor extremo del manto de nieve.
- Hk = altura de la estructura.
- Dk = altura efectiva de la estructura.
- Bk = altura inclinada, o combada, de la estructura.

3.916.304(2) Intervalo entre Estructuras, Medido Transversalmente a la Pendiente. El intervalo (A, en metros) que separa estructuras ubicadas en una misma línea de cota (estructuras en una línea discontinua) no debe ser mayor que 2 metros [Lámina 3.916.304.A, Figura a)]; solamente en sitios donde las condiciones del terreno impiden que se inicien avalanchas, este intervalo puede ser mayor. Cuando se establece un intervalo entre estructuras, debe haber siempre una estructura de soporte del manto de nieve aguas arriba del intervalo, a distancia no superior a L (ver arriba en este mismo Numeral).

En el caso de estructuras dispuestas de manera escalonada, el intervalo entre estructuras adyacentes pero desplazadas en la pendiente debe reducirse en proporción al desplazamiento. En todo caso el intervalo debe desaparecer a la distancia de 6 metros [Lámina 3.916.304.A, Figura b)] y también en todo caso, el intervalo siempre debe estar protegido por una estructura ubicada más arriba en la pendiente y a una distancia, medida a lo largo de la pendiente, no superior a L.

3.916.305 Longitud de la Estructura para Soportar el Manto de Nieve. La longitud (l, en metros) de una estructura para soportar el manto de nieve es la longitud real promedio de esta, medida transversalmente a la mayor pendiente del terreno. La longitud efectiva (l_w , en metros) de una estructura se compone de la longitud de la estructura (l) más la longitud de la zona de influencia lateral de la estructura. Para estructuras en una línea discontinua, l_w equivale a:

$$L_w = l + 2 \times A / 2 \quad (\text{ec. 3.916.305.1})$$

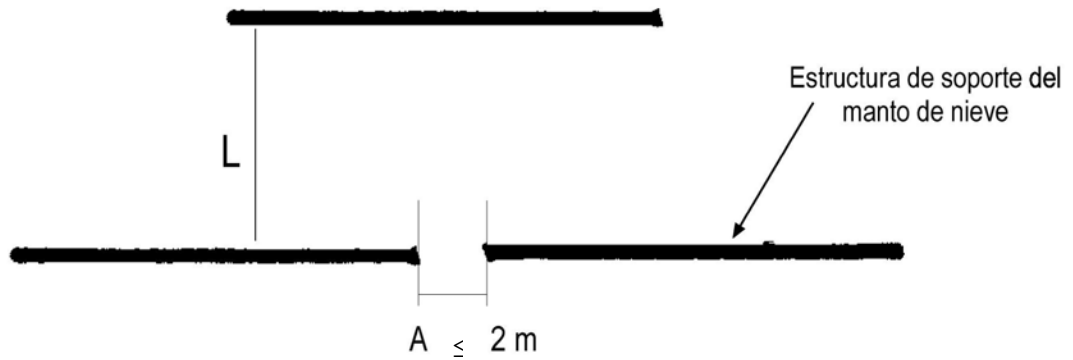
donde A (en metros) es el intervalo de separación (ver Numeral anterior) y l (en metros) es la longitud de la estructura.

La longitud mínima (l) de una estructura en líneas discontinuas debe ser $2 \times A$ [ver Lámina 3.916.305.A, Fig. a)]. En el caso de estructuras escalonadas, la longitud mínima (l) de éstas debe ser $2 \times D_K$ [Lámina 3.916.305.A, Fig. b)] donde D_K es la altura efectiva de la grilla o red (ver Numeral 3.916.303). En el caso de combinaciones de estructuras en línea discontinua y en disposición escalonada, la longitud total en cada línea de los módulos de estructuras y de los intervalos, debe ser a lo menos $2 \times D_K$ [ver Lámina 3.916.305.A, Figura c)].

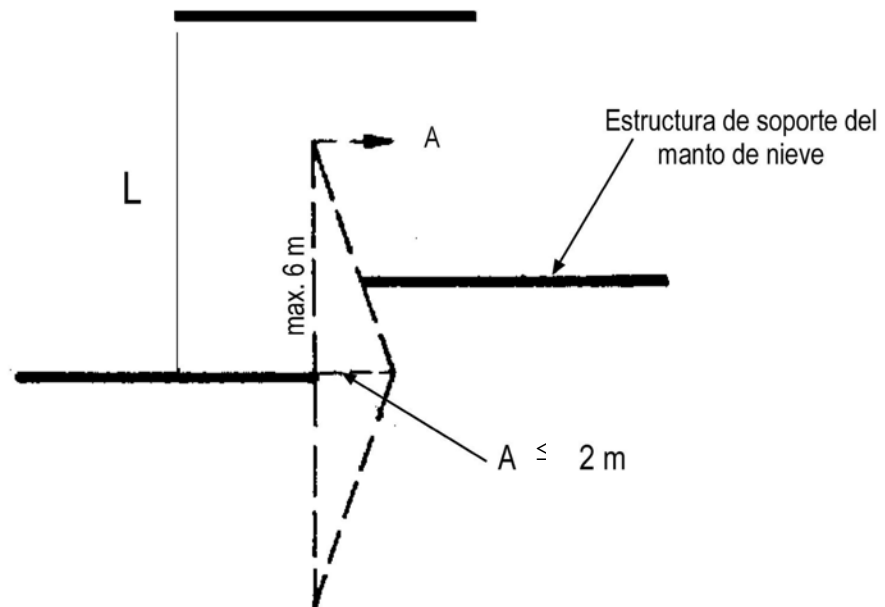
3.916.306 Presión del Manto de Nieve sobre las Estructuras y Cálculo de los Esfuerzos.

3.916.306(1) Factores que Determinan la Presión del Manto de Nieve. Los factores que determinan la presión que el manto de nieve ejerce sobre las estructuras que soportan el manto de nieve son los siguientes:

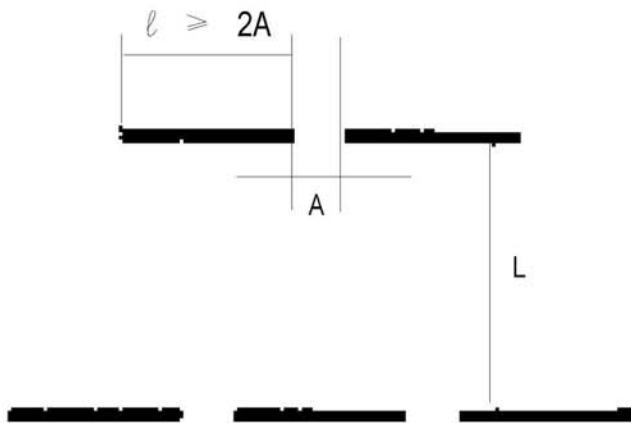
- a. La densidad promedio del manto de nieve en el lugar de la estructura (γ_s). Como se trata de mantos de nieve de profundidades extremas, ellos son, normalmente, acumulaciones de nieve de varias tormentas y producidas durante un intervalo de tiempo relativamente prolongado, por lo cual las densidades promedio del manto de nieve suele ser superior a 2.700 o 2.800 kg/m^3 . En todo caso, el diseño de las estructuras debe considerar el hecho que, tras un cierto tiempo, la profundidad extrema disminuye debido a los procesos que densifican el manto de nieve, de manera que el manto de nieve adquiere menor profundidad pero mayor densidad. Por ello, las estructuras se deben diseñar para dos tipos de cargas: (i) el primer tipo, con las profundidades extremas y densidades promedio de la nieve en esas condiciones y (ii) el segundo tipo, con las condiciones de nieve tras un cierto período de tiempo después de haber alcanzado la profundidad extrema, cuando ya la profundidad es menor pero la nieve es más densa.
- b. La profundidad extrema de la nieve (Hx) en el lugar de la estructura individual.
- c. El factor de reptación (K), el cual varía según la densidad de la nieve y el seno del ángulo de la pendiente del terreno ($\text{sen } 2\Psi$) en el lugar de la estructura, con los siguientes valores: $\gamma_s = 200$ y $K_s = 0,70$, $\gamma_s = 300$ y $K_s = 0,76$, $\gamma_s = 400$ y $K_s = 0,83$, $\gamma_s = 500$ y $K_s = 0,92$, $\gamma_s = 600$ y $K_s = 1,05$. Para obtener el valor de K que corresponda a cierta densidad de nieve, K_s debe multiplicarse por el valor del $\text{sen } 2\Psi$. Sin embargo, como en las zonas de inicio de las avalanchas Ψ suele ser superior a 35° , para todos los efectos prácticos $\text{sen } 2\Psi = 1$ y K varía, esencialmente, en relación con la densidad de la nieve.



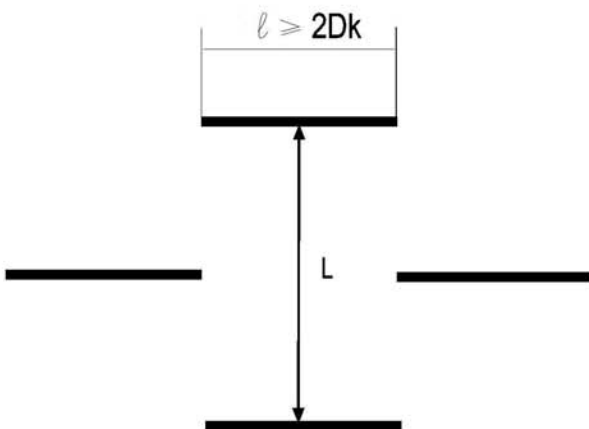
- a) Intervalo (A) entre estructuras en una línea discontinua.
L= distancia a lo largo de la pendiente de separación entre estructuras o línea de estructuras.



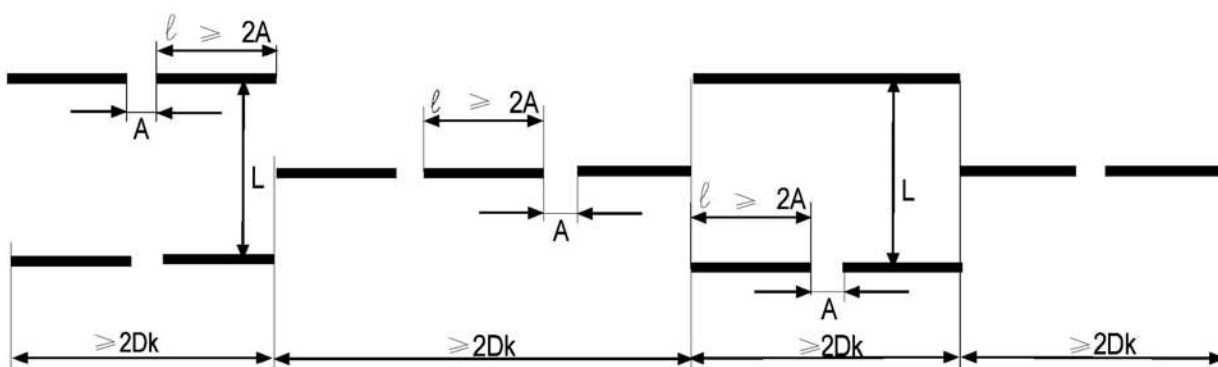
- b) Intervalo (A) entre estructuras dispuestas de manera escalonada.
L= distancia a lo largo de la pendiente de separación entre estructuras o línea de estructuras.



a) Longitud mínima de estructuras en una línea discontinua.



b) Longitud mínima de estructuras en una disposición escalonada.



c) Longitud mínima de estructuras en una combinación de líneas discontinuas y disposición

Notas:

- l = longitud mínima de una estructura.
- A = intervalo de separación entre estructuras en la misma cota..
- L = separación entre estructuras, o líneas de estructuras, medido a lo largo de la pendiente.
- Dk = altura efectiva de una grilla o red.

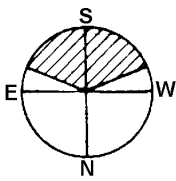
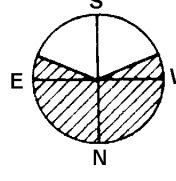
- d. El factor de deslizamiento (N), que es función de la vegetación, rugosidad del terreno, y aspecto de este, en el lugar de la estructura para soportar el manto de nieve. Los valores de N para diversas condiciones del terreno y la vegetación se indican en la Tabla 3.916.306.A.
- e. El factor del efecto en el extremo lateral de cada estructura (f_R), el cual depende del intervalo de separación (A , en metros, ver Numeral 3.916.304) entre estructuras individuales, o entre líneas de estructuras, y del factor de deslizamiento (N , ver arriba) de la siguiente manera:

$$f_R = (0,92 + 0,65 \times N) \times A / 2 \quad (\text{ec. 3.916.306(1).1})$$

y para el caso del extremo abierto en la primera (o última) estructura de una línea el valor máximo de f_R es:

$$f_R = (1,00 + 1,25 \times N) \quad (\text{ec. 3.916.306(1).2})$$

TABLA 3.916.306.A
CRITERIOS PARA EVALUAR EL FACTOR DE DESLIZAMIENTO (N) DEL MANTO DE NIEVE EN ESTRUCTURAS PARA SOPORTAR EL MANTO

CLASE DE TERRENO Y VEGETACION	FACTOR DE DESLIZAMIENTO (N)	
	 ESE - S - WSW	 ESE - N - WSW
Aspecto del terreno, en el hemisferio Sur. Achurado indica el aspecto en el cual se instalan las estructuras.		
Clase 1: <ul style="list-style-type: none"> Bloques o bolones de roca, diámetro $\geq 0,3$ m. Terreno con relativamente grandes afloramientos rocosos. 	1,2	1,3
Clase 2: <ul style="list-style-type: none"> Superficie cubierta por arbustos de a lo menos 1 m de altura. Montículos bien desarrollados, de a lo menos 0,5 m de altura, y cubiertos por pasto y pequeños arbustos. Pendiente cortada por sendas de ganado bien pronunciadas. Bolones de rocas de 0,1 a 0,3 m de diámetro. 	1,6	1,8
Clase 3: <ul style="list-style-type: none"> Pasto corto, con pequeños arbustos de menos de 1 m de altura. Pequeños bolones de roca de menos de 0,1 m de diámetro, dispersos entre pastos y arbustos. Solamente algunos pocos montículos, de menos de 0,5 m de altura 	2,0	2,4
Clase 4: <ul style="list-style-type: none"> Pasto suave, de hoja larga. Superficies rocosas suaves, o con planos de estratificación paralelos a la pendiente del terreno. Depresiones pantanosas. Suelos de gravilla fina o mezclada con tierra. 	2,6	3,2

3.916.306(2) Los Componentes de la Presión del Manto de Nieve. La presión que ejerce el manto de nieve sobre un plano perpendicular a la pendiente se compone generalmente de: (i) la presión que resulta de bloquear localmente el movimiento de reptación y el movimiento de deslizamiento del manto de nieve y (ii) la presión que resulta de dificultar la expansión transversal que se produciría bajo la influencia del componente de la gravedad que es perpendicular a la pendiente (también llamada presión nivoestática). Según esto, los componentes de la presión que ejerce el manto de nieve son:

3.916.306(2) a) La presión paralela a la pendiente. La componente de las presiones de reptación y deslizamiento ejercen una fuerza (S_N) sobre la longitud unitaria de un plano soportante rígido (cerchas y rastrillos) infinitamente largo y perpendicular al terreno que equivale a:

$$S_N = \gamma_s \times K \times N \times H_x^2 / 2 \quad (\text{ec. 3.916.306(2).1})$$

donde H_x (en metros) es como se indica en el Numeral 3.916.303, y γ_s (en kg/m^3) y los factores K y N son como se indica en el Numeral 3.916.306. Esto presume que la presión se distribuye uniformemente en toda la profundidad del manto de nieve, lo cual es una simplificación de condiciones que son más complicadas, pero adecuada para los criterios de diseño. La presión nivoestática se puede despreciar, debido a que es un valor muy relativamente pequeño con relación a las presiones de reptación y deslizamiento.

En el caso de las redes y debido a la flexibilidad del plano de soporte, la presión paralela a la pendiente se reduce por un factor de reducción (f_S) que tiene valor de 0,8, de manera que:

$$S_N = \gamma_s \times K \times N \times f_S \times H_x^2 / 2 \quad (\text{ec. 3.916.306(2).2})$$

3.916.306(2) b) La presión perpendicular a la pendiente. Cuando una pared rígida, construida perpendicularmente a la pendiente, interfiere el asentamiento de la nieve debido a la adherencia de la nieve a las rugosidades de la pared, se desarrolla una componente de fuerza (S_O) que es perpendicular a la pendiente y que se expresa como:

$$S_O = S_N \times a / (N \times \tan \psi) \quad (\text{ec. 3.916.306(2).3})$$

donde S_N es como se indicó más arriba, N es como se indica en el Numeral 3.916.306, ψ es el ángulo de la pendiente del terreno y a es una razón que depende del tipo de nieve y que varía entre 0,2 a 0,5, similar al coeficiente de fricción kinética (ver al final del Numeral 3.914.504). Para el diseño de una estructura se recomienda emplear como valor de la razón a la cifra de 0,35 o de 0,50, cualquiera de las dos que produzca la carga más desfavorable. Al igual que en el caso de S_N anteriormente señalado, se supone que S_O se distribuye uniformemente en toda la altura de la estructura.

La suma vectorial de S_N y S_O produce una fuerza resultante contra una pared perpendicular a la pendiente de terreno como se muestra en la Lámina 3.916.306.A, Fig. a), donde el ángulo ε es aquel entre la fuerza resultante y S_N , y puede expresarse como:

$$\tan \varepsilon = S_O / S_N = a / (N \times \tan \psi) \quad (\text{ec. 3.916.306(2).4})$$

En el caso de las redes, no se considera la presión del manto de nieve perpendicular a la pendiente.

3.916.306(2) c) Fuerzas adicionales en el caso de un plano de soporte inclinado. Como se señaló en el Numeral 3.916.301, la mejor eficiencia del soporte se obtiene cuando la grilla del plano soportante rígido se inclina 15° hacia aguas abajo con respecto a la perpendicular a la pendiente, y 30° en el caso de las redes. Cuando esto ocurre, por esta u otras causas, es necesario agregar el peso (G) de la nieve en el prisma que se forma entre la perpendicular al terreno y el plano inclinado, por unidad de largo de la estructura, como se indica en la Lámina 3.916.306.A, Figura b). Para un plano soportante rígido, G (en kg) es:

$$G = \gamma_s \times \tan \rho \times D_x^2 / 2 \quad (\text{ec. 3.916.306(2).5})$$

donde ρ es el ángulo de la inclinación (por ejemplo 15° , o 30° en el caso de las redes), γ_s es como se señala más arriba en el presente Numeral y D_x es como se indica en el Numeral 3.916.303. Como se

muestra en la Lámina 3.916.306.A, Figura b), G_N y G_O son los componentes de G paralelos y perpendiculares a la pendiente, respectivamente.

3.916.306(2) d) Fuerzas por el efecto de los extremos de la estructura. Si la longitud del plano soportante de una estructura es limitada, se desarrollan fuerzas en los extremos de este. Estas fuerzas son debidas al flujo plástico de la nieve en torno a los extremos del plano de soporte y dependen de todos los factores que intervienen en la presión que el manto de nieve ejerce sobre una estructura de longitud (teórica) infinita; también dependen del tamaño y rugosidad del plano soportante y del deslizamiento del manto de nieve. La distribución básica de las fuerzas se muestra en la Lámina 3.916.306.B, Figura a) y, para efectos de cálculo, se supone una fuerza S_R por metro lineal de la estructura y paralela a la pendiente, pero aplicada sobre una longitud Δl , que es:

$$S_R = f_R \times S_N \quad [\text{kg/m lineal}] \quad (\text{ec. 3.916.306(2).6})$$

$$\Delta l = 0,6 \times A / 2 \quad [\text{m}] \quad (\text{ec. 3.916.306(2).7})$$

para el caso de extremos de estructuras vecinas en una línea discontinua, o escalonadas, y

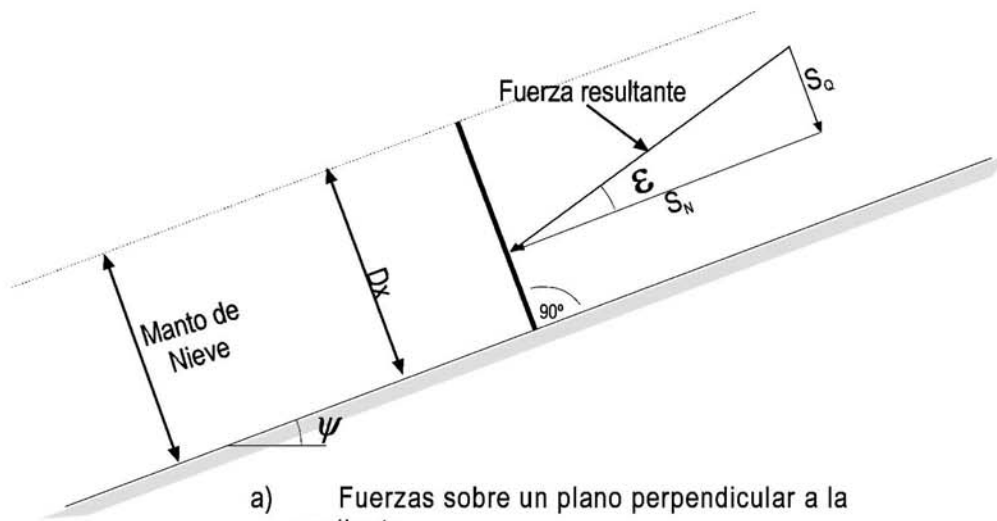
$$\Delta l = D_x / 3 \quad [\text{m}] \quad (\text{ec. 3.916.306(2).8})$$

como valor máximo en los extremos abiertos de estructuras al inicio o término de una línea continua, discontinua, o escalonada. f_R y S_N son como se indicó anteriormente en este Numeral, y D_x es como se señala en el Numeral 3.916.303.

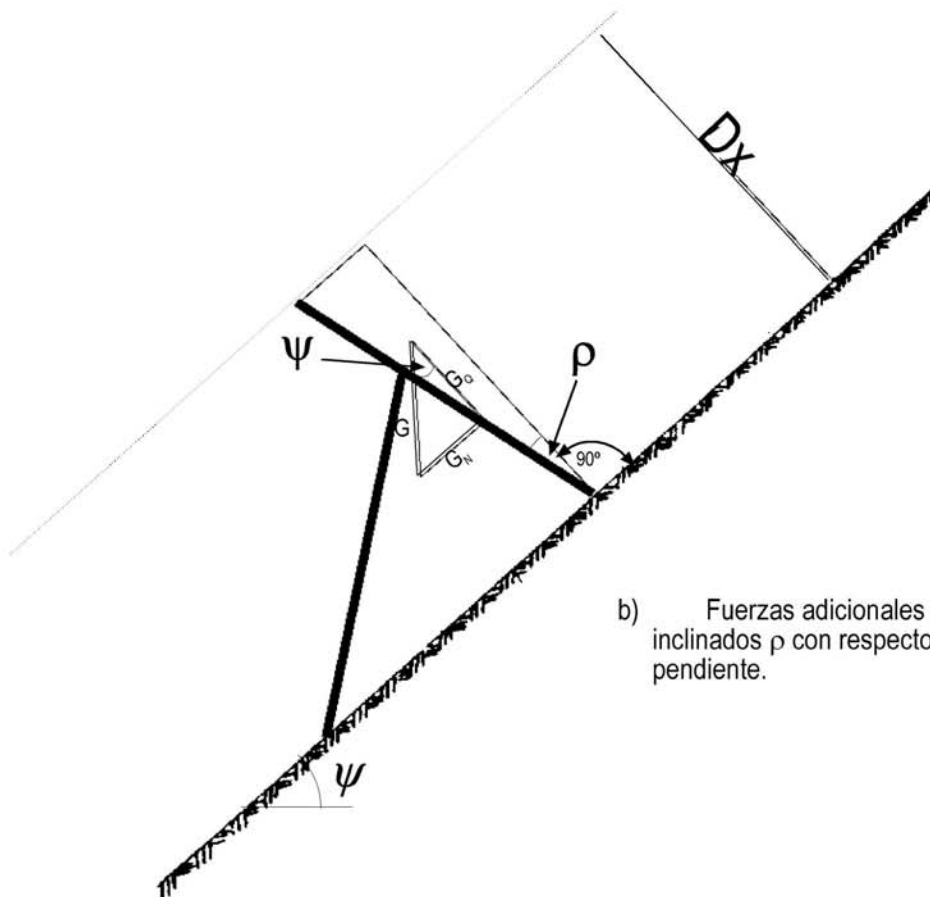
La eficiencia η de una estructura de soporte del manto de nieve en relación con las presiones, se define como la razón entre la presión efectiva que ejerce el manto de nieve, incluido el efecto de las fuerzas en los extremos de la estructura, en relación a la presión sin los efectos de las fuerzas en los extremos.

3.916.306(2) e) Fuerza resultante. La fuerza resultante sobre una estructura, por unidad de largo de la estructura, se obtiene a partir de la suma vectorial de sus componentes. Así, para una pared infinitamente larga, la fuerza resultante (R) es:

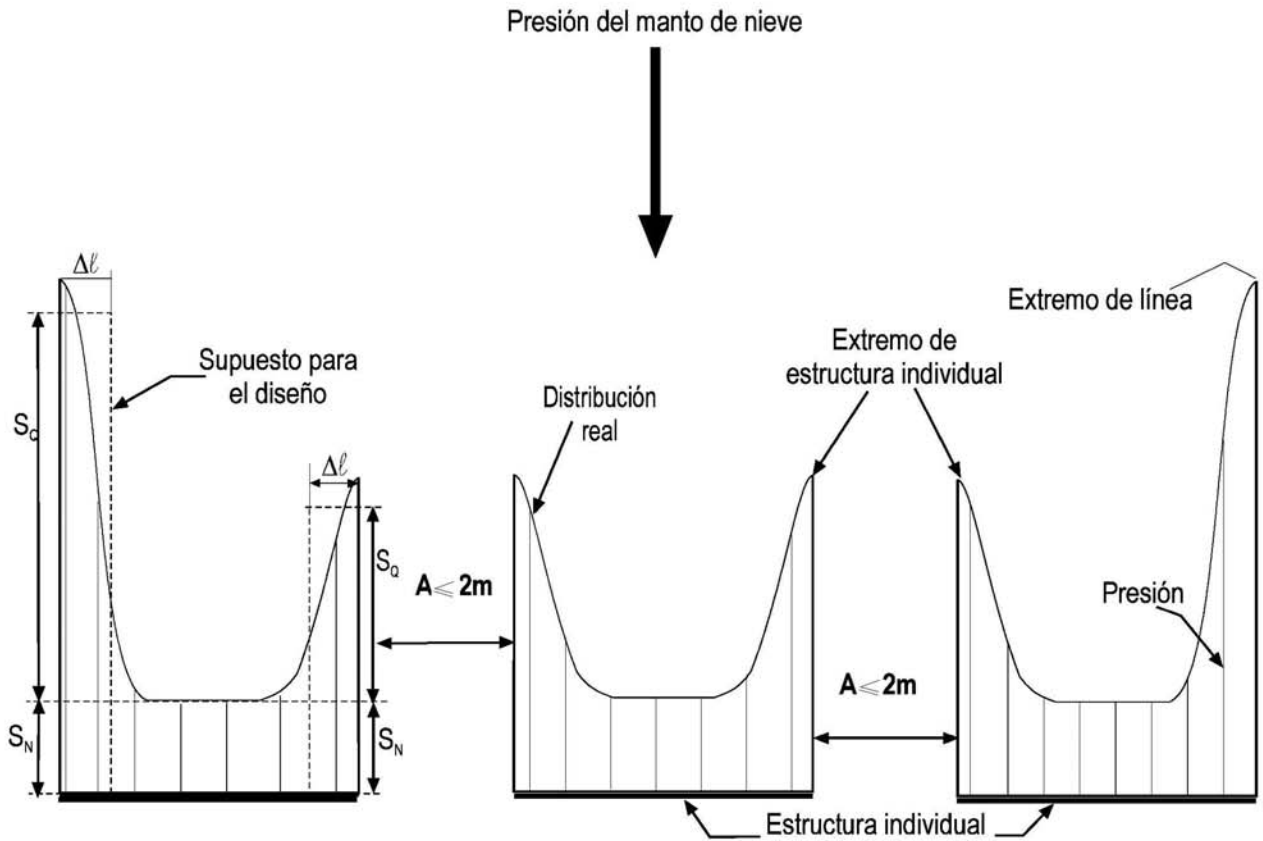
$$R = (R_N^2 + R_Q^2)^{0,5} \quad (\text{ec. 3.916.306(2).9})$$



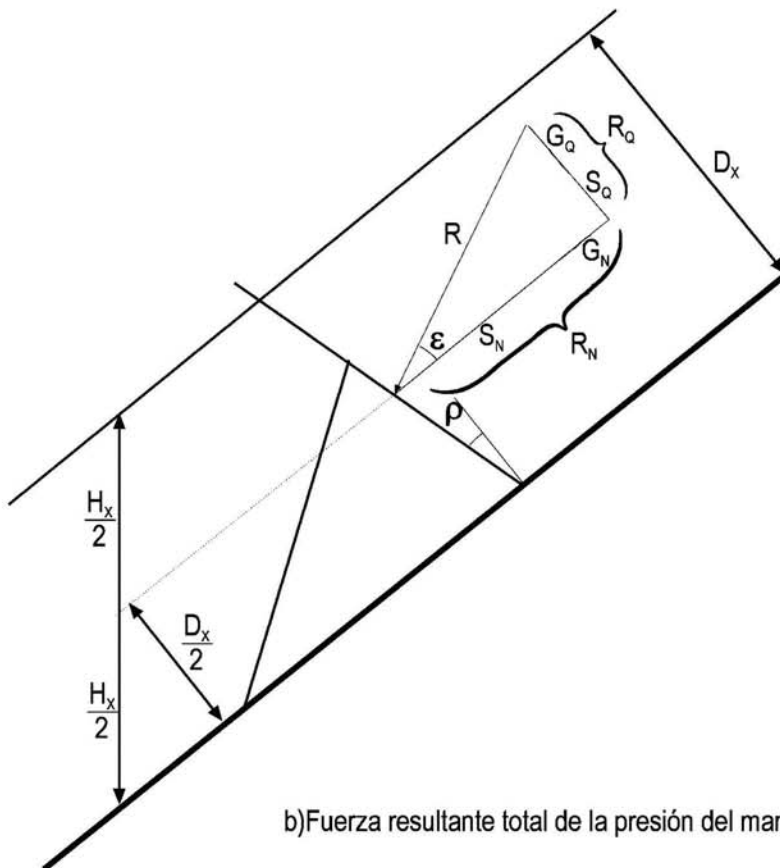
a) Fuerzas sobre un plano perpendicular a la pendiente.



b) Fuerzas adicionales en el caso de planos inclinados ρ con respecto a la perpendicular a la pendiente.



- a) Distribución de la presión del manto de nieve en los extremos de estructuras individuales de longitud limitada. $\Delta \ell = D_x/3$



- b) Fuerza resultante total de la presión del manto de nieve sobre una estructura.

donde $R_N = S_N + G_N$ y $R_Q = S_Q + G_Q$. Dentro de la longitud en que se aplica la fuerza por efecto de los extremos, debe adicionarse el componente S_R , de manera que allí $R_N = S_N + G_N + S_R$. Los símbolos son como se describen anteriormente en este Numeral, y como se grafican en la Lámina 3.916.306.B, Figura b).

La dirección en que se aplica R , el ángulo entre esta dirección y una línea paralela a la pendiente, vale decir el ángulo ε de la Figura b) de la Lámina 3.916.306.B, es:

$$\tan \varepsilon = R_Q / R_N \quad (\text{ec. 3.916.306(2).10})$$

variando algo entre las zonas con, o sin, aplicación de los efectos en extremos de las estructuras de longitud limitada.

3.916.307 Guías para el Diseño de Estructuras.

3.916.307(1) Materiales para las Estructuras. Los materiales habitualmente empleados en las estructuras para soportar el manto de nieve son postes de maderas de diversos tipos, acero, hormigón y metales livianos, en particular el aluminio. Cuando se emplean maderas, estas deben haber sido previamente tratadas químicamente, para prolongar su vida útil. En el caso de emplear metales, debe especificarse la calidad de estos y calcular la estructura de acuerdo a ello. También deben especificarse el tipo de uniones (soldaduras, pernos), la calidad del metal empleado en ellas, y diseñar de acuerdo a estas especificaciones.

3.916.307(2) Factores de Seguridad. En las fundaciones debe emplearse un factor de seguridad de 2. Los soportes y las vigas deben diseñarse de manera que sus capacidades de soportar cargas no se deteriorarán con el tiempo, considerando que se realizan los mantenimientos necesarios; es conveniente que el factor de seguridad en ellos sea del orden de 1,5 o mejor. Debido a que los largueros pueden ser fácilmente reemplazados, es aceptable en ellos un factor de seguridad relativamente bajo, del orden de 1,2 a 1,3.

3.916.307(3) Dimensiones y Esfuerzos Admisibles. Cuando se trata de estructuras de madera (cortada o postes), y debido a las condiciones especiales que existen en las estructuras para soportar el manto de nieve, se debe emplear sólo 70% de los esfuerzos admisibles, según el tipo de material.

De manera general, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en 25% para el caso de las presiones longitudinales y torsiones cuando se trata de postes de madera, con respecto a piezas de madera aserrada. De manera similar, pueden incrementarse cuando se emplean en el plano de la grilla, con respecto a los soportes y vigas.

Cuando se emplea acero en las estructuras, conviene realizar análisis de cargas en una muestra cada 200 m lineales de cada uno de los perfiles de acero empleados, a la vez que revisar que las formas especificadas en el diseño corresponden a las formas de los perfiles proporcionados para las estructuras. Es conveniente agregar 0,5 mm a las dimensiones de diseño, para compensar por las pérdidas que se producen debido a la oxidación, a menos que se emplee acero galvanizado. Las tensiones admisibles (σ_{ZUL}) son 1,00 σ_{RS} para los largueros y 0,75 σ_{RS} para los soportes y las vigas, donde σ_{RS} se define como el límite elástico reducido y se calcula como:

$$\sigma_{RS} = (1 + \lambda_5) \times \sigma_S / 2 \quad [\text{mm}] \quad (\text{ec. 3.916.307(3).1})$$

donde σ_S es el límite elástico (en kg/mm^2) y λ_5 es la elongación al fracturamiento para una barra cuya longitud es 5 veces su diámetro (en %) y cuyo valor no debe exceder 30% ($\lambda_5 \leq 30\%$).

Cuando se emplea hormigón, hormigón armado, u hormigón pretensado, deben aplicarse las normas respectivas, aunque conviene reducir estas normas en 25% cuando se aplican a las estructuras del plano de soporte (la grilla).

Cuando se emplean cables, es conveniente utilizar un factor de seguridad de 2 en cuanto a la resistencia efectiva a la ruptura.

3.916.307(4) Mantenimiento de las Estructuras. Las estructuras deben inspeccionarse una vez al año como mínimo, y mantenerse. Los daños deben repararse a la brevedad. En estructuras de madera debe prestarse atención a la eventual presencia de hongos o insectos destructivos, y las partes dañadas deben ser reemplazadas.

3.916.307(5) Inclinación del Plano de Soporte con Respecto a la Perpendicular a la Pendiente. Para el caso de planos de soporte rígidos, como la grilla de largueros de las cercas y los rastrillo, se recomienda una inclinación de 15° hacia aguas abajo de la perpendicular a la pendiente para lograr una mejor distribución de esfuerzos sobre la estructura, como se indicó en el Numeral 3.916.301 Pero para planos de soporte flexibles, como es el caso de las redes, la mejor distribución de esfuerzos se logra cuando la línea que une el pié con el extremo superior de la red se inclina 30° hacia aguas abajo de la perpendicular a la pendiente. En terrenos muy abruptos, de ángulo de pendiente superior a 45°, es conveniente reducir levemente el ángulo de inclinación de las estructuras.

3.916.307(6) Cargas de Tipo General. Las cargas generales que debe soportar una estructura son: (i) la carga de primer tipo, (ii) la carga de segundo tipo y (iii) cargas adicionales (ver Lámina 3.916.307.A).

3.916.307(6) a) Carga de primer tipo. Se denomina carga de primer tipo a la carga que produce un manto de nieve de profundidad extrema, pero cuya densidad es relativamente baja. Las resultantes de todas las cargas se aplican en el punto medio de las profundidades extremas del manto de nieve.

3.916.307(6) b) Carga de segundo tipo. Las cargas de segundo tipo son aquellas que se producen un tiempo después que se ha producido la profundidad extrema del manto de nieve cuando, debido a los procesos de densificación, se ha reducido la profundidad del manto pero ha aumentado su densidad. Es posible que haya ocurrido cierta precipitación nival después de que se haya producido la profundidad extrema, pero aún así la nieve no cubre toda la estructura y la resultante de todas las cargas se aplica en un punto medio que se encuentra más bajo que en el caso de la carga de primer tipo. Como norma general, para el cálculo de la carga de segundo tipo debe emplearse una profundidad h (en metros) del manto de nieve que es:

$$h = 0,77 \times H_x \quad (\text{ec. 3.916.307(6).1})$$

donde H_x (en metros) es como se indica en el Numeral 3.916.303. Como densidad de la nieve puede emplearse la densidad que resulta de densificar la nieve de la profundidad extrema en un menor volumen, más alguna acumulación adicional de nieve fresca. El punto de aplicación de la carga de segundo tipo sobre la estructura de soporte del manto de nieve es $h / 2$. El efecto en el extremo abierto de una estructura limitada en longitud se calcula con el mismo factor (f_R) y la misma longitud de aplicación (Δl) que se indican en el Numeral 3.916.306.

Las cargas de segundo tipo, siempre algo mayores que las de primer tipo, deben ser las cargas de diseño de las estructuras de soporte del manto de nieve, y deben ser aplicadas en toda la altura de la estructura.

3.916.307(6) c) Cargas adicionales. Las cargas adicionales que deben considerarse en el diseño de las estructuras para soportar el manto de nieve son: (i) el peso de la propia estructura de soporte y (ii) cargas laterales que actúan de manera transversal a la pendiente debido a que alguna estructura puede no estar perpendicular a la mayor pendiente, lo cual ocurre por irregularidades del terreno o por espesores no uniformes del manto de nieve. Las cargas laterales (S_S) se pueden estimar como:

$$S_S = 0,10 \times S_N \times l_o \quad (\text{ec. 3.916.307(6).2})$$

donde S_N es como se señala en el Numeral 3.916.306, y l_o es la distancia horizontal entre dos puntos de soporte de la misma estructura apoyados sobre el suelo; entre las dos vigas de una cerca, entre dos largueros de un rastrillo, o entre dos postes de una red.

3.916.307(7) Diseño del Plano de Soporte. El plano de soporte lo constituyen los largueros de la grilla de una cerca o rastrillo, en el caso de estructuras rígidas, o bien la malla de una red flexible. Las carga sobre este plano son las que se describen a continuación.

3.916.307(7) a) Cargas perpendiculares al plano rígido de una grilla. Como se indicó anteriormente, la carga de diseño para una estructura de soporte del manto de nieve es la carga de segundo tipo aplicada en toda la altura del plano de soporte. La componente (P) de esta carga, sobre una grilla es (ver Lámina 3.916.307.B, Figura a):

$$P = R \times \cos (\rho - \varepsilon_R) \quad (\text{ec. 3.916.307(7).1})$$

donde ρ es la inclinación del plano de la grilla con respecto a la perpendicular a la pendiente y ε_R es el ángulo entre la dirección de la carga resultante (R) y una línea paralela a la pendiente (ver mayor detalle del significado de estos símbolos en el Numeral 3.916.306). R debe considerar el efecto de los extremos donde corresponda. En consecuencia, la presión específica del manto de nieve (P_H) perpendicular al plano rígido de la grilla es:

$$P_H = (P \times \cos \rho) / (0,77 \times D_x) = P / (0,77 \times B_K) \quad (\text{ec. 3.916.307(7).2})$$

donde D_x es el espesor extremo del manto de nieve (ver Numeral 3.916.303) y B_K es la longitud de la superficie del plano de la grilla. La carga (P_B) que actúa perpendicularmente sobre un larguero individual ubicado en el plano de la grilla será:

$$P_B = P_H \times b \quad (\text{ec. 3.916.307(7).3})$$

donde P_H es como se señaló anteriormente y b es la amplitud proporcional de la grilla [ver Lámina 3.916.307.B, Fig. b)], que corresponde al larguero (el ancho del larguero mismo más el correspondiente espacio sin soporte a cada lado del larguero, entre este y el larguero vecino). Es importante señalar que la resistencia del larguero ubicado más arriba en una cerca no debe ser inferior a la resistencia del resto de los largueros. Por otra parte, es recomendable que el espacio entre larguero y larguero no sea mayor que 20 cm, para evitar que pequeños deslizamientos de nieve suelta se escurran entre ellos.

Adicionalmente a todo lo señalado anteriormente, es común que cerca de la superficie del suelo existan cargas mayores sobre la estructura de soporte del manto de nieve cuando se trata de una cerca, en particular por la mayor densidad de la nieve en la base del manto, su mayor contenido de agua líquida, y diversas otras causas. Por ello se recomienda que en el diseño de cercas (no así en los rastrillos) se considere una carga adicional, perpendicular al plano de la grilla y que actúa en 1/4 de la longitud de este, el 1/4 cercano al suelo, donde el valor de P_H arriba señalado debe incrementarse en 25%.

3.916.307(7) b) Cargas paralelas al plano rígido de una grilla. Estas cargas transversales afectan a los largueros de una cerca y actúan hacia arriba o hacia abajo en el plano de una grilla (Lámina 3.916.307.C). La componente Q de una carga resultante R , que actúa de manera paralela al plano de la grilla es:

$$Q = R \times \sin (\varepsilon_R - \rho) \quad (\text{ec. 3.916.307(7).4})$$

donde R , ρ y ε_R son como se indicó más arriba en este mismo Numeral. La carga específica (Q_H) transversal es:

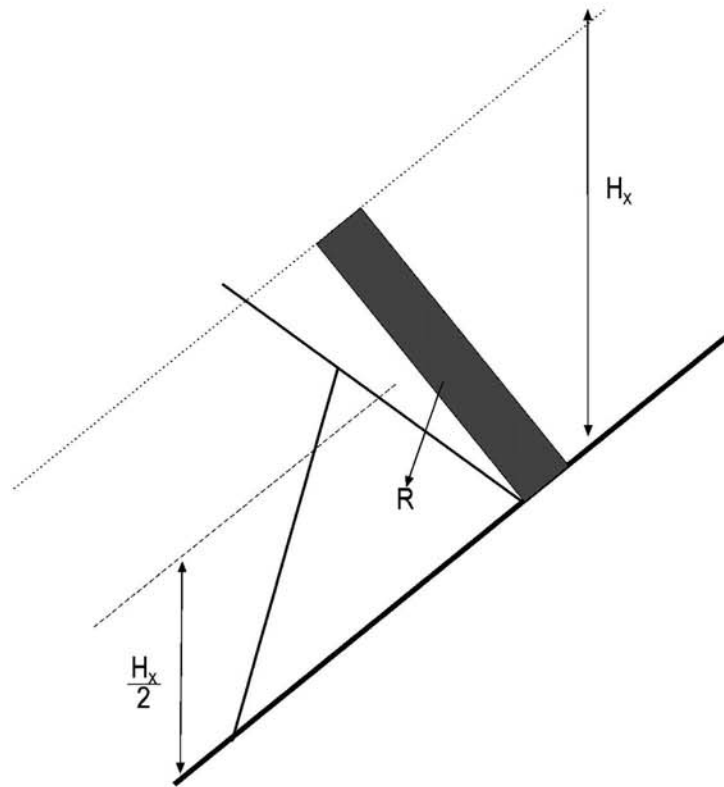
$$Q_H = (Q \times \cos \rho) / (0,77 \times D_x) = Q / (0,77 \times B_K) \quad (\text{ec. 3.916.307(7).5})$$

y la carga específica sobre cada larguero es:

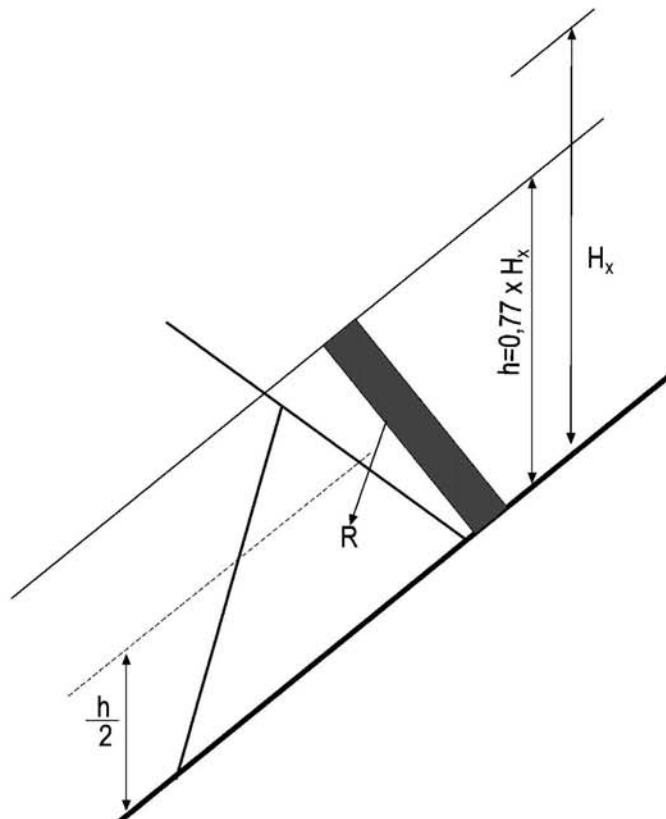
$$Q_B = Q_H \times b \quad (\text{ec. 3.916.307(7).6})$$

donde D_x , B_K y b son como se ha indicado anteriormente en este mismo Numeral. Se recomienda que el valor mínimo de diseño para Q_B no sea inferior a $0,20 \times P_B$ y donde P_B es como se ha definido anteriormente en este mismo Numeral.

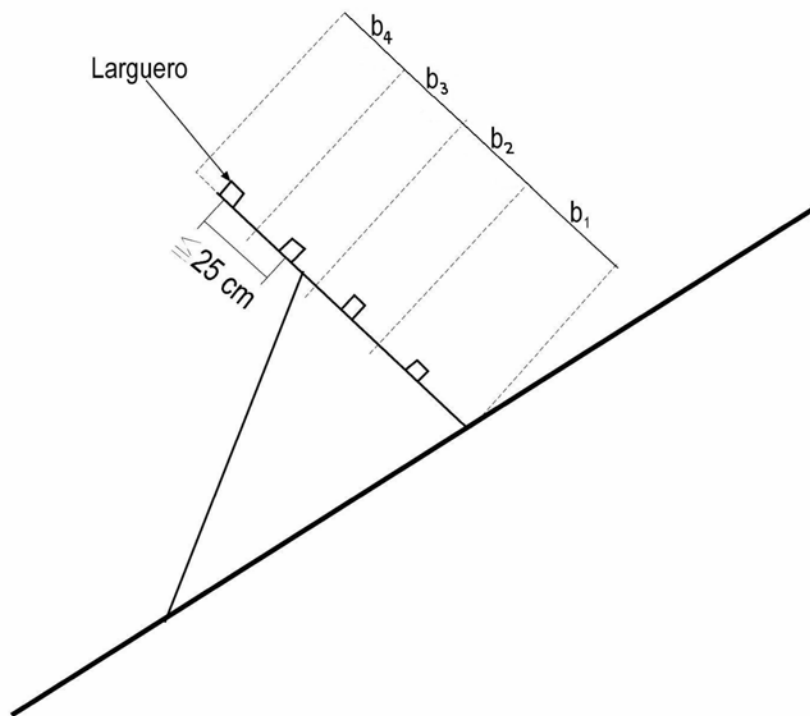
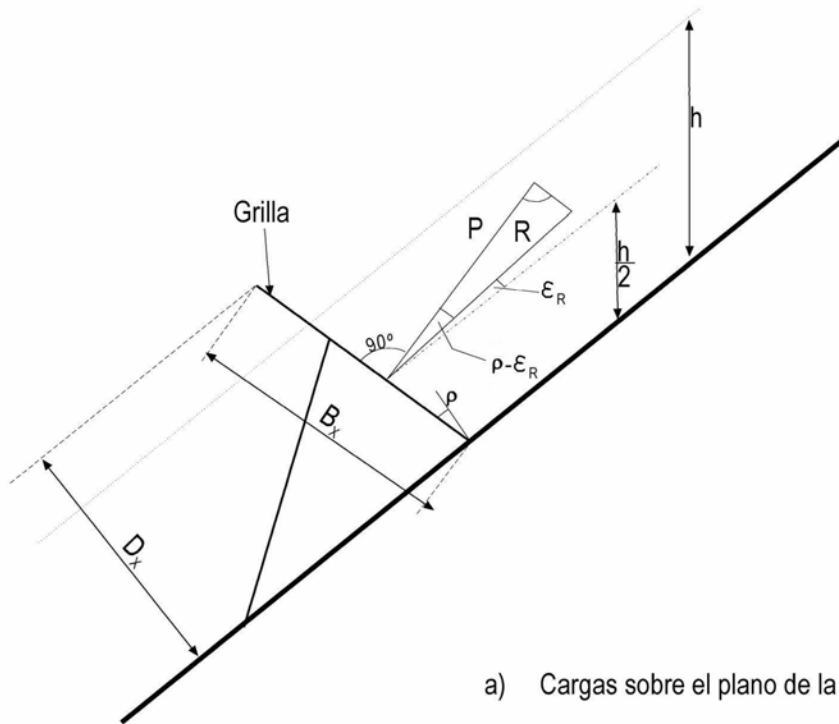
Al diseñar los largueros de una cerca deben considerarse las fuerzas de torsión que se producen por la aplicación de las cargas laterales. La longitud de los largueros es, en realidad, la longitud de la cerca medida a transversalmente a la pendiente.

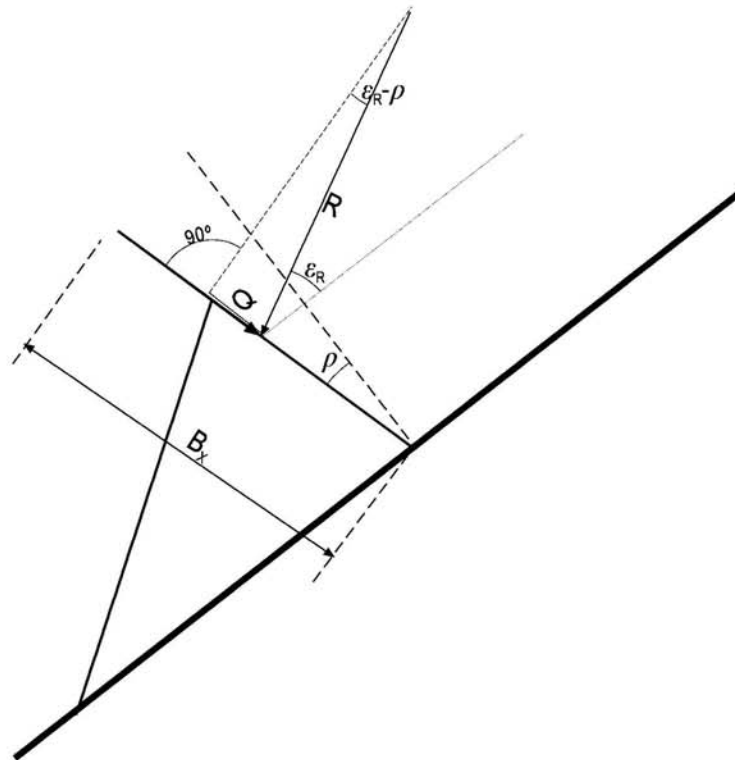


a) Carga del primer tipo, con profundidad extrema del manto de nieve.

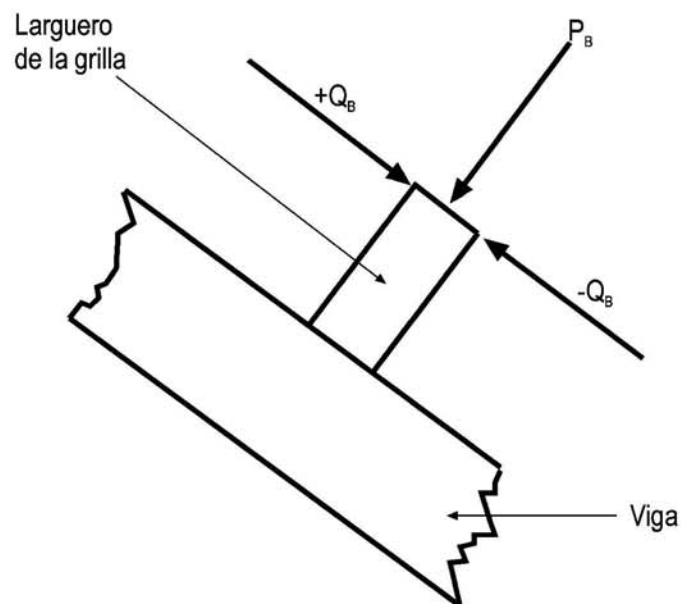


b) Carga de segundo tipo, que se produce un tiempo después de la de primer tipo, con una menor profundidad (h) de la nieve debida a los procesos de densificación, pero con nieve más densa.





- a) Componente (Q) de la carga resultante, paralela al plano de la grilla.



- b) Carga paralela al plano de la grilla, sobre un larguero (puede ser hacia arriba o hacia abajo).

3.916.307(7) c) Cargas sobre un rastrillo. En el caso de los largueros de un rastrillo, debe prestarse atención y considerarse el hecho que los largueros en los extremos de la estructura soportan toda la carga adicional por el efecto de la presión de la nieve en los extremos de la estructura. Los largueros de un rastrillo deben llegar a la superficie del suelo. Todos los largueros debe diseñarse para las cargas de segundo tipo. En cuanto a las cargas transversales (Q_B) sobre los largueros, estas son en este caso cargas laterales que actúan horizontalmente en el plano de la grilla y cuyo valor es:

$$Q_B = 0,10 \times P_B \quad (\text{ec. 3.916.307(7).7})$$

donde P_B es como se ha indicado más arriba en este mismo Numeral. La longitud de los largueros de un rastrillo es B_K (ver más arriba en este mismo Numeral).

3.916.307(8) Cargas Sobre Postes o Mástiles. En el diseño de los postes que soportan una red, o en el diseño de mástiles que sufren la carga que produce la reptación del manto de nieve, deben considerarse las presiones concéntricas que se desarrollan a lo largo del eje del poste y una carga transversal que resulta del contacto directo del manto de nieve con el poste.

3.916.307(8) a) Método simple de estimación de la carga transversal. Según este método, la carga transversal es una presión que puede expresarse como una fuerza lineal Q_S , distribuida uniformemente y cuyo valor es:

$$Q_S = 0,10 \times \eta \times H_x^2 \times N \times D_p / L_p \quad (\text{ec. 3.916.307(8).1})$$

en que D_p y L_p son el diámetro y la longitud del poste respectivamente, H_x es la profundidad extrema del manto de nieve (ver Numeral 3.916.303), N es el factor de deslizamiento (ver Numeral 3.916.306), y η es un factor de eficiencia (ver Numeo 2, letra c, del Numeral 3.916.306) y que en este caso debe ser 1,00. La dirección de Q_S es perpendicular al eje del poste y se aplica en el eje de este.

3.916.307(8) b) Método de correlaciones. Según este método, la presión transversal (P) a una cierta profundidad (z) en el manto de nieve debe ser integrada sobre toda la profundidad del manto de nieve, para obtener la carga transversal total (Q_S) con la siguiente expresión:

$$Q_S = \int P(z) \cdot f_\varphi \cdot d_z \quad (\text{ec. 3.916.307(8).2})$$

en que la presión P (en kN/m) a una profundidad z (en m) es:

$$P = K \times f_\beta \times z^e \quad (\text{ec. 3.916.307(8).3})$$

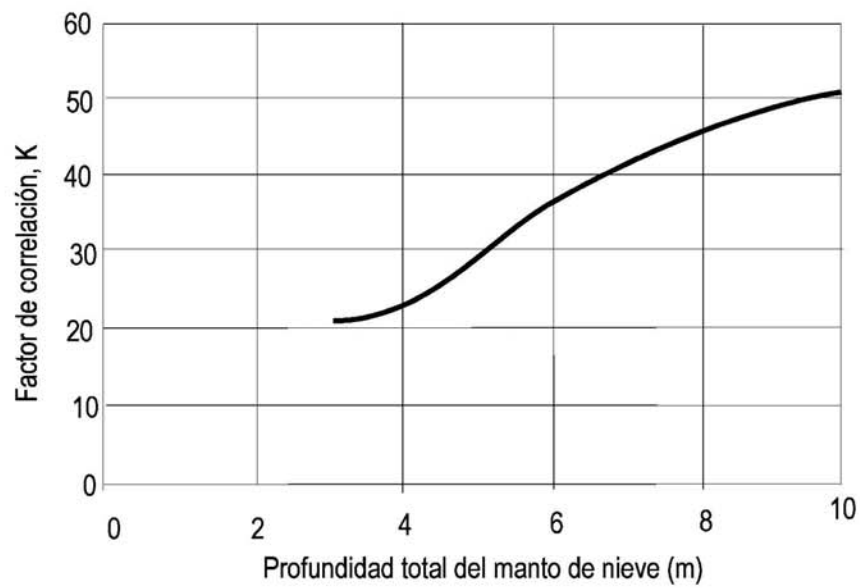
K es un factor de correlación que depende de la profundidad total del manto de nieve como se muestra en la Lámina 3.916.307 D fig. a. e es un índice de presión de nieve, que relaciona la distribución de la densidad de la nieve en el manto, y para el cual se ha asumido que la mayor densidad del manto de nieve es del orden de 600 kg/m^3 . La variación del índice e con la profundidad total del manto de nieve se muestra en la Lámina 3.916.307.D, Figura b). f_β es un factor que depende del diámetro del mástil de la siguiente manera:

$$f_\beta = d^{0,63} + 0,42 \quad (\text{ec. 3.916.307(8).4})$$

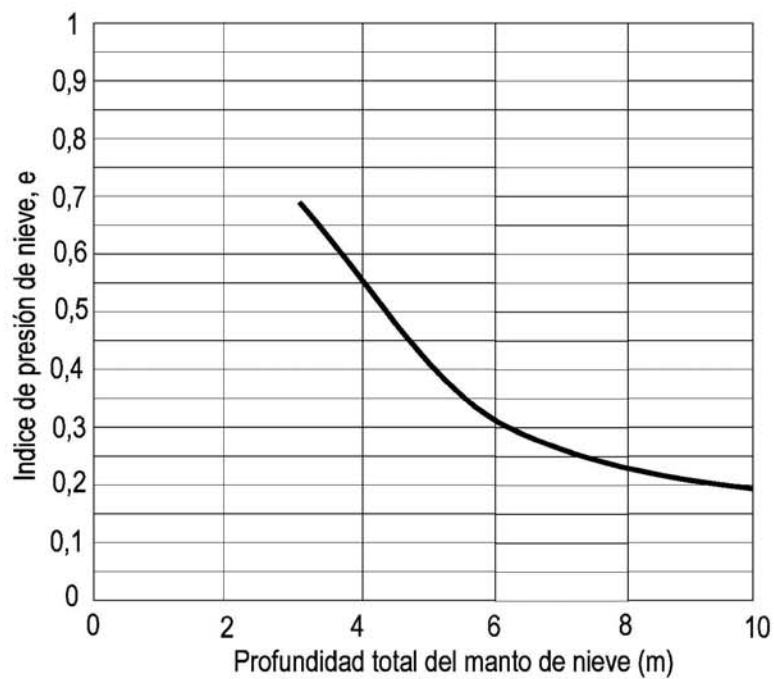
donde d es el diámetro del mástil, en metros. f_φ es un factor de inclinación del terreno, que corrige los valores de las cargas totales en relación con la variación de la inclinación del terreno con respecto a la inclinación de 25° , a la cual se llevaron a cabo los ensayos. Este factor f_φ tiene el siguiente valor:

$$f_\varphi = \text{sen } \varphi / \text{sen } 25^\circ \quad (\text{ec. 3.916.307(8).5})$$

3.916.307(8) c) Otras consideraciones. Si como resultado de circunstancias asociadas a la construcción de las redes es posible que se produzcan cargas excéntricas sobre el poste, estas deben controlar el diseño de los postes. Postes, o mástiles, con secciones asimétricas no deben ser capaces de rotar a lo largo de sus ejes longitudinales.



- a) Relación entre el factor de correlación (K) y la profundidad total del manto de nieve.



- b) Relación entre el índice de presión de nieve (e) y la profundidad total del manto de nieve.

3.916.307(9) Especificaciones Generales.

3.916.307(9) a) Especificaciones para Redes. El espacio entre las diferentes guías, anillos u otros elementos que forman la trama de una red no debe ser mayor que 5 cm. Si el espacio es mayor, por ejemplo cables a 30 o 40 cm, puede reducirse colocando una malla de alambre sobre la red; para que esta malla sea de larga vida conviene que el alambre sea galvanizado o plastificado. En el caso de redes triangulares, la longitud de la estructura (transversal a la pendiente) es la mitad de la longitud de la base del triángulo; en el caso de trapezoidales, es el promedio aritmético entre la longitud en la base y la longitud en el ápice. Las cargas aplicables a una red son solo aquellas del primer tipo, las cargas de segundo tipo no se aplican a redes. Como las redes suelen tener una comba en su extremo superior (la comba del cable que las soporta), la altura efectiva de trabajo de la red, H_K , es el promedio aritmético entre el punto más alto y el más bajo de la comba.

3.916.307(9) b) Especificaciones para rastrillos. La viga horizontal cerca del suelo, que soporta el extremo inferior de los largueros, debe diseñarse para cargas de segundo tipo, con la extra carga de 25% en la parte inferior del plano de una grilla, indicada en el subNumeral 7 (a) anterior.

3.916.307(10) Fundaciones. Para estructuras rígidas, como las cercas y rastrillos, comúnmente se emplean dos fundaciones separadas: una para el soporte y otra para la viga, o para la viga cercana al suelo en el caso de los rastrillos. Sin embargo, en el caso de suelos muy inestables, como los suelos sin cohesión o de baja cohesión, es recomendable unir ambas fundaciones con una barra de presión. El polígono de fuerzas sobre las fundaciones se muestra en la Lámina 3.916.307.E. La parte cargada de estas fundaciones debe encontrarse a lo menos 0,5 m bajo la superficie del terreno y medidos perpendicularmente a ella. Los soportes y vigas pueden ir abisagrados o embebidos en el hormigón de la fundación; esto último ocurre en particular cuando las fundaciones se construyen en roca de pobre calidad geotécnica. En todo caso, los elementos embebidos en el hormigón deben protegerse de los efectos de la corrosión.

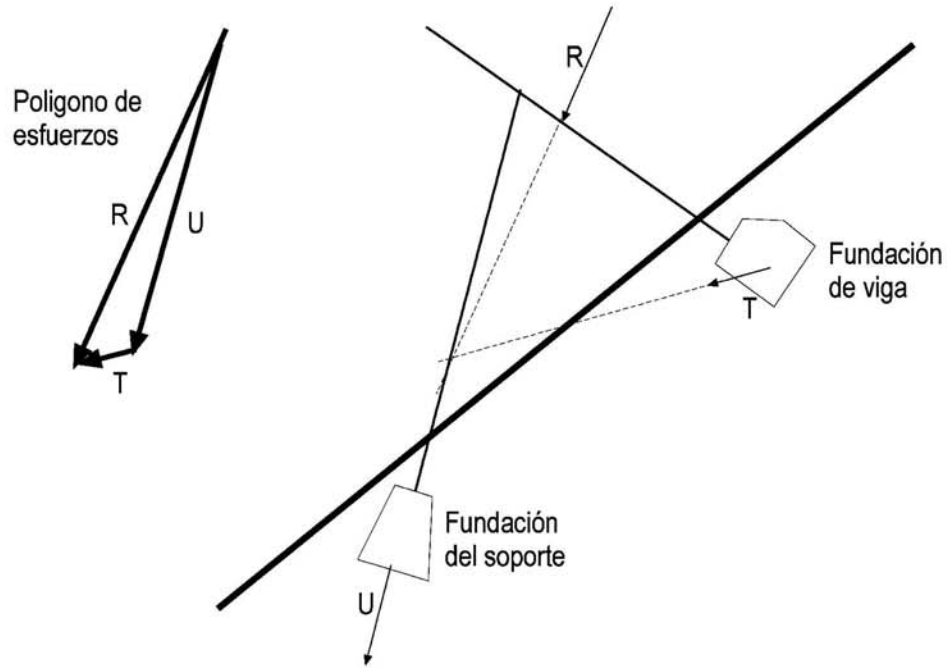
En el caso de las redes, las fuerzas de tensión son absorbidas por cables, los cuales deben contar con un buen anclaje de pernos en roca, diseñado adecuadamente considerando la calidad de la roca.

3.916.308 Geología y Geotecnia.

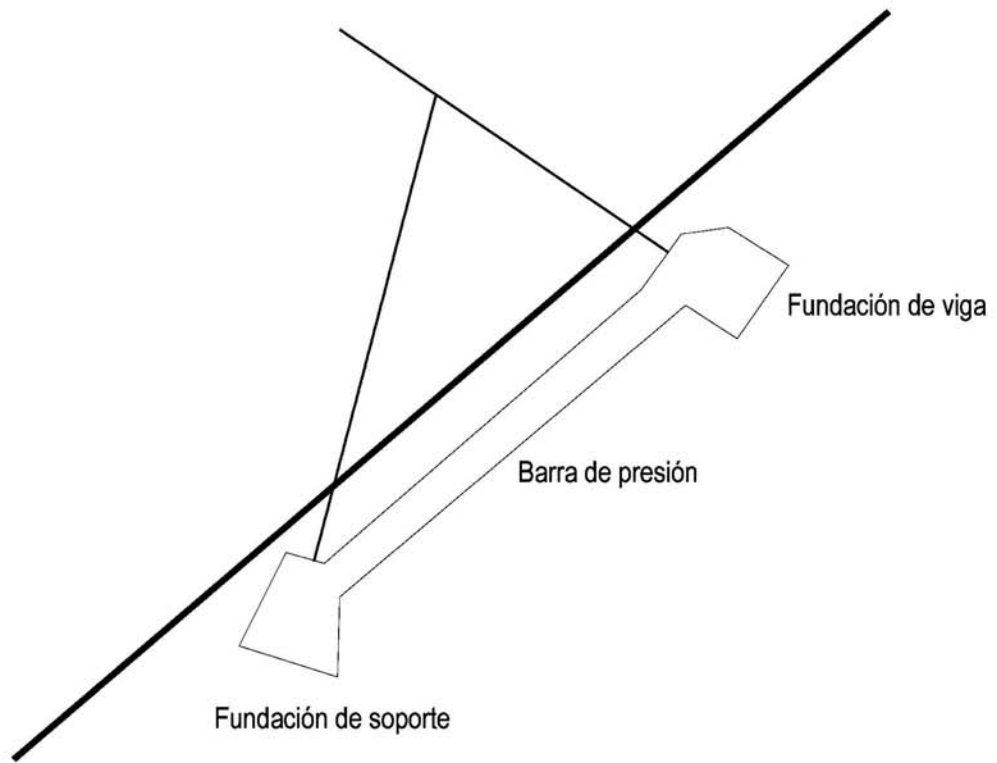
3.916.308(1) Geología y Condiciones del Suelo. Un importante aspecto de la planificación de las estructuras para soportar el manto de nieve es el de la investigación detallada de las características geológicas y del suelo del terreno. Deben investigarse a lo menos los siguientes aspectos:

- a. La estructura geológica en el área, la profundidad a la roca, el tipo de roca y sus fracturas, el tipo de cubierta detrítica, la humedad del suelo, las condiciones de congelamiento y los suelos helados, la soliflucción, y la composición química de los suelos y las rocas por sus compatibilidades con los materiales de las estructuras de soporte del manto de nieve.
- b. La posibilidad de reforzar los estratos más superficiales de los suelos. Para esto deben realizarse ensayos de suelos.
- c. Las condiciones de los suelos. Debido a que diversas estructuras requieren diversos tipos de fundaciones, las condiciones del suelo deben ser consideradas al decidir el tipo de fundaciones.
- d. El tipo de fundación a construir, vale decir, prefabricada o construida en el lugar de la estructura.

3.916.308(2) Ensayes de Suelos. Para el diseño de fundaciones suficientes y, a la vez, económicas, es necesario conocer las presiones permisibles en los suelos. Para ello es necesario realizar ensayos en terreno con algunos de los métodos estandarizados. Como las presiones sobre el suelo, al menos en la fundación de aguas arriba de la estructura, actúan de manera paralela a la pendiente, deben realizarse ensayos en que la carga se aplique en el suelo en esa dirección, vale decir, entre las paredes de una calicata y en dirección a la mayor pendiente del terreno.



a) Fundaciones separadas y esfuerzos.



b) Fundaciones unidas por una barra de presión, empleada en suelos no cohesivos o de escasa cohesión.

3.916.309 Ventajas y Desventajas. Las líneas continuas de estructuras presentan las ventajas que ofrecen un obstáculo continuo a los desplazamientos iniciales de nieve suelta, prácticamente no se producen tensiones en el manto de nieve y los esfuerzos en los extremos de las estructuras se minimizan. Las desventajas son: pueden ser difíciles de construir en terrenos irregulares, los daños a las estructuras pueden propagarse lateralmente, y subsisten áreas grandes (entre líneas) sin estructuras de soporte donde pueden desarrollarse esfuerzos de tensión en el manto de nieve.

Las líneas discontinuas ofrecen las siguientes ventajas: buen ajuste a las irregularidades del terreno, eventuales daños a estructuras se localizan en módulos individuales, suele tener un menor costo de construcción. Las desventajas son: la nieve suelta puede fluir entre los espacios entre módulos y cada estructura sufre los esfuerzos que se desarrollan en los extremos.

Las estructuras dispuestas de manera escalonada presentan las siguientes ventajas: mejor adaptación a las irregularidades del terreno, todas las zonas con esfuerzos de tensión en la nieve se dividen por estructuras de soporte y se reduce el deslizamiento de la nieve entre estructuras. Las desventajas son: cada módulo sufre los esfuerzos en los extremos y el costo de cada módulo suele ser mayor que en el caso de las estructuras dispuestas en líneas continuas o discontinuas.

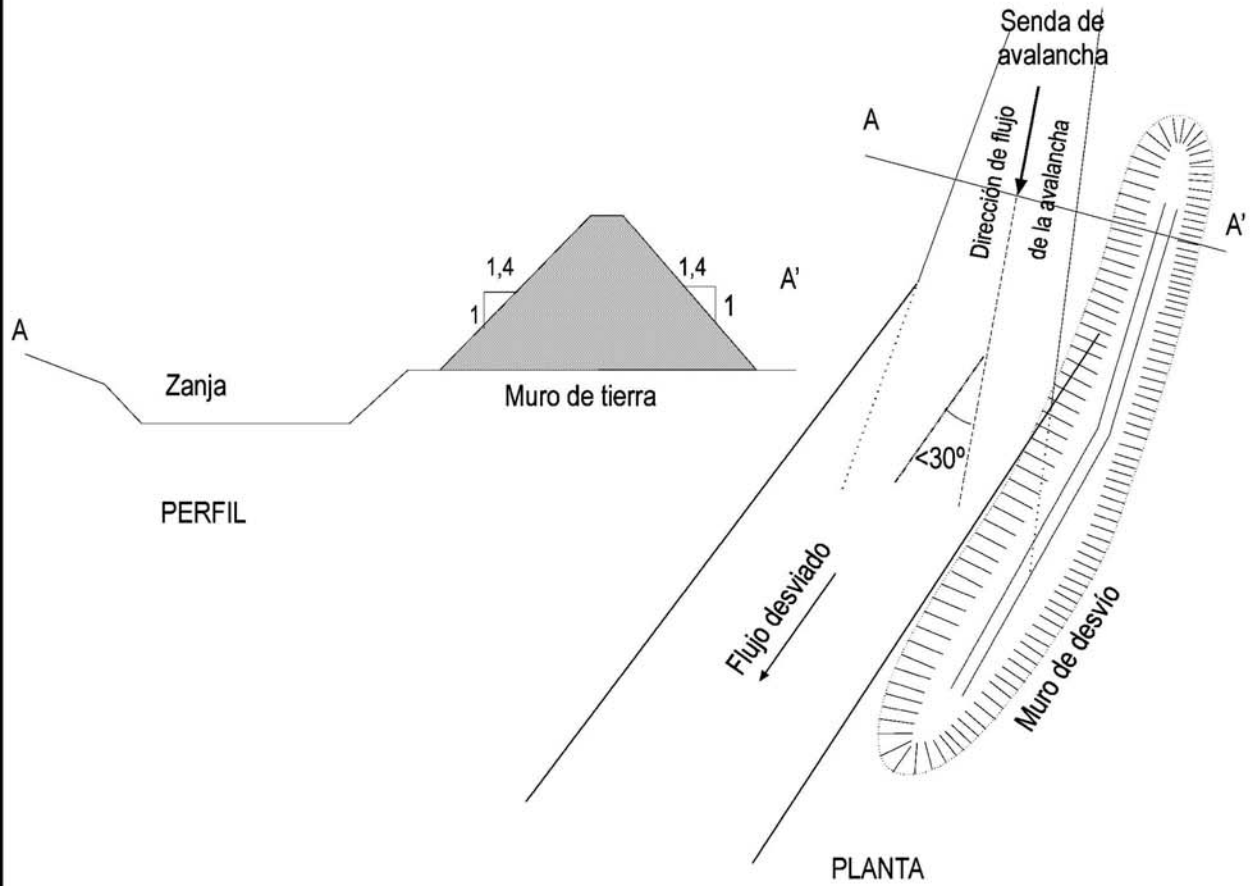
3.916.4 ESTRUCTURAS PARA DESVIAR Y/O CANALIZAR AVALANCHAS

3.916.401 Tipos de Estructuras. Las estructuras para desviar avalanchas son masivos muros o cuñas de tierra (Láminas 3.916.401.A y B), rocas o concreto, colocados en las zonas de tránsito o de deposición de las sendas de avalanchas, o vecinos a ellas, de manera de desviar el flujo de las avalanchas de áreas o estructuras que se desea proteger. Cuando las particulares condiciones del terreno lo permiten, solamente zanjas excavadas en suelos o en rocas pueden ser suficientes para desviar avalanchas. En todo caso, todas estas estructuras no detienen las avalanchas, solamente las desvían.

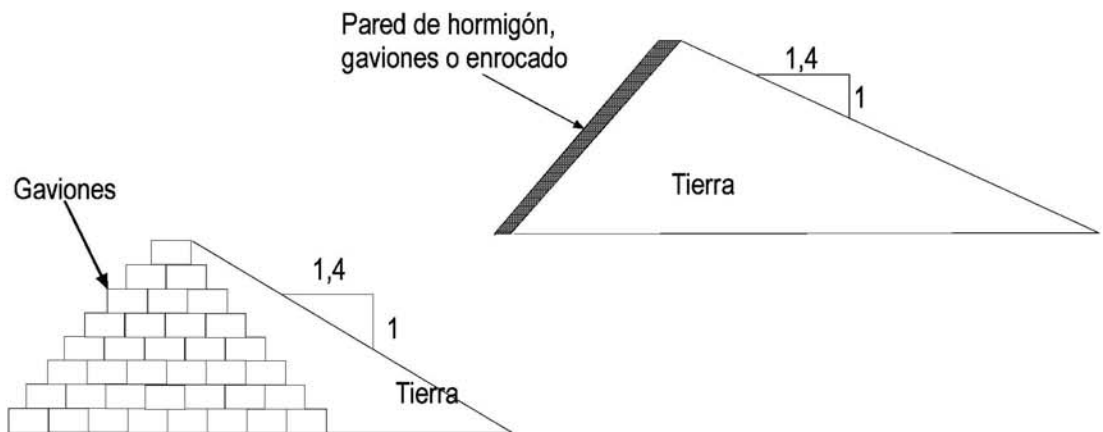
Cuando en la construcción de los muros o de las cuñas se emplea tierra o rocas, es conveniente extraer el material para el muro desde la misma senda de la avalancha, excavando una zanja que ayuda a canalizar la avalancha y a reducir la altura del muro o de la cuña. Idealmente, la amplitud de la zanja debe ser suficiente para contener la avalancha desviada. El diseño de los taludes de los muros, de las cuñas y de las zanjas debe considerar adecuadamente las características geotécnicas de los materiales constitutivos, las aceleraciones sísmicas y los efectos de eventuales presiones de agua, para asegurar la estabilidad de las obras.

Los muros suelen consistir solamente de acumulaciones de tierra, pero ocasionalmente se construyen con el talud que recibe la avalancha constituido por paredes de hormigón, gaviones, enrocados u otros materiales, con el propósito de presentar taludes más parados que lo que permite una simple acumulación de tierra. Las cuñas consisten normalmente de una pared exterior de hormigón o gaviones, y un relleno al interior de la cuña de material común del área, como tierra o rocas; si la altura de flujo de las avalanchas es pequeña, o si la pendiente del terreno es moderada, pueden ser suficientes cuñas construidas exclusivamente de tierra. Si la altura de flujo de las avalanchas es considerable (normalmente más de 3 m), puede ser conveniente construir cuñas solamente de hormigón, pero de tamaño más reducido en la amplitud de la base del triángulo de la cuña, la cual puede ser solo levemente mayor que el objeto a proteger; en este caso, y si la estructura a proteger es pequeña, como una torre de alta tensión, o un refugio de montaña, puede ser conveniente construir estos sobre la cuña, empleándola como fundación de la estructura a proteger.

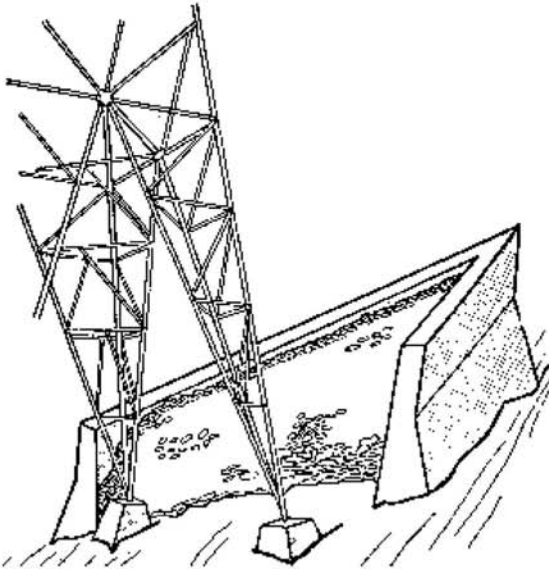
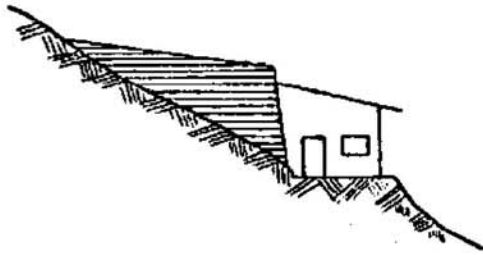
3.916.402 Ventajas y Desventajas. El costo de las estructuras para desviar avalanchas suele ser significativamente inferior al costo de estabilizar la nieve en la zona de inicio de las avalanchas y, si la estructura es un muro o cuña de tierra, es simple de construir. Para que los muros y cuñas de tierra sean estables, sus taludes no deben ser superiores a 36°, lo cual implica que, por ejemplo, para un muro de tierra de 10 m de alto se requiere una base de aproximadamente 28 m de ancho y, si el muro se construye por volteo con camiones que pasan sobre su eje, se requieren otros 4 m adicionales de ancho para el tránsito de camiones por el coronamiento del muro. Todo esto hace que, a menudo, la construcción de muros de tierra se vea dificultada por la disponibilidad de espacio; estos problemas se pueden resolver parcialmente empleando materiales mixtos en la construcción del muro, como por ejemplo paredes de hormigón, gaviones o enrocados, al pie del muro de tierra o en toda la altura del talud que enfrenta la avalancha, para reducir la amplitud del muro.



a) Planta y perfil de un muro de tierra con zanja.

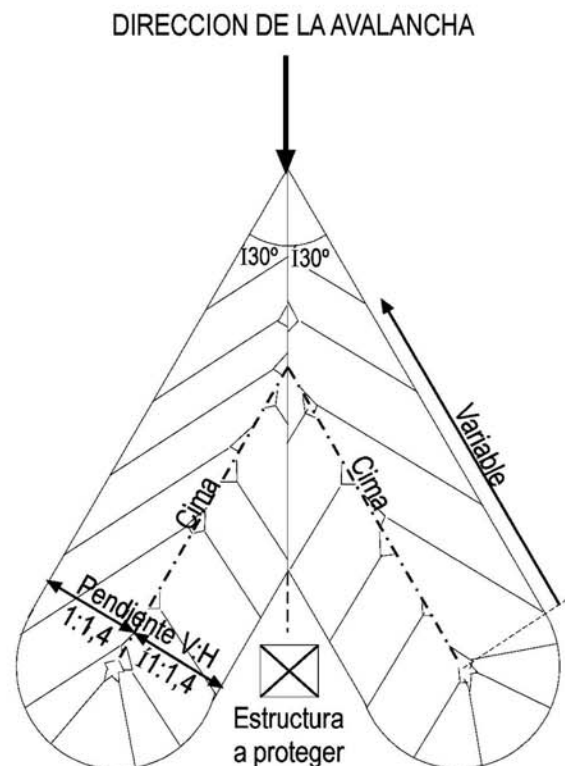


b) Perfiles de posibles muros de tierra con paredes estructurales en la cara hacia la avalancha.



a) Ejemplos de cuñas.

b) Planta de una cuña



Los muros y cuñas son estructuras eficientes para desviar avalanchas de flujo sobre el terreno o mixto, pero son fácilmente sobrepasadas, virtualmente sin desviarse, por avalanchas con flujo de tipo de nieve polvo en suspensión.

No deben desviarse avalanchas de manera tal que se cree peligro en áreas que no lo tienen y requieren protección, y menos aún si esto se hace de manera inadvertida.

Las cuñas se emplean para proteger estructuras relativamente pequeñas, como torres de líneas alta tensión, casas pequeñas y similares. Las cuñas dividen la avalancha, pero más abajo en la senda las dos ramas de la avalancha dividida probablemente vuelvan a juntarse. Los muros de tierra se emplean para proteger estructuras mayores, una población, una industria, desplazando totalmente (o gran parte) de la avalancha de su senda habitual. Se suelen colocar en la zona de transición de las avalanchas, pero también en la de depositación. Si los muros o cuñas se ubican en la zona de depositación es probable que se requieran mayores alturas del muro o la cuña para recibir toda la altura del depósito de las avalanchas.

Si las estructuras de muros, cuñas y zanjas se construyen en la zona de depositación de las avalanchas, debe considerarse que la nieve de la primera avalancha depositada frente al muro o la cuña, o en la zanja, reducirá o eliminará totalmente la eficiencia de esta estructura como protección efectiva, pues otras avalanchas en la misma senda pueden correr sobre el depósito de la anterior y sobrepasar la estructura de protección. Por ello, es aconsejable, en estos casos, despejar la nieve de depósitos de avalanchas en un amplio perímetro en torno a la estructura de protección (muro, cuña o zanja), y hacer esto tan pronto como haya cesado el peligro de avalanchas. Por ello también, estas estructuras en la zona de depositación de las avalanchas no son eficientes cuando puede esperarse que ocurra más de una avalancha en la misma senda durante un mismo temporal.

Inconvenientes similares a los anteriores pueden producirse también en las zonas de transición de las avalanchas cuando es posible que ocurra que pequeñas avalanchas, como los chorreos, se detengan en ella frente a estructuras de protección. Como los depósitos de los chorreos en las zonas de transición rara vez exceden de dos metros de altura, esta altura debe agregarse a la estructura para desviar avalanchas cuando se sospecha que chorreos pueden detenerse frente a ella.

3.916.403 Ángulo Máximo de Desviación. El ángulo de desviación de la avalancha es el ángulo que se forma entre la línea normal de flujo de las avalanchas y la línea de la nueva dirección de desvío que se le pretende imprimir a las avalanchas. Cuanto menor es el ángulo de desviación más simple y eficiente será la estructura de desviación. Normalmente, ángulos superiores a 30° son tan abruptos que las avalanchas suelen pasar por sobre la estructura de desviación, a menos que esta sea de considerable altura. Debido a esto, los ángulos más eficientes son aquellos inferiores a 20°.

Por lo mismo señalado arriba, el ángulo del vértice de las cuñas no debe ser superior a 60° e, idealmente, no superior a 40°.

3.916.404 Altura de la Estructura de Desvío y Onda Estacionaria en la Desviación. La altura de la estructura para desviar avalanchas debe ser suficiente para contener la avalancha, con su altura de flujo y sección al llegar al muro, y para contener la altura de la onda estacionaria de la avalancha que se forma en el desvío, todo ello calculado con un adecuado factor de seguridad. La altura de flujo de las avalanchas se ha analizado en la sección 3.913.5, la amplitud de la senda depende de si esta es abierta o confinada y puede inferirse del paulatino incremento de la amplitud de las sendas abiertas (ver Numeral 3.909.401) o de la sección del confinamiento.

La onda estacionaria es la mayor altura de la avalancha contra el muro al ser desviada por este, y se produce porque la avalancha se mueve a lo largo de un recorrido curvo con velocidad relativamente constante, o contra un muro recto. En el primer caso se genera una fuerza centrífuga que actúa sobre la avalancha y que es igual y opuesta a la fuerza de presión neta. La altura vertical neta de la onda estacionaria (d_2 en metros) se estima con la ecuación general:

$$d_2 = d_1 + V^2 \times B / (g \times r) \quad (\text{muro curvo}) \quad (\text{ec. 3.916.404.1})$$

$$d_2 = d_1 + (V \times \text{sen } \kappa)^2 / (2 \times g) \quad (\text{muro recto}) \quad (\text{ec. 3.916.404.2})$$

en que V es la velocidad (m/s) de la avalancha al impacto contra el muro, d_2 es la altura de la avalancha contra el muro (el lado externo de la curva de la avalancha), d_1 es la altura de flujo de la avalancha más la profundidad del manto de nieve, B es la amplitud (en metros) de la senda de avalancha, g es la aceleración gravitacional ($9,81 \text{ m/s}^2$), r es el radio de curvatura (en metros), el que depende del diseño del muro y suele variar entre 50 y 100 m (debe ser mayor que la amplitud de la senda) y κ es el ángulo de desvío (entre la dirección de la avalancha, perpendicular a las curvas de nivel, y la línea por el pie del muro de desvío en el contacto con la superficie del terreno). El ángulo κ de desvío es:

$$\kappa = 90^\circ - \varphi \quad \text{y donde} \quad \tan \varphi = \tan \chi / \cos \beta \quad (\text{ec. 3.916.404.3})$$

En una proyección horizontal χ es el ángulo entre la dirección de la avalancha y el eje del muro, y β es la inclinación (o manteo) de la superficie del terreno en la dirección de la avalancha (en una sección perpendicular a las curvas de nivel). Los parámetros de estas ecuaciones se ejemplifican en las Láminas 3.916.404 A y B.

El ángulo ψ en la figura de la Lámina 3.916.404.B es aquel entre una línea en la superficie del terreno dibujada por la intersección con esta de un plano perpendicular al eje longitudinal del muro, y la línea en este plano que forma la superficie de aguas arriba del muro de desvío.

Debido a las variaciones de velocidad y de la curvatura (esto último asociado normalmente al detalle de construcción) a lo largo del flujo, la diferencia entre los tirantes d_2 y d_1 de las avalanchas puede ser hasta 20% mayor que lo señalado en la ecuación anterior, por lo cual es aconsejable emplear un factor de seguridad de 1,2 al estimar la altura de la onda estacionaria contra el muro de desvío de la avalancha. Aun así, y para mayor seguridad, cuando el muro de desvío es de hormigón, es conveniente diseñar un rompeolas (sobresaliente 0,5 a 1,0 m) en el borde superior del muro de manera de evitar eventuales rebalses de la onda estacionaria.

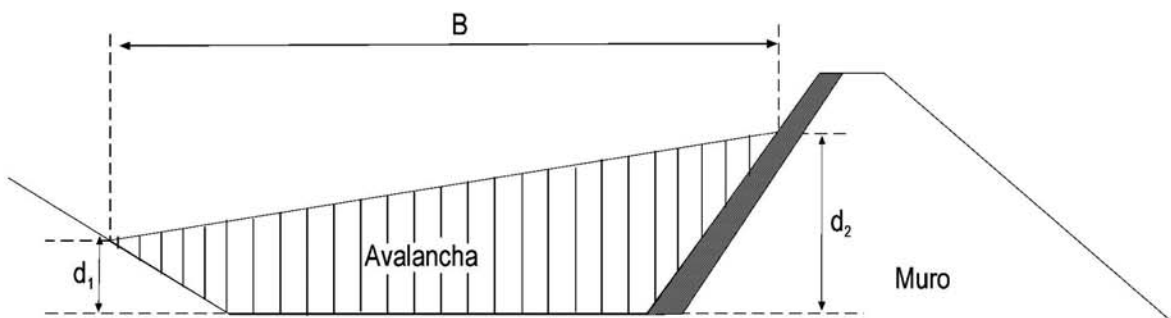
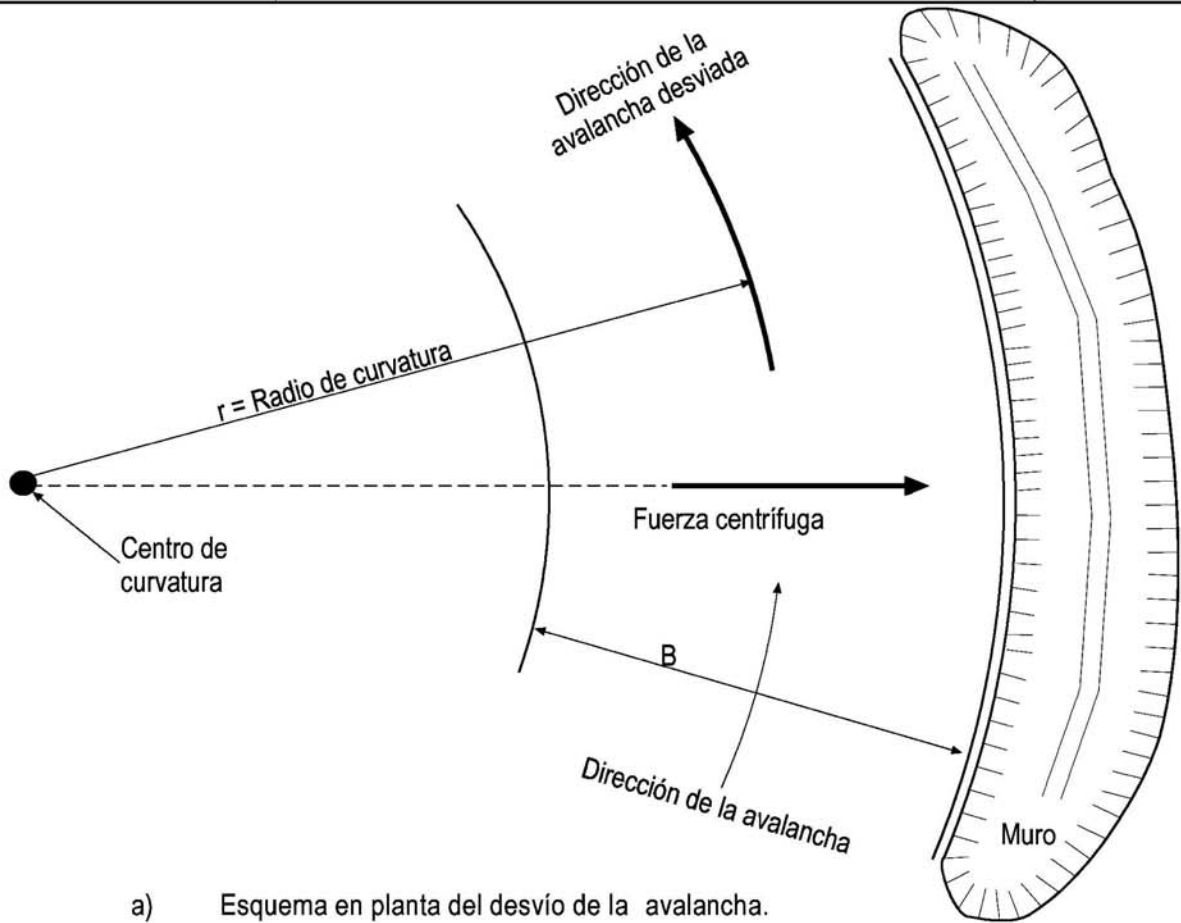
3.916.405 Esfuerzo sobre la Estructura de Desvío. La estabilidad de un muro que sirve para desviar avalanchas debe ser calculada como para resistir el impacto provocado por la desviación de la avalancha. Como se indicó en el Numeral 3.913.203, la presión de impacto dependerá de la inclinación (el seno del ángulo) de la superficie impactada con respecto a la dirección del flujo, y como esta inclinación es un ángulo relativamente pequeño (normalmente inferior a 20°) considerando la curva de desvío y la inclinación del propio muro (cuyas paredes suelen no ser verticales), las presiones son relativamente pequeñas (normalmente inferiores a 10 t/m^2) comparadas con la resistencia de un muro de tierra, o de un muro con pared de hormigón, gaviones o similar pero respaldado por detrás con un relleno de tierra. El coeficiente de fricción kinética (μ) que se produce en la avalancha que choca contra la pared del muro de desvío es como se indica en el Numeral 3.914.504, vale decir, siempre inferior a 0,5.

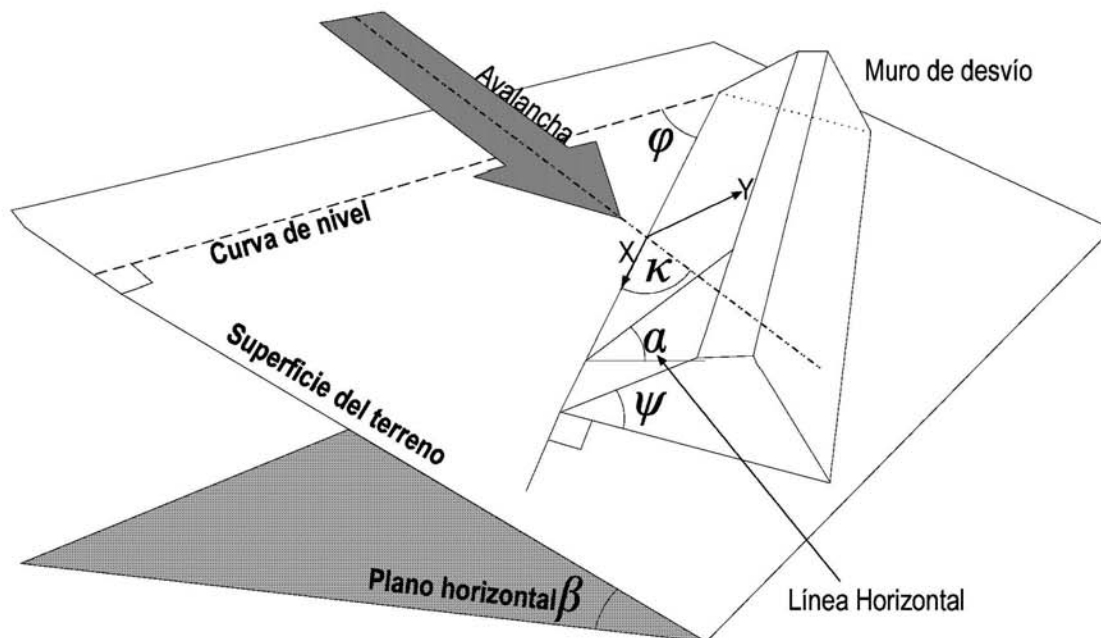
A modo de ejemplo, una avalancha mayor y rápida ejerce presiones de impacto máximas del orden de 40 t/m^2 , de manera que si su altura de flujo es de 10 m, la máxima presión posible de impacto contra un muro de pared vertical y dispuesto perpendicularmente a la dirección de flujo es del orden de 400 t/m^2 por metro de amplitud de la senda de avalancha. Esta fuerza debe resistir la fricción (Fr) en la base de un muro de tierra de a lo menos 10 m de altura, sección cónica con taludes de 1,4 : 1,0 (horizontal vertical), vale decir una sección de 150 m^2 ; si la densidad del material de muro es del orden de 1.700 kg/m^3 , la masa (M) del muro por metro lineal perpendicular a la dirección del flujo de la avalancha es de 255.000 kg. Como el coeficiente de fricción (C) en la base del muro es del orden de 0,5 y siendo la aceleración gravitacional (g) de $9,81 \text{ m/s}^2$ resulta:

$$Fr = M \times g \times C = 1.250.775 \text{ N} \quad (\text{ec. 3.916.405.1})$$

Como la energía cinética (Ec) máxima posible de la avalancha es del orden de 400.000 J por metro lineal de muro, y la fricción (Fr) del orden de 1.250.775 N, si el muro fuera rígido podría sufrir un desplazamiento (d) por el empuje de la avalancha de:

$$d = Ec / Fr = 400.000 / 1.250.775 = 0,3 \text{ m} \quad (\text{ec. 3.916.405.2})$$





Notas:

κ = Ángulo de desvío de la avalancha.

α = Inclinación de la línea de manto (de máxima inclinación) en la cara de aguas arriba del muro y con respecto a un plano horizontal.

ψ = Ángulo en una sección perpendicular al eje del muro.

En realidad, la presión de impacto contra el muro es menos de la mitad de la energía cinética señalada (por la inclinación del eje del muro con respecto a la dirección del flujo de la avalancha y por la inclinación de las paredes del muro), y la fricción es mayor pues la sección del muro es probablemente el doble de lo indicado (por la disposición antes señalada y porque el diseño debiera considerar una mayor altura que la altura de flujo de la avalancha y además adicionar un ancho de coronamiento). De manera que es en realidad un orden de magnitud inferior a lo arriba, lo cual es un valor seguro, más aún si no se ha considerado la disipación de energía en el impacto de la avalancha contra el muro.

3.916.5 ESTRUCTURAS PARA DETENER AVALANCHAS

3.916.501 Tipos de Estructuras. Las estructuras para detener avalanchas son muros construidos de diversos materiales, pero habitualmente de tierra, la que se obtiene de un foso excavado inmediatamente aguas arriba del muro y que sirve para ampliar la capacidad de contención de la avalancha a detener y mejorar la altura del talud de aguas arriba del muro que, en ese caso, se calcula como la diferencia de cota entre el fondo del foso y el coronamiento del muro. Los muros pueden emplearse tanto para detener una avalancha corriendo en la zona de transición de una senda, como para contener en un área restringida el depósito de nieve de una avalancha. En ambos casos se produce la depositación de la avalancha inmediatamente aguas arriba del muro, de manera que el espacio requerido debe ser suficiente como para contener todo el volumen de una avalancha, o de más de una avalancha si esto ocurre habitualmente en la senda.

En general, es posible detener avalanchas que fluyen sobre el terreno y avalanchas de flujo mixto, aunque siempre se requieren estructuras de considerable altura. Sin embargo, es casi imposible detener económicamente avalanchas con flujo de nieve polvo en suspensión, muchas de las cuales han sobrepasado obstáculos naturales, como farellones y faldas de valles transversales, de más de 100 m de altura y obstáculos artificiales de varias decenas de metros de altura.

Al diseñar muros de detención de avalanchas debe considerarse el volumen de la nieve depositada por la avalancha que debe contenerse tras el muro y, adicionalmente, el número de avalanchas que pueden producirse en una sola tormenta, cuando el riesgo de avalanchas impide despejar la nieve contenida que puede colmatar la capacidad de contención del muro. Por lo mismo, es común que el vaso recipiente tras un muro debe despejarse de nieve entre una tormenta y otra, para mantener su capacidad inicial de contención de avalanchas.

3.916.502 Altura de las Estructuras. Los muros para detener avalanchas deben ser lo suficientemente altos para que una avalancha corriendo en la zona de transición no lo sobrepase, o para que el depósito de nieve de un muro construido en la zona de depositación de la avalancha no lo exceda. La altura necesaria para que una avalancha corriendo no sobrepase el muro puede ser estimada considerando el talud del muro como un tramo más (en contra pendiente) de la senda de una avalancha y empleando las ecuaciones de velocidad y distancia de corrida de las avalanchas expuestas en la Sección 3.913.

Cuando los muros deben detener avalanchas en la zona de depositación de la senda, además de cumplir el requisito de no ser sobrepasados por las avalanchas según su velocidad y distancia de corrida señalado anteriormente, deben poseer la altura necesaria para no ser sobrepasados por la altura máxima del depósito de nieve, la cual puede estimarse como se indica en el Numeral 3.913.904.

3.916.503 Esfuerzo sobre la Estructura. Un muro construido para detener avalanchas recibe frontalmente todo el impacto de la avalancha y debe ser capaz de resistirlo. La evaluación de las presiones de impacto puede hacerse como se indica en el Tópico 3.914.2. Como se indicó anteriormente en el Numeral 3.916.405, muros de tierra pueden resistir con relativa facilidad el impacto de una avalancha, sin embargo, muros de hormigón o albañilería requieren grandes refuerzos y normalmente un relleno con tierra o rocas detrás del muro para mejorar su estabilidad. En muros que no son de tierra debe considerarse también la fuerza de levante que ejerce la avalancha, como se señala en el Numeral 3.914.504, y en estos casos toda la estructura de detención de avalanchas debe contar con un adecuado anclaje para resistir esa fuerza.

3.916.504 Ventajas y Desventajas. Para detener avalanchas suelen requerirse muros de considerable altura y dimensiones y que necesitan grandes espacios para su ubicación. Grandes espacios adicionales son necesarios para el vaso tras el muro que contendrá las avalanchas. Muy a menudo todo ello es de difícil

obtención y, adicionalmente, como los muros son estructuras mayores, los costos de construcción también suelen serlo.

Los muros son difíciles de diseñar, por los espacios requeridos, para contener una sola avalancha y son muy difíciles cuando se trata de varias avalanchas. Por esto, suele ser necesario considerar trabajos de mantenimiento durante el invierno, vale decir el despeje de la nieve de los vasos para restituir la capacidad de contener avalanchas. Por otra parte, en caso de producirse varias avalanchas en una senda durante u temporal, es muy probable que el vaso se colmate y las últimas avalanchas no puedan ser contenidas por el muro, perdiéndose todo el efecto de protección.

Los muros pueden ser útiles para reducir la extensión de la zona de depositación, cuando esta reducción es relativamente pequeña. Muros de baja altura ubicados dentro del perímetro distal de la zona de depositación de las avalanchas pueden conseguir este resultado.

3.916.6 ESTRUCTURAS PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE AVALANCHAS

3.916.601 Tipos de Estructuras. Las estructuras para reducir la velocidad de las avalanchas tienen el propósito de agregar a la senda de avalanchas asperezas artificiales de manera que, al reducir la velocidad de las avalanchas, disminuyan las presiones de impacto y las distancias de corrida. Por lo mismo, cuando existen asperezas naturales en las sendas, estas no deben removerse pues producirán el efecto contrario.

Las estructuras para reducir las velocidades de las avalanchas son montículos de tierra (ver Lámina 3.916.601.A), o de enrocado, muros de tierra de pequeña longitud (ver Lámina 3.916.601.B), y trípodas de hormigón u otros materiales pero adecuadamente anclados al terreno y diseñados para soportar las presiones de impacto de las avalanchas (ver Lámina 3.916.601.C). Las estructuras serán más eficientes en su propósito cuanto mayores sean sus alturas pero, idealmente, estas alturas debieran ser, a lo menos, similares a las alturas de flujo de las avalanchas.

Las estructuras para reducir las velocidades se ubican preferentemente en la zona de depositación de las avalanchas, donde las velocidades de estas se reducen paulatinamente de manera natural y de manera que las estructuras esencialmente disminuyen la distancia de corrida de las avalanchas. Las estructuras pueden ubicarse también en la zona de transición de las avalanchas para reducir velocidades en tramos específicos, pero tras haber sobrepasado esos tramos la avalancha prontamente retomará la velocidad que corresponde según la pendiente de la senda.

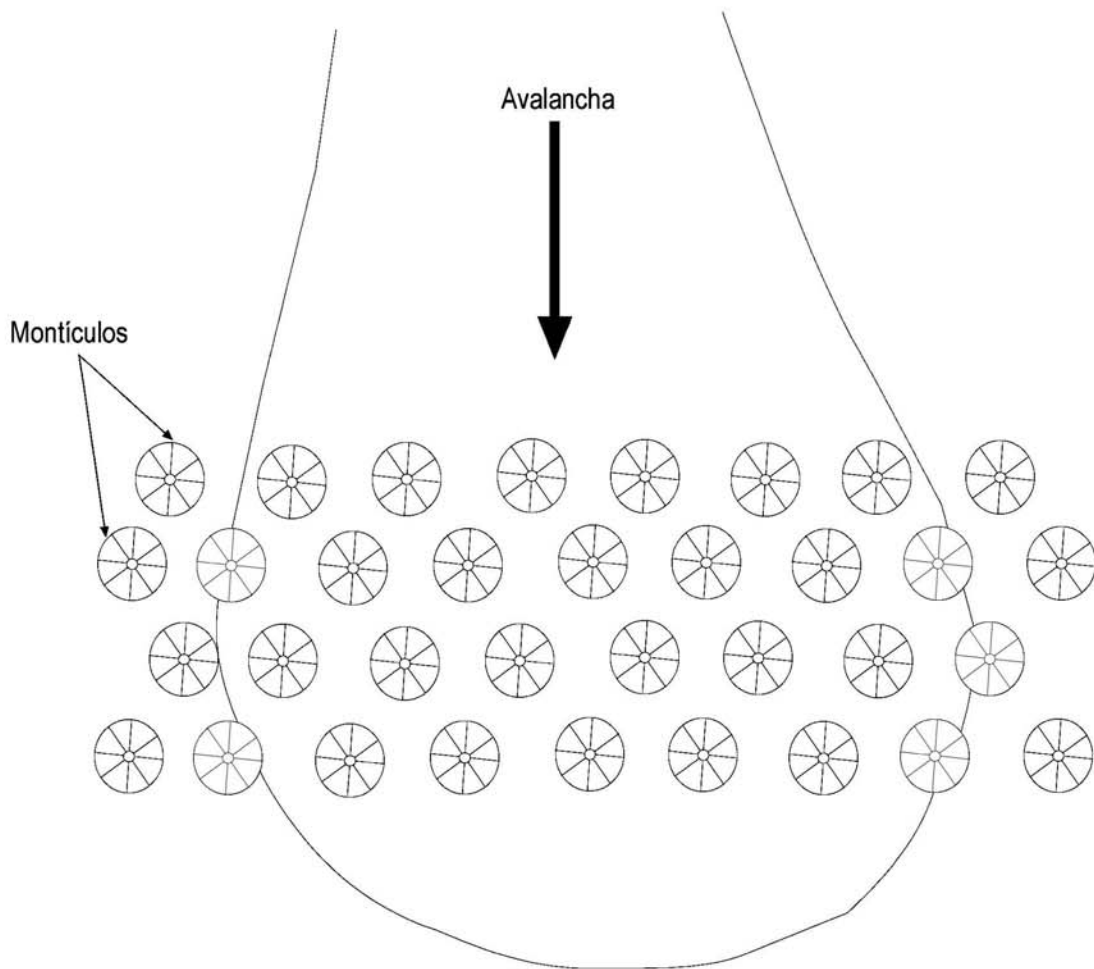
Los montículos de tierra, pequeños muros o trípodas deben disponerse de manera escalonada en la senda de avalanchas, como se indica en la Lámina 3.916.601.A. La eficiencia de los montículos, o de los muros, puede mejorarse construyéndolos con una pared de albañilería u hormigón en la cara que enfrenta la avalancha, como se indica para los muros de tierra en la Lámina 3.916.401.A.

Las separaciones entre los pies de los montículos de tierra deben ser de aproximadamente la mitad de la altura de flujo de la avalancha. Separaciones mayores reducen significativamente los posibles retardos de las velocidades, mientras que separaciones menores no incrementan mayormente la eficiencia de las estructuras. Las separaciones más eficientes entre los pies de los muros son de distancia similar a la altura de flujo de la avalancha. En el caso de los muros, longitudes en el coronamiento del orden de dos veces la altura de flujo de la avalancha también parecen lograr la mayor eficiencia entre el efecto de reducción de la velocidad y el movimiento de tierra.

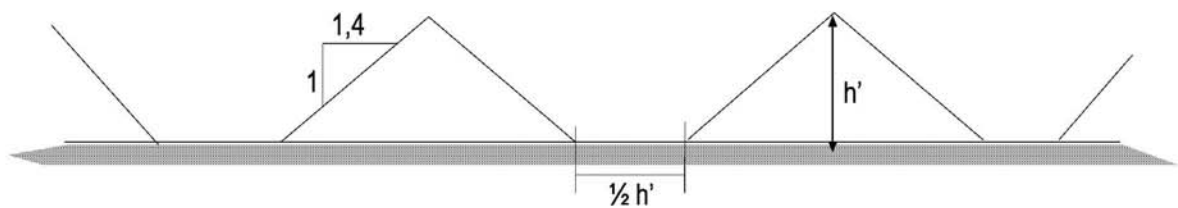
Al encontrar la avalancha una zona de obstáculos, tenderá a incrementar la amplitud de la senda si es que esta es abierta o parcialmente confinada. Este incremento suele ser del orden de 30%, lo que debe tomarse en cuenta al diseñar las estructuras, de manera que estas cubran también esta mayor amplitud de la senda.

3.916.602 Presiones de Impacto sobre las Estructuras. Las presiones de impacto sobre las estructuras para reducir las velocidades en la senda de avalanchas pueden calcularse como se indica en el Numeral 3.914.302.

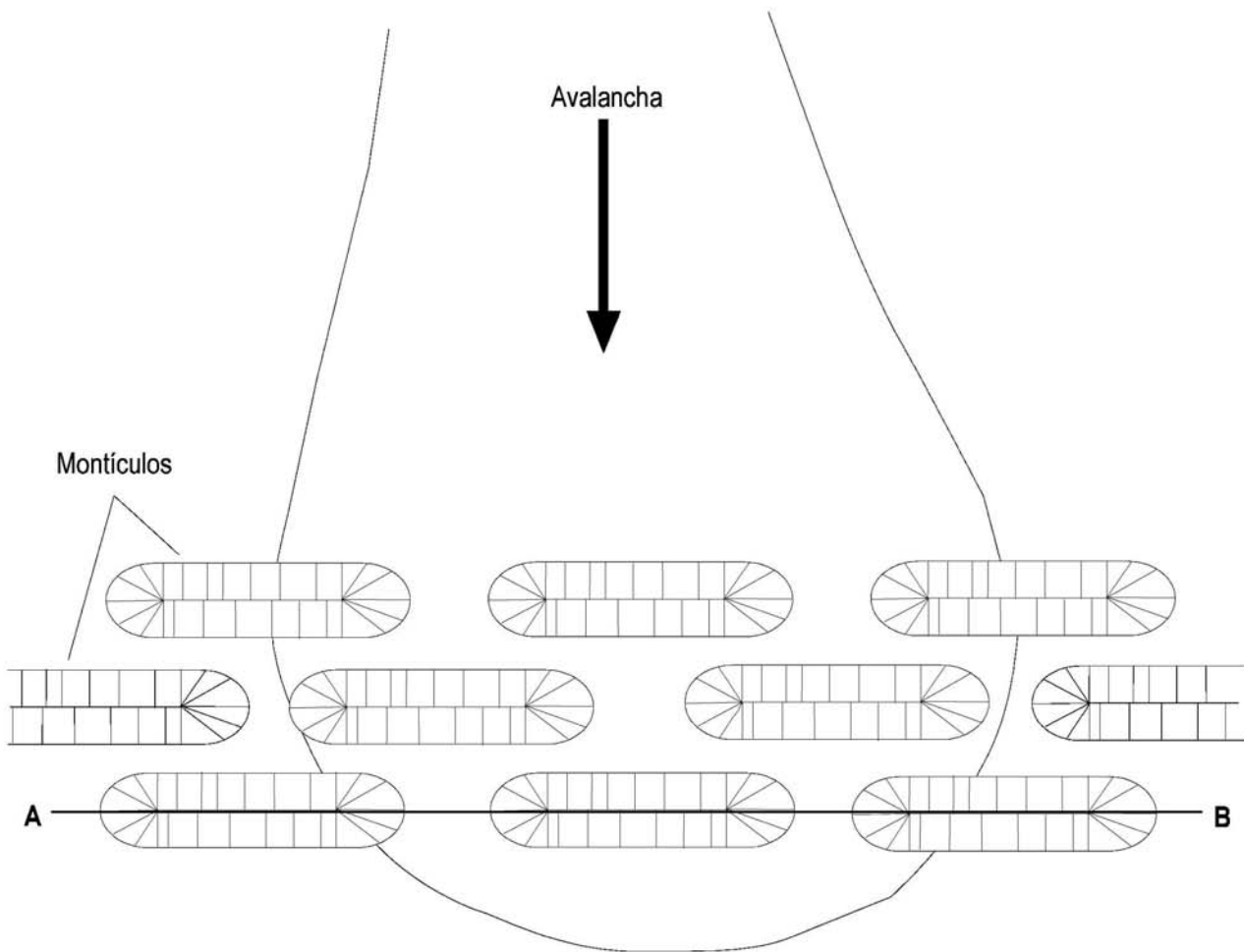
3.916.603 Cálculo de la Reducción de Velocidad. La reducción de velocidad que producen los obstáculos colocados artificialmente en la senda de avalanchas ocurre por un aumento de los coeficientes



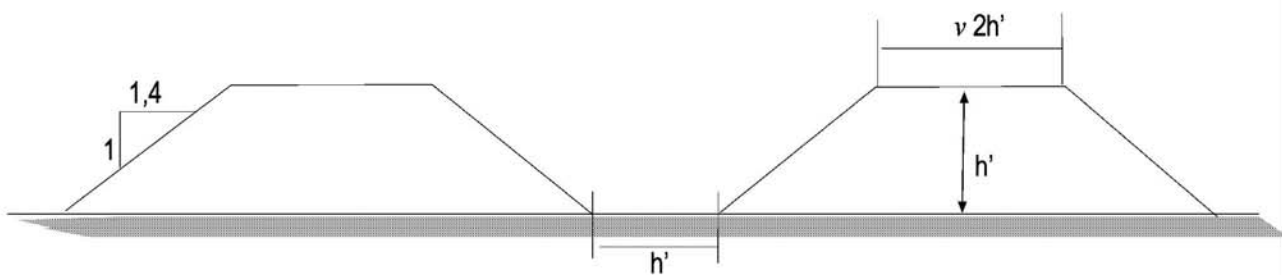
a) Planta esquemática de montículos de tierra en la zona de deposición de avalanchas.



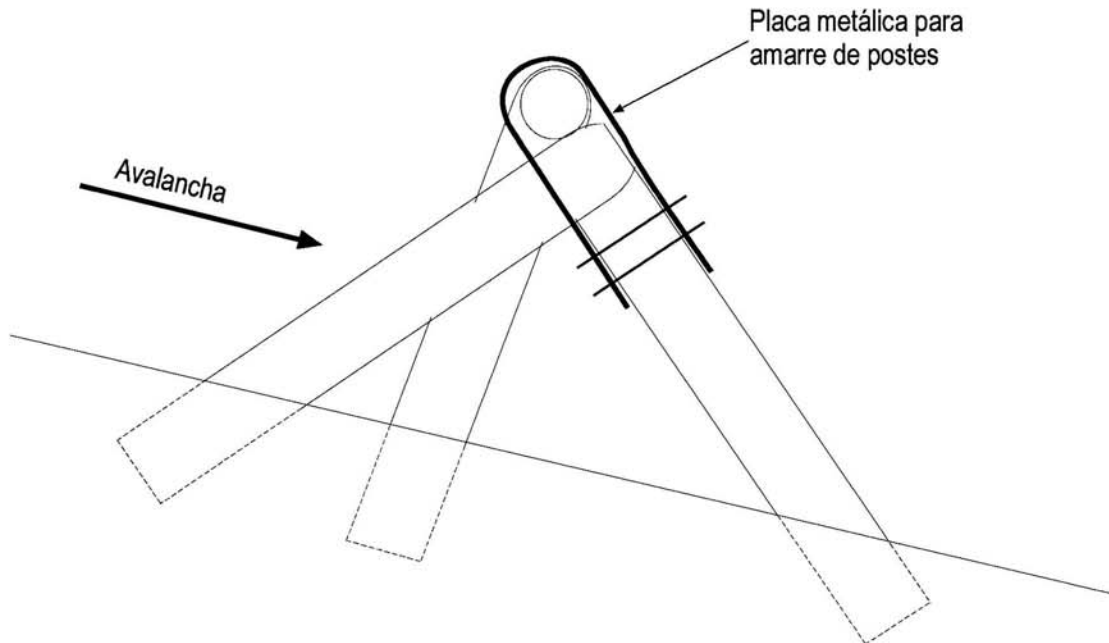
b) Perfil esquemático y separaciones de montículos de tierra.
 h' = altura del flujo de la avalancha



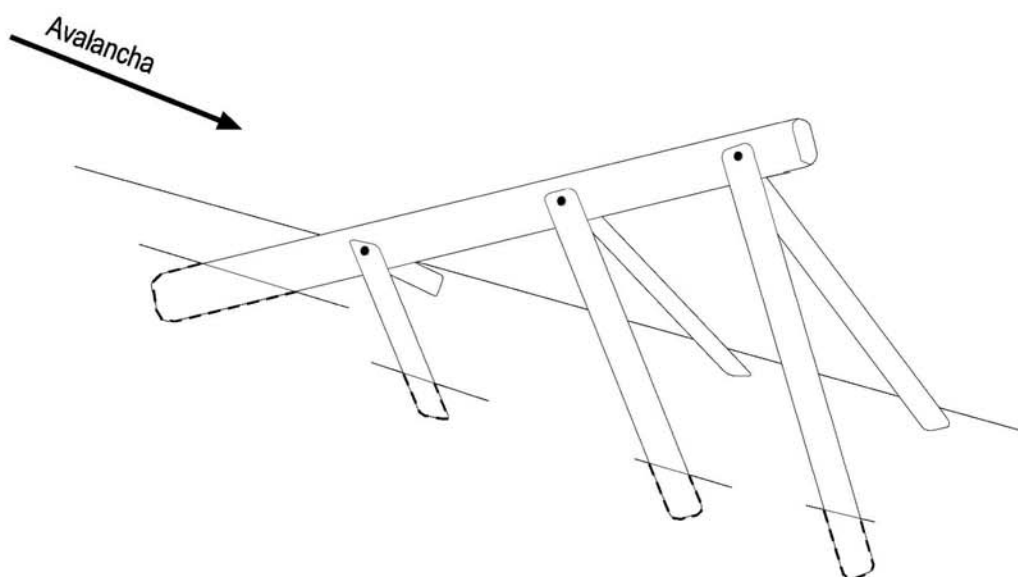
a) Planta esquemática de pequeños muros de tierra en la zona de deposición de avalanchas.



b) Perfil A - B esquemático y separaciones en muros de tierra.
 h' = altura del flujo de la avalancha



Trípode simple de postes tratados químicamente para mayor duración (eventuales fundaciones para los postes según las características del terreno).



Pueden emplearse otros materiales, como vigas de acero o trípodes contruidos enteramente de hormigón, con o sin fundaciones.

de fricción kinética y de fricción turbulenta. Dependiendo de la densidad y altura de los obstáculos, el coeficiente de fricción turbulenta (ξ) puede reducirse a valores del orden de 150 a 300 m/s² (ver Numeral 3.913.304). El coeficiente de fricción kinética (μ) varía como se indica al final del Numeral 3.914.504. La reducción efectiva de la velocidad dependerá de la longitud (o tramo) de la senda cubierta con obstáculos.

3.916.604 Ventajas y Desventajas. Las estructuras para reducir las velocidades de las avalanchas son útiles y eficientes cuando se trata de avalanchas de flujo sobre el terreno o de flujo mixto, pero son virtualmente ineficaces cuando las avalanchas de flujos de nieve polvo en suspensión. Estructuras ubicadas en las zonas de depositación de las avalanchas son muy eficientes en cuanto a reducir la velocidad y distancia de corrida de las avalanchas, pero como las avalanchas se suelen depositar en el sector de estas estructuras rellenando el terreno con el depósito de nieve, la protección que ofrece este tipo de estructura es ineficiente cuando se producen otras avalanchas en la misma senda, a menos que entre avalanchas se despeje la nieve del depósito anterior; sin embargo, esto no es posible cuando existe el peligro de avalanchas sucesivas durante una tormenta y en la misma senda.

Las estructuras como montículos de tierra o muros pequeños son simples de construir, empleando el material existente en el sitio, y ocupan poco más que el mismo espacio de la senda de avalanchas que normalmente no puede destinarse a otros propósitos. Al emplear el material que existe en el mismo sitio se excavan zanjas entre los montículos, de manera que se reduce el movimiento total de tierra, puesto que en este caso la altura del montículo se mide desde la base de las zanjas.

De las tres estructuras habitualmente empleadas para reducir la velocidad de las avalanchas la más eficiente es el pequeño muro de tierra. La menos eficiente es el tripode.

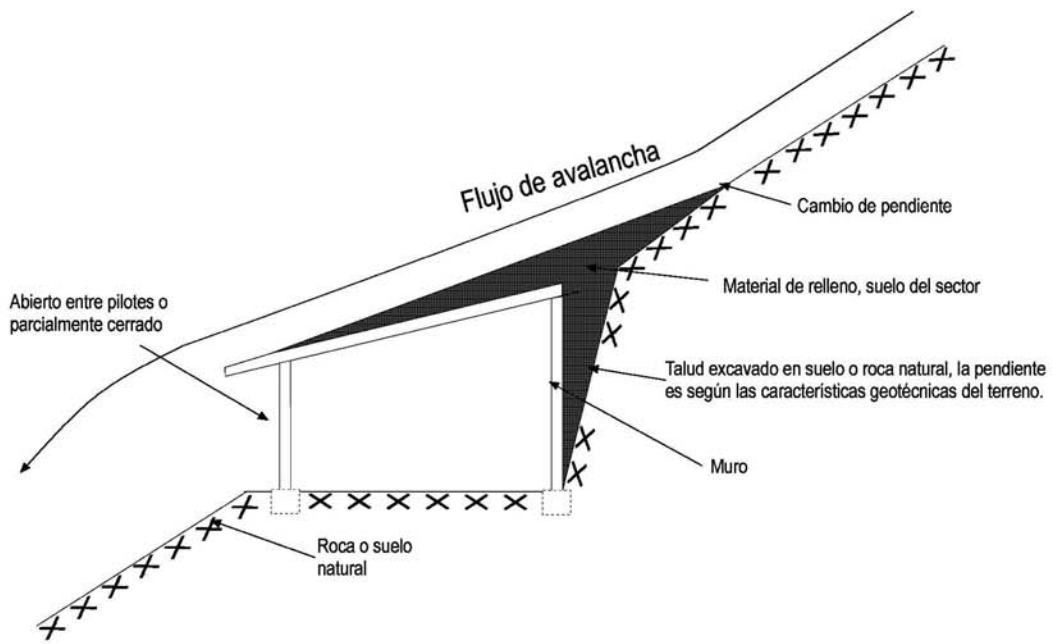
3.916.7 COBERTIZOS

3.916.701 Propósito y Tipos de Cobertizos. Los cobertizos son en realidad puentes que se construyen en las laderas y que permiten que las avalanchas corran por sobre la estructura, por ejemplo una carretera, a proteger. Por ello, los cobertizos tienen una pared continua hacia el talud, para evitar la caída de suelos o rocas desde el talud, y solamente los pilotes hacia el valle. El techo del cobertizo está constituido por las vigas (o losas) del puente y generalmente se construye con cierta inclinación hacia el valle y se cubre con material de los suelos del área [Lámina 3.916.701.A, Fig. a)], de manera de reducir el ángulo entre la pendiente en la superficie del techo y la dirección e flujo de la avalancha y disminuir así la presión de impacto de las avalanchas sobre el techo. Para asegurar la eficiencia de los cobertizos estos deben extenderse por toda la amplitud de la senda de avalancha y sobrepasar los límites de esta una decena de metros. De no ser así pierden eficacia.

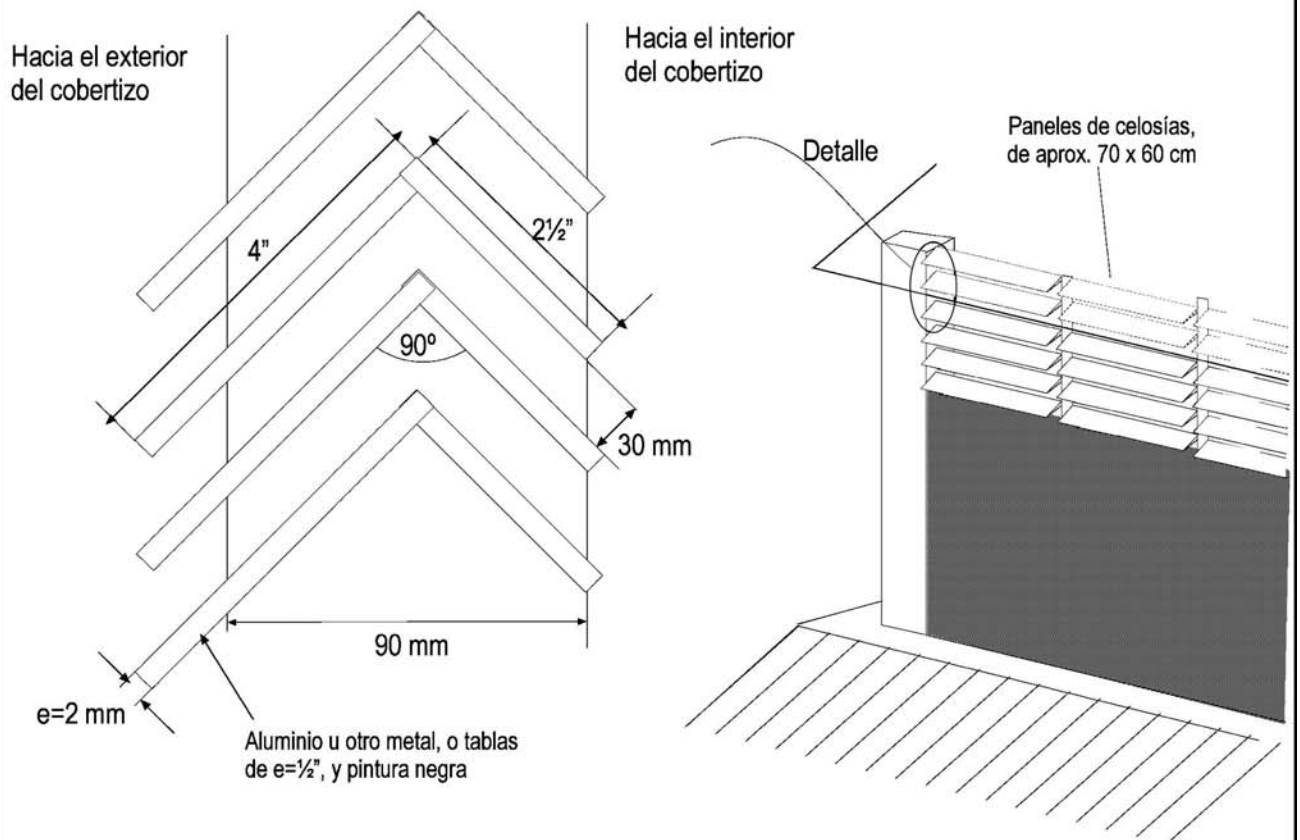
El lado que mira al valle de los cobertizos suele estar abierto, pero esto permite que el viento introduzca nieve al interior de los cobertizos durante las tormentas. Para la limpieza de esta nieve, que puede obturar parcialmente un cobertizo, es preciso que existan ventanas absolutamente libres donde la maquinaria que trabaja en el despeje de la nieve en el cobertizo pueda botarla. También se requiere que estas ventanas, debidamente señalizadas, se dispongan sobre botaderos de nieve de buena caída.

El despeje de la nieve en los cobertizos suele constituir un problema. Por ello, puede ser conveniente cerrar el lado del valle de los cobertizos, al menos parcialmente. Una densidad de cierre del orden de 80% previene la mayor parte de las grandes acumulaciones de nieve y, a su vez, permite que el cobertizo no se convierta en túnel no requiriendo así un especial sistema de ventilación. Una forma de permitir la ventilación natural de los cobertizos y a la vez evitar virtualmente todo el ingreso de nieve transportada por el viento es instalando celosías de doble agua en el 20 % no cubierto por el cierre hacia el valle. Un esquema con las características de estas celosías fabricadas en paneles se muestra en la Lámina 3.916.701.A, Fig. b). Como puede apreciarse en la Lámina citada, esas celosías impiden grandemente el paso de la luz natural, de manera que cobertizos cerrados de esta manera pueden necesitar de luz artificial.

Los cobertizos no se instalan en la zona de depositación de avalanchas, pues quedarían totalmente cubiertos de nieve y en ese caso la estructura debería ser un túnel o túnel falso. Se construyen en la zona de transición, donde se espera que las avalanchas sobrepasen totalmente los cobertizos. Chorreos podrían, eventualmente depositarse sobre el techo y caer hacia el valle, pero el poco espesor de estas avalanchas (normalmente del orden de 2 m) no afectará la estructura del cobertizo. Cobertizos ubicados vecinos a la zona de depositación de las avalanchas podrían sufrir acumulaciones más profundas



a) Perfil esquemático de cobertizo.



b) Esquema de celosías de doble agua para nieve, que pueden instalarse entre los pilotes hacia el valle para permitir la ventilación del cobertizo y prevenir el ingreso de gran parte de la nieve de transporte eólico.

(algunos metros) de nieve sobre sus techos y deben diseñarse para estas cargas, a la vez que considerar el cierre total hacia el valle, con paredes reforzadas y eventuales persianas muy reducidas.

3.916.702 Cargas Dinámicas y Estáticas sobre los Cobertizos. Una de las cargas dinámicas a considerar sobre el techo del cobertizo es la presión de impacto en el punto de quiebre de pendiente del terreno donde concluye hacia aguas arriba el relleno artificial sobre la estructura del cobertizo [ver Lámina 3.916.701.A, Fig. a)]. La presión de impacto se extiende hacia aguas abajo de este punto por una distancia de aproximadamente dos veces la altura de flujo de la avalancha. El valor de esta presión de impacto se calcula como se indica en el Numeral 3.914.203, y como el ángulo de quiebre de pendiente raramente excede de 5°, el valor de esta presión suele no exceder de 10% de la presión máxima de impacto. Adicionalmente, el punto de cambio de pendiente normalmente se ubica distante más de dos veces la altura de flujo de la avalancha, de manera que suele no afectar al cobertizo.

La avalancha que corre en la senda ejerce una presión sobre el piso por el peso de la avalancha, y una fricción sobre el piso, como se indica en Numeral 3.914.601, las cuales deben considerarse al diseñar los cobertizos.

Las avalanchas que saltan sobre el borde de un cobertizo producen un efecto de succión detrás de la saliente del techo, que puede evaluarse como se indica en el Tópico 3.914.4. Este efecto raramente excede los 20 kg/m².

En el caso que se produzcan depósitos de nieve de avalanchas sobre el cobertizo, la densidad de estas acumulaciones es como se indica en el Tópico 3.913.9.

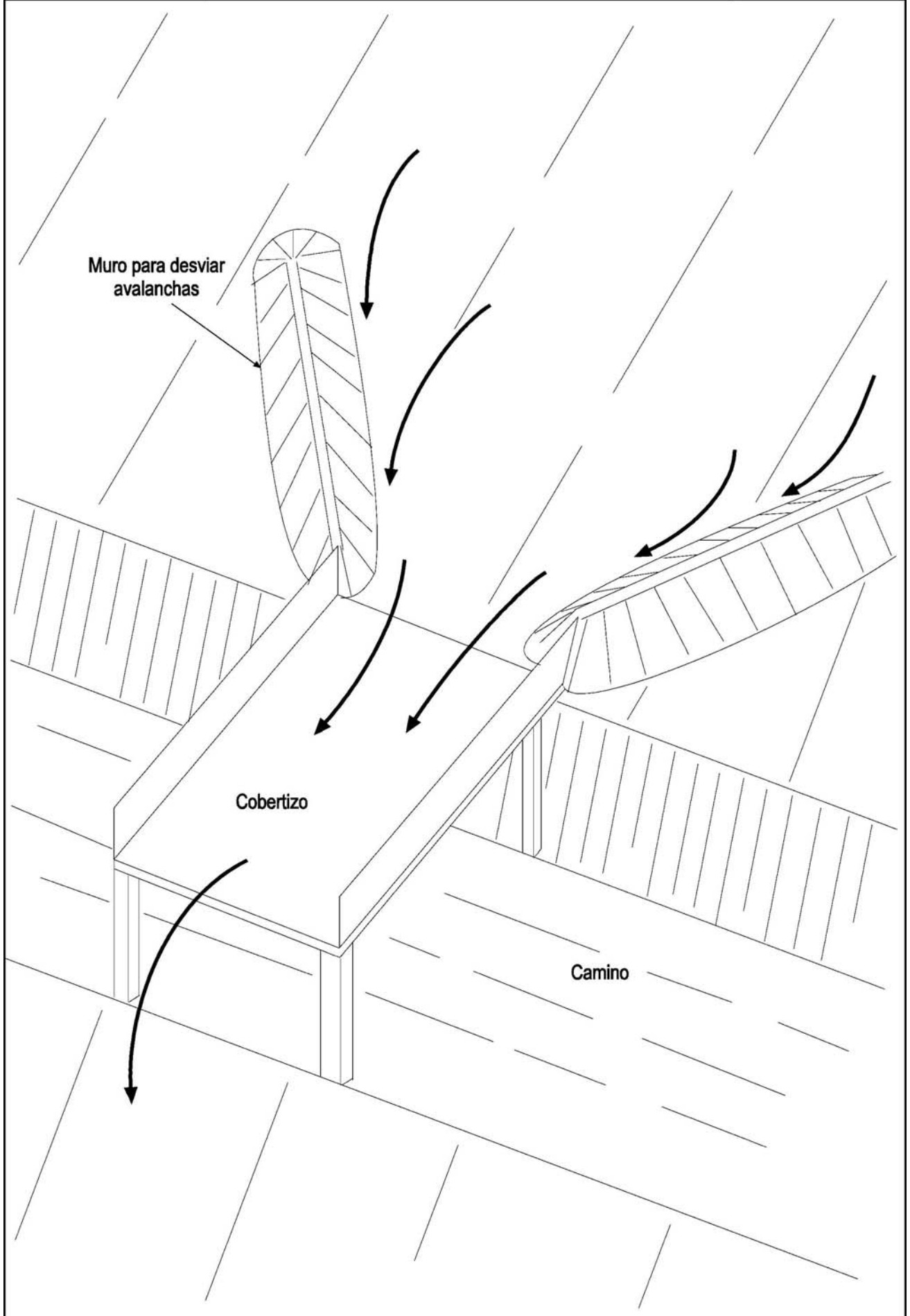
3.916.703 Ventajas y Desventajas. Los cobertizos bien diseñados ofrecen protección total del peligro de todo tipo de avalanchas y constituyen excelentes refugios temporales. Si no tienen algún tipo de pared hacia el valle las avalanchas pueden producir un cierto depósito de nieve hacia el interior del cobertizo, virtualmente sin presiones, la que será necesario despejar. El costo de los cobertizos suele ser alto, pero también lo son otras formas de protección de avalanchas. Los cobertizos y los túneles (o falsos túneles) ofrecen excelente protección de avalanchas y los costos por metros lineal de ambos tipos de protecciones son similares. Sin embargo, los cobertizos ofrecen ventajas constructivas con respecto a los túneles puesto que la construcción de los cobertizos puede llevarse a cabo a todo el largo de estos, mientras que en los túneles solamente desde los frentes de trabajo. Los cobertizos son las opciones preferentes para la protección de carreteras, por sus costos comparativos con otras protecciones totales de avalanchas, porque permiten el tránsito permanente, y por las ventajas constructivas.

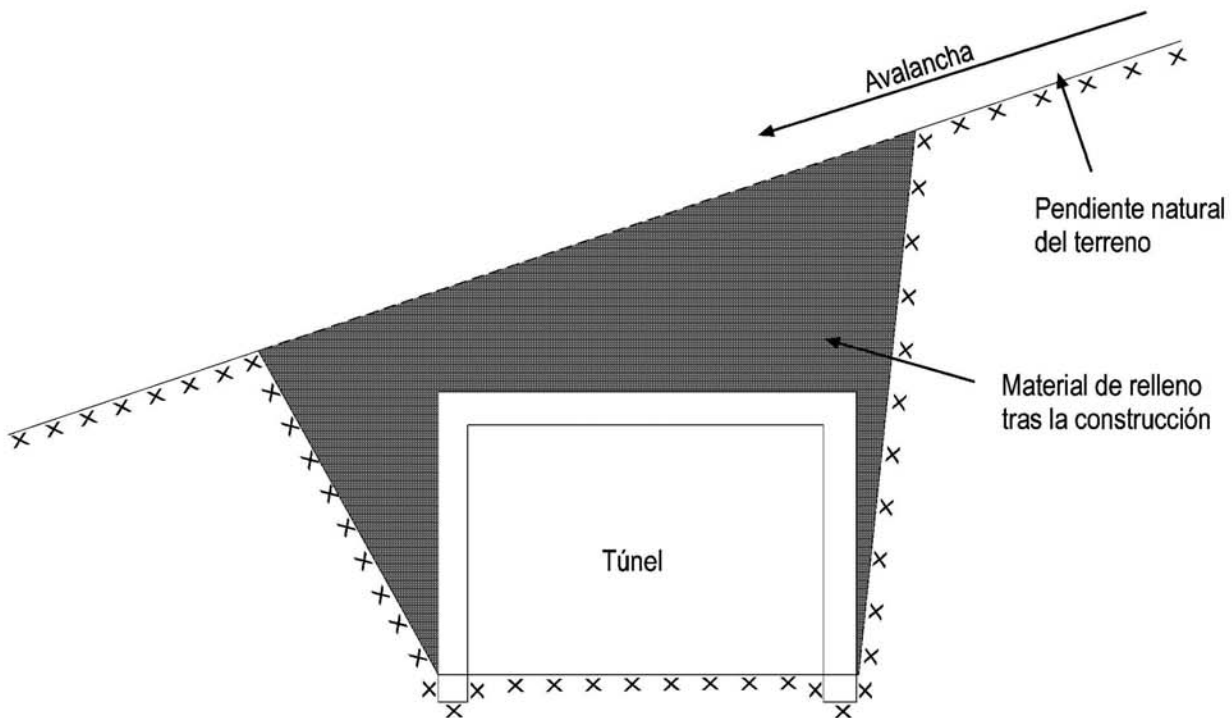
Los cobertizos no son adecuados para proteger estructuras que ocupan una gran área a lo largo de la senda de avalanchas, a menos que pueda instalarse el número adecuado de pilotes para soportar el techo de los cobertizos. Es posible reducir la longitud de un cobertizo para una carretera, construyendo cerca de los extremos del eventual cobertizo en la senda de avalancha, muros para desviar las avalanchas hacia el centro de un cobertizo de menor longitud (ver esquema en Lámina 3.916.703.A); evidentemente, esto no debe ser una opción de diseño donde es posible que se produzcan depósitos de avalanchas sobre el cobertizo y lo obturen.

3.916.8 TUNELES DE PROTECCION Y REFUGIO

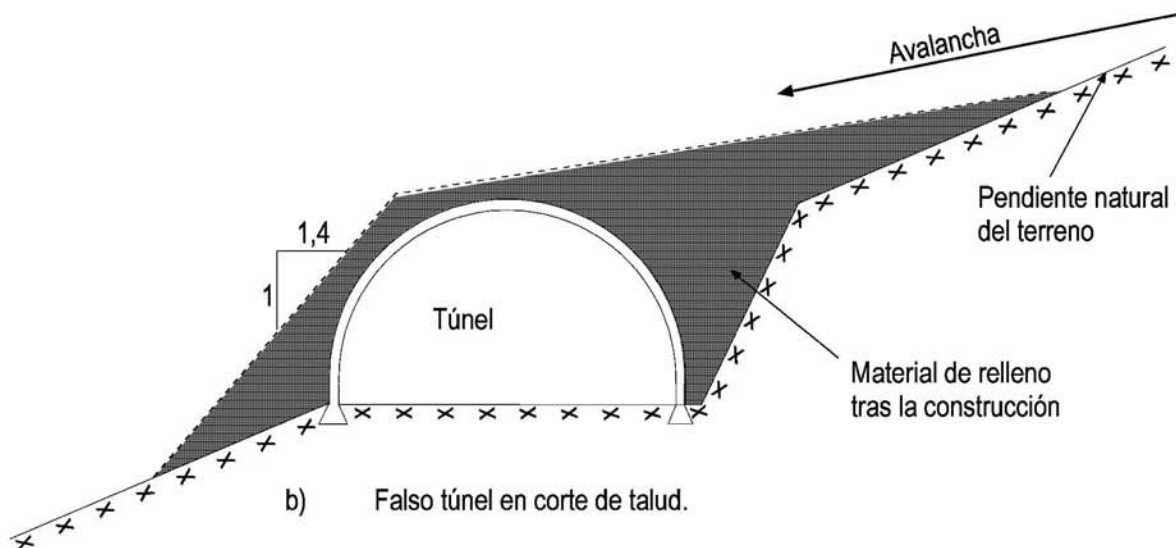
3.916.801 Túneles. Túneles excavados en roca o en suelos, o falsos túneles (construidos como zanjas a cielo abierto que son luego techadas y cubiertas con suelos o detritos, ver Lámina 3.916.801 A) constituyen excelentes protecciones y sitios de refugio contra el peligro de las avalanchas. La técnica de diseño y construcción de túneles o falsos túneles no es motivo de descripción o análisis en el presente texto de avalanchas.

Una precaución importante que debe tomarse al diseñar un túnel en área de avalanchas es la de asegurar que las bocas del túnel se encuentran fuera de las sendas de avalanchas. Es difícil despejar de nieve de avalanchas las bocas de túneles trabajando desde el exterior hacia el túnel, y mucho más aún despejar desde el interior de un túnel una boca en la cual se ha introducido nieve de avalanchas; esto último puede requerir equipo especializado para faenas de excavación de túneles. Los túneles deben contar con sistemas de ventilación, comunicación, iluminación y drenaje que contemplen la posibilidad de obturación de las bocas por avalanchas y puedan funcionar independientemente de un evento de este tipo. Como los





a) Falso túnel en zanja.



b) Falso túnel en corte de talud.

Nota:

El perfil de los túneles puede variar, con paredes verticales o inclinadas y techos de vigas, o con diversas obras.

túneles suelen ser utilizados como refugios, es conveniente considerar en el diseño de los túneles estocadas en las cuales almacenar víveres y elementos de abrigo y calefacción para emergencias. Cuando los túneles sirven exclusivamente como refugio, es conveniente dotar a sus bocas de puertas para evitar el ingreso de nieve.

3.916.802 Cargas Estáticas y Dinámicas sobre los Túneles. Los túneles se ubican normalmente a decenas, o centenas de metros de profundidad, de manera que las cargas adicionales, estáticas o dinámicas, que originan las avalanchas son despreciables con relación a las cargas producidas por las rocas o suelos en que los túneles han sido excavados. Pueden ser importantes las cargas de originadas por las avalanchas en el caso de los túneles falsos, ubicados a pocos metros bajo la superficie en la zona de depositación de las avalanchas. En este caso debe considerarse como carga estática la profundidad y peso específico de la nieve precipitada, más la carga que representa el espesor de la nieve del depósito de una avalancha, o de más de una avalancha superpuesta si es el caso. El espesor máximo del depósito de una avalancha puede estimarse como se indica en el Numeral 3.913.304; la densidad de la nieve en los depósitos de avalanchas se describe en el Tópico 3.913.9. Es conveniente recordar que el depósito de nieve de una avalancha es una forma cónica, de manera que la carga de nieve de las avalanchas será mayor en el área central de la zona de depositación y menor en las marginales; en todo caso, es también conveniente señalar que no toda la zona de depositación se cubre con el depósito de una avalancha, sino que diferentes sectores de ella pueden ser cubiertos por diferentes avalanchas, de manera que en varios sectores de la zona de depositación pueden producirse los depósitos de altura máxima de avalanchas individuales y, adicionalmente, en diversos sectores de la zona de depositación se producirán superposiciones de las avalanchas originadas en una misma tormenta, o de diferentes avalanchas producidas por tormentas diferentes.

Falsos túneles ubicados en la zona de transición de sendas de avalanchas deben contemplar la posibilidad de que la nieve de chorreos se deposite sobre ellos, con espesores que normalmente no superan los 2 m.

Las cargas dinámicas que producen las avalanchas sobre el piso de la senda, y que podrían afectar a techos de túneles, en particular a techos de túneles falsos, se señalan en el Tópico 3.914.6

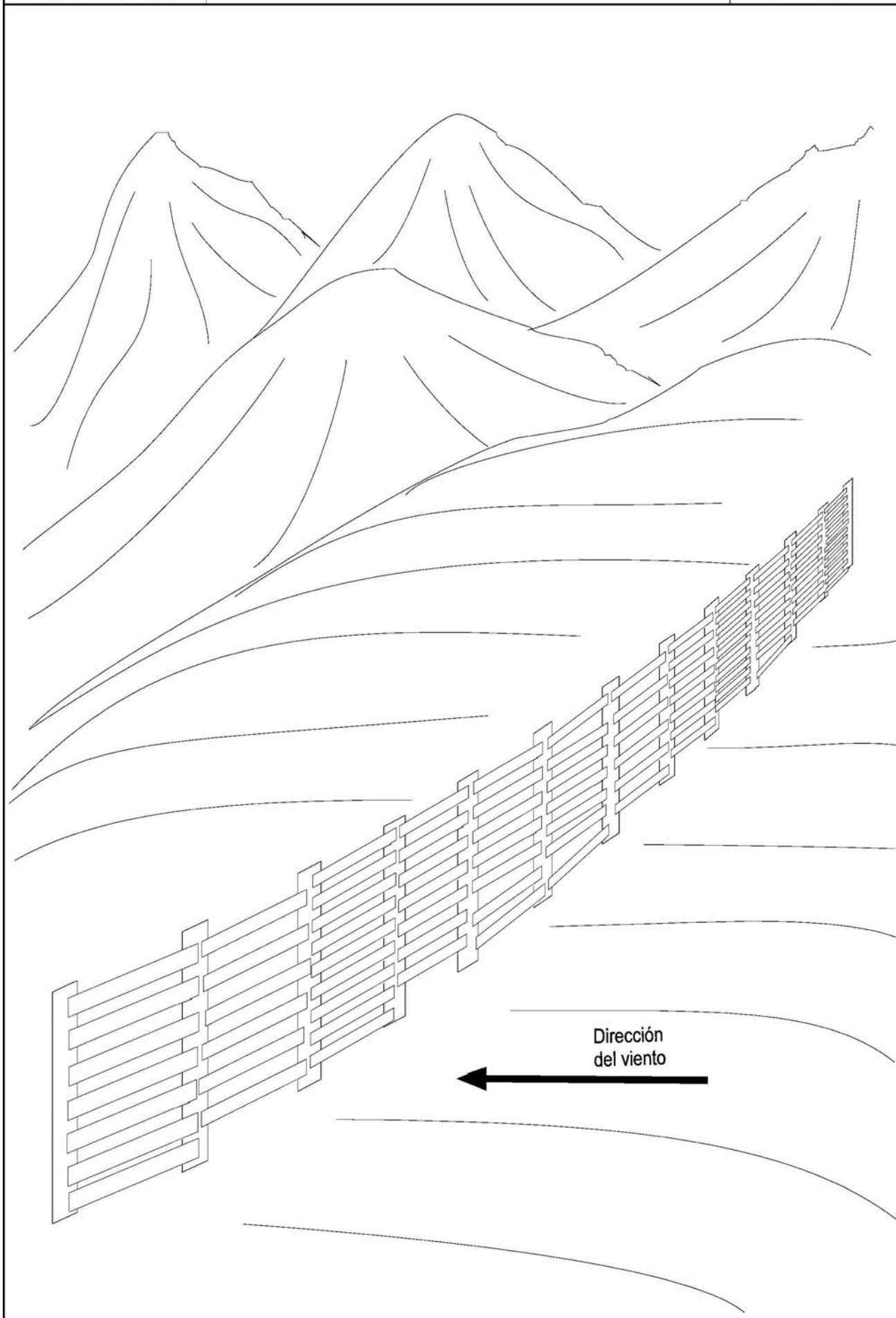
3.916.803 Elementos de Seguridad en los Refugios. Al emplear los túneles como refugios seguros en áreas de avalanchas, en particular estocadas expresamente habilitadas como refugio, además de almacenarse en ellos elementos de supervivencia tales como alimentación, abrigo y calefacción, puede almacenarse en ellos los elementos de búsqueda y rescate (varillas de sondeos, palas para la nieve, Pieps, etc.), elementos de primeros auxilios y eventualmente vehículos.

3.916.804 Ventajas y Desventajas. Los túneles ofrecen protección total del peligro de avalanchas de todo tipo y, si están adecuadamente habilitados, también constituyen excelentes refugios. El costo de túneles suele ser alto, pero también lo son otras formas de protección de avalanchas, de manera que debe considerarse la opción de protección en túnel (o en excavaciones subterráneas en general) donde sea posible. Desde luego, túneles o túneles falsos son siempre una opción para la protección de carreteras. El costo de los túneles se incrementa casi exponencialmente con el diámetro de la excavación, lo cual suele excluir las excavaciones subterráneas como opción de protección de grandes estructuras, pero los túneles de pequeño diámetro (el mínimo suele ser de 1,8 m) no son alternativas de alto costo.

3.916.9 DEFLECTORES DE VIENTO Y VALLAS PARA NIEVE

El manto de nieve en las zonas de inicio de las avalanchas es afectado de manera considerable por los vientos habituales de las cumbres de los cerros y cordones montañosos. Los vientos redistribuyen la nieve y contribuyen a la formación de avalanchas. Por ello, cambios en las condiciones del viento modifican esta redistribución de la nieve y pueden conducir a reducir la magnitud y frecuencia de las avalanchas. Los elementos que se emplean para modificar la redistribución de la nieve son vallas para nieve y diversos tipos de deflectores de viento, en general estructuras de relativo bajo costo y eficientes en sus propósitos.

3.916.901 Vallas para Nieve. Las vallas para nieve (ver Lámina 3.916.901.A) tienen el propósito de atrapar la nieve en sitios relativamente planos o de poca pendiente, antes que se formen acumulaciones significativas en las zonas de inicio de las avalanchas. Las vallas actúan como obstáculo para formar



vestigios de nieve (ver Numeral 3.904.405) por delante y detrás de ellas. El volumen de nieve que puede atrapar una serie de vallas paralelas entre sí y perpendiculares a la dirección del viento, es considerable. Las vallas no necesitan ser impermeables al viento; experiencias de terreno han demostrado que vallas con 70% de su superficie cubierta (designadas habitualmente como de densidad 0,7) atrapan virtualmente la totalidad de la nieve. Por otra parte, las vallas no requieren ser cubiertas en su parte inferior (0,5 a 0,7 m), en lo que es virtualmente la profundidad habitual de la nieve en tormentas importantes.

Las vallas atraparán tanta nieve como lo permita su altura sobre el suelo, pero la altura posee restricciones prácticas por cuanto vallas muy altas (generalmente más de 5 o 6 m dependiendo de la velocidad máxima del viento) son afectadas por la presión del viento y requieren fuertes anclajes con cables metálicos. Por esto las vallas son eficientes en terrenos donde la acumulación normal de nieve no excede de aproximadamente 2 m de profundidad.

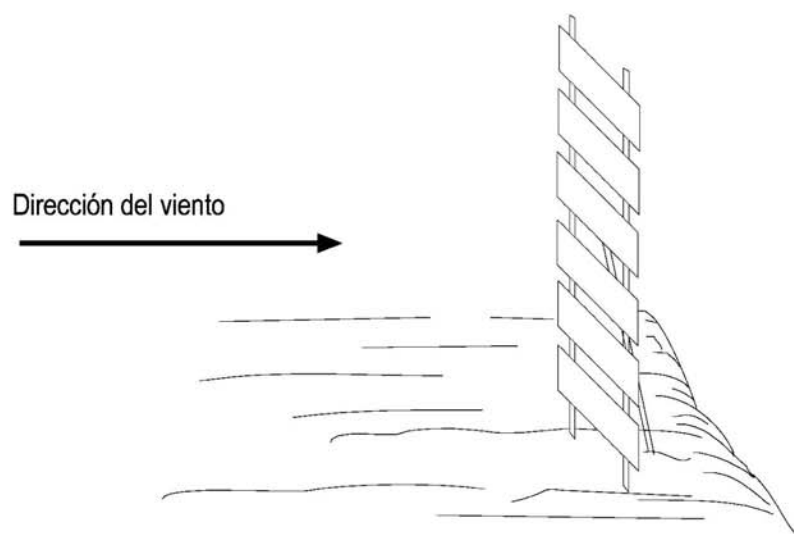
Virtualmente no existen límites en cuanto al diseño de las vallas, desde simples estructuras de maderas, pasando por ejemplo por módulos de malla electrosoldada con Láminas de acero entretejidas entre la malla electrosoldada, hasta largas y continuas vallas de materiales plásticos (estos últimos normalmente derelativamente corta vida por la acción de la radiación solar).

3.916.902 Deflectores de Viento. Los deflectores de viento se emplean principalmente para evitar (o reducir) la formación de cornisas de nieve y de grandes áreas de depósitos de nieve de transporte eólico. Estas estructuras no ofrecen una protección completa de avalanchas, pero son eficientes especialmente en cuanto a prevenir el inicio de avalanchas por caída de cornisas. También se emplean para reducir el arrastre eólico y acumulaciones de nieve en carreteras. Existen diversos tipos de deflectores como se indica a continuación.

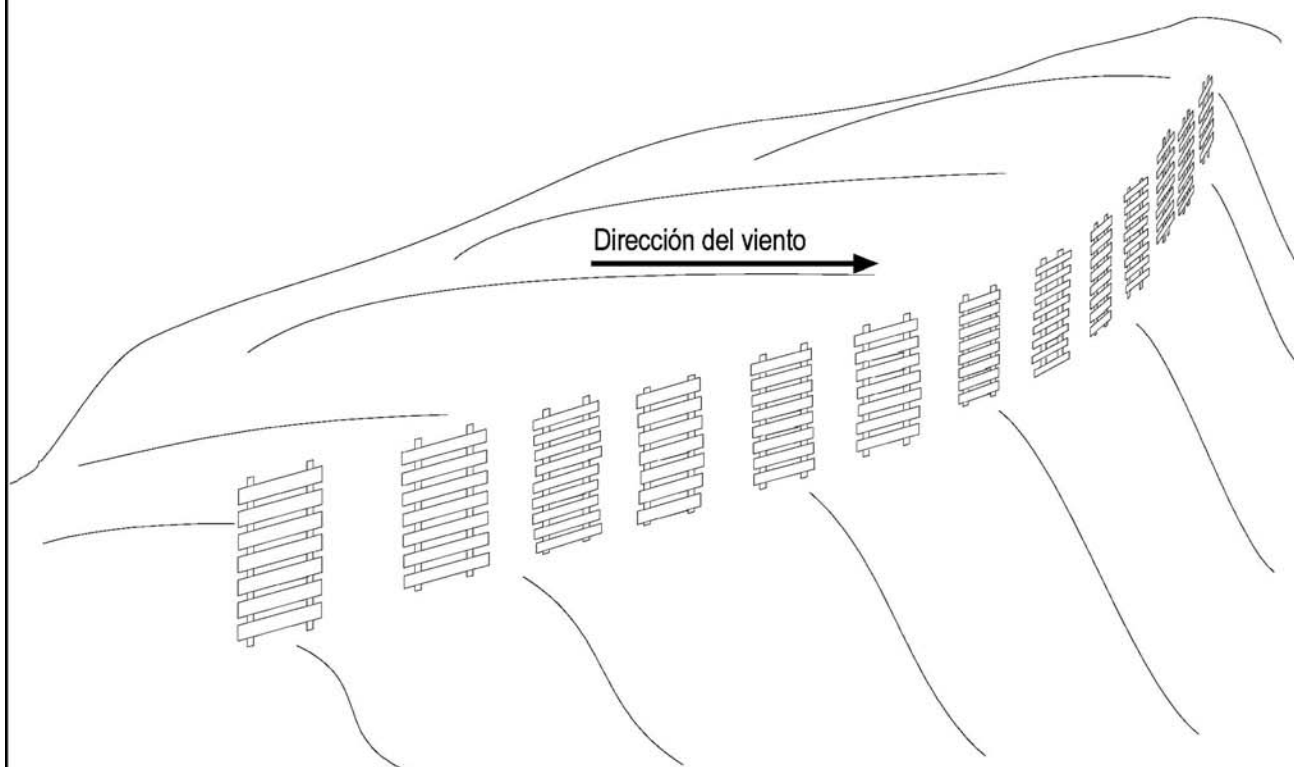
3.916.902(1) Paneles para Turbulencias. Uno de los tipos de deflectores de viento son los denominados paneles de turbulencia. Estos son paneles de hasta 4 m de largo y de 3 hasta 5 m de altura, de densidad superior a 90%, y ubicados en el quiebre del terreno donde comienza la formación de una cornisa (ver Lámina 3.916.902.A). Los paneles se colocan a lo largo del quiebre del terreno, perpendiculares a la dirección del viento y verticales, y separados entre sí a una distancia similar a la longitud del panel. Los paneles deben anclarse al terreno con guías de cable de acero para soportar la presión del viento. Los paneles pueden ser simples estructuras de madera o, por ejemplo, marcos de acero con malla electrosoldada y Láminas metálicas (aluminio o cobre para larga vida) tejidas entre las barras de la malla y afirmadas en sus extremos para evitar que la constante presión del viento las desplace.

3.916.902(2) Púlpitos. Los púlpitos son deflectores inclinados de viento [Lámina 3.916.902.B, Figura a)], que tienen el propósito de deflectar el viento y la nieve hacia arriba, más allá del lugar de formación de cornisas, de manera que la nieve se deposita más abajo en la pendiente a sotavento de la cumbre del cordón montañoso. Los púlpitos son especialmente efectivos en crestas montañosas aguzadas y con fuertes pendientes. Cada púlpito es un módulo de 5 a 6 m de largo (perpendicular al viento) y de amplitud paralela al viento variable según las características del terreno (suele ser de 3 a 5 m), con un piso sólido (de densidad 100 %), cerrado con detritos de suelo en su extremo de barlovento para impedir que el viento se cuele bajo el púlpito, y se instalan a lo largo de la cresta montañoso donde se forman las cornisas separados entre sí hasta 3 m, sin perder eficiencia.

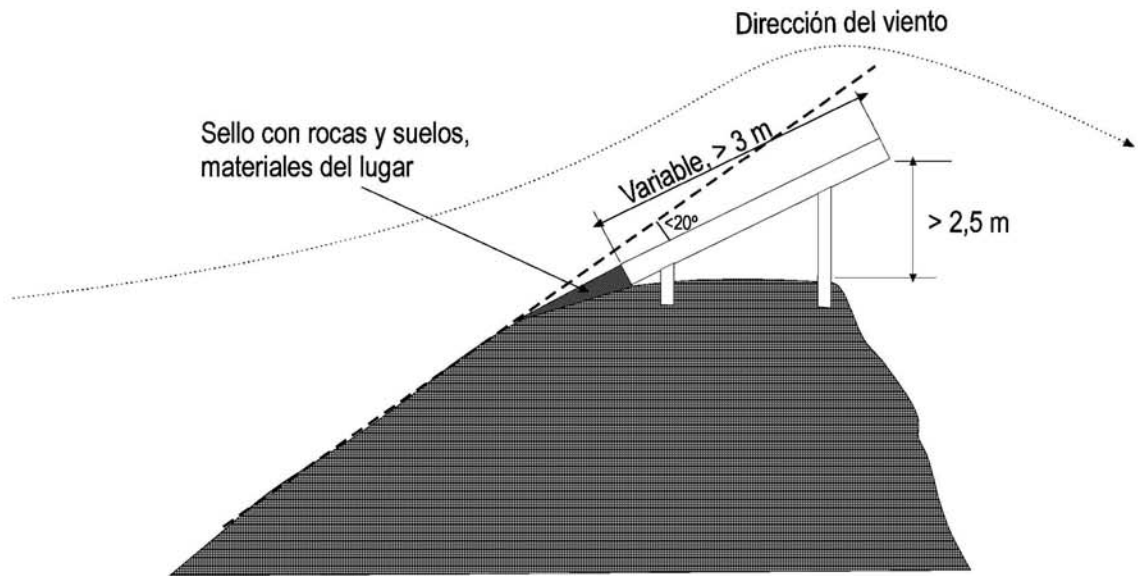
3.916.902(3) Techos Jet. El techo jet es una estructura inclinada [Lámina 3.916.902.B, Figura b)], diseñada para atrapar el viento que sopla sobre una cresta montañoso y deflectarlo hacia abajo a barlovento, para evitar la acumulación de nieve y formación de cornisas en la protección a sotavento de las cumbres. La deflexión del viento por el techo jet forma un chorro de aire que normalmente mantiene despejada de nieve la pendiente a sotavento por distancias del orden de 10 a 15 m, pero produce mayores acumulaciones de nieve más abajo en la zona de inicio de las avalanchas. La mejor eficiencia de los techos jet se alcanza cuando la pendiente del techo es similar a la pendiente de sotavento. La altura del techo inclinado, en su extremo a sotavento debe ser de 1,0 a 1,5 m y en su extremo a barlovento del orden de 2,5 a 3,0 m por sobre la profundidad máxima de la nieve en ese lugar. Los techos jets son módulos de 5 a 6 m de largo (medidos perpendiculares al viento) y de amplitud paralela al viento variable (suele ser 5 a 6 m).



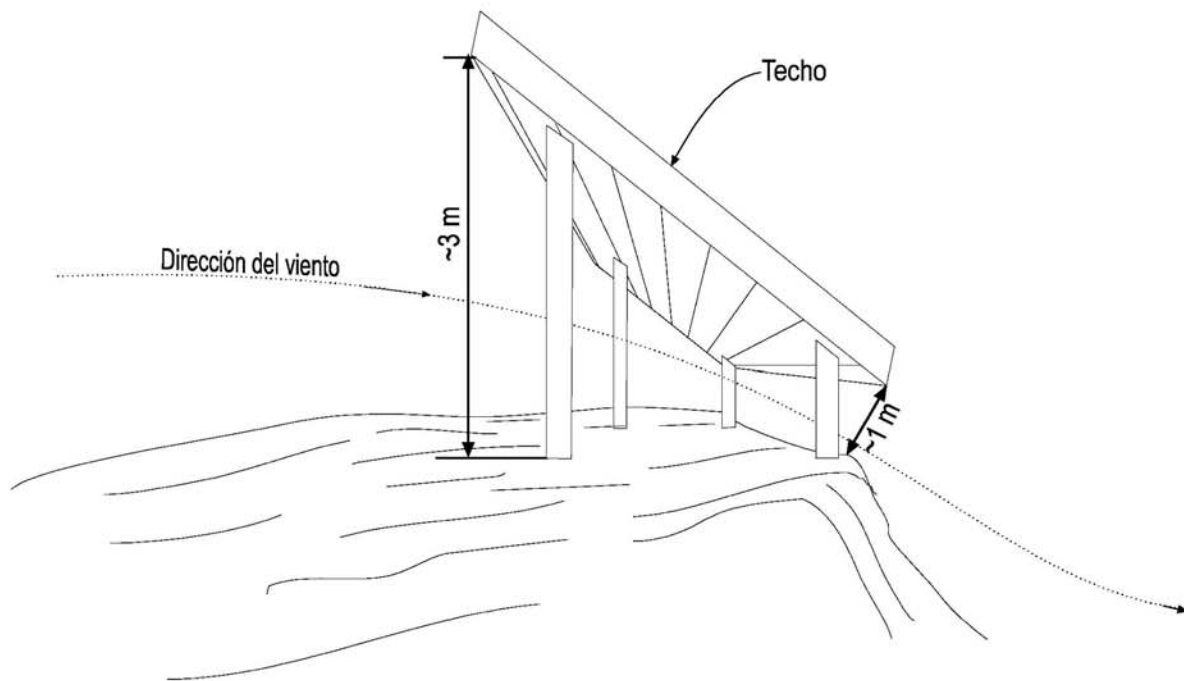
a) Esquema de ubicación de un panel.



b) Esquema de disposición de paneles de turbulencia.



a) Esquema de perfil de ubicación de pulpito.



a) Esquema isométrico de techo jet.

Los techos jet son particularmente eficientes en las cumbres de cerros y cordones donde el área inmediatamente a barlovento del quiebre de pendiente (y de la estructura de techo jet) hacia la zona de inicio de avalanchas es relativamente amplia y de poca pendiente.

3.916.902(4) Deflectores Omnidireccionales. Donde la dirección del viento es algo variable, pueden emplearse deflectores omnidireccionales, que consisten de dos paneles cruzados entre sí en ángulo recto, colgados de trípodes y anclados con guías de cables de acero para soportar el viento (ver Lámina 3.916.902.C). Los paneles pueden ser, por ejemplo, marcos de acero con malla ACMA y con Láminas de aluminio o cobre tejida entre la malla y afirmadas en sus extremos, para producir densidades del orden de 75%.

3.916.10 FORESTACION Y REFORESTACION

3.916.1001 Aspectos Generales. Las avalanchas raramente se inician en pendientes con una densa cubierta arbórea, puesto que los árboles conforman un excelente anclaje del manto de nieve. Sin embargo, los árboles no son frenos para avalanchas que corren, las que suelen destruirlos. Por ello, la forestación constituye una forma de protección solamente en cuanto previene el inicio de avalanchas y para ello es necesario que exista, en las zonas de inicio de avalanchas, condiciones apropiadas de suelo.

3.916.1002 Posibilidades de Utilización. La forestación de las zonas de inicio de las avalanchas es un eficiente método de control de avalanchas pero aplicable a mediano y largo plazo, el tiempo que toman las especies arbóreas en madurar. Las especies que se plantan deben, a lo menos inicialmente, mantenerse con algo de riego, posiblemente con el empleo de fertilizantes. Probablemente requieran alguna preparación del terreno, como pequeñas terrazas o nichos en que colocar las plantas menores. Adicionalmente, debe prevenirse con algún método de control de avalanchas el inicio de avalanchas en la senda mientras las plantas son aún pequeñas y frágiles, y la reptación de la nieve en las zonas plantadas; esta protección debe ser tal que persista durante a lo menos 30 años y según el tiempo de maduración de los árboles. Para estos casos, es posible emplear como materiales de los sistemas de control de avalanchas elementos de menor costo y de relativamente corta vida, como algunas maderas de inferior calidad pero con tratamientos químicos.

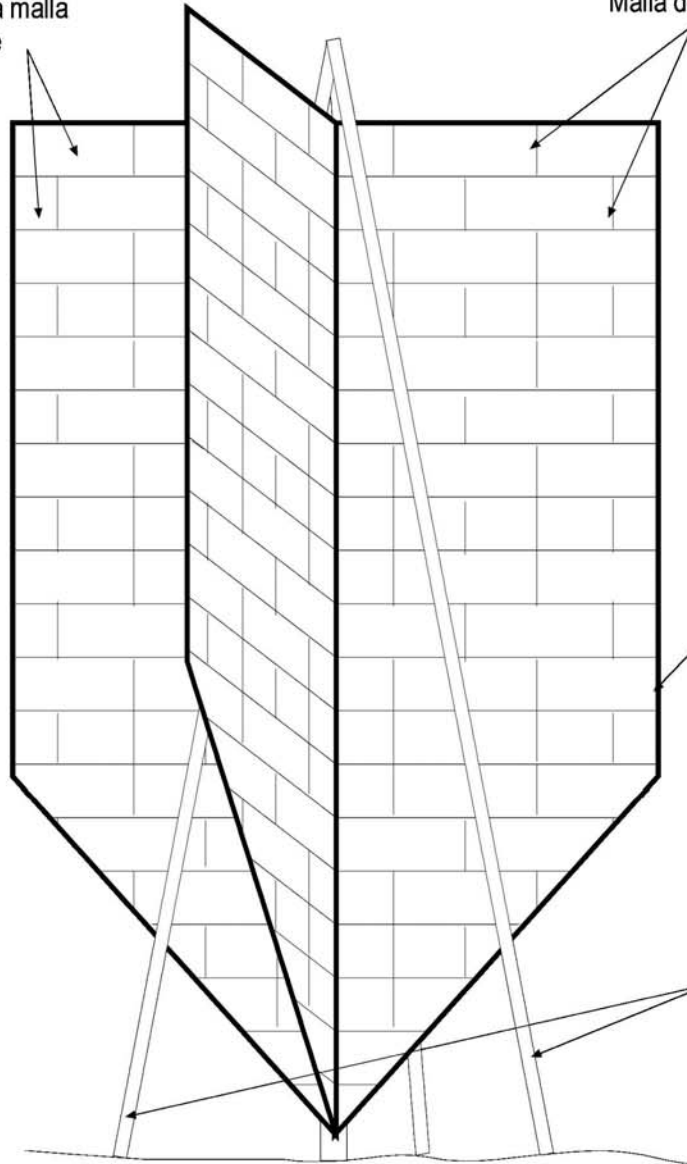
Para la forestación de sendas de avalanchas deben emplearse especies de rápido crecimiento y, en lo posible, usando semillas recolectadas en la zona y que germinan en viveros en maceteros biodegradables (de manera de reducir el habitualmente alto rechazo en la plantación). Es muy probable que tras la primera plantación se deba replantar, incluso más de una vez, sectores con altos rechazos. La experiencia indica que es necesario contar con aproximadamente 1.800 árboles por hectárea para producir un buen anclaje de la nieve al suelo. Para alcanzar esa densidad de árboles es necesario plantar con una densidad inicial de, a lo menos, 2.000 plantas por hectárea.

3.916.11 UBICACION PREFERENTE DE LAS CARRETERAS CONSIDERANDO LAS CARACTERISTICAS DE LAS AVALANCHAS

Criterios para la ubicación preferente de carreteras considerando las características de las avalanchas se indican en el Numeral 3.915.103 denominado "El plan de protección de carreteras", y en el Numeral 3.915.210 "Despeje de caminos".

Cintas metálicas
tejidas en la malla
de alambre

Malla de alambre



Marco de acero

Soportes

SECCION 3.917 SELECCION DE ALTERNATIVAS DE PROTECCION DE AVALANCHAS

3.917.1 CONSIDERACIONES BASICAS AL SELECCIONAR UNA ALTERNATIVA DE PROTECCION

3.917.101 Aspectos Generales. La selección, y el diseño, de las estructuras de protección de avalanchas debe hacerse en base al propósito de cada una de las diferentes alternativas de protección, activas o pasivas, en base al modo de acción de cada una de ellas y en base al costo. Este es un problema multiforme, puesto que además de las propiedades de la nieve y de la topografía del terreno, están los problemas relacionados con el clima, con las condiciones del subsuelo, y con el hecho que la investigación científica y técnica suele ser escasa, o estar ausente, y simplemente se reemplaza por la experiencia acumulada.

3.917.102 El Bien a Proteger y su Vida Útil. El bien a proteger del peligro de avalanchas, y su vida útil, es un factor determinante en la selección de la alternativa de protección. Por ejemplo, un poblado, una carretera con tránsito intenso, torres de una línea de alta tensión que suministra energía vital, o instalaciones industriales que deben operar permanentemente, requieren protección total (tales como estructuras para soportar la nieve en la zona de inicio de las avalanchas, muros para desviar avalanchas, cobertizos u otras) pero la duración de la protección puede ser diferente. Para el poblado la protección debe mantenerse por varios siglos, para la carretera puede ser hasta uno o dos siglos, para las torres de la línea de alta tensión puede ser de 50 a 100 años, para una instalación industrial puede ser de algunas decenas de años.

Por otra parte, bienes tales como una cancha de esquí, o un camino de poco tránsito, pueden requerir protecciones mínimas o parciales, tales como restricciones de acceso al área con peligro de avalancha, o el empleo de métodos de inducción de avalanchas.

En general el grado de protección lo proporciona el tipo de sistema de protección de avalanchas seleccionado, como se señala en los ejemplos arriba mencionados, y los períodos de retorno empleados para el cálculo del parámetro de profundidad extrema del manto de nieve, con los cuales se diseñan las estructuras de protección. Este es normalmente de 100 años para carreteras de intenso tránsito, torres de líneas de alta tensión e instalaciones industriales de larga vida. Es del orden de 300 años para poblaciones y es del orden de 30 años para instalaciones de corta vida.

La duración de la protección suele estar determinada, además de por el sistema, por el material de los sistemas. Así por ejemplo, los sistemas de protección basados en la inducción de avalanchas protegen de avalanchas parcialmente y solamente un tiempo breve después de su aplicación, mientras que estructuras como muros de desvío de avalanchas son de larga vida si se diseñan adecuadamente, y también estructuras como cercas de aluminio. Estructuras de soporte del manto de nieve, tales como cercas o rastrillos contruidos de postes de madera, o de madera cortada, tienen solo pocos años de duración.

3.917.103 Nivel de Riesgo, o de Protección, Aceptable. El convivir con el peligro de avalanchas involucra dos componentes principales: (i) la respuesta a eventos específicos (comportamiento durante peligro y recuperación después del peligro, y (ii) ajuste al riesgo, vale decir adopción de medidas específicas (como construcción de protecciones, zonificación para el uso de la tierra, plan de emergencias, y otros) y de una estrategia de respuesta a largo plazo al riesgo, con la combinación de varios tipos de acciones como las antes nombradas. Una característica del riesgo de avalanchas es la del creciente potencial de daño, en la medida que, por ejemplo, aumentan las construcciones en poblaciones o industriales en áreas con el peligro, o aumenta el tráfico en las carreteras. El ajuste implica un cambio de acción en respuesta a un estímulo externo, social o físico (por ejemplo, demandas de grupos de interés, o nuevos eventos que demuestren la necesidad de protecciones); esto a su vez implica que la gama de acciones habitualmente se adecua paulatinamente a la acción óptima, y que esta se realiza solamente cuando su necesidad está claramente establecida. El costo de las protecciones de avalanchas suele ser muy alto, de manera que es habitual seleccionar un sistema de protección de avalanchas que se adapte a las necesidades del bien a proteger, o a un nivel de riesgo aceptable. En otras palabras, no deben evitarse los altos costos si el valor del bien a proteger lo justifica; en estos casos, adoptar medidas de protección parcial suele ser el peor camino y, además, le resta credibilidad al sistema de protección. Sin embargo, la protección total también tiene un límite superior, el cual no es conveniente exceder puesto que, de suceder así, se pierde eficiencia.

3.917.104 Selección de Alternativas de Protección. Cuando se ha tomado la decisión de establecer un sistema de protección del peligro de avalanchas, debe seleccionarse el sistema de protección y los materiales a emplear.

3.917.104(1) Selección del Sistema de Protección. Donde no se requiere una protección total de avalanchas, los sistemas activos de restricción de acceso a áreas con peligro de avalanchas, de inducción de avalanchas, de estructuras para reducir la velocidad de las avalanchas, o de estructuras simples para estabilizar el manto de nieve pueden ser suficientes, en particular cuando las avalanchas no son frecuentes. Cuando se requiere un alto grado de protección, o protección total, de avalanchas que ocurren frecuentemente, los sistemas de protección adecuados son tales como, estructuras para soportar el manto de nieve en la zona de inicio, para desviar o canalizar avalanchas, túneles y cobertizos. La selección final es, esencialmente, un problema de comparación de costos de construcción y mantenimiento.

El tipo particular de sistema de protección de avalanchas a emplear, y la selección de los materiales de construcción, depende, entre otros, de la durabilidad de los materiales, facilidad de cambio de partes y mantenimiento en general, del acceso y características del terreno, y de los tipos de suelos presentes.

Las estructuras simples de estabilización del manto de nieve, y las estructuras que soportan el manto de nieve, son los únicos sistemas de control de avalanchas que impiden que estas se desarrollen, corran por la zona de transición y se depositen. La eficiencia de cada uno de estos sistemas varía, en particular con la profundidad del manto de nieve, los primeros son eficientes solamente en nieve poco profunda.

De las protecciones activas, el simple sistema de restricción de acceso a áreas con peligro de avalanchas es aún muy utilizado, en especial donde las avalanchas son poco frecuentes. Todos los sistemas de inducción de avalanchas las generan y permiten que corran libremente y se depositen, con el consiguiente peligro de desatar avalanchas mayores o de no poder aplicarse cuando se requieren, por fallas en los sistemas o por condiciones meteorológicas. Entre otros, el empleo de estos sistemas activos significa que el área con peligro de avalanchas debe cerrarse durante la aplicación del sistema y durante el tiempo que tome el despejar la nieve del depósito de las avalanchas. La artillería militar está siendo abandonada como sistema de protección, en particular por el peligro permanente que representa la presencia en el área de aplicación de la munición no detonada; los sistemas con cargas explosivas impulsadas por cañones a gas presentan dificultades similares, además de la relativamente poca precisión en el tiro.

Estructuras simples para estabilizar el manto de nieve, tales como bancos paredes y pilones, que fueron tiempo atrás los sistemas básicos de protección de avalanchas, han sido totalmente reemplazados por las estructuras que soportan el manto de nieve, en parte importante porque ellas son poco eficientes cuando la profundidad de la nieve es considerable. Aún así, pueden ser convenientes en zonas de relativamente bajas precipitaciones y donde la pendiente del terreno, y las características geotécnicas del mismo, permite que se construyan.

Dentro de las estructuras para soportar el manto de nieve más de 80% de estas construidas en el mundo, y en Chile, son del tipo de cercas, aunque la experiencia tiende a indicar que los rastrillos soportan la carga de nieve de mejor manera. La elección entre cerca y rastrillo ha sido, hasta ahora, esencialmente un problema de costo de construcción. Cuando las fundaciones son en suelos no cohesivos, o poco cohesivos, las cercas y rastrillos se prefieren a las redes y las fundaciones pueden contener barras de presión. Las redes para la nieve se emplean exclusivamente donde los postes de estas, y las guías y cables, pueden anclarse en roca de buena calidad geotécnica. Es conveniente, siempre que el terreno lo permita, que no se empleen exclusivamente redes para proteger áreas extensas, porque la densidad del plano de soporte es baja y permite la formación de pequeños deslizamientos de nieve que pueden pasar por la red y generar, más abajo, avalanchas peligrosas. Combinaciones de estructuras que soportan el manto de nieve son, por ejemplo, redes montadas sobre soportes y vigas similares a los de las cercas y rastrillos, pero con las vigas dispuestas en forma de una alta X (con el soporte al centro de la X) para sujetar la malla; los pies de la X se apoyan en el suelo, formando un trípode con el soporte, y varios trípodes se amarran unos a otros con cables de acero.

Estructuras masivas, como los muros y zanjas para desviar avalanchas, las cuñas, los cobertizos y los túneles, son estructuras muy eficientes. Estas estructuras son muy convenientes donde

existen materiales no consolidados para su construcción y donde no existen restricciones de espacio para sus construcciones. La combinación de estructuras masivas y de soporte, como cercas montadas sobre pequeños muros de hormigón, son muy útiles en nieve profunda, donde las habituales estructuras de soporte del manto de nieve, las cercas y los rastrillos, son insuficientes.

Las vallas para nieve, y los deflectores de viento, pueden ser útiles para reducir el espesor de los depósitos de nieve y evitar la formación de cornisas de nieve.

3.917.104(2) Selección de Materiales. La madera, el acero, el aluminio, el concreto, y las redes de cables y mallas de materiales sintéticos, son los materiales más comúnmente empleados en los sistemas de protección de avalanchas. Inicialmente se prefirió la madera, el aluminio y el hormigón pretensado. Más recientemente se prefiere el acero, mientras que los materiales sintéticos solos, degradables bajo la acción de la radiación solar, se emplean en sistemas de relativamente corta vida.

La madera responde muy bien a las cargas de nieve, es fuerte y flexible, cediendo ante cargas grandes sin deformación permanente. La principal desventaja es su susceptibilidad a la degradación, lo cual varía grandemente con las especies empleadas y el clima en el lugar. Los métodos modernos de preservación de la madera son muy efectivos en prolongar la vida de esta; estos métodos pueden ser manuales o industriales pero, en todo caso, deben asegurar un buen efecto fungicida y una buena penetración en la madera de sales solubles a la vez que la capacidad de retención en la madera de estas. La madera bien tratada puede tener una vida útil en las estructuras de protección de avalanchas de 5 o más años. En todo caso, la madera es el mejor material a emplear en sistemas de corta vida para protección de avalanchas.

El acero es el material más corrientemente empleado actualmente en estructuras de control de avalanchas. En general, la corrosión en los ambientes de montaña es relativamente baja y puede ser reducida empleando pinturas antioxidantes o acero galvanizado. Donde el transporte es un problema, puede reducirse el peso empleando acero de alta calidad. En todo caso, acero de alta calidad y poco flexible suele emplearse en los soportes y vigas de estructuras para soportar el manto de nieve, mientras que en la grilla se suele emplear acero de menor calidad y más flexible.

El aluminio ha sido utilizado principalmente para reducir los costos de transporte cuando estos han resultan una proporción muy alta del costo total, aún cuando el costo unitario del aluminio es mucho más alto que el del acero. El aluminio no requiere protección de los agentes atmosféricos, pero las estructuras de aluminio sin pintura, que brillan al sol (también con la luna) y se visualizan a grandes distancias, no son deseables donde es necesario conservar el ambiente natural. Algunas aleaciones de aluminio pueden ser objeto de corrosión electrolítica en contacto con otros metales, y de corrosión química en contacto con el concreto de fundaciones, por lo cual las propiedades de la aleación deben investigarse antes de emplear el aluminio en las estructuras de protección de avalanchas.

Las estructuras de hormigón suelen ser muy pesadas, por lo cual suele requerirse algún equipo especial para montarlas en terreno. El hormigón pretensado suele sufrir daños durante el transporte y requiere ser manejado con mucho cuidado. Las estructuras de hormigón no requieren protección de los agentes atmosféricos y la presión de la nieve normalmente no las afectan; sin embargo, son delicadas si se encuentran expuestas a impactos por caídas de rocas.

Las redes de cables de acero son estructuras livianas, relativamente fáciles de transportar y de armar en terreno, y fáciles de adaptar a configuraciones rugosas de la superficie del terreno. En el montaje, el aspecto más dificultoso suele ser las perforaciones en roca de buena calidad geotécnica para insertar las barras de acero de los anclajes de los cables, las que deben colocarse en las perforaciones embebidas en hormigón o resina. Cables de acero galvanizado, y cubiertos con barniz de color, no solo poseen una buena protección sino que además resultan en estructuras poco conspicuas. Redes de materiales sintéticos son extremadamente livianas, pero tienen la desventaja de la degradación de los materiales, especialmente por efectos de la radiación solar, y la menor resistencia por sección unitaria, comparada con el acero. Una combinación práctica de materiales consiste en una red de cables de acero de larga vida y de trama con separaciones de 30 a 40 cm, y una malla de material sintético, o de alambre, densa y fácilmente intercambiable, colocada sobre la malla de acero.

3.917.105 Criterios de Costos. Los costos de los sistemas de protección de avalanchas varían grandemente según las características de la nieve y de las avalanchas, y según las dificultades que presenta el terreno para la operación o construcción de las protecciones. En todo caso, experiencias recientes en Chile señalan los rangos generales de costos que se comentan a continuación, los cuales no contemplan derechos aduaneros ni impuesto al valor agregado, pero sí costos de los caminos de accesos y de montaje.

El costo de dos piezas de artillería militar, como el cañón sin retroceso de 105 mm, con una dotación de algunos cientos de proyectiles para uso en un año, más la construcción de plataformas de tiro y sus eventuales accesos, es del orden de US\$ 0,2 millones, sin considerar derechos aduaneros ni impuestos al valor agregado (IVA). El costo de dos cañones de propulsión a gas es similar. Con estos equipos se pueden controlar varias, o todas, las sendas de avalancha en una cierta área.

El costo de un sistema Gazex con 5 tubos, para controlar una senda compleja o algunas sendas simples vecinas, considerando la carga inicial de gas, es del orden de US\$ 0,7 a 1,0 millones. En un área con varias sendas complejas el costo se incrementa proporcionalmente. El orden de costo de un sistema Catex es, en cierto modo, similar al orden de magnitud de un sistema Gazex, aunque el Catex puede controlar varias sendas con un cable, pero también, a la inversa, se pueden necesitar más de un cable para una senda.

El costo de estructuras para soportar el manto de nieve, como cercas o rastrillos, varía grandemente con la altura de las estructuras, pero, en general, puede ser del orden de US\$ 0,15 a 0,20 millones por 100 m lineales de estructuras. El costo de las redes, para similares alturas de nieve, es del orden de 0,7 a 0,8 veces el costo de cercas o rastrillos.

El costo de los cobertizos suele equivaler al costo de una hectárea de terreno cubierta por estructuras para soportar el manto de nieve, de manera que estas últimas suelen ser mucho más costosas que la solución de cobertizos para proteger carreteras, cuando se trata de sendas complejas, y solamente compiten con los cobertizos cuando se trata de sendas simples y pequeña área de inicio de avalanchas.

Dependiendo del diámetro de los túneles, y de la calidad de la roca a excavar, el costo de un metro lineal de túnel puede equivaler a dos y hasta 10 m lineales de estructuras para soportar el manto de nieve, como cercas o rastrillos. En principio, también los túneles compiten favorablemente, en cuanto a costo, con las estructuras para soportar el manto de nieve.

Los muros para desviar avalanchas suelen ser factibles solamente donde existen materiales no consolidados vecinos al sitio de la obra. En estos casos, el costo de cada muro suele ser del orden de US\$ 0,1 a 0,4, dependiendo de la altura, longitud y ubicación del muro. El costo de las cuñas suele ser inferior a US\$ 0,1 cada una.

El costo por metro lineal de vallas para la nieve, o de deflectores de viento, suele ser equivalente a 0,2 a 0,5 veces el costo de metro lineal de cerca o rastrillo.

Según la experiencia chilena, y de otros países, el orden de los costos anuales de mantenimiento de los diversos sistemas de protección de avalanchas, y sus accesos, son como sigue:

- Artillería militar o cañón de propulsión a gas, US\$ 10.000 a 30.000, esencialmente el reemplazo de la munición.
- Gazex, 10% del costo de construcción.
- Catex, 12% a 14% del costo de construcción.
- Cercas y rastrillos, 4% del costo de construcción.
- Redes, 15% del costo de construcción.
- Muros, zanjás y cuñas, 1% a 3% del costo de construcción.

3.917.2 CONSTRUCCION EN ETAPAS DE LAS PROTECCIONES

3.917.201 Criterios de Riesgos en las Etapas. Siempre es posible, aunque no necesariamente recomendable, construir las protecciones de avalanchas en etapas. Cuando se trata de proteger instalaciones fijas, como poblados, industrias, torres de alta tensión, y similares, la construcción de las

protecciones en etapas implica, necesariamente, que durante las primeras etapas se acepta un relativamente alto grado de riesgo, el cual se va reduciendo en la medida en que se completan la diversas etapas de construcciones.

En el caso de carreteras, el mayor riesgo de las etapas iniciales se reduce restringiendo el acceso, vale decir, con horas, o días, durante los cuales se cierra la carretera al tránsito, aceptando el costo social correspondiente. En otras palabras, en una carretera es posible mantener el riesgo de accidentes por avalanchas en niveles muy bajos, aún cuando la construcción de las protecciones de avalanchas se desarrolle en etapas, pero al costo de mantener la carretera cerrada durante los días de peligro de avalanchas.

3.917.202 Guía para el Diseño de las Etapas en una Carretera. No es posible establecer una guía única para el diseño de las etapas en las que pueden construirse las protecciones de avalanchas en una carretera, puesto que ellas dependen de numerosas variables, tales como el tránsito en la carretera, las condiciones de nieve, las características de las avalanchas, la amplitud de la zona con peligro de avalanchas, la recurrencia de las avalanchas, y otros, e, indudablemente, el costo de las protecciones. En todo caso, las diferentes etapas pueden ser como se indican a continuación.

3.917.202(1) Etapa de Estudios Previos. Previo al diseño de las protecciones de avalanchas para una carretera, o previo al diseño de la carretera misma, es conveniente que existan observaciones de nieve y avalanchas que permitan obtener los parámetros de nieve y avalanchas necesarios para el diseño. De no ser así, puede incurrirse en un considerable sobredimensionamiento de las obras o, peor aún, en el diseño de protecciones insuficientes que luego deben ser reemplazadas y originando una condición de riesgo. Es conveniente que esta etapa de estudios previos comprenda, entre otros, mediciones de nieve y observaciones de avalanchas durante un plazo no inferior a tres temporadas de nieve. Lo anterior, en particular por cuanto las condiciones climáticas suelen ser variables y observaciones durante solamente una o dos temporadas invernales pueden no ser representativas.

Entre otros, en esta etapa se identifican todas las sendas de avalanchas, en planos de escala 1.5.000 o 1.10.000, y las características de nieve y avalanchas en cada senda. En las sendas que no se han activado durante el período de observaciones deben hacerse las estimaciones que corresponda. Al final de esta etapa deben entregarse sugerencias respecto a los posibles sistemas de control de avalanchas adecuados para cada senda, lo cual debe ir acompañado de un reconocimiento preliminar de las condiciones geológicas y geotécnicas en cada senda, y una estimación preliminar de los costos de construcción y mantenimiento de diferentes alternativas de protección de avalanchas.

3.917.202(2) Etapa de Diseño de las Protecciones. En esta etapa se continúan las observaciones de nieve y avalanchas, se realizan los levantamientos topográficos de detalle y los estudios de suelos para eventuales fundaciones de los sistemas de protección de avalanchas, se diseñan las obras para las protecciones, se evalúa el detalle del costo de las obras y, si corresponde, se diseñan en detalle las etapas en que se construirán y operarán las protecciones; entre otros, debe evaluarse el tiempo que la carretera permanecerá cerrada cada año, por peligros de avalanchas, durante cada una de las etapas.

3.917.202(3) Etapa de Protecciones Básicas. Durante esta etapa se construyen y operan las protecciones pasivas básicas, o iniciales, de avalanchas y se opera algún sistema de protecciones activas, como el cierre de la carretera durante los días de peligros de avalanchas y la inducción de avalanchas. Las protecciones pasivas iniciales pueden construirse con variados criterios, por ejemplo, reducir la amplitud de algunas sendas de avalanchas con muros para desviar avalanchas, eliminar totalmente el peligro de avalanchas (con cobertizos u otros sistemas) en algunos tramos de la carretera (inicial, final, o intermedios), eliminar el peligro de avalanchas en las sendas de actividad más frecuente, u otros. Se mantienen las observaciones de nieve y avalanchas.

3.917.202(4) Etapa de Protecciones Avanzadas. El propósito esencial de esta etapa es el de reducir considerablemente la cantidad de horas, o de días, en el año que la carretera permanece cerrada por el peligro de avalanchas. Por ello, generalmente implica la completar construcción de una proporción significativa de todas las obras de protección pasiva de avalanchas, tales como cobertizos, túneles, muros de desvío de avalanchas, eventualmente estructuras de soporte del manto de nieve, u otras. Puede dejarse para la próxima etapa, por ejemplo, la construcción de protecciones en sendas que se activan con un período de recurrencia muy largo, la construcción de protecciones en sendas que pueden evitarse con un

by-pass temporal, u otras soluciones similares. Durante esta etapa se mantienen las observaciones de nieve y avalanchas, y los programas de protecciones activas necesarios; se hacen los ajustes al diseño de las protecciones pasivas que resultan de las mayores observaciones de nieve y avalanchas.

3.917.202(5) Etapa de Protecciones Completas. Se revisa el diseño de todas las protecciones de avalanchas a la luz de los resultados de todas las observaciones de nieve y avalanchas. Se completa la construcción de todas las protecciones de avalanchas. El objetivo de esta etapa debiera ser el lograr evitar por completo el cierre de la carretera debido a peligros de avalanchas o, en el peor de los casos, reducir ese cierre a un total de pocas horas al año. En el primer caso, es posible dar por concluidas las protecciones activas y mantener solo un programa mínimo de observaciones de nieve y avalanchas y de control de la carretera (el necesario para las operaciones de limpieza de la nieve precipitada), en el segundo caso no es posible evitar el mantener programas de protecciones activas.

3.917.203 Observaciones de Nieve y Avalanchas. Las observaciones de nieve y avalanchas que deben realizarse para obtener los parámetros de diseño de las protecciones de avalanchas han sido descritas en las Secciones 3.903 a 3.913.

SECCION 3.918 SEÑALIZACION VIAL

3.918.1 SEÑALIZACION PARA LA CONDICION GENERAL DEL RIESGO DE AVALANCHAS

3.918.101 Escala de Riesgos de Avalanchas. La señalización para la condición general del riesgo de avalanchas, es una señal, o servicio, que tiene el propósito de advertir a los usuarios de un área, o una carretera, las condiciones de peligro de avalanchas en ella, de manera que las personas, o los conductores, tomen las precauciones del caso. La señalización que emplea la mayoría de los países contiene cinco niveles de peligro, que aumentan progresivamente y que, en los países con idioma de origen latino (Francia, Italia, España), son los correspondientes a: débil, moderado, notorio, fuerte y muy fuerte. En el idioma inglés se ha acordado emplear los términos correspondientes de: "low", "moderate", "considerable", "high" y "extreme". Estos niveles de peligro se definen sobre la base de la estabilidad del manto de nieve y en base a la probabilidad que se inicie una avalancha. La estabilidad del manto de nieve es, esencialmente, la razón entre la resistencia del manto de nieve y las tensiones a que está expuesto; la estabilidad depende de muchos factores y se estima de manera indirecta en terreno (ver Sección 3.908). La probabilidad que se inicie una avalancha es una medida estadística que depende de la estabilidad del manto de nieve.

Los diferentes niveles de la escala de peligro tienen la descripción que se indica más adelante. En general, y según la experiencia europea, peligro débil comprende aproximadamente 33% de todos los días con peligro de avalanchas, peligro moderado 36%, peligro marcado 24%, peligro fuerte 5% y peligro muy fuerte 2%. A continuación se describen los niveles de peligro (ver también la Tabla 3.918.101.A).

TABLA 3.918.101.A
DESCRIPTORES DE ADVERTENCIA DEL NIVEL DE PELIGRO DE AVALANCHAS

COLOR	DESCRIPTOR	PROBABILIDAD DE AVALANCHA	CONDICIONES DEL MANTO DE NIEVE	CONSIDERACIONES PARA LA TOMA DE DECISIONES
Blanco	SIN PELIGRO	Ninguna	Sin nieve, o con nieve absolutamente estable.	Sin peligro.
Verde	DEBIL	Natural: muy improbable. Inducida: muy improbable.	Generalmente estable. Posibles sectores pequeños de inestabilidad en pendientes de más de 30°.	Condiciones generalmente seguras. Emplear precaución y prácticas de tránsito seguro.
Amarillo	MODERADO	Natural: muy improbable. Inducida: probable.	Posibles sectores inestables en pendientes de más de 30°.	Ser cauteloso con pendientes de ciertos aspectos y ángulo de inclinación.
Naranja	NOTORIO	Natural: posible. Inducida: probable.	Probables sectores inestables en pendientes de más de 30°.	Ser muy cauteloso con terrenos de fuerte pendiente, evitar áreas con peligro de avalanchas.
Rojo	FUERTE	Natural: muy probable. Inducida: muy probable.	Áreas inestables en pendientes de variados aspectos y ángulos de inclinación.	No debe transitarse en terrenos no protegidos de avalanchas. Permanecer en refugios o en terrenos de poca pendiente.
Negro	MUY FUERTE	Natural: cierta. Inducida: cierta.	La inestabilidad es cierta y extensamente desarrollada. Es probable la ocurrencia de grandes avalanchas.	No ingresar a áreas con peligro de avalanchas, no protegidas, incluidas las zonas de depositación de avalanchas. Permanecer en refugios, áreas protegidas, o terrenos de poca pendiente sin amenazas desde lo alto.

3.918.101(1) Sin Peligro. No existe peligro de avalanchas, por ejemplo, porque todo el manto de nieve en las zonas de inicio de avalanchas se ha disipado, porque la nieve que queda es poco profunda y en sectores aislados, o porque el manto de nieve está lo suficientemente estable como para asegurar que no se iniciarán avalanchas de manera natural, y tampoco inducidas.

3.918.101(2) Peligro Débil. Las avalanchas, naturales o inducidas, son muy improbables. El manto de nieve está, en general, firme y estable, aunque es posible que existan pequeños sectores con inestabilidad, donde podrían generarse deslizamientos reducidos en zonas de altas pendientes. Para inducir avalanchas se requieren presiones muy grandes. Las zonas de peligro son pocas y limitadas a los sectores de altas pendientes.

3.918.101(3) Peligro Moderado. La ocurrencia de avalanchas naturales es improbable, mientras que es posible que ocurran avalanchas artificialmente inducidas. El manto de nieve está moderadamente firme en terrenos de fuerte pendiente. Es posible que grupos de esquiadores viajando juntos generen avalanchas, o se genere empleando cargas explosivas, en particular en sectores de fuertes pendientes. El peligro de avalanchas naturales es bajo en las carreteras y en centros poblados, y se presenta solamente en sectores aislados.

3.918.101(4) Peligro Notorio. Es posible que se inicien avalanchas de manera natural y es probable que estas se produzcan si se emplean métodos de inducción de avalanchas. La resistencia del manto de nieve es moderada o pobre y el manto está en condiciones inestables en pendientes fuertes. En pendientes fuertes, incluso pequeñas cargas o fuerzas adicionales pueden iniciar una avalancha. El peligro de avalanchas espontáneas es muy variable, y requiere restringir el acceso, durante ciertos períodos de tiempo, a áreas no protegidas y con peligro de avalanchas. El tránsito en áreas con peligro de avalanchas debe ser realizado solamente por personas con experiencia y habilidad para apreciar el peligro de avalanchas. El tránsito en pendientes fuertes debe evitarse.

3.918.101(5) Peligro Fuerte. Es muy probable que se inicien avalanchas de manera natural o por métodos de inducción de avalanchas. El manto de nieve posee en general pobre resistencia mecánica, de manera que es muy probable que existan áreas inestables en pendientes de diversos aspectos y ángulos. Puede esperarse un número cada vez mayor de avalanchas, a la vez que aumenta la magnitud de las avalanchas. Existe peligro de avalanchas en todas las áreas que no cuenten con sistemas de protección de avalanchas. No debe transitarse en terrenos ocupados por las sendas de avalanchas.

3.918.101(6) Peligro Muy Fuerte. Existe la certeza que se generen avalanchas, tanto naturales como inducidas. La inestabilidad del manto de nieve es cierta y, también extensamente desarrollada. El peligro de avalanchas hace necesario tomar todas las medidas de seguridad posibles, incluso evacuar áreas con peligros de avalanchas.

3.918.102 Señalización. No existe una norma para la señal de advertencia del nivel de peligro de avalanchas, pero sí para su contenido. Esta debe tener una dimensión del orden de 1,6 a 1,8 m de alto por 1,2 a 1,4 m de ancho, encabezada arriba por un letrero que diga "PELIGRO DE AVALANCHAS" y, más abajo, dos columnas una de colores y otra con palabras descriptivas, como las dos primeras columnas de la Tabla 3.918.101.A. Además, debe contarse con un sistema móvil, que permita que las personas responsables de señalar las condiciones de peligro de avalanchas pueden fácilmente hacer resaltar la condición de peligro existente y, adicionalmente, que el sistema móvil sea incapaz de alterarse por sí mismo o por las condiciones del entorno. La señal debe colocarse donde se inician las condiciones de nieve o, por ejemplo, donde exista una barrera de control del tránsito.

3.918.2 SEÑALIZACIÓN PARA LA IDENTIFICACIÓN DE SENDAS DE AVALANCHAS

Es conveniente que las personas o conductores puedan identificar en una carretera aquellos tramos que estén bajo peligro de avalanchas, de manera que transiten con la cautela debida y evitar que se detengan o estacionen en las sendas de avalanchas. A estos efectos, se emplearán la señal preventiva de advertencia del peligro [Zona de Avalanchas, PE-10], y la del fin de éste [Fin Zona de Avalanchas, PE(E) - 10], según se indica en el Numeral 6.302.504(5) del MC-V6.

Para evitar que las señales sean cubiertas por nieve o dañadas por los equipos de despeje de nieve, deben considerarse las condiciones de profundidad del manto de nieve y la operación de equipos para despejar la nieve en las carreteras, como se indica en el Tópico 3.918.5.

3.918.3 IDENTIFICACIÓN DE ZONAS LIBRES DE RIESGOS Y REFUGIOS

3.918.301 Propósito. Si en una carretera se han individualizado con señales preventivas el inicio y fin de tramos amenazados por sendas (o grupos de sendas) de avalanchas, los tramos libres del peligro quedan automáticamente definidos. En caso contrario, es conveniente emplear señales informativas para indicar los tramos libres del peligro de avalanchas, donde los vehículos (o las personas) pueden detenerse sin estar expuestas a ese riesgo.

3.918.302 Identificación de las Zonas. Las zonas, o tramos de carretera libres del peligro de avalanchas pueden identificarse con señales informativas, de color blanco sobre fondo verde, estableciendo la distancia libre del peligro de avalanchas (por ejemplo SIN AVALANCHAS PROXIMOS 2 KM), y también señalando con flecha la dirección y distancia hacia un refugio de avalanchas e indicando con palabras, por ejemplo, REFUGIO DE AVALANCHAS A 500 m.

3.918.4 OTRAS SEÑALES DE TRÁNSITO EMPLEADAS

Las señales que se emplean o que pueden emplearse en las carreteras con condiciones de nieve y avalanchas son, entre otras, las siguientes, referidas al Manual de Señalización de Tránsito, del Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones:

- La señal preventiva de túneles (PE - 5) para advertir la presencia de un cobertizo [véase Numeral 6.302.504(5) del MC-V6].
- La señal preventiva de pavimento resbaladizo (PE - 2) para advertir de la presencia de hielo en las bocas de túneles o cobertizos, cuando se pasa de una superficie seca a otra resbaladiza [véase Numeral 6.302.504(5) del MC-V6].
- La señal preventiva de barrera (PE - 11), para indicar la proximidad de barreras de control al inicio de un área con riesgo de avalanchas [véase Numeral 6.302.504(5) del MC-V6].
- La señal reglamentaria de uso obligatorio de cadenas en los neumáticos de los vehículos (RO - 8), para hacer mandatorio el uso de este implemento [véase Numeral 6.302.409 del MC-V6].
- La señal informativa con la leyenda "FIN USO DE CADENAS", para señalar que en adelante no es obligatorio el uso de cadenas en los neumáticos.

3.918.5 ASPECTOS GENERALES

En zonas de nieve se acepta instalar señales de tránsito a una altura superior a la estipulada en la Tabla 6.302.306.B del MC-V6, procurando que exceda la profundidad extrema del manto de nieve (véase Numeral 3.916.303) en el área, a fin de que no sea cubierta por la nieve. De ser la nieve muy profunda, pueden colocarse dos señales idénticas, a diferentes alturas, sobre el mismo poste o sobre postes diferentes.

Al ubicar la señal de tránsito debe considerarse el espacio que ocupan las máquinas para despejar la nieve de la carretera, de manera de evitar que la señal sea destruida por la operación de éstas. Los operadores de las máquinas de despeje deben ser instruidos en orden a evitar que acumulen nieve en el sitio de las señales, pues de hacerlo así puede contribuir a que las señales sean cubiertas por la nieve de nuevas precipitaciones. También, deben considerar que el eventual empleo de equipos como bulldozers para despejar nieve ejercen presiones en el manto de nieve, que pueden transmitirse a los postes de las señales y destruirlas.

Antes que se inicie la temporada de nieve, las señales de tránsito deben revisarse y repararse. De igual manera, deben repararse a la brevedad las señales que son deterioradas durante el invierno.

Debido a que la cubierta de nieve suele dificultar la determinación del eje de la carretera, o del camino, y lo mismo durante precipitaciones intensas con escasa visibilidad, y como una ayuda a los conductores, pero especialmente como una ayuda a los equipos que deben despejar la nieve, es muy útil colocar señales en las bermas, distanciadas entre sí aproximadamente 20 a 30 m. Estas son señales temporales, puesto que se deterioran o destruyen fácilmente cada vez que deben operar los equipos de limpieza de nieve, de manera que se emplean materiales de bajo costo, como colihues pintados de rojo y de 3 o más metros de altura según la profundidad esperada del manto de nieve. Antes que se inicie la temporada invernal se colocan los colihues hincados en el suelo de la berma o afirmados en montículos de piedra. Al reemplazar durante el invierno los colihues dañados, es suficiente hincarlos en la nieve existente.

SECCION 3.919 RESCATE DE VICTIMAS DE AVALANCHAS

3.919.1 LOS ACCIDENTES DE AVALANCHAS

3.919.101 El Factor Humano. La ignorancia de algunas personas respecto a las avalanchas es una de las razones por las que ocurren accidentes de avalanchas, sin embargo, un número creciente de víctimas son personas que poseen algún entrenamiento en avalanchas. En todas ellas, el factor humano es un elemento importante en la causa de accidentes. El atribuir algún accidente a un factor humano implica, normalmente, que la víctima percibe la evidencia de peligro pero no le presta atención, o la ignora; en general, porque la percepción depende de creencias preexistentes, de experiencias anteriores, de emociones y del contexto en que ocurren las observaciones. La conclusión fundamental es que las personas que transitan en terrenos de avalanchas deben ser entrenadas en evaluar el riesgo de avalanchas en base a datos, y no sobre la base de percepciones. Las variables que componen en el factor humano pueden agruparse como sigue:

3.919.101(1) Presunciones incorrectas. La presunción incorrecta más habitual es la de suponer que si se ha viajado repetidamente en un área sin accidentes de avalanchas, es porque no ocurren accidentes. Otro ejemplo es el de suponer que no ocurrirá un accidente cuando una señal de advertencia indica que el peligro de avalanchas es moderado, o porque alguien ha cruzado una senda de avalancha sin sufrir accidente. En todos estos casos las personas suponen que la senda de avalanchas es segura, hasta que ocurre un accidente.

3.919.101(2) El instinto de grupo. En general, las personas actúan de manera más atrevida en grupos que cuando están solas. Sin embargo, en el caso de las avalanchas cuanto más grande es el grupo mayor es el riesgo, no solo por la cantidad de personas que puede ser atrapada por una avalancha, sino también por una falsa percepción de seguridad que hace creer en mayor seguridad cuanto mayor es el grupo.

3.919.101(3) La actitud. Las personas con actitudes agresivas suelen filtrar la información de potenciales peligros que reciben, para extraer conclusiones optimistas irreales, mientras que personas de actitudes conservadoras usan la misma información para justificar sus actitudes. En general, la actitud altera la evaluación de una situación haciendo que las personas extraigan solo parte del total de la información disponible.

3.919.101(4) El género. Se ha demostrado que, proporcionalmente, la mayor cantidad de víctimas de avalanchas corresponde al género masculino, probablemente por conductas relacionadas con la condición del género.

3.919.101(5) El clima y la percepción. Es bien sabido que las avalanchas ocurren principalmente durante o inmediatamente después de las tormentas, pero esto puede producir una falsa sensación de seguridad cuando persisten condiciones de inestabilidad en el manto de nieve aún cuando brilla el sol y el cielo está despejado. Por otra parte, condiciones climáticas pobres, como nieve y frío, pueden inducir a subvalorar el peligro para llegar más pronto a un destino. En ambos casos, la percepción del clima induce a situaciones de peligro.

3.919.101(6) La percepción del terreno. Todos los terrenos montañosos son, por naturaleza, inestables en general. Las personas no habituadas a los ambientes de montaña suelen mirarlas como inmutables y no logran percibir el peligro de avalanchas.

3.919.101(7) Habilidades. Habilidad no es lo mismo que experiencia. Existe una gran diferencia en la habilidad para viajar y la habilidad para protegerse de avalanchas; en realidad, parte importante de las víctimas de avalanchas son personas con gran habilidad para viajar, o para deportes (esquiadores, montañeros, conductores en montaña, etc.), pero escasa habilidad al enfrentarse a peligros de avalanchas.

3.919.101(8) Comunicaciones. Un común denominador en la mayoría de accidentes de avalanchas son las pobres comunicaciones, las cuales caen en cuatro categorías: (i) personas que no se comunican para no aparecer como inexpertos, (ii) comunicaciones incompletas que conducen a presunciones incorrectas o a la falta de información, (iii) mal entendimiento de un plan o de un peligro de avalanchas, (iv) sin comunicación alguna.

La conclusión que se extrae de lo anterior es que se debe enseñar a tomar decisiones con respecto al peligro de las avalanchas basados en la integración de datos reales, tales como observaciones, mediciones y resultados de ensayos, más bien que en presunciones. Debe enseñarse a evaluar el peligro procesando los datos críticamente y objetivamente. No menos importante es el empleo de la terminología correcta.

3.919.102 Las Causas de Víctimas. Aunque las avalanchas ocasionan víctimas de diversas maneras, la gran mayoría de las víctimas fatales ocurren por sofocación. En una avalancha típica, muy poco aire es atrapado en el espacio alrededor de la víctima, de manera que es solo cuestión de tiempo hasta que la víctima pierde la conciencia y fallece. Adicionalmente, el peso de la nieve se carga sobre el pecho y la garganta de la víctima y acelera la falla respiratoria. Normalmente, en el depósito de una avalancha la nieve se comprime, y es tan densa, que inmoviliza a la víctima y esta no puede valerse por sí misma.

Algunas víctimas fallecen, o son gravemente heridas, durante el movimiento de la avalancha. Estas víctimas son arrastradas y golpean contra un obstáculo, o son golpeadas por objetos en movimiento en la avalancha; son comunes las heridas en la cabeza, en el cuello, heridas abdominales, en la columna y en las piernas. Existen algunos antecedentes de heridas en los pulmones producidas por las presiones en las avalanchas. Algunas víctimas fallecen por hipotermia, otras por shock, o simplemente exhaustas.

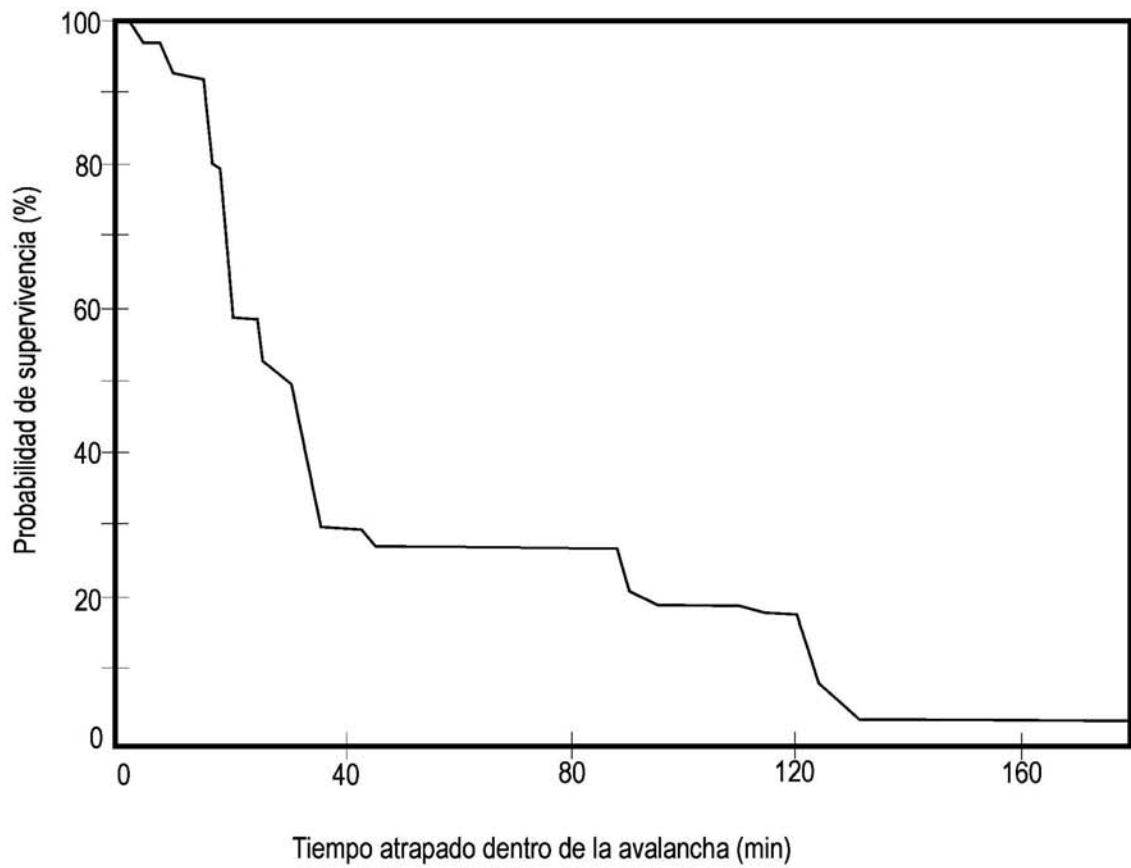
3.919.103 La Probabilidad de Sobrevivir. Una estadística europea reciente, basada en cerca de 500 casos con informe detallado de personas atrapadas en avalanchas, señala que en 57% de los casos, las personas habían fallecido antes de extraídas del depósito de nieve. Lo anterior incluye casos en que existían indicios externos, en la superficie del depósito de nieve, de la ubicación de las personas atrapadas. Sin embargo, si se contabiliza solamente las personas atrapadas en avalanchas sin alguna señal externa de su ubicación, el porcentaje de víctimas fatales supera 80%. La profundidad promedio a que se encontraban las víctimas es del orden de 0,95 m y parece no existir una relación entre la profundidad a que se encuentra la persona atrapada en la avalancha y la probabilidad de sobrevivir, de manera que los resultados pobres en cuanto a la probabilidad de sobrevivir de personas atrapadas en nieve profunda reflejan más bien el mayor tiempo requerido para el rescate.

En base a los casos arriba indicados se ha construido la curva de probabilidad de sobrevivir durante un cierto tiempo atrapado en la nieve de avalancha, que se muestra en la Lámina 3.919.103.A, la cual señala una fuerte caída en la probabilidad de sobrevivir que ocurre entre los 15 y los 35 minutos, y otra fuerte caída después de los 90 minutos. Sólo 8% de las personas rescatadas antes de 15 minutos se encontraron muertas; 2% había fallecido por asfixia y 6% por heridas graves. A los 35 minutos, sólo 30% de las personas atrapadas en avalanchas es rescatada con vida, lo cual probablemente refleja la asfixia de víctimas sin bolsones de aire alrededor de ellas y la cada vez menor probabilidad de "resucitar" personas asfixiadas. Esto es explicable por cuanto, al cesar la respiración, se pierde la conciencia en unos 45 a 120 segundos; el primer daño permanente del cerebro ocurre en aproximadamente 4 minutos y después de 8 minutos, la posibilidad de sobrevivir es poco probable incluso con las mejores técnicas.

Entre los 35 y los 90 minutos, un lapso de cerca de una hora, la probabilidad de sobrevivir permanece virtualmente constante (se reduce de 30 a 27%) probablemente debido a la creación fortuita o intencional (por las propias víctimas) de bolsones de aire alrededor de sus cuerpos. Pudiendo respirar, el riesgo de fallecer es mínimo durante este período. Es un hecho conocido que la cubierta de nieve evita una hipotermia rápida (no más de 3°C por hora) y el consumo de oxígeno se reduce significativamente con la reducción de la temperatura del cuerpo y la pérdida de conciencia.

Después de los 90 minutos la probabilidad de sobrevivir se reduce drásticamente y es de sólo 3% a los 130 minutos. Probablemente las víctimas sucumben por asfixia lenta o por hipotermia. Casos muy excepcionales han sido personas rescatadas con vida después de permanecer 4 o 5 horas atrapadas en una avalancha, e incluso más de 8 horas.

Como conclusión de todo lo anterior, resulta evidente que la velocidad en el rescate de personas atrapadas en avalanchas, pero no heridas, es esencial para sus probabilidades de sobrevivir. Si el rescate puede ser realizado antes de 15 minutos la probabilidad de sobrevivir es muy alta. Como suele ser difícil implementar rescates con esa velocidad (solamente en centros de esquí adecuadamente organizados



se realizan rescates dentro de ese plazo de tiempo), la mejor posibilidad de rescatar con vida a una persona atrapada en una avalancha ocurre cuando compañeros de la persona atrapada, que viajan con ella y han observado la avalancha, realizan el rescate; más aún si estos conocen las técnicas básicas de resucitación, como la respiración boca a boca. En otras palabras, los compañeros deben buscar auxilio externo después de los 15 minutos de intentar ellos mismos el rescate, no antes a menos que su número lo permita. Una alternativa que incrementa la posibilidad de sobrevivir en una avalancha se produce cuando la persona atrapada puede realizar movimientos del cuerpo que faciliten la creación de bolsones de aire.

Una observación importante es que casi 50% de las personas atrapadas en una avalanchas lo han sido por avalanchas de pequeña magnitud con distancias de corrida de poco más de 100 m.

3.919.104 Los Tipos de Accidentes. Los tipos de accidentes de avalanchas pueden agruparse en las categorías que se indican a continuación.

3.919.104(1) Accidentes en Terrenos Inhóspitos. Estos accidentes normalmente involucran a personas, o pequeños grupos de personas (esquiadores, montañeros, grupos de prospección, patrullas militares, etc.), atrapados en avalanchas que, a veces, inducen ellas mismas. Los accidentes suelen deberse a inexperiencia o a asumir un riesgo calculado. La posibilidad de un rescate con vida depende, casi exclusivamente, de la acción que puedan realizar los sobrevivientes. Los rescates organizados suelen recuperar solo cuerpos sin vida.

3.919.104(2) Accidentes en Canchas de Esquí. Las víctimas suelen ser patrullas de esquí o público en general. Los accidentes se deben, principalmente, a descuido o a errores de juicio de las patrullas de esquí, en particular esquiando pendiente abajo por una senda de avalanchas en lugar de atravesarla diagonalmente. Los accidentes que involucran al público general se producen preferentemente por esquiar en terrenos de nieve sin compactación, o en áreas restringidas.

3.919.104(3) Accidentes en Carreteras. A nivel global, el mayor número de víctimas se encuentra entre personas que trabajan en el mantenimiento de las carreteras. Varios accidentes han ocurrido mientras equipos de mantenimiento removían depósitos de nieve en sendas de avalanchas y las sendas se volvieron a activar. Otros accidentes se han producido por la detención de maquinaria de despeje de nieve en las propias sendas de avalanchas, o mientras los equipos de limpieza de nieve trataban de extraer vehículos atrapados en las avalanchas. En general, los operadores de maquinaria de despeje de nieve tienen mejores probabilidades de sobrevivir una avalancha si permanecen dentro de su máquina (aún cuando las avalanchas rompen los vidrios y llenan de nieve las cabinas) que si se aventura a pié en la senda de avalancha.

3.919.104(4) Construcciones Impactadas por Avalanchas. Esto ha ocurrido principalmente en campamentos mineros, en casas en centros de recreación y en centros del personal de carreteras. Las construcciones livianas, como casas de madera o habitaciones prefabricadas, son virtualmente desintegradas por las avalanchas y sus restos, o módulos completos, desparramados ampliamente en el terreno. Estructuras masivas, por ejemplo de hormigón armado, colapsan en el sitio. El rescate en construcciones afectadas por avalanchas suele ser lento por la mezcla de nieve y detrito de la estructura, sin embargo los restos de estructuras masivas pueden proporcionar a personas atrapadas bolsones de aire que le permiten sobrevivir un tiempo prolongado atrapadas en la avalancha.

3.919.104(5) Accidentes de Ferrocarril. Se han producido cuando trenes cruzando sendas de avalanchas han sido alcanzados por deslizamientos de nieve. Normalmente todo el convoy impactado es desplazado a grandes distancias y destruido. El rescate en la mezcla de nieve y restos del convoy es difícil.

3.919.104(6) Accidentes Misceláneos. Accidentes de avalanchas han afectado, por ejemplo, a personas trabajando en la inducción de avalanchas mediante explosivos, grupos de personas jugando en la nieve en la zona de depositación de sendas de avalanchas, en el mantenimiento de líneas de alta tensión, y otros casos diversos.

3.919.105 La Experiencia Humana. Cada individuo que interviene en un rescate de avalancha, ya sea como víctima, como testigo presencial, como miembro del grupo de rescate, o como jefe de una patrulla de rescate, responde a las situaciones de estrés, de riesgo personal, durante la participación, y de una

potencial muerte para sí mismo o para miembros de su grupo de manera diferente. Pero el enfoque de todos ellos se centra en tres temas generales: el riesgo, la muerte y la moral.

3.919.105(1) El Riesgo. Es importante que todas las personas que participan en una operación de rescate reconozcan el riesgo a que se someten. Por ello, es también importante recalcar los procedimientos de seguridad que deben emplearse, las habilidades personales para conducirse en cuanto a las avalanchas, y la existencia de una clara comunicación que permita a las personas desistirse de participar en un rescate, o a un jefe de rescate dejar de lado a ciertas personas. El rescate de avalanchas implica serios riesgos, por lo cual es conveniente que en los grupos de rescate exista un permanente control de la capacidad de sus miembros; en particular porque la vida del grupo de rescate puede depender de ello.

Los miembros de los equipos de rescate están expuestos a estrés físico y psicológico. Por las condiciones de clima, las dificultades del terreno, las víctimas con mutilaciones, los fallecidos, equipo personal insuficiente, y diversos otros. Cuando el rescatador es poco experimentado, estos efectos estresantes se multiplican y pueden resultar en reacciones retardadas de largo plazo o incluso en síntomas que persisten por largo tiempo. Si estos no se tratan adecuadamente, el miembro del equipo de rescate resulta ineficiente.

3.919.105(2) La Muerte. La muerte es una posibilidad real en las escenas de avalanchas, tanto para los rescatadores como para las víctimas. Por ello, la forma como la jefatura se prepara para enfrentar el tema de la muerte, y como este tema es manejado en la organización de rescate, tiene una profunda influencia en la moral y en la habilidad de la jefatura para dirigir exitosamente; asimismo, influye en como los miembros de una organización de rescate se comportan al enfrentar esta posibilidad. Es conveniente que el mayor número posible de miembros de una organización de rescate tenga algún tipo de entrenamiento en como enfrentar el hallazgo, o la ocurrencia, de víctimas fatales (incluso en el propio grupo de rescate), tanto en su propio comportamiento como en cuanto al comportamiento como grupo humano.

3.919.105(3) La Moral. La moral es extremadamente importante para el manejo de grupos de rescate. Entre otros, esto requiere buenas comunicaciones entre el grupo de rescate, entre el grupo y sus jefes respectivos, y entre estos. Entrenamientos periódicos, y análisis de operaciones realizadas, apoyan y consolidan los grupos de rescate. Los rescates suelen ser trabajos con pocos agradecimientos, y en los cuales se recupera a menudo cuerpos sin vida; la organización debe estar preparada para ello, a menudo soportando el peso de la presencia de amigos o parientes de las víctimas en los rescates mismos.

3.919.2 EQUIPAMIENTO Y PRECAUCIONES MINIMAS EN ZONA DE AVALANCHAS

3.919.201 Equipamiento Mínimo y Precauciones Básicas. El equipamiento mínimo con que deben contar las personas que actúan en áreas con peligro de avalanchas, y las precauciones básicas que deben tomar, son las siguientes:

- a. Cuerda de montaña, de 60 m y no menos de 12 mm de diámetro, con hebras de colores. Se emplean al cruzar zonas de inicio de avalanchas. Las cuerdas no soportan las presiones generadas en las avalanchas, pero pueden sujetar a una persona al inicio de una avalancha. Por lo mismo, la seguridad debe provenir de un buen anclaje del extremo de la cuerda, en un árbol, rocas, clavos de hielo, piolet (picota para hielo), en un vehículo, o similar. La seguridad que puede ofrecer un anclaje solamente manual es insuficiente. La cuerda es especialmente útil en el descenso de una pendiente, cuando la persona a la cabeza en el descenso puede tratar de generar avalanchas simplemente golpeando el manto de nieve con sus pies o con sus esquíes.
- b. Varillas de sondeo y palas. Cada persona debe portar a lo menos una varilla de sondeo, plegable, para avalanchas, de 4 a 5 m de longitud total, y una buena pala para la nieve (de aluminio). No se logra nada localizando (con transeptores o varillas de sondeos) a personas atrapadas por una avalancha si no se cuenta con algún medio para excavar rápido la nieve y extraerla. En lugar de varillas de sondeo puede emplearse un tipo especial de bastones de esquí, que se unen entre sí desmontando previamente los canastos, para hacer un sondeador de unos 3 m de longitud.
- c. Seleccionar una ruta de escape. Siempre que se opere en, o se cruce, una senda de avalanchas, debe analizarse el terreno para seleccionar la mejor ruta de escape ante la eventualidad que ocurra una avalancha. Debe intentarse salir de la senda, por ejemplo esquiando en diagonal pendiente abajo, caminando tan rápido como sea posible hacia el flanco de la senda más cercano (cuanto más cerca del

- flanco mejor son las probabilidades de sobrevivir al ser atrapado en una avalancha), o conduciendo un vehículo lo más rápidamente posible fuera de la senda.
- d. Cruzar la senda de avalancha solamente una persona a la vez, o trabajar en una senda de avalanchas el menor número de personas necesarias. El resto de las personas deben observar, desde posiciones fuera de la senda de avalanchas, a aquellas que laboran en la senda. Nunca debe presumirse que una senda de avalancha es segura por el solo hecho que alguien esté operando en una zona de inicio sin provocar avalanchas, o porque alguna avalancha ha corrido recientemente.
 - e. Transceptores electrónicos. Un transceptor es un equipo (generalmente denominado Pieps) que tiene la capacidad de transmitir y recibir señales de radio. Es un elemento muy valioso para la ubicación de personas atrapadas en avalanchas y que portan este equipo. Como medida básica para el correcto empleo de estos equipos es necesario que todas las personas operando en una senda de avalancha porten estos transceptores encendidos y en posición de transmitir, de manera que si alguien es atrapado en una avalancha, los sobrevivientes cambian sus equipos al modo de recibir e intentan localizar al atrapado según la fuerza con que reciben la señal de este. El procedimiento de rescate se detalla más adelante en esta sección.
 - f. Cuerda de avalancha. Las cuerdas de avalanchas son realmente cintas de aproximadamente 15 m de longitud, de fuertes colores (rojo principalmente) y material resistente, que las personas que se sienten amenazadas por avalanchas dejan caer y simplemente arrastran tras de sí aseguradas de alguna manera al cuerpo. Al menos parte de la cinta suele permanecer en superficie (en más de 40% de los casos según análisis estadísticos) al depositarse la avalancha y permite a los sobrevivientes una rápida localización de la persona atrapada en ella.
 - g. Soltar elementos como bastones de esquí, palas, mochilas, o herramientas, que pueden dificultar el movimiento de miembros del cuerpo de una persona atrapada en una avalancha.
 - h. Realizar movimientos de natación en la avalancha. Las personas atrapadas en una avalancha deben intentar mantenerse en la superficie del flujo de la avalancha realizando movimientos como los de un nadador. En la medida que la avalancha se detiene deben intentar levantar una mano tanto como sea posible, manteniendo la otra frente al pecho y la boca para lograr obtener un espacio en el cual respirar. Las personas atrapadas en el flujo de una avalancha deben evitar respirar por la boca, puesto que estos las sofocará con las partículas de nieve.
 - i. Las personas atrapadas en el depósito de nieve deben intentar conservar el oxígeno disponible, tratando de mantener la calma y realizando los esfuerzos mínimos necesarios para ampliar su bolsón de aire.

3.919.202 Acción de los Sobrevivientes. Como se ha mencionado en el Tópico anterior, la posibilidad de rescatar con vida a personas atrapadas en avalanchas depende en gran parte de lo que los miembros sobrevivientes del grupo realizan en los próximos minutos. Sin embargo, para que esto pueda ocurrir, se requiere, en primer lugar, que el resto del grupo haya tomado la precaución básica de permanecer en un lugar seguro observando el avance de la persona que cruza una senda de avalanchas. Si la persona atrapada no porta un transceptor electrónico (generalmente denominado Pieps), los sobrevivientes deben buscar a una persona atrapada en una avalancha con los elementos que tengan a mano, tales como palas, bastones de esquí, colihues, varillas para sondear, ramas de árboles, o cualquier otro. Solamente si el grupo de sobrevivientes es grande, o si la posibilidad de contar con mayor ayuda se encuentra a pocos minutos de distancia, se justifica el que algún miembro del grupo sobreviviente abandone la búsqueda inmediata para solicitar auxilio.

3.919.3 METODOS Y ELEMENTOS PARA RESCATE

3.919.301 Los Métodos de Búsqueda de Víctimas. Los métodos de búsqueda de víctimas de avalanchas son, esencialmente tres: (i) búsqueda con transceptores, (ii) búsqueda por sondeos con varillas y (iii) búsqueda con perros entrenados en rescates de avalanchas. La búsqueda por sondeos con varilla es el método más lento de buscar víctimas atrapadas en la nieve de avalanchas, pero es el único método que es posible de emplear si la víctima no porta un transceptor o si no existe en la cercanía un perro entrenado para el rescate de avalanchas. La presencia de perros entrenados para rescates en nieve es más bien rara, incluso en centros de recreación, o industriales, con mucha afluencia de personas que laboran o se mueven en ambientes en que existen sendas de avalanchas. La búsqueda con transceptores es el método más rápido de ubicar personas atrapadas en la nieve, pero requiere que tanto las personas atrapadas, como los sobrevivientes, o los miembros del equipo de rescate, los porten; más aún, se requiere que la persona atrapada en la avalancha tenga su equipo transceptor encendido y en posición de transmitir.

Las personas que pertenecen a instituciones que realizan actividades en áreas con sendas de avalanchas, como industrias, centros recreacionales, o grupos de mantenimiento de carreteras, deben (y suelen) tener como obligación portar transceptores encendidos y en posición de transmitir toda vez que laboran en ambientes donde existen sendas de avalanchas. También deben, y suelen, tener algún entrenamiento práctico en el empleo de estos equipos y en los procedimientos de rescate en general, de manera que pueden actuar rápidamente en el rescate de víctimas atrapadas por avalanchas. Sin embargo, el público en general no porta transceptores ni tampoco conoce como emplearlos. Y como tampoco la presencia de perros adiestrados para rescates en avalanchas es habitual, excepto en algunas localidades europeas, el tradicional, más antiguo y más utilizado, método de búsqueda empleando sondeos con varillas es aún extensamente empleado en muchas circunstancias.

A modo de ejemplo, y como casos generales, el empleo de transceptores permite a grupos de pocas (3 a 5) personas con experiencia y entrenamiento (a lo menos una vez al año) en el empleo de sus transceptores, localizar personas atrapadas en avalanchas en aproximadamente 10 a 20 minutos contados desde el momento en que se arriba al sitio del accidente. Cuando se sondea con varillas, un grupo (o columna) de 24 personas (20 formando una línea, 2 controlando el alineamiento de la línea en cada extremo de esta, una dirigiendo la línea y un observador de guardia fuera de la senda de avalancha) de las cuales 3 o 4 poseen buena experiencia y el resto más bien voluntarios con poca práctica, puede cubrir la búsqueda gruesa (sondeos espaciados 70 a 80 cm y profundidad de sondeo de aproximadamente 3 m) en una hectárea de terreno en aproximadamente 3 a 4 horas (2 a 3 horas si la profundidad de sondeo es de 1,5 a 2,0 m). Un sondeo fino (sondeos espaciados 20 a 30 cm) toma, al mismo grupo de personas, aproximadamente 16 a 20 horas. En general, el sondeo grueso tiene como objetivo una búsqueda rápida para encontrar a una persona con vida; el sondeo fino se ejecuta principalmente para rescatar cuerpos sin vida. Un perro entrenado en la búsqueda por olfato de personas atrapadas en la nieve puede revisar de manera general un área de una hectárea en aproximadamente 20 a 30 minutos, y revisar la misma área, minuciosamente, en una o dos horas. El empleo de perros entrenados es un muy buen sistema de búsqueda, en particular cuando es posible contar con ellos cerca de las áreas de eventuales accidentes, como inmediatamente aguas arriba de sendas de avalanchas en una carretera o en un centro industrial, o en la cabecera de pistas de esquí en centros recreacionales. Lo de aguas arriba se debe a que es mucho más rápido descender, en vehículos para la nieve, o en esquís, hacia el lugar de un accidente de avalanchas, que hacerlo desplazándose pendiente arriba.

El método de búsqueda por sondeo con varillas requiere el empleo de grupos importantes de personas que no siempre está inmediatamente disponibles. Debido a esto, y porque la velocidad es esencial, debe organizarse el procedimiento de rescate de manera que sea posible desplazar al sitio del accidente grupos pequeños de personas (4 a 6 personas) tan pronto estas estén disponibles y para las labores iniciales de reconocimiento general y demarcación del área, y el equipamiento mínimo necesario para ello (algunas varillas de sondeo, jalones, palas, transceptores), para a continuación movilizar todo el equipo de rescate y completar el número de personas necesario para las líneas de búsqueda, primero una y luego, y a lo menos, otra más.

3.919.302 Elementos Mínimos para los Procedimientos de Búsqueda. Suponiendo que es posible organizar dos grupos (o columnas) de rescate en el caso de búsqueda por sondeo con varilla que es el que emplea el mayor número de personas, y que puede ser necesario emplear cualquiera de los métodos de rescate señalados en el Numeral anterior, los elementos mínimos para la búsqueda de personas, o equipos, que han sido atrapados por avalanchas y que deben estar disponibles en las estaciones de rescate de avalanchas son los siguientes (ver también Tópico 3.915.2):

- a. 60 varillas de sondeo, de 6 m de largo total y en secciones que se atornillan una con otra, para ser empleadas por las personas que participan en la búsqueda. Es conveniente mantener, para emplear como elementos adicionales de varilla de sondaje, atados de tubos de acero o de aluminio, de 11 o 12 mm de diámetro externo y de 4 m de longitud cada uno; es práctico mantener unos 10 atados de 6 tubos cada uno, lo que permite ampliar fácilmente el número de sondeadores sin tener que recurrir a la búsqueda de las especiales varillas de sondeo.
- b. 100 colihues de 4 m de largo con sus respectivas banderolas (como las empleadas en los jalones de topografía), para señalar el área de búsqueda y diversas líneas en ella.

- c. 60 lámparas de cabeza, cada una de 4 pilas de 1,5 V, y a lo menos 4 juegos de pilas de repuesto para cada lámpara. Lámparas mineras y cascos con portalámparas pueden ser también empleados; en estos casos se requieren cargadores especiales de las baterías de las lámparas y mantener estas cargadas.
- d. Tres equipos de iluminación, con sus respectivas torres, cables, generadores, repuestos, herramientas y combustible para tres noches de operación. Todo ello portátil, en elementos que pueden ser transportados y ensamblados manualmente en el área de la avalancha.
- e. 60 transceptores (radio transceptores, o Pieps) con que deben estar equipadas todas las personas en el grupo de rescate. Son pequeños equipos, que pueden ser colocados en un bolsillo y que en una posición del botón de control emiten una señal de radio, la cual permite a personal experimentado y portando un equipo similar pero con el botón de control en posición de recepción, ubicar prontamente a las personas atrapadas en la nieve de una avalancha.
- f. Un equipo para detección de metales.
- g. 40 palas para la nieve, 20 livianas de aluminio y 20 de acero para trabajo pesado.
- h. Un juego de bengalas de colores para señalar emergencias.
- i. 10 radiotransmisores portátiles, tipo walkie-talkie, con sus respectivas baterías de repuesto y cargadores de baterías, para empleo de las personas en los grupos de terreno. Dos radiotransmisores más potentes para un centro de comunicaciones en el sitio del accidente y alimentados por un generador portátil, y otro similar instalado permanentemente en el centro de rescate. Todos operando en la misma frecuencia.
- j. 2 megáfonos, operados con baterías. Baterías de repuesto.
- k. 10 pitos, con que los observadores, el Jefe de Terreno, o los Jefes de Columnas señalan la ocurrencia de una nueva avalancha en la senda, para que todo el personal la abandone por la ruta de escape.
- l. Esquíes o raquetas para la nieve, dependiendo de la experiencia del personal. 60 en total. Pielles antideslizantes para todos los esquís.
- m. Cuerdas de seguridad de montaña, 12 de 60 m cada una.
- n. 50 piolets (o picos para hielo) de mango largo. Esto es eventual, dependiendo de las características del terreno en el área de eventuales operaciones de rescate.
- o. Cordeles o cintas de colores, firmes, para demarcaciones y alineamientos. Aproximadamente 400 m.
- p. 30 mochilas y 30 portacargas.
- q. Alimentos no perecibles, bebidas, elementos de cocina y algunas cocinillas a gas con combustible adicional. Para unas 50 personas durante dos días.
- r. Sacos de dormir y carpas para el personal.
- s. Botiquín con elementos de primeros auxilios y dos o tres trineos para la nieve, con frazadas, para el transporte de víctimas.

Cuando se trata de una estación de rescate que sirve a una carretera o, por ejemplo, a un área industrial, ella debe contar con elementos para poder movilizar de manera rápida y eficientemente al sitio del accidente tanto a las personas como el equipo. Para ello debe disponer de a lo menos dos vehículos con orugas para la nieve y con capacidad de 12 pasajeros cada uno. Adicionalmente, es conveniente que posea entre 2 y 4 mototoboganes para la nieve, para conductor y un pasajero cada uno, y con pequeños trineos para carga. En centros de esquí, donde el sitio del accidente es habitualmente poco distante, son suficientes dos mototoboganes para el transporte de equipos (y de víctimas), puesto que todo el personal se moviliza en esquís.

En caso de contarse con perros entrenados para la búsqueda de personas atrapadas en la nieve, deben existir las facilidades para el alojamiento, alimentación y transporte, de este y su amo, tanto en el centro de rescate como en el sitio del accidente.

Dependiendo del tipo de organización, puede ser necesario contar con elementos personales, como calzado y ropa adecuada de abrigo (trajes, gorros, guantes, lentes para la nieve, etc.) entre los elementos para un rescate.

3.919.303 Disposición de Elementos para los Rescates. Todos los elementos para el rescate de víctimas atrapadas por avalanchas deben estar disponibles en una estación de rescates, debidamente embalados y etiquetados para su rápido empleo y transporte al sitio del accidente. Como se ha señalado en el Numeral 3.919.301, es siempre conveniente que la estación de rescate se encuentre aguas arriba y próxima a los eventuales sitios de accidentes, puesto que mucho más fácil y rápido arribar a un sitio de accidente conduciendo o esquiando pendiente abajo, que hacerlo de subida.

En el caso de carreteras con largos tramos amenazadas por avalanchas, puede ser conveniente contar con más de una estación de rescate. En estos casos estas estaciones son más bien depósitos de materiales y equipos y probablemente contarán, salvo casos excepcionales, con pocas personas, por lo que para organizar grupos de búsqueda más numerosos necesariamente deberá buscarse (y entrenarse) personas en centros habitados cercanos.

Si bien durante la época del año en que no existen peligros de avalanchas los elementos de rescate pueden guardarse bajo llave debidamente embalados, durante la temporada de peligro de avalanchas no deben existir candados en ninguno de los accesos a, o embalajes de, los elementos para el rescate.

Tras cada rescate se debe limpiar, secar e inventariar el material, revisar su estado, se deben reemplazar o reparar los elementos dañados o consumidos, y todo se debe guardar debidamente y alistar para un próximo rescate.

3.919.4 ORGANIZACION DEL PROCEDIMIENTO DE RESCATE

3.919.401 La Estación de Rescate. En términos generales, es posible señalar que para que una persona atrapada en una avalancha tenga, a lo menos, 50% de probabilidad de sobrevivir debe ser rescatada dentro de la media hora siguiente a ocurrido el accidente. Esto implica que la estación de rescate debe prepararse para actuar con la mayor premura, enviando a los pocos minutos de recibido el llamado de auxilio al sitio del accidente una primera patrulla rápida y liviana, de 4 a 6 personas, que pueda identificar el sitio del accidente, ubicar el punto donde la persona (o las personas) fue vista por última vez, decidir cual es el lugar más probable en que podría encontrarse la persona atrapada en la nieve, demarcarlo rápidamente e iniciar una búsqueda gruesa. Luego llegará todo el resto del grupo del rescate y todo el equipamiento necesario.

En la estación de rescate debe existir un sistema de alarma para señalar emergencias y un plan escrito de rescate el cual todos deben conocer y al cual todos deben ceñirse. El plan debe indicar detalladamente como se reciben y transmiten las alarmas, las responsabilidades y distribución de las personas, y las disposiciones generales para las operaciones de rescate.

3.919.402 El Jefe de Rescates. Esta persona es el jefe y coordinador general de las operaciones de rescate. Debe tener experiencia en todos los aspectos de las operaciones de rescate de avalanchas y conocer detalladamente el área de las eventuales operaciones. Si esta no está permanentemente presente en la estación de rescate, debe existir un reemplazante durante sus ausencias. El jefe de rescate designa al jefe de terreno y se relaciona con los eventuales auxilios externos, tales como apoyo médico, apoyo aéreo (helicóptero), grupos de apoyo (como bomberos, defensa civil, fuerzas armadas), aspectos legales (fuerzas de orden y policía, juzgado), y el manejo de las relaciones públicas. Durante el rescate normalmente permanece en la estación de rescate.

3.919.403 El Jefe de Terreno. El jefe de terreno es designado por el jefe de rescate. Debe constituirse a la brevedad en el sitio del accidente, con la primera patrulla rápida y liviana que llega a él, y preocuparse que se transporta el equipamiento adecuado para la búsqueda. En el sitio de accidente comanda toda la

operación de rescate: decide donde y como se realiza la búsqueda, dispone la ubicación de señales y la distribución del personal en el sitio, y evalúa las condiciones de seguridad en el área de la búsqueda, en particular el peligro de nuevas avalanchas. Decide las rutas de escape y su señalización, y la ubicación del observador. Opera el megáfono mediante el cual transmite ordenes al resto del personal en terreno y controla las radiocomunicaciones. El jefe de terreno debe ser una persona con experiencia en rescates de avalanchas, sus decisiones son claves para la posibilidad de rescatar personas con vida, una decisión equivocada puede hacer perder tiempo buscando en un área donde no se encuentra la persona atrapada en la nieve. Al concluir el procedimiento de rescate, el jefe de terreno redacta el informe de las actividades desarrolladas y de las vicisitudes y resultados de la operación de rescate

3.919.404 Los Jefes de Columnas. Los jefes de columna son personas con conocimiento de los procedimientos de búsqueda. Deben estar designadas de antemano, pero si no forman parte del primer grupo de rescate que llega al sitio del accidente el jefe de terreno puede designar temporalmente a otras personas presentes. Dirigen las columnas de búsqueda, constituida cada una por grupos de hasta 24 personas. Distribuye los elementos para el rescate (varillas de sondeo, cuerdas, palas, etc.) y se asegura que todos los miembros de su columna porten transeptores encendidos (en transmitir en el caso de sondeo con varillas, o en recibir en el caso de búsqueda con transeptor). Dirige el movimiento de las personas de su columna, recibe y orienta a voluntarios, señala el procedimiento de escape, eventualmente participa en las líneas de búsqueda, y al concluir la operación de rescate recupera los elementos facilitados a los voluntarios y certifica que todos los miembros de su columna abandonan el sitio del accidente. Siempre es conveniente que el jefe de columna, al finalizar la operación, registre los antecedentes de las personas que han participado en su columna de rescate. En ausencia de un jefe de terreno, un jefe de columna actúa en calidad de tal hasta que este arribe al sitio del accidente.

3.919.405 El Observador. El observador es una persona que depende del jefe de terreno, se ubica en un lugar seguro fuera de la senda de avalanchas en que se realiza el procedimiento de rescate y su misión principal es observar el comportamiento de la nieve en la senda y dar la voz de alarma si es que se inicia una avalancha. Para ello, debe ubicarse de manera tal que pueda observar, en lo posible, toda la senda y, a la vez, anunciar clara y rápidamente el eventual desprendimiento de una nueva avalancha. Como tareas adicionales, y si su ubicación se lo permite, puede controlar el radiotransmisor principal en terreno y las comunicaciones por radiotransmisores personales, supervisar y alistar todos los elementos con que cuenta el grupo de rescate, y asegurar que la vía de escape esté siempre expedita. Esta es una persona muy importante para la seguridad del grupo de rescate que opera en la senda de avalancha, de manera que salvo fuerza mayor, no debe destinarse a actividades que le impidan llevar a cabo su misión principal, la de alertar de nuevas avalanchas.

3.919.406 Las Etapas de un Rescate. La mayoría de los rescates se organizan en tres etapas, como se indica a continuación.

3.919.406(1) Etapa 1. Esta es la etapa de acción inmediata y consiste de la partida pronta al sitio del accidente del mayor número de personas pertenecientes al grupo de rescate que es posible juntar en pocos minutos. Este grupo, o columna, debiera ser capaz de dirigirse al sitio del accidente tras no más de 5 minutos (y en lo posible menos) de recibida la señal de alarma. El equipamiento de este grupo, liviano y rápido, consiste esencialmente de varilla de sondeo, palas, elementos básicos de primeros auxilios, pitos, algún equipo de demarcación, transeptores personales, y a lo menos dos radiotransmisores personales, aparte de los equipos personales. El propósito de esta etapa del rescate es el de intentar a la víctima mediante un rápido reconocimiento del sitio del accidente y un sondeo grueso con varilla, con transeptores, o con perros si se dispone de ellos. Esta columna de personas no cuenta con elementos para una búsqueda prolongada y minuciosa, ya que deben viajar livianos y rápidamente hacia el sitio del accidente.

Algunas de las acciones que normalmente ocurren en esta etapa en la estación de rescate, tras llegar el aviso de un accidente, y que realiza el Jefe de Rescate o quién lo reemplace transitoriamente, son: (i) sonar la alarma, (ii) poner a todo el personal en estado de alerta y designar a aquellos que forman parte de la primera columna, o grupo, que debe partir inmediatamente, incluir en este grupo un paramédico o doctor si está disponible, (iii) designar al Jefe de Columna para la Etapa 1, de rápida salida al sitio del accidente, (iv) despachar la primera columna al sitio del accidente, (v) designar al Jefe de Terreno, si este no forma parte de la primera columna, (vi) enviar al sitio del accidente personal adicional que pueda reunirse en esta etapa, y mayor equipamiento para el trabajo en terreno, (vii) alertar al personal que puede formar la segunda columna de rescate (voluntarios, organizaciones civiles, etc.). Todo lo anterior debe

realizarse en los primeros 10 minutos transcurridos desde la recepción del aviso de accidente en la estación de rescate.

3.919.406(2) Etapa 2. En esta etapa, que debe cumplirse entre los minutos 10 y 20 de recibido el aviso de accidente, se despacha al sitio del accidente a la segunda columna de rescate y el resto del equipo esencial de rescate, en particular transeptores, varillas y tubos de sondeo, radiocomunicaciones, todos los elementos de primeros auxilios, trineos, frazadas, megáfonos, cuerdas de montaña, elementos para demarcaciones (colihues y cordeles), algunas carpas, algo de alimentación y bebida, algunas cocinillas. El Jefe de Rescate designa al Jefe de Columna de este segundo grupo de personas. Deben hacerse los contactos para alertar el eventual apoyo aéreo u otros medios de evacuación, y también de personal médico.

3.919.406(3) Etapa 3. Durante esta etapa, que ocurre aproximadamente entre los minutos 20 y 60 de recibido el aviso de accidente y cuando el Jefe de Rescate posee algunos antecedentes de las condiciones en que se realizan las primeras operaciones de rescate comunicadas por el Jefe de Terreno mediante las radiocomunicaciones, se decide el envío del resto del material de rescate, como el necesario para iluminación nocturna y para una labor prolongada (carpas, sacos de dormir, alimentación y material de cocina), elementos personales de abrigo y personal de apoyo. Esta etapa concluye con la evacuación de las víctimas (si la búsqueda ha sido exitosa) y el retorno de todo el personal de terreno.

3.919.407 El Peligro de Avalanchas para el Personal de Rescate. Si bien la velocidad en el rescate es esencial, esto no debe ser a costa de comprometer la seguridad de los integrantes de las columnas de rescate. Son varios los accidentes de avalanchas que han sufrido los grupos de rescate, tanto en la ruta hacia el sitio del accidente como en el sitio mismo. Es responsabilidad del Jefe de Terreno dirigir las operaciones de manera tal de minimizar el peligro para los grupos de rescate, en especial asegurarse que no existen perturbaciones artificiales del manto de nieve en la senda de avalanchas por sobre el sitio del accidente, como podrían causarla, por ejemplo, personas transitando en esquís, a pié, o en vehículos para la nieve.

Si el peligro de nuevas avalanchas sobre el sitio del accidente, iniciadas naturalmente, es muy alto, el Jefe de Terreno puede suspender la búsqueda hasta lograr, por ejemplo inducir avalanchas artificialmente y según los medios con que disponga. Esto, naturalmente, pospone la búsqueda por un período prolongado y reduce drásticamente la probabilidad de encontrar con vida a la persona atrapada, más aún si se generan nuevas avalanchas y se adiciona nieve al depósito de la avalancha.

La mayor exposición al peligro de nuevas avalanchas la sufren los grupos de rescate que operan durante una tormenta, y sobre todo cuando las avalanchas recién se inician. En estas condiciones la operación de rescate debe ser breve o, si el peligro es muy alto, debe posponerse hasta que las condiciones meteorológicas permitan un rescate más seguro. En particular si el solo llegar al sitio de accidente toma un tiempo superior a media hora y la probabilidad de rescatar a personas con vida es baja.

El helicóptero es un medio de transporte expedito y habitualmente empleado en operaciones de rescate. Por ello, las personas que forman parte de grupos de rescate deben tener entrenamiento en las precauciones que deben observarse al volar en, o trabajar cerca de, helicópteros. También, es conveniente que los elementos de rescate estén embalados de manera tal que puedan ser fácilmente cargados y transportados en helicóptero. Asesoría al respecto se puede obtener, por ejemplo, del Servicio Aéreo de Rescate de la Fuerza Aérea.

3.919.408 Definición del Area de Búsqueda y Revisión Inicial. La primera decisión, y una de las más trascendentales para la posibilidad de sobrevivir de la persona accidentada, que debe tomar el Jefe de Terreno al arribar al sitio del accidente de avalancha, es la de decidir ubicación y amplitud del área en la cual iniciar la búsqueda, sin perjuicio de que ella sea posteriormente ampliada si no se ha encontrado a la víctima. Algunos de los procedimientos que ayudan a tomar tal decisión son los siguientes:

- a. Establecer en que punto de la senda la víctima fue vista por última vez y marcar ese punto. Si esto puede hacerse, definir la línea de flujo de la avalancha aguas abajo de ese punto hasta la zona de depositación, y buscar en la zona de depositación de la avalancha y en un área de algunas decenas de metros a cada lado de la probable línea de flujo.

- b. Si la víctima no ha sido vista en la senda, establecer dónde ingresó a la senda (y marcarlo), empleando para ello posibles huellas que hayan dejado en la nieve sus esquís, el vehículo en que transitaba, o simplemente de movilización a pié. Iniciar la búsqueda en la zona de depositación de la avalancha aguas abajo de la cota de ingreso a la senda.
- c. Establecer sectores en la senda de avalancha donde la velocidad se reduce por las características propias de la senda, y en las cuales se suele producir alguna depositación de la nieve de la avalancha y, eventualmente, de la víctima atrapada en la avalancha. Estos sectores pueden ser, por ejemplo, (i) el lado externo de las curvas, Incluso de las provocadas por estructuras para desviar avalanchas, (ii) superficies planas en la senda, tales como bancos, plataformas, caminos, vías férreas, y similares, y (iii) el lado de arriba de obstáculos en la senda, tales como edificios, estructuras, grandes bloques, montículos artificiales o naturales, grupos de árboles, y diversos otros.
- d. No debe descartarse la posibilidad que la persona atrapada en la avalancha haya podido salir de ella por sus propios medios, pero no haber contado con la fuerza suficiente para avisar su propia liberación, y por lo tanto se encuentre no en la senda sino en algún otro lugar en la nieve. Conviene, por ello, revisar brevemente las huellas existentes que pueden salir de la senda de avalanchas. Por estas razones es conveniente que, al menos al inicio de la operación de rescate, se evite en lo posible marcar huellas innecesarias por el propio grupo de rescate, o por otros voluntarios.
- e. Una vez definida, y priorizada, el área de búsqueda, la primera actividad es un recorrido rápido por la superficie del área establecida, en busca de posibles indicios respecto a la ubicación de la víctima. Esto puede hacerse incluso mientras se preparan para iniciar la búsqueda de acuerdo a los procedimientos que se señalan a continuación, para los diferentes métodos. El hallazgo de indicios debe marcarse, en lo posible con colihues y banderolas.

3.919.5 BUSQUEDA DE VICTIMAS CON TRANSECTOR ELECTRONICO

3.919.501 Procedimiento de Búsqueda. Los transectores electrónicos tienen la capacidad de transmitir y recibir señales de radio, controlar el volumen de la señal recibida, emplear un parlante incorporado en el equipo o audifonos para escuchar la señal recibida, y diversas otras características como fuente de poder basada en baterías recargables. Para las operaciones de rescate es importante que la señal de radio sea lo más clara posible, sin interferencias, y que el equipo sea confiable y fácil de operar y mantener en las condiciones habitualmente extremas de trabajo en las sendas de avalanchas, como el frío y la humedad. Por eso, es muy importante que la longitud de onda en que opera el equipo no sea fácilmente interferida por otras señales de radio; esto suele estar en la banda de 2275 Hz (estándar internacional para rescate en nieve pero no todas las marcas de transectores operan en esta frecuencia), pero es algo que debe analizarse para el área específica en que utilizarán los equipos, considerando las diversas probables fuentes de emisiones, tales como estaciones de radioemisoras y de televisión, equipos radiotransmisores empleados por diversas brigadas en terreno, equipos radiotransmisores empleados por medios de transporte aéreo o terrestre, equipos empleados por servicios de emergencia (ambulancias, bomberos, defensa civil, etc.) y diversos otros posibles. Previo al empleo en operaciones de rescate, debe establecerse el alcance de una señal de transeceptor, según las recomendaciones del fabricante y según pruebas de terreno sepultando un transeceptor a diversas profundidades en la nieve y probando con otro el alcance de la señal emitida.

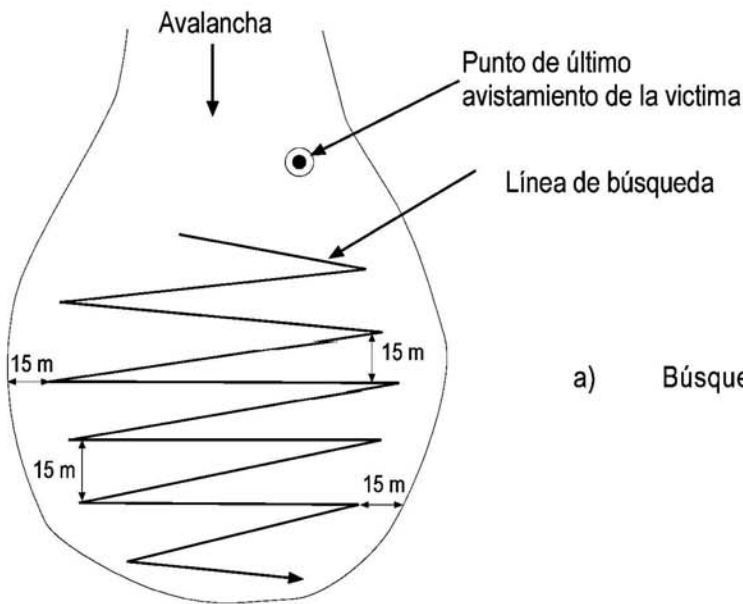
El procedimiento de búsqueda, tras una revisión rápida pero exhaustiva de la superficie del área en busca de indicios de la víctima, se desarrolla de la siguiente manera:

- a. Colocar los transectores de todas las personas que participan en la búsqueda en la posición de recibir una señal. Basta que uno solo no lo haga para confundir la señal del transeceptor de la víctima. Colocar un observador y, en caso que se produzca una alerta de nueva avalancha, cambiar el transeceptor a transmitir y abandonar la senda de avalancha.
- b. Marcar el punto donde la víctima fue vista por última vez, o donde se supone que ingresó a la senda de avalanchas.

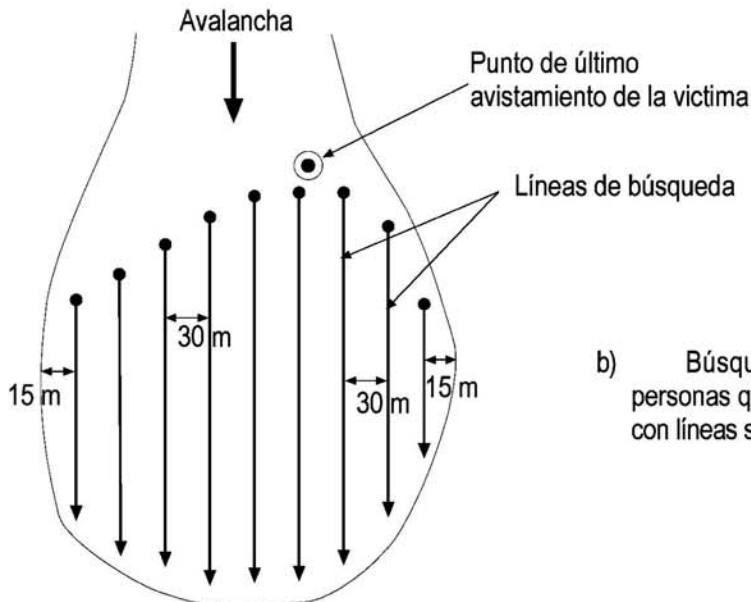
- c. Iniciar la búsqueda con el control de volumen de la señal auditiva del transceptor en máximo. Este suele producir un ruido de fondo en la señal.
- d. Si la búsqueda la realiza una sola persona, iniciar la búsqueda en una trayectoria en zig-zag como se indica en la Lámina 3.919.501.A, Figura a), aguas abajo del punto de último avistamiento o de ingreso a la senda de avalanchas y, si existe certeza en los antecedentes de avistamiento o ingreso a la senda, empleando criterios como los indicados en el Numeral 3.919.408. La separación de los puntos en los extremos de los zig-zag puede ser de 30 m, como se señala en la Lámina antes citada, o según se haya probado la distancia de operación del transceptor. En todo caso, es conveniente que esta distancia no exceda de 30 m.

Si la búsqueda la realiza un grupo pequeño de personas, tal que separados aproximadamente 30 m solo logran cubrir el ancho de la senda de avalancha, entonces la búsqueda deba iniciarse como diversas líneas que corren paralelas hacia aguas abajo de la senda de avalanchas, desde un punto como el indicado en la letra anterior, y como se muestra en la fig. b de la Lámina 3.919.501.A. Cada línea representa una persona con un transceptor, y todas las personas deben moverse de manera uniforme, manteniendo las distancias con sus vecinos y descendiendo a la misma velocidad. Si el grupo de búsqueda es grande, la senda de avalancha puede dividirse en dos o más tramos de búsqueda y asignar un tramo a cada grupo, o columna, de búsqueda, siguiendo el procedimiento de líneas paralelas indicado anteriormente, y según se esquematiza en la Figura c) de la Lámina 3.919.501.A.

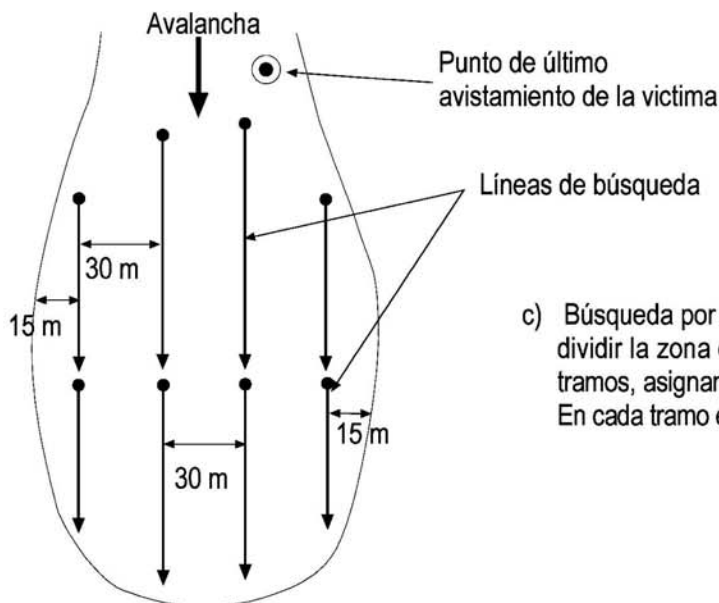
- e. Todas las personas deben mantener silencio en las líneas de búsqueda para poder escuchar mejor la eventual señal de la víctima. Por lo mismo, las instrucciones orales y otros ruidos deben minimizarse. Todas las personas en las líneas de búsqueda deben detenerse cada 10 pasos y rotar lentamente sus transceptores hasta completar un círculo. Continuar así la búsqueda en las líneas hasta escuchar una señal.
- f. Cuando se escucha una señal, todos deben ser informados pero las líneas deben mantenerse. El punto del transceptor que escucha la señal debe ser marcado, en la superficie de la nieve o, preferentemente, con un colihue y banderola. Al escuchar la señal los transceptores deben orientarse hasta obtener la señal más intensa y bajar el control de volumen hasta que la señal sea apenas audible.
- g. Continuar descendiendo todas las líneas, manteniendo la posición en el espacio del transceptor mediante la cual se obtuvo la señal más fuerte. Parar cada cinco pasos y ajustar la posición del transceptor hasta escuchar la señal más fuerte y bajar con el botón de control el volumen de la señal. Continuar descendiendo.
- h. Detener el descenso cuando la señal comience a debilitarse; significa que se ha pasado la ubicación de la víctima. Marcar este punto, simplemente en la nieve o, mejor aún, con colihues y banderolas.
- i. Nuevamente orientar el transceptor hasta obtener la señal de máxima potencia y, manteniéndolo en esa posición y bajando el volumen al mínimo audible, devolverse por la misma línea (hacia arriba en la senda de avalanchas), hasta que la potencia de la señal nuevamente comience a descender. Marcar este nuevo punto en la línea, con una marca sobre la nieve o con colihue y banderolas. En este momento se han logrado establecer dos puntos (puntos B y C de la Lámina 3.919.501.B) a lo largo de una línea en la senda de avalanchas entre los cuales se debe encontrar la víctima.
- j. Posicionarse en una ubicación intermedia entre los puntos marcados en la nieve (puntos B y C), ajustar el transceptor hasta obtener la señal de máxima potencia, bajar el volumen, y comenzar a desplazarse en ángulo recto a la dirección de la línea inicial de descenso. Si la señal se hace más débil, retornar al punto intermedio y desplazarse en dirección opuesta pero nuevamente de manera perpendicular a la línea inicial de descenso.
- k. En esta nueva dirección de desplazamiento, repetir el procedimiento de búsqueda indicado en las letras (g) hasta (i), para establecer los puntos D y E señalado en la Lámina 3.919.501.B.
- l. Continuar con el mismo procedimiento hasta establecer el punto exacto de ubicación de la víctima. Muchas experiencias han demostrado que esta técnica de búsqueda en líneas de ángulo recto entre sí



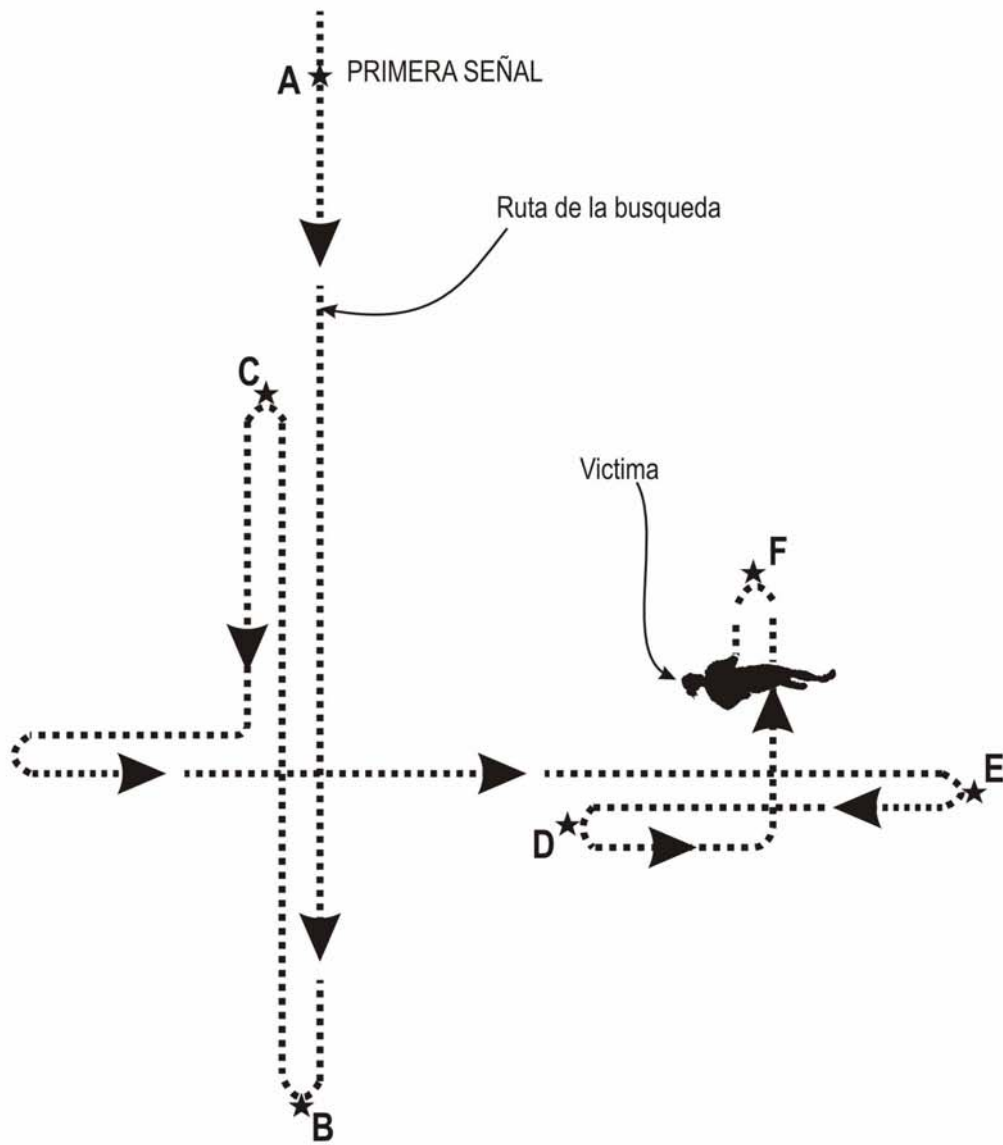
a) Búsqueda inicial por una sola persona.



b) Búsqueda por un grupo, o columna, reducido de personas que pueden abarcar todo el ancho de la senda con líneas separadas entre si aproximadamente 30 m.



c) Búsqueda por un grupo grande de personas, que permite dividir la zona de búsqueda en dos (eventualmente más) tramos, asignando una columna de personas a cada tramo. En cada tramo el procedimiento es igual al de la letra b).



es la más veloz. La definición final puede ayudarse empleando varillas de sondeo, para reducir la cantidad de nieve a excavar.

3.919.502 El Caso de más de una Víctima Simultáneamente. Si hay más de una víctima atrapada en la avalancha, y si estas se encuentran cercanas, suele producirse una dificultad al tratar de separar las diferentes señales que emiten sus transceptores, pero el procedimiento de búsqueda debe ser el mismo señalado anteriormente. En cuanto se haya ubicado a una de las víctimas debe apagarse su transceptor para que no interfiera con la búsqueda de la señal de los otros transceptores. En todo caso, esto solo hace énfasis en la recomendación en cuanto a que las personas deben observar la sana práctica de cruzar sendas de avalancha de manera individual, nunca en grupos.

3.919.6 BUSQUEDA DE VICTIMAS CON VARILLAS DE SONDEO

3.919.601 Organización de la Línea de Sondeo. Inmediatamente concluida la revisión del área en busca de indicios de las víctimas, se inicia la búsqueda con varillas de sondeo, para lo cual el personal disponible se organiza en líneas de sondeo (ver esquema en Lámina 3.919.601.A). Cada línea contiene idealmente no menos de 20 personas y no más de 30. Si hay personal suficiente, en los extremos de cada línea pueden colocarse personas para que extiendan cordeles que ayuden a mantener el alineamiento de la línea de sondeo y marquen cada nuevo paso de avance. Los cordeles pueden estar marcados para señalar el espaciamiento adecuado entre las personas de una línea de sondeo.

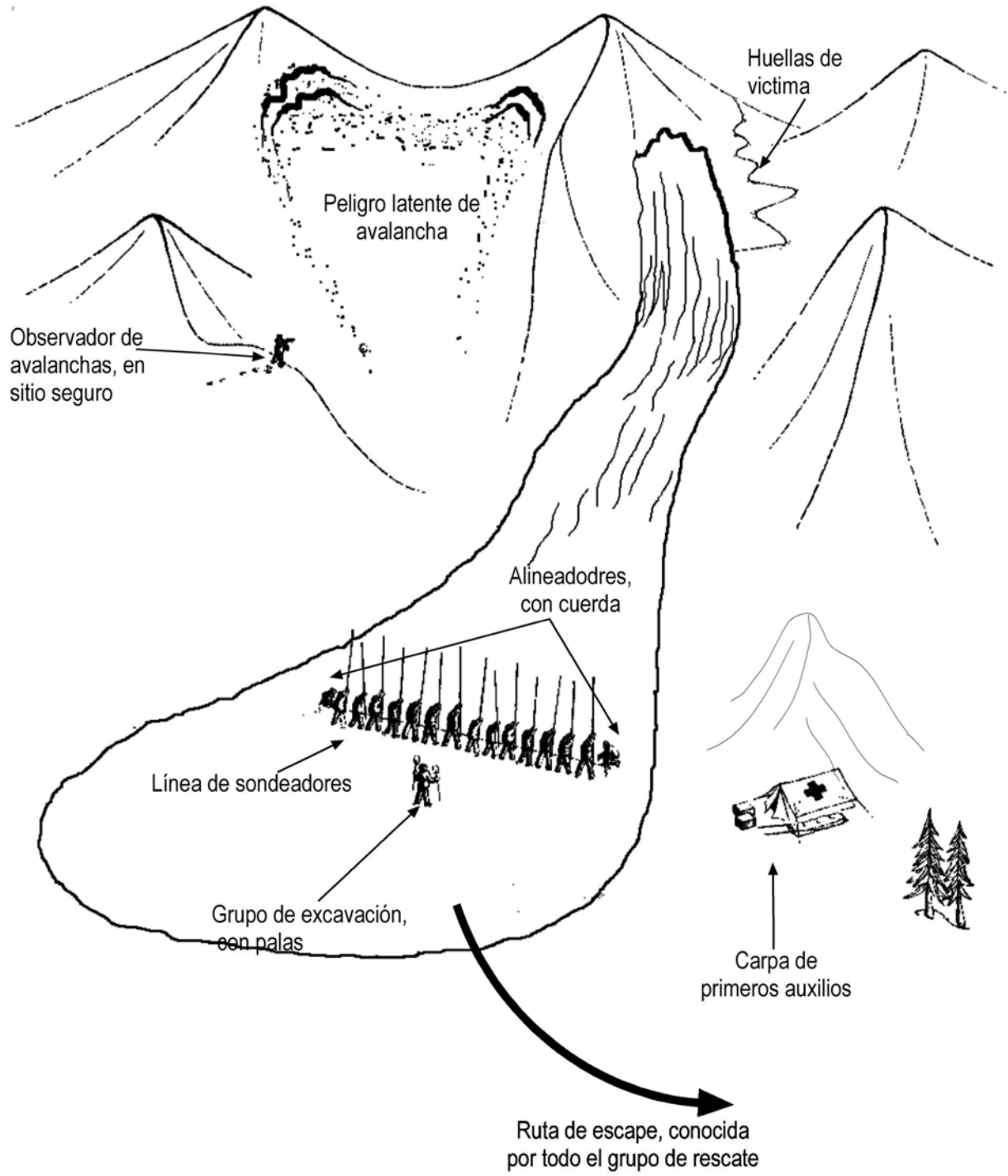
De manera general, es preferible realizar el sondeo desde abajo hacia arriba por la pendiente, puesto que ello ayuda a que todos mantengan el paso y la línea avance uniformemente, lo cual resulta difícil de mantener después de transcurrido cierto tiempo en la labor de sondeo. Sondear descendiendo por la pendiente es un procedimiento en general más desordenado y se justifica solamente si el grupo de rescate llega al área de sondeo por la parte superior de esta.

Sondear es simple y requiere muy poca práctica. Suele ser fácil distinguir cuando una sonda encuentra el cuerpo de una víctima o solamente choca contra un estrato de nieve más densa o una lente de hielo en el manto de nieve. Lo realmente difícil de discriminar es entre un cuerpo y la superficie del suelo, lo cual suele ser un problema cuando la profundidad total del depósito de nieve es relativamente pequeña y las sondas tocan normalmente el suelo. En todo caso, el sondeo no debe detenerse porque algún sondeador cree que su sonda ha encontrado un cuerpo; el punto debe solamente ser marcado y el avance de la línea de sondaje continúa, mientras que la tarea de excavar, la que debe ser realizada inmediatamente, es atribuida a un grupo especial de personas, si existen disponibles, o se asigna a miembros (2 a 4) de un extremo de la línea de sondeo.

Existen dos procedimientos de sondeo, denominados grueso y fino. En el sondeo grueso los puntos de cada sondeo están más separados entre sí (70 a 80 cm) y se puede avanzar y cubrir un área más rápidamente. El propósito de esto es el de encontrar rápidamente a la víctima atrapada por la avalancha para rescatarla con vida. En el sondeo fino prueba un mayor número de puntos por superficie unitaria que en el caso del sondeo grueso, y por ello avanza más lentamente, con una mayor probabilidad de encontrar a la víctima pero requiriendo un mayor tiempo y reduciendo la posibilidad de un rescate con vida. El sondeo fino se lleva a cabo, principalmente, cuando no se espera encontrar a la víctima con vida; se suele llevar a cabo después de sondear de manera gruesa y en forma repetida un área, pero sin éxito, o bien porque el sondeo se ha iniciado muchas horas después de ocurrida la avalancha y no se espera encontrar víctimas con vida.

3.919.602 Procedimiento de Sondeo Grueso. El procedimiento para el sondeo grueso es, básicamente el siguiente:

- a. los sondeadores se colocan en una línea, separados entre sí según la técnica de sondeo que emplearán y la cual debe ser conocida por los sondeadores, o bien explicada breve y claramente por el Jefe de Columna,
- b. a una señal, los sondeadores clavan sus varillas entre una y tres veces, según la técnica de sondeo, frente a sí y a ambos lados si esta es la técnica adoptada,



- c. a una señal del Jefe de la Columna, los sondeadores avanzan un paso (aproximadamente 70 cm) y vuelven a clavar sus varillas, y así sucesivamente.

Todo el proceso de sondeo sea realiza con la mayor velocidad posible y en silencio, excepto por las órdenes del Jefe de Columna. Todos deben estar atentos a la señal de pito que indica el desarrollo de una nueva avalancha y, en este caso, deben abandonar rápidamente la búsqueda por la establecida ruta de rescate.

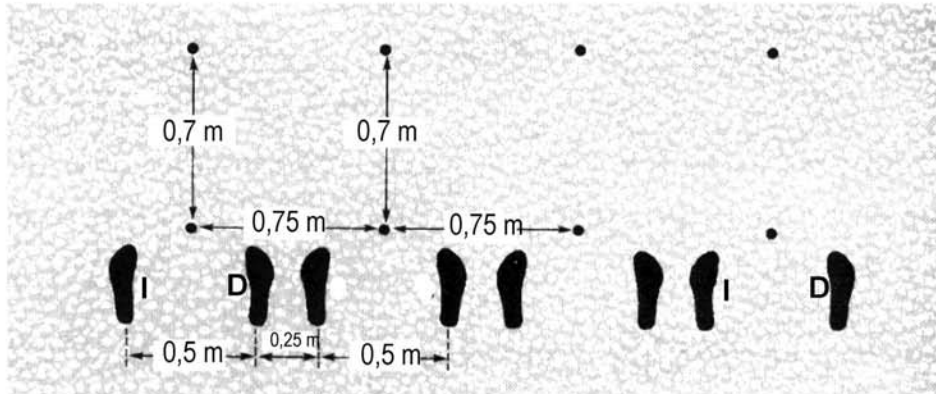
Las técnicas de sondeos son: (i) de un sondeo al frente del sondeador por paso y conocida como 1HPS, (ii) dos sondeos por paso (2HPS) a ambos lados del sondeador, y (iii) tres sondeos por paso (3HPS) al frente y ambos lados del sondeador. En la técnica de 1HPS los sondeadores se separan entre sí tocándose con los codos cuando sujetan frente a sí la varilla de sondeo, o tocándose los codos cuando mantienen las manos en la cadera; esto produce una separación entre eje y eje de cada persona de aproximadamente 75 cm [Lámina 3.919.602.A, Figura a)]. En la técnica de 2HPS las personas en una línea, con los brazos extendidos a ambos lados, se separan entrelazando los dedos de su mano, o como en un saludo de mano; la separación que esto produce entre eje y eje de cada persona es de aproximadamente 150 cm [Lámina 3.919.602.A, Figura b)]. En la técnica 3HPS las personas de una línea se separan con los brazos extendidos y tocando las puntas de los dedos de sus vecinos, también extendidos; esto produce una separación entre eje y eje de cada persona de aproximadamente 175 cm [Lámina 3.919.602.A, Figuras c) y d)]. La técnica de sondeo 1HPS es la más antigua y, aún, la más ampliamente empleada.

En la técnica de sondeo 1HPS es la más antigua y aún, probablemente, la más ampliamente utilizada; en esta técnica cada sondeador clava su varilla de sondeo de manera vertical, una vez y directamente frente a sí, y avanza un paso. Esto produce una grilla de sondeo de 70×75 cm, con aproximadamente 19.049 puntos por hectárea. En la técnica de sondeo 2HPS cada sondeador inserta su varilla primero a un lado de su cuerpo y luego al otro, y después avanza un paso, lo cual también produce una grilla de sondeo de 70×75 cm. En la técnica 3HPS cada sondeador sondea frente a sí de manera vertical, luego a uno y otro de sus lados con una inclinación de aproximadamente 10° , lo cual produce aproximadamente 24.493 puntos de sondeo por hectárea.

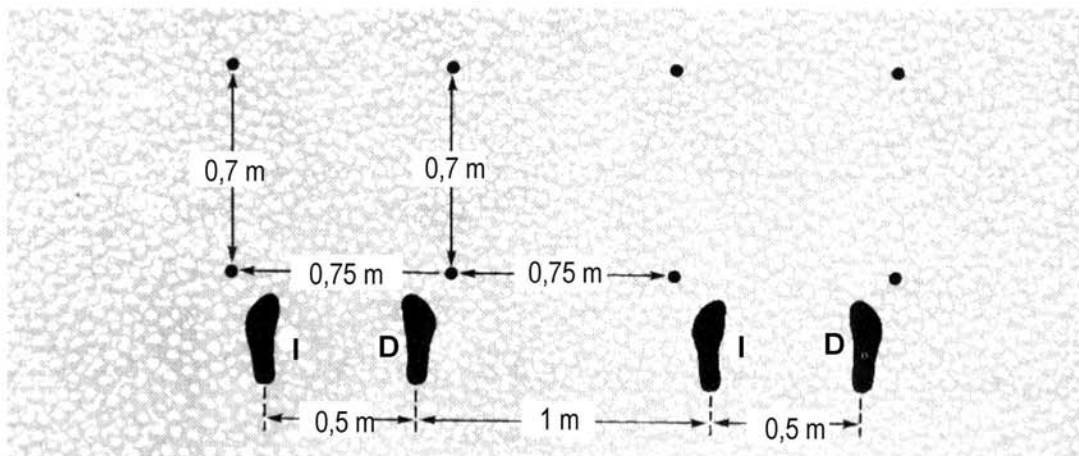
Las técnicas de sondeo 1HPS y 2HPS contienen la misma densidad de puntos de sondeo, de manera que la probabilidad de hallazgo de una víctima es similar. Sin embargo la técnica 2HPS emplea un menor número de recursos humanos y, según experiencias prácticas, se completa la búsqueda en un área determinada en aproximadamente 70% del tiempo que toma la búsqueda con 1HPS (para un igual número de buscadores en ambos casos). La búsqueda con HPS emplea menos recursos humanos que con 1HPS, algo menos que con 2HPS, y completa la búsqueda en un área determinada en aproximadamente 80% del tiempo que toma a un igual número de personas completar la búsqueda con la técnica de 1HPS.

La probabilidad estadística de encontrar una víctima atrapada de manera vertical en la nieve es de 19% empleando las técnicas de 1HPS o 2HPS, y de 26% con la técnica de 3HPS. Si la víctima yace de espalda, o sobre su estómago, la probabilidad es de 75% y 84% respectivamente. Si la víctima yace de costado, lo que ha resultado más habitual, la probabilidad es de 63% con 1HPS o 2HPS, y de 74% con 3HPS.

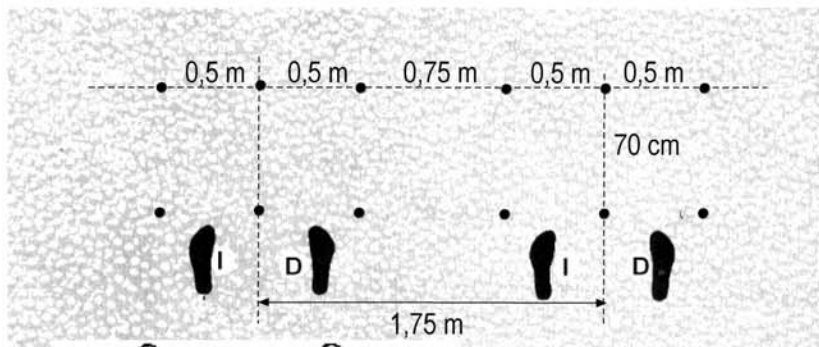
En resumen, las técnicas de 2HPS y de 3HPS son más rápidas que la de 1HPS, y la técnica 3HPS produce una búsqueda más exhaustiva que la de 2HPS.



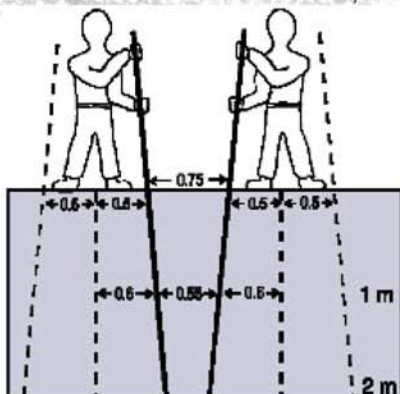
- a) Sondeo con la técnica 1HPS, con personas en una línea separadas codo a codo, sondeando en un punto frente a sí y luego avanzando un paso (70 cm) pendiente arriba.



- b) Sondeo con la técnica 2HPS, con personas en una línea separadas con los brazos abiertos y tocándose las manos, sondeando dos veces (a cada lado) antes de avanzar un paso (70 cm) pendiente



- c) Sondeo con la técnica 3HPS, con personas en una línea separadas con los brazos abiertos y tocándose las puntas de los dedos, sondeando tres veces, frente a sí y a los lados, como se muestra en la fig. d), antes de avanzar un paso (70 cm) pendiente arriba..



- d) Sondeo con la técnica 3HPS, detalle del sondeo.

3.919.603 Procedimiento de Sondeo Fino. El sondeo fino se realiza con las personas en una línea separadas como para un sondeo con la técnica de 1HPS, vale decir, tocándose codo a codo, con la diferencia que cada persona clava su varilla 3 veces, frente a sí y frente a cada uno de sus pies (como se muestra en la Lámina 3.919.603.A), y avanza solamente 30 cm para el nuevo sondeo, algo menos que aproximadamente medio paso. Este sistema de sondeo produce una grilla de sondeo de 25 × 30 cm, con aproximadamente 133.333 puntos de sondeo por hectárea. La probabilidad de encontrar a una persona atrapada en la nieve de la avalancha es cercana a 100%, pero esta forma de búsqueda toma un tiempo extremadamente largo de manera que la probabilidad de rescatar a una persona con vida es muy baja. Esta forma de búsqueda se emplea, normalmente, cuando se espera encontrar personas sin vida.

3.919.7 BUSQUEDA DE VICTIMAS CON PERROS ENTRENADOS

3.919.701 El Empleo de Perros en Rescates de Avalanchas. Perros entrenados en el rescate de víctimas atrapadas en la nieve de avalanchas se han empleado extensamente en países con una alta población habitando el ambiente de montaña y donde numerosas personas pueden dedicarse al laborioso trabajo de entrenar perros para el rescate en nieve. Donde la población en zonas de nieve y peligros de avalancha es escasa, es posible encontrar perros entrenados en procedimientos generales de búsqueda y rescate, no precisamente en nieve, pero que suelen comportarse adecuadamente también en la nieve.

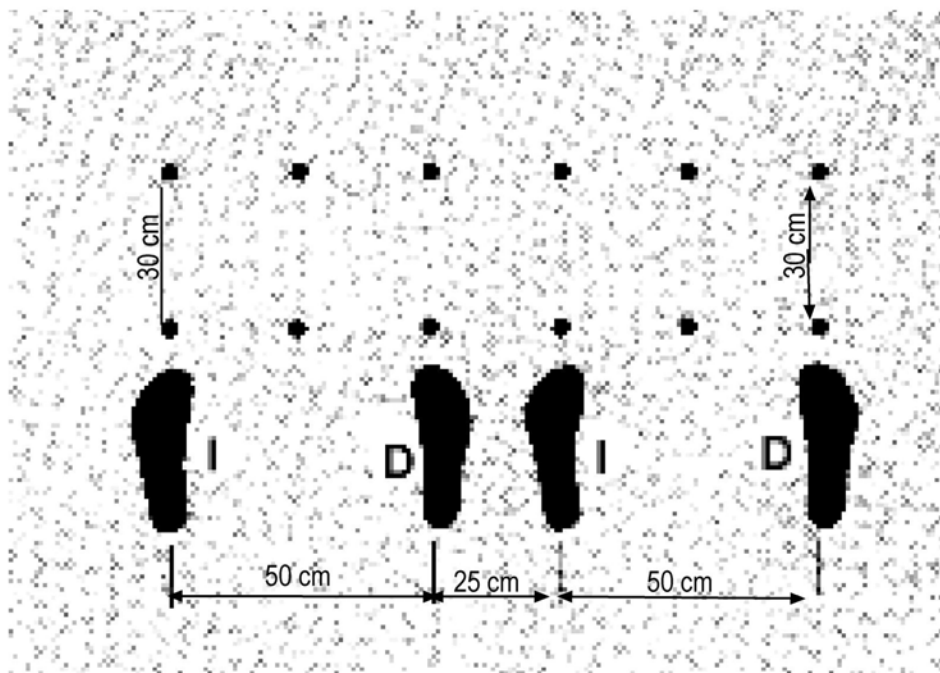
Uno de los inconvenientes que se encuentra en el empleo de perros para las operaciones de búsqueda de víctimas de accidentes es que los accidentes de avalanchas son relativamente escasos, de manera que la posibilidad de prácticas reales es escasa. Por otra parte, perros entrenados en rescates en general, tienen mejores posibilidades de prácticas reales pero, por lo mismo, suelen no encontrarse cerca de sitios de accidentes de avalanchas, a la vez que tienen poca práctica en superficies de nieve.

La experiencia con el empleo de perros en los rescates de avalanchas indica que ellos han encontrado a las víctimas de avalanchas en cerca de 80% de los casos en que fueron empleados, y en cerca de 90% de los casos en que los perros empleados poseían un entrenamiento específico y permanente para el rescate de avalanchas. Los perros tienen mejores posibilidades de encontrar personas atrapadas en la nieve de avalanchas si ella está con vida, atrapada en nieve fría y a una profundidad no superior a 2 m. Es más difícil para los perros encontrar víctimas sin vida y atrapadas profundamente en la nieve; otros factores que reducen la eficiencia de los perros son el viento, fríos extremos, nieve muy húmeda y la contaminación del área de búsqueda, producida, por ejemplo, por el intenso tránsito de los grupos de rescate, o por materiales de estos grupos. Es particularmente nocivo para la capacidad de olfatear víctimas de los perros la contaminación del área de búsqueda por los gases de escapes de motores a combustión, como aquellos de los helicópteros, de vehículos para la nieve, de generadores eléctricos, y similares.

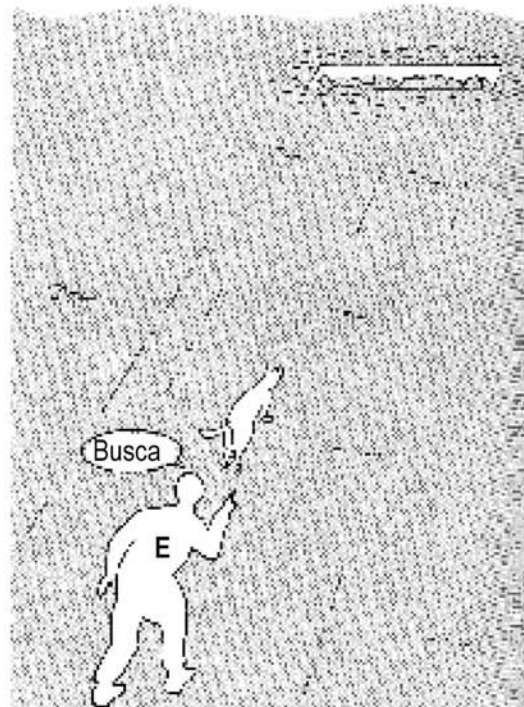
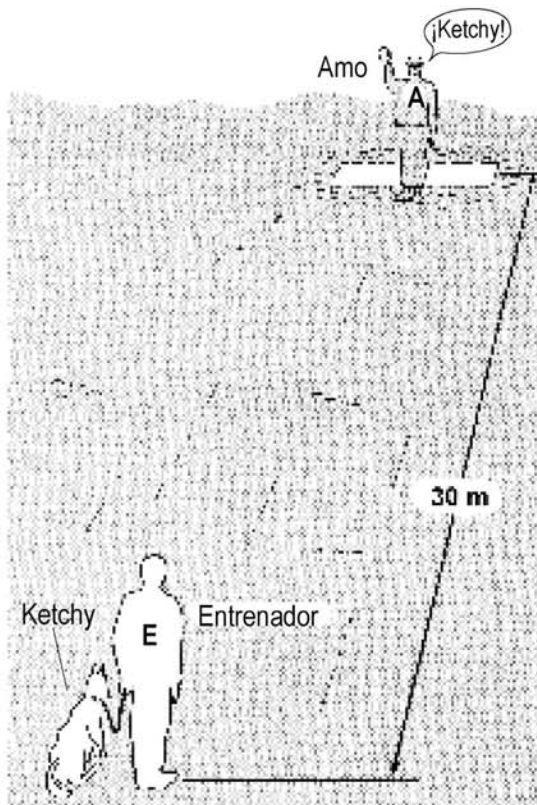
Además de contar con la habilidad para entrenar perros, los amos de estos deben tener conocimiento de técnicas de seguridad en avalanchas, habilidad para el esquí y movimiento en montaña, entrenamiento en primeros auxilios, conocimiento de los problemas de vuelo y seguridad en viajes de helicópteros, disponibilidad de tiempo durante el invierno y en plazos muy breves.

3.919.702 Ejercicios de Adiestramiento. Los entrenadores de perros suelen tener sus propios métodos para el entrenamiento de estos, pero según la experiencia europea, el entrenamiento básico consiste de cuatro ejercicios básicos que se describen a continuación, y de otros más avanzados. En los ejercicios básicos participan cuatro personas: el entrenador (E), el amo (M), y dos ayudantes (A1 y A2).

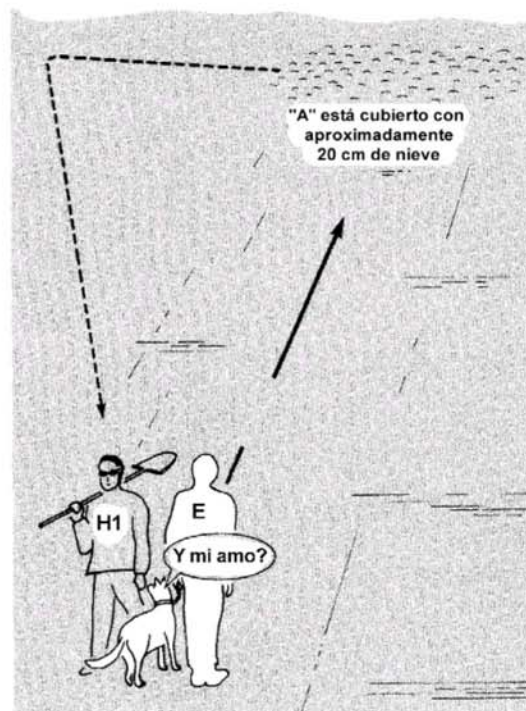
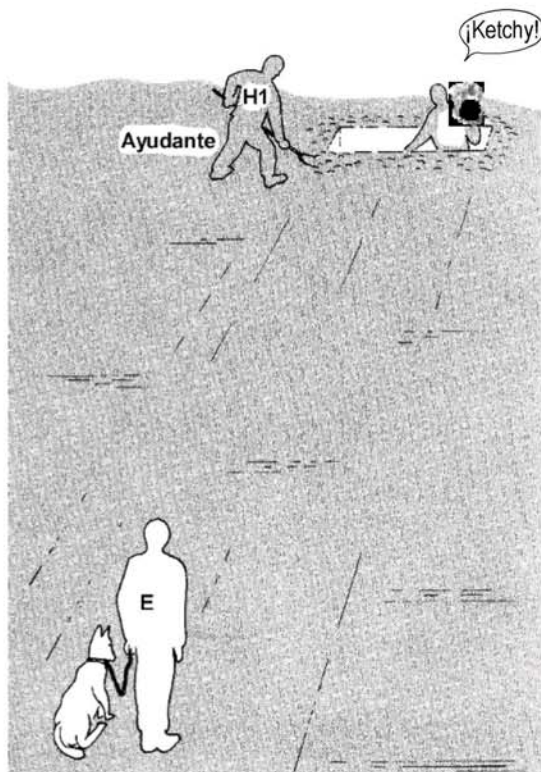
3.919.702(1) Ejercicio Básico 1. Se excava en una pendiente de nieve (idealmente nieve depositada por avalanchas) un pozo poco profundo [Lámina 3.919.702.A, Figura. a)], suficiente para contener a dos personas yaciendo en él. Alejados del pozo 10 a 20 m, M entrega el perro a E, se dirige al pozo, desde el borde del pozo llama al perro hasta obtener su atención, y desaparece de la vista del perro en el interior del pozo. Mientras tanto, E mantiene al perro en su correa y atento a los movimientos de M; en cuanto M desaparece de la vista del perro E apunta hacia el pozo con el brazo, ordena "BUSCA" y libera al perro de la correa. El perro debe correr hacia el pozo y recibir halagos de M. M sale del pozo, coloca una correa al perro y lo devuelve a E.



↑
Avance de la línea
de sondeadores
pendiente arriba



a) Ejercicio básico número 1.



b) Ejercicio básico número 2.

3.919.702(2) Ejercicio Básico 2. Alejados del pozo 10 a 20 m, M entrega el perro a E, se dirige al pozo a la vista del perro [Lámina 3.919.702.A, Figura b)] y se introduce en él, y A1 lo cubre con una tenue capa de nieve (10 a 20 cm de espesor, y cuidando de mantener una cubierta y espacio alrededor de la cara de M que le permita respirar sin problemas durante un tiempo prolongado). A1 retorna hacia E, pasando al lado del perro para que este lo huela y establezca que M no ha retornado. E apunta hacia el pozo con el brazo, ordena al perro "BUSCA" y libera al perro de la corra. Sigue al perro hacia el pozo y, si el perro no escarba buscando a M, ordena "BUSCA" y comienza a escarbar en la nieve. M puede ayudar en esta etapa emitiendo algún sonido, como de dolor. Después que el perro encuentra a M, es halagado y recompensado con algún alimento especial.

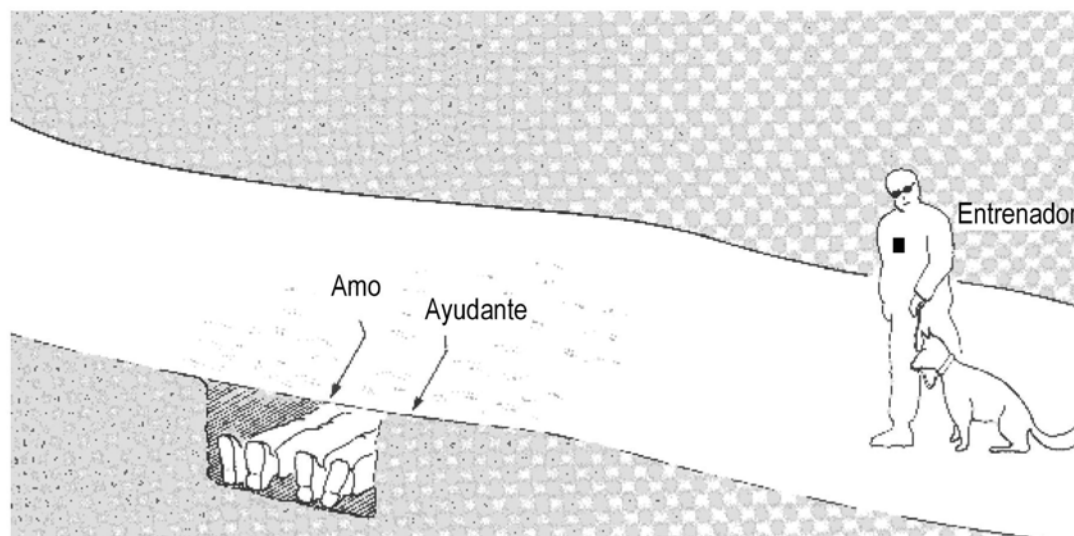
3.919.702(3) Ejercicio Básico 3. Con un procedimiento similar al del ejercicio anterior, ahora A2 cubre de nieve a M y a A1 juntos [Lámina 3.919.702.B, Figura a)], y vuelve a E pasando al lado del perro. La búsqueda prosigue como se señaló en el ejercicio anterior. Después que el perro detecta a M y A1, ambos halagan al perro y A1 lo recompensa con algún alimento especial.

3.919.702(4) Ejercicio Básico 4. En este ejercicio M asume la posición de E con el perro [ver Lámina 3.919.702.B, Figura b)]. A2 cubre de nieve a A1 solo en el pozo, a la vista del perro, y retorna hacia M pasando al lado del perro y permitiendo que este lo huela. M ordena la búsqueda al perro y lo sigue hasta el pozo. Después que el perro detecta a A1, éste lo halaga y lo recompensa con algún alimento especial.

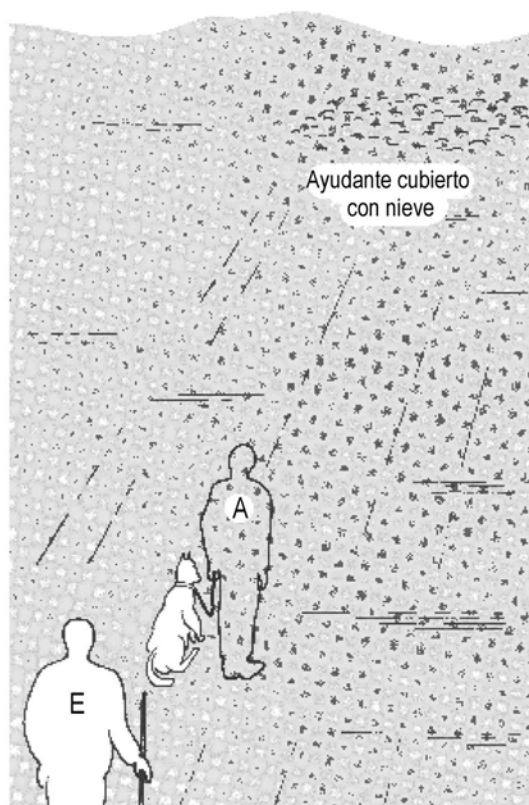
3.919.702(5) Ejercicios Avanzados. En los ejercicios avanzados, y una vez que el perro realiza los ejercicios anteriores, se realizan los ejercicios que se describen a continuación; entre los ejercicios más difíciles, es conveniente incluir algunos fáciles y realizados previamente, que el perro pueda resolver sin dificultad.

- A1 es cubierto de nieve en el pozo, fuera de la vista del perro.
- A1 es cubierto de nieve, fuera de la vista del perro, en otro pozo, alejado unos 10 m del primero.
- Similar a lo anterior, pero cambiando la ubicación del pozo a la derecha e izquierda del primero.
- Similar a los anteriores, pero ubicando el pozo en lugares aleatorios dentro de la pendiente, y fuera de la vista del perro.
- Similar al anterior pero cubriendo a A1 con un mayor espesor de nieve, tomando las precauciones debidas para la seguridad de A1.
- Similar al anterior pero con una mayor área de búsqueda.
- Similar a los anteriores pero agregando distracciones en el área de búsqueda, como personas transitando, equipos diversos desparramados en superficie y también bajo la nieve, restos de alimentos, restos de orinas, tránsito de vehículos para la nieve, y diversos otros.
- Tareas tácticas, incluyendo marchas de acercamiento a un área de supuesto accidente.

Si un perro falla en encontrar a la víctima en un rescate real, se le debe proporcionar una pista que pueda resolver, como el encontrar un guante levemente cubierto de nieve, y el perro debe ser halagado cuando logra encontrar la pista.



a) Ejercicio básico número 3.



b) Ejercicio básico número 4.

3.919.8 OTROS METODOS DE BUSQUEDA

Para la búsqueda de equipos con componentes metálicos es posible emplear detectores de metales. Este método de búsqueda puede también utilizarse para buscar cuerpos de personas que se sospecha podrían portar elementos metálicos, pero la búsqueda es muy lenta y difícilmente puede pensarse en emplearlo para recuperar personas con vida. Los alcances de estos equipos suelen ser limitados, de manera que si la víctima está atrapada bajo varios metros de nieve, y los elementos metálicos que porta son pequeños, su detección rápida por este método es poco probable. Sin embargo, el método es eficaz para la detección de grandes equipos metálicos, como vehículos y maquinaria pesada atrapada en la nieve.

Se han empleado, de manera más bien experimental, radares con longitudes de onda que penetran el manto de nieve y aprovechan las diferentes constantes dieléctricas que poseen el cuerpo humano (esencialmente la del agua) y el hielo. Sin embargo, los equipos son voluminosos y relativamente pesados y los resultados no muy satisfactorios, en especial porque en los depósitos de avalanchas pueden encontrarse bloques de nieve de muy diversas densidades lo que produce incertidumbres al interpretar la señal recibida. También en este caso la búsqueda es lenta y no conducente a rescatar personas con vida.

También se han empleado en el rescate de víctimas de avalanchas detectores de CO₂, pero hasta la fecha no existe un aparato de fácil empleo y, además, cuando la víctima cesa de respirar la emisión de CO₂ es muy pequeña y difícil de detectar.

3.919.9 RESUCITACION Y EVACUACION DE VICTIMAS

3.919.901 Procedimientos Generales. Siempre existe la posibilidad de que una víctima atrapada en la nieve de avalanchas haya sufrido lesiones mecánicas, de manera que cuando el grupo de rescate excava la nieve y encuentra a la víctima, lo primero que debe hacer es intentar de despejar las vías respiratorias (nariz y boca) de eventuales obstrucciones, como la nieve o materiales como sangre o vómitos, y luego debe ejercer extremo cuidado al extraerla y manipularla por la posibilidad de lesiones cervicales, como fractura del cuello, y otro tipo de lesiones penetrantes, en particular en el pecho.

Si la víctima es encontrada y recuperada respirando normalmente, debe examinarse inmediatamente por posibles heridas abiertas, controlar la hemorragia y colocar vendajes. A continuación se la debe examinar por posibles fracturas, en particular la espina dorsal, la pelvis, los brazos y las piernas y la caja torácica y, de encontrarse estas lesiones, tratarlas. Si la víctima se encuentra en estado de shock se debe colocarla con los pies en alto y, de ser necesario, controlar el dolor. En todo caso, tan pronto la víctima es extraída de la nieve es importante recuperar el calor del cuerpo lo antes posible; la víctima ha sufrido algún grado de hipotermia con toda seguridad, de manera que debe evitarse un mayor enfriamiento proporcionándole un saco de dormir (previamente calentado y, en lo posible, con algún elemento de calefacción) y frazadas calientes, liberándola de su ropa húmeda y colocándola prontamente en una carpa con algún tipo de calefacción. Tan pronto como es posible se le debe suministrar a la víctima nutrientes cálidos.

Si al descubrir la cabeza de la víctima en la nieve se observa que esta no respira, debe iniciarse inmediatamente, aún antes de lograr extraerla completamente de la nieve, un procedimiento para restaurar artificialmente la respiración. Tan pronto se hayan despejado, o limpiado, las vías respiratorias puede ser necesario aplicar el proceso de succión de materia, con una bomba de succión o, simplemente, aspirándola con un catéter o con un pequeño tubo flexible. La succión de materia de las vías respiratorias no siempre es necesaria, pero si las vías están obturadas, los intentos por realizar una respiración artificial no tienen sentido. En todo caso, y simultáneamente con despejar las vías respiratorias, la víctima extraída de la nieve debe ser colocada en una camilla en posición horizontal, con el cuello extendido pero con la cabeza y parte superior del cuerpo más baja, para prevenir que el eventual material obturante presente penetre aún más profundamente en las vías respiratorias. Si no se cuenta con un equipo de respiración artificial debe intentarse la respiración boca a boca y continuar esta durante unas diez bocanadas de aire más, tras la recuperación de la respiración de la víctima. Si se cuenta con un equipo de respiración artificial este debe continuarse empleando hasta que la recuperación de la víctima sea satisfactoria. Si la víctima es recuperada en condición de un paro cardíaco (sin pulso y con las pupilas dilatadas), junto con la respiración artificial debe intentarse un masaje cardíaco. Para todo este procedimiento es de la mayor importancia el poder contar en terreno con un equipo de respiración artificial; contar con él es mucho más importante que

contar con botellas de oxígeno, estas son una gran ayuda pero solamente tras la recuperación de la respiración. En cuanto la víctima recupera la respiración y el pulso, debe ser colocada en un ambiente cálido, inicialmente un saco de dormir y frazadas calientes, y dentro de una carpa con calefacción.

3.919.902 Paramédicos, Médicos y sus Equipos Mínimos. Los paramédicos y médicos que participan en rescate o tratamiento de personas atrapadas en avalanchas deben tener conocimiento, o experiencia, en el manejo de personas que han sufrido enfriamientos agudos, además de las lesiones de todo tipo, y los problemas de respiración que pueden presentarse.

El equipamiento mínimo con que debe contar un paramédico consiste de: bomba y catéter de succión, equipo completo de suministro de oxígeno y respirador artificial, tubo para el paso de aire, carpa y cocina, saco de dormir y frazadas, y equipo normal de primeros auxilios conteniendo elementos para entablillar, vendas, gasa, etc. El equipo con que debe contar el médico dependerá mucho de su experiencia y práctica en el manejo de este tipo de víctimas pero, en general, contará con diversas drogas, agujas hipodérmicas y jeringas de diversas medidas, aparato para medir la presión arterial, estetoscopio, y libreta de notas.

3.919.903 Evacuación de Víctimas. Tan pronto como sea posible, y tras los procedimientos iniciales de cuidado de la víctima rescatada de la nieve de avalanchas señalados en el Numeral 3.919.901, debe trasladarse a la víctima a su hogar o a un centro hospitalario, según sea su condición de salud. En todo caso, y aún cuando el estado de la víctima permita que ella pueda ser llevada a su casa, es conveniente realizarle previamente un examen médico en un centro hospitalario y continuar la supervisión, o control, médico por algunos días. El traslado debe realizarse bajo la supervisión, y en compañía, del personal paramédico o médico que administró los primeros auxilios, o en la compañía de alguna de las personas del grupo de rescate que administró esos auxilios. Según la condición de la víctima el traslado puede ser de carácter ambulatorio, o en camilla. El traslado debe realizarse, preferentemente por medio aéreo, y preferentemente por helicóptero puesto que así la víctima es transportada directamente a un centro hospitalario.

SECCION 3.920 ALCANCES DE LOS ESTUDIOS DE PELIGRO Y PROTECCION DE AVALANCHAS

3.920.1 DEFINICION DE LOS NIVELES DE ESTUDIOS

El significado de términos tales como ingeniería básica, estudio preliminar, anteproyecto, estudio definitivo, y similares, son aquellos expuestos en los capítulos 2.100 y 2.200 del Manual de Carreteras. De manera general, ingeniería básica se refiere a todos los aspectos que forman parte de un estudio e ingeniería, como hidrología, geotecnia y avalanchas, pero que aisladamente no constituyen el estudio de una obra. Los estudios preliminares comprenden la recopilación y el análisis de antecedentes existentes, definición preliminar de las características y parámetros de diseño (o de mejoramiento) del proyecto u obra, con reconocimientos preliminares del terreno y trabajos sobre planos de escala 1:10.000, para la identificación de soluciones y obras posibles (valoradas de manera preliminar) y para seleccionar la metodología a utilizar en los siguientes niveles de los estudios. Los anteproyectos deben establecer, con una buena aproximación, las características de los diferentes aspectos de ingeniería básica (nieve y avalanchas, geotecnia, etc) y de las diversas alternativas de soluciones posibles para seleccionar la mejor de ellas; comprende estudios detallados de terreno y se trabaja sobre planos de escala aproximada 1:1.000 o 1::2.000. Los estudios definitivos comprenden el replanteo en terreno de las soluciones posibles y afinar el anteproyecto seleccionado; se trabaja con planos de detalle de las obras, en general de escala 1:500 a 1:100; se detallan y cubican las obras, se describen las especificaciones técnicas, los métodos constructivos, los estudios de precios y los plazos de ejecución del proyecto u obra.

3.920.2 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS EN PROYECTOS NUEVOS

3.920.201 Estudio Preliminar. Un estudio preliminar de avalanchas debe contener, a lo menos, lo siguiente:

- a. Recopilación preliminar de antecedentes de clima, meteorología a lo menos en cuanto a promedios mensuales, todos los antecedentes existentes de nieve y avalanchas, geología local y características geotécnicas generales en las sendas de avalanchas.
- b. Seleccionar el período de recurrencia según las características del proyecto o el tipo de la obra.
- c. Cota mínima histórica de la precipitación nival (Tópico 3.906.2).
- d. Cota mínima media anual de la precipitación nival (Tópico 3.906.3).
- e. Acumulaciones nivales máximas medias anuales (Tópico 3.906.4).
- f. Acumulaciones nivales máximas en una sola tormenta (Tópico 3.906.5).
- g. Densidades del manto de nieve (Tópico 3.906.6)
- h. Densificación del manto de nieve (Tópico 3.906.7).
- i. Identificación preliminar de sendas de avalanchas (Tópico 3.910.1).
- j. Clasificación preliminar de las avalanchas según el tipo de flujo (Tópico 3.909.3).
- k. Identificación preliminar de las formas de las sendas de avalanchas (Tópico 3.909.4).
- l. Estimación preliminar de las asperezas en las sendas de avalanchas (Tópico 3.910).
- m. Delimitación preliminar de las zonas de las sendas de avalanchas (Tópico 3.910.2) con una estimación preliminar de las distancias de corrida de las avalanchas en cada senda (Numeral 3.901.203).

- n. Evaluación preliminar del índice del peligro de avalanchas en carreteras (Tópico 3.911.5).
- o. Estimación preliminar del período de recurrencia de años con peligros de avalanchas (Tópico 3.912.3) en el área del estudio.
- p. Estimación preliminar de posibles alternativas de protecciones activas o pasivas (Secciones 3.915 y 3.916), y sus costos de construcción.
- q. Proposición de metodología y alcance para el estudio del anteproyecto, incluyendo observaciones de nieve y de avalanchas.

3.920.202 Anteproyecto. El anteproyecto debe contener un estudio detallado de todos los antecedentes pertinentes a las características del manto de nieve y de las avalanchas. Esto incluye la revisión, análisis y evaluación detallada de los antecedentes proporcionados en el estudio preliminar, y todo lo adicional necesario para evaluar el peligro de avalanchas, el riesgo y las probables soluciones y sus costos. Incluye también el diseño detallado de la alternativa de protección de avalanchas seleccionada en el estudio preliminar, o de la alternativa seleccionada tras la revisión del estudio preliminar, y una estimación del costo de construcción y de implementar la alternativa. Entre otros, el anteproyecto debe contener, a lo menos, lo siguiente:

- a. Evaluación detallada de las condiciones meteorológicas en las zonas de inicio de las avalanchas, hasta alcanzar una buena aproximación respecto al valor de la profundidad extrema (Hx) de la nieve (Numeral 3.916.303 (1)) para diferentes períodos de recurrencia, y respecto a valores de densidad (promedio, máximo y mínimo) en el manto de nieve.
- b. Estimación de la recurrencia de avalanchas en el área y en cada senda.
 - Recurrencia de años con peligro de avalanchas en el área (Tópico 3.912.3).
 - Días con peligro de avalanchas en un año en el área (Tópico 3.912.2).
 - Variación del peligro de avalanchas en el área según las estaciones del año (Tópico 3.912.4).
 - Recurrencia de avalanchas en sendas individuales (Tópico 3.912.5).
- c. Descripción y evaluación detallada de las formas y características de las sendas de avalanchas.
 - Clasificación de las sendas según sus formas (Tópico 3.909.4).
 - Delimitación de las zonas de las sendas (Tópico 3.910.2), señalando los criterios empleados para delimitar las zonas de inicio (pendientes, depositación de nieve de arrastre eólico, formación de cornisas de nieve, etc.) haciendo referencia a los cálculos de distancias de corrida (Numerales 3.913.902 y 903) para delimitar el extremo distal de la zona de depositación.
 - Identificación de las trayectorias de caída más relevantes en cada senda (Tópico 3.910.3).
 - División de los ejes de caída en tramos de pendiente homogénea (Tópico 3.910.4).
 - Descripción de las características geotécnicas de las sendas de avalanchas, tanto del material del terreno como de sus asperezas (Tópico 3.910.5), por zonas, tramos, o según estas características.
 - Clasificación de las avalanchas en cada senda según el tipo de flujo predominante (Tópico 3.909.3).
- d. Estimación de las magnitudes de las avalanchas en cada senda (Tópico 3.909.6).
- e. Características de las avalanchas en cada senda.
 - Valor de los coeficientes de fricción kinética y turbulenta (Numerales 3.913.303 y 304).
 - Altura de flujo de las avalanchas (Tópico 3.913.5).
 - Velocidad de las avalanchas en cada tramo de las sendas (Tópicos 3.913.3, 4 y 6).
 - Si es el caso, viento que acompaña a las avalanchas de nieve polvo (Tópico 3.913.8).
 - Distancia de corrida de las avalanchas en la zona de depositación (Tópico 3.913.9).
 - Densidad y profundidad de la nieve en los depósitos de avalanchas (Tópico 3.913.9).
 - Presión máxima de impacto que ejercen las avalanchas en cada tramo de las sendas (Numerales 3.914.202 y 203).
- f. Descripción y diseño de las formas y estructuras de protección de avalanchas (Secciones 3.915 y 3.916).
 - Descripción de las protecciones y justificación (Sección 3.917) de las alternativas de protección seleccionadas.

- Diseño de las protecciones (incluyendo cargas de nieve y de las avalanchas, ondas estacionarias en los desvíos, características geotécnicas del terreno de fundación, descripción de los materiales empleados en las estructuras, breve descripción del método de construcción, accesos necesarios, y otros).
- Descripción de la operación y mantenimiento de las protecciones de avalanchas.
- Ubicación y colocación de señales de advertencia del peligro de avalanchas (Sección 3.918).
- Medidas y procedimientos para la búsqueda y rescate de víctimas de avalanchas (Sección 3.919).
- Estimación de los costos de construcción, operación y mantenimiento de las protecciones.

3.920.203 Estudio Definitivo. Los estudios definitivos comprenden lo siguiente:

- a. Revisar y afinar el detalle del anteproyecto seleccionado, señalando todas las acciones y obras a realizar.
- b. Cuando es el caso, realizar la exploración geotécnica de detalle para establecer los suelos de fundación, fuentes de materiales de empréstitos y eventuales botaderos de escombros, con los análisis de estabilidad pertinentes.
- c. Analizar el impacto ambiental de la alternativa seleccionada y de las eventuales obras.
- d. Replantear en terreno las soluciones posibles, colocando puntos de referencia para las eventuales obras.
- e. Desarrollar las especificaciones técnicas generales y específicas, y los planos de detalle de las obras, a escalas de 1:500 a 1:100.
- f. Realizar las cubriciones detalladas de las eventuales obras.
- g. Describir los métodos de operaciones y constructivos.
- h. Realizar los estudios de precios y establecer los plazos de ejecución del proyecto u obra.
- i. Realizar una estimación de los costos de operación y mantenimiento.
- j. Realizar el manual de operación y mantenimiento del anteproyecto seleccionado.

3.920.3 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS PARA OBRAS EXISTENTES

3.920.301 Recuperación del Estándar de Diseño.

3.920.301(1) Estudio Preliminar. Se debe revisar el proyecto existente, revisar los criterios de diseño, revisar los procedimientos de protecciones de avalanchas y las condiciones en que se encuentran las obras existentes y, eventualmente, completar los estudios existentes para alcanzar el nivel de estudio establecido en el Numeral 3.920.202. Se deben revisar las soluciones establecidas, a la luz de eventuales nuevos y mayores antecedentes. Se deben indicar las acciones, reparaciones u obras necesarias, y estimar el costo de estas.

3.920.301(2) Estudio Definitivo. Se debe realizar el estudio definitivo como se señala en el Numeral 3.920.203, para las actividades y obras indicadas en el estudio preliminar para la recuperación del estándar de diseño (Numeral anterior).

3.920.302 Cambio del Estándar de Diseño.

3.920.302(1) Estudio Preliminar. Similar a lo señalado en el Numeral 3.920.301(1) incorporando, adicionalmente, las exigencias planteadas en cuanto al diseño por el nuevo estándar de diseño. Se debe revisar el proyecto existente, revisar los procedimientos de protecciones de avalanchas y las condiciones en que se encuentran las obras existentes y, eventualmente, completar los estudios existentes para alcanzar el

nivel de estudio establecido en el Numeral 3.920.202. Se debe revisar las soluciones establecidas a la luz de eventuales nuevos y mayores antecedentes. Se debe indicar las acciones, reparaciones u obras necesarias, y estimar el costo de estas.

3.920.302(2) Estudio Definitivo. Se debe realizar el estudio definitivo como se señala en el Numeral 3.920.203, para las actividades y obras indicadas en el estudio preliminar para el cambio del estándar de diseño (Numeral anterior).

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N°3

INSTRUCCIONES Y CRITERIO DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.1000

PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

**DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
CHILE**

MANUAL DE CARRETERAS
VOLUMEN N° 3
INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

Í N D I C E

CAPÍTULO 3.1000 PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

SECCIÓN	3.1001 ASPECTOS GENERALES
3.1001.1	OBJETIVOS Y ALCANCES
3.1001.2	ASPECTOS LEGALES
3.1001.201	Obras Afectas a las Presentes Disposiciones
3.1001.202	Profesional Encargado del Proyecto
3.1001.3	CLASIFICACIONES Y DEFINICIONES BÁSICAS
3.1001.301	Clasificaciones
	<i>(1) Longitud Total</i>
	<i>(2) Longitud de Vano</i>
	<i>(3) Calzada</i>
	<i>(4) Objetivo.</i>
	<i>(5) Materiales</i>
	<i>(6) Diseño</i>
3.1001.302	Nomenclatura Básica y Definiciones
	<i>(1) Nomenclatura Básica</i>
	<i>(2) Definiciones</i>
	<i>a) Superestructura</i>
	<i>b) Infraestructura</i>
	<i>c) Accesos</i>
	<i>d) Obras de defensa y seguridad</i>
3.1001.303	Obras Tipo
3.1001.4	ESTÁNDARES Y NORMAS. UNIDADES
3.1001.401	Estándares y Normas
3.1001.402	Unidades
3.1001.5	CLASIFICACIÓN Y NIVELES DE ESTUDIO PARA PROYECTOS DE PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES
3.1001.501	Clasificación General
3.1001.502	Niveles de Estudio
	<i>(1) Estudios Preliminares</i>
	<i>(2) Anteproyecto</i>
	<i>(3) Estudio Definitivo</i>
SECCIÓN	3.1002 INGENIERÍA BÁSICA EN PROYECTO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES
3.1002.1	ASPECTOS GENERALES
3.1002.2	INGENIERÍA BÁSICA - ASPECTOS GEODESICOS Y TOPOGRÁFICOS PARA PUENTES
3.1002.201	Aspectos Generales
3.1002.202	Referenciación de los Estudios

3.1002.203	Referenciación y Orden de Control <i>(1) Orden de Control Primario</i> <i>(2) Procedimiento General</i> <i>(3) Orden de Control Secundario</i> <i>(4) Referenciación Altimétrica en Casos Especiales</i>
3.1002.204	Levantamientos
3.1002.205	Levantamiento de Perfiles <i>(1) Perfil Longitudinal de Terreno</i> <i>(2) Perfiles Complementarios</i>
3.1002.3	INGENIERÍA BÁSICA - ASPECTOS DE HIDROLOGÍA DRENAJE E HIDRÁULICA FLUVIAL PARA PUENTES
3.1002.301	Aspectos Generales
3.1002.302	La Hidrología o Cálculo de Caudales Solicitantes
3.1002.303	Los Procedimientos y Técnicas Hidráulicas
3.1002.304	Estudios Topográficos para el Diseño Hidráulico de Puentes y Estructuras Afines <i>(1) Puentes y Viaductos</i> <i>(2) Pasos Desnivelados y Pasarelas</i> <i>(3) Topografía del Cauce Según Nivel del Estudio</i> <i>(a) Topografía del Cauce en Estudios Preliminares</i> <i>(b) Levantamientos Topográficos a Nivel de Anteproyecto</i>
3.1002.305	Análisis de las Características del Cauce
3.1002.306	Métodos de Cálculo Hidráulico Fluvial
3.1002.307	Métodos de Cálculo Mecánico Fluvial
3.1002.308	Métodos de Cálculo de la Socavación
3.1002.309	Diseño de Obras de Defensas Fluviales
3.1002.4	INGENIERÍA BÁSICA - ASPECTOS GEOTÉCNICOS PARA PUENTES
3.1002.401	Requisitos Generales del Reconocimiento Geotécnico
3.1002.402	Información Pertinente Contendida en otros Volúmenes del Manual
3.1002.403	Frecuencia y Localización de la Exploración
3.1002.404	Profundidad de la Exploración <i>(1) Fundaciones Directas</i> <i>(2) Fundaciones Profundas</i>
3.1002.405	Ensayes en Sitio
3.1002.406	Ensayes de Laboratorio
3.1002.407	Contenido del Informe Geotécnico
3.1002.5	INGENIERÍA BÁSICA-ASPECTOS DE DEMANDA Y CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO
3.1002.6	INGENIERÍA BÁSICA-ASPECTOS AMBIENTALES Y DE MITIGACIÓN DE IMPACTO
SECCIÓN	3.1003 DISPOSICIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO
3.1003.1	ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO
3.1003.101	Secciones Transversales Tipo de Puentes
3.1003.102	Secciones Tipo en Pasos Desnivelados <i>(1) Pasos Bajo Nivel</i> <i>(2) Pasos Sobre Nivel</i>
3.1003.103	Pasarelas
3.1003.104	Barreras y Barandas
3.1003.105	Rasante
3.1003.106	Revancha
3.1003.107	Saneamiento
3.1003.108	Seguridad Vial

- 3.1003.2 CARGAS**
 - 3.1003.201 Aspectos Generales**
 - 3.1003.202 Tipos de Carga**
 - 3.1003.203 Combinación de Cargas**
 - 3.1003.204 Distribución de Cargas**

 - 3.1003.3 FUNDACIONES**
 - 3.1003.301 Fundaciones Directas**
 - (1) Aspectos Generales**
 - a) Profundidad Mínima de Fundación*
 - b) Rigidez de la Fundación*
 - c) Restitución del Suelo*
 - (2) Desplazamientos**
 - a) Desplazamientos Horizontales por Resistencia Pasiva*
 - b) Desplazamiento por Solicitaciones Sísmicas*
 - (3) Capacidad de Soporte**
 - a) Área en Compresión*
 - b) Resistencia al Deslizamiento*
 - c) Fundaciones en Laderas*
 - 3.1003.302 Fundaciones Tipo Cajón (Pilas de Fundación)**
 - (1) Condiciones de Diseño**
 - (2) Modelo de Análisis**
 - a) Pilas de Sección Rectangular*
 - b) Pilas de Sección Circular*
 - (3) Verificaciones**
 - a) Capacidad de Soporte*
 - b) Capacidad de los Resortes Laterales*
 - c) Deslizamiento en la Base de la Pila*
 - d) Interacción entre Pilas*
 - e) Solicitaciones Sísmicas*
 - (4) Pilas con Cabezal**
 - 3.1003.303 Fundaciones Piloteadas**
 - (1) Solicitaciones Horizontales y de Momento**
 - a) Elásticas y Esfuerzos*
 - b) Capacidad de Soporte Lateral del Suelo*
 - c) Pila - Pilote*
 - d) Corrección de la rigidez del suelo en un grupo de pilotes*
 - e) Solicitaciones Sísmicas*
 - (2) Análisis de un Grupo de Pilotes**
 - a) Marco Equivalente*
 - b) Método General*
 - (3) Efecto de Desplazamientos Horizontales del Suelo**
 - a) Modelación del Problema*
 - b) Desplazamientos Horizontales del Suelo Blando*
 - c) Constante del Resorte de Interacción Suelo - Pilote*
 - d) Estados de Carga*
-
- 3.1003.4 MUROS DE CONTENCION**
- 3.1003.401 Condiciones Generales.**
 - (1) Tipos de Muros de Contención**
 - (2) Características del Suelo Retenido**
 - (3) Altura del Muro y Altura de Diseño**
 - (4) Muros en Laderas**
- 3.1003.402 Empujes de Tierra Estáticos**
 - (1) Parámetros de Diseño**
 - a) Resistencia al Deslizamiento*
 - b) Parámetros Base del Suelo Retenido*
 - (2) Modelo de Análisis**
 - (3) Factores de Seguridad**

- 3.1003.403 Empujes de Tierra Sísmicos**
 - (1) Modelo de Análisis*
 - (2) Parámetros de Diseño*
 - a) Resistencia al Deslizamiento*
 - b) Parámetros del Suelo Retenido*
 - c) Coeficiente Sísmico*
 - d) Área en Compresión*
 - e) Factores de Seguridad*
 - f) Dimensionamiento Estructural*
- 3.1003.404 Muros Rígidos**
- 3.1003.405 Estribos Transparentes**
- 3.1003.406 Muros de Tierra Mecánicamente Estabilizados**
 - (1) Revestimientos*
 - (2) Relleno*
 - (3) Tolerancias*
 - (4) Espaciamientos en Refuerzos*
 - (5) Cargas debido al Impacto*
- 3.1003.407 Muros con Anclaje Activo (Muros Anclados)**
 - (1) Muro Anclado Permanente*
 - (2) Muro Anclado Temporal*
 - (3) Empujes de Tierra Estáticos*
 - a) Suelos no Cohesivos*
 - b) Suelos Cohesivos*
 - 1 Suelos Rígidos a Duros*
 - 2 Suelos Blandos a Medianamente Rígidos*
 - (4) Empujes de Agua*
 - (5) Empujes Sísmicos*
 - (6) Consideraciones de Diseño de los Anclajes*
 - (7) Protección contra la Corrosión*
 - (8) Ensaye de Terreno de los Anclajes*
 - a) Ensaye de Investigación*
 - b) Ensaye de Aceptación*
 - c) Carga de Bloqueo*
- 3.1003.408 Muros con Anclaje Pasivo (Soil Nailing)**
 - (1) Descripción de un Muro con Anclaje Pasivo*
 - (2) Concepto del Muro con Anclaje Pasivo*
 - (3) Investigación del Lugar de Emplazamiento y Ensayes*
 - (4) Distribución y Dimensionamiento*
 - (5) Revestimientos*
 - (6) Resistencia en la Cabeza del Clavo*
 - (7) Recomendación del Procedimiento de Diseño*
 - (8) Consideraciones Sísmicas*
 - (9) Protección contra la Corrosión*
 - (10) Drenaje del Muro*
 - (11) Consideraciones Especiales de Diseño*
 - (12) Tolerancias de Deformaciones*
- 3.1003.5 ESTRUCTURAS ENTERRADAS TIPO MARCO O CAJÓN**
- 3.1003.501 Empujes de Tierra Sísmicos**
 - (1) Modelo de Análisis*
 - (2) Parámetros del Modelo*
 - a) Desangulación y Desplazamiento Sísmico Horizontal del Campo Libre*
 - b) Constantes de los Resortes*
 - (3) Parámetros Aproximados para el Diseño*
 - a) Desangulación Sísmica Promedio*
 - b) Resortes de Interacción Horizontal*
 - c) Definición del Tipo de Suelo*
 - (4) Método Simplificado de Análisis*
- 3.1003.502 Losas de Acceso en Estructuras Enterradas**

- 3.1003.6 HORMIGÓN ARMADO**
- 3.1003.601 Materiales**
 - (1) Hormigón**
 - a) Resistencia Especificada**
 - b) Designación del Hormigón**
 - c) Requisitos del Hormigón por Durabilidad**
 - 1 Congelación y Deshielo**
 - 2 Ataque Externo de Sulfatos**
 - 3 Agentes Externos que Provocan Corrosión**
 - 4 Hormigones de Baja Permeabilidad**
 - (2) Acero de Refuerzo**
- 3.1003.602 Control de Deformaciones**
 - (1) Flechas Diferidas en Losas y Vigas de Hormigón Armado, debido a Cargas Permanentes**
- 3.1003.603 Diafragmas o Travesaños**
- 3.1003.604 Recubrimientos**
- 3.1003.605 Juntas de Dilatación**
 - (1) Juntas de Dilatación en Muros**
 - (2) Juntas de Dilatación en Losas**
- 3.1003.606 Limitación de la Fisuración mediante Distribución de Armadura**
- 3.1003.607 Losas de Acceso**
- 3.1003.608 Armadura de Retracción y Temperatura**
- 3.1003.609 Requerimientos para Muros de Revestimiento**
 - (1) Tipología**
 - (2) Recubrimientos**
 - (3) Armaduras**
- 3.1003.7 HORMIGÓN PRETENSADO**
- 3.1003.701 Materiales**
- 3.1003.702 Diafragmas o Travesaños**
- 3.1003.703 Control de Deformaciones**
- 3.1003.704 Tracciones Máximas para Vigas Pretensadas**
- 3.1003.705 Recubrimientos y Separación de Cables**
- 3.1003.706 Determinación del Centroide de la Fuerza de Pretensado**
- 3.1003.8 ACERO ESTRUCTURAL**
- 3.1003.801 Materiales**
- 3.1003.802 Espesores Mínimos**
- 3.1003.803 Conectores de Corte**
- 3.1003.804 Diseño de Soldaduras**
- 3.1003.805 Secciones Compuestas en Vigas de Acero Continuas**
- 3.1003.806 Verificación a la Fatiga**
- 3.1003.9 ACERO ESTRUCTURAL DE CORRUGACIÓN PROFUNDA**
- 3.1003.10 APOYOS ELASTOMÉRICOS**
- 3.1003.1001 Ensayes de los Materiales**
- 3.1003.1002 Módulo de Corte G de las Placas**
- 3.1003.1003 Recubrimiento Lateral de los Refuerzos**
- 3.1003.1004 Deformación Lateral Máxima Admisible**

SECCIÓN	3.1004 DISEÑO SÍSMICO
3.1004.1	INTRODUCCIÓN
3.1004.101	Objetivo, Principios e Hipótesis Básicas
3.1004.102	Antecedentes
3.1004.2	SIMBOLOGÍA
3.1004.3	REQUERIMIENTOS GENERALES
3.1004.301	Alcance
3.1004.302	Aceleración Efectiva Máxima del Suelo (A_0)
3.1004.303	Aceleración Máxima del Suelo (a_0)
3.1004.304	Zonificación Sísmica
3.1004.305	Clasificación Por Importancia
3.1004.306	Peligro de Socavación Sísmica (PSS) para el Diseño Sísmico
3.1004.307	Categorías de Comportamiento Sísmico
3.1004.308	Efecto del Suelo
3.1004.309	Métodos de Análisis
	<i>(1) Método del Coeficiente Sísmico</i>
	<i>(2) Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural</i>
	<i>(3) Método Modal Espectral</i>
	<i>(4) Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico</i>
	<i>(5) Método de Análisis Lineal o no-Lineal en el Tiempo</i>
3.1004.310	Factores de Modificación de Respuesta (R)
3.1004.311	Limitación del Esfuerzo de Corte Basal
3.1004.312	Requerimientos de Diseño para Estribos
	<i>(1) Estribos Independientes Auto-Estables</i>
	<i>(2) Estribos Monolíticos</i>
3.1004.313	Determinación de las Fuerzas y Desplazamientos Elásticos
3.1004.314	Criterio de Combinación para las Fuerzas Sísmicas Ortogonales
3.1004.315	Largo de Apoyo Mínimo
3.1004.316	Puentes de un Tramo
3.1004.4	FUERZAS MODIFICADAS DE DISEÑO
3.1004.401	Fuerzas Modificadas de Diseño para Elementos Estructurales y Conexiones
3.1004.402	Fuerzas Modificadas de Diseño para Fundaciones
3.1004.5	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE FUNDACIONES, MUROS DE CONTENCIÓN Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS
3.1004.6	DISPOSICIONES DE DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO
3.1004.601	General
3.1004.602	Requisitos para Columnas
3.1004.603	Requisitos para Cepas
3.1004.604	Conexiones de Columna
3.1004.605	Juntas de Construcción en Cepas y Columnas
3.1004.606	Pilotes de Hormigón Armado
3.1004.607	Fuerzas Resultantes de Rótulas Plásticas en Columnas, Cepas y Conjunto de Columnas
3.1004.7	VIGAS TRAVESAÑO EN SUPERESTRUCTURA
3.1004.8	BARRAS DE ANCLAJE
3.1004.9	TOPES TRANSVERSALES
3.1004.10	JUNTAS SÍSMICAS

3.1004.11	AISLADORES SÍSMICOS
3.1004.1101	Normativa
3.1004.1102	Experiencia y Certificación de Fabricantes
3.1004.1103	Experiencia y Certificación de Laboratorios
3.1004.1104	Fabricación
3.1004.1105	Inspección
SECCIÓN	3.1005 PRESENTACIÓN DE LOS ESTUDIOS
3.1005.1	OBJETIVOS Y ALCANCES
3.1005.101	Aspectos Generales
3.1005.102	Formatos Digitales
3.1005.103	Medios Magnéticos
3.1005.104	Niveles de Desarrollo <i>(1) Estudio Preliminar</i> <i>(2) Anteproyecto</i> <i>(3) Estudio Definitivo</i>
3.1005.2	PLANOS
3.1005.201	Formatos y Carátulas
3.1005.202	Tipos de Plano y Escalas según Nivel de Estudio
3.1005.203	Contenido de los Planos según el Nivel de Estudio <i>(1) Estudio Preliminar</i> <i>(2) Anteproyecto</i> <i>a) Plano de Disposición General</i> <i>b) Corte Longitudinal</i> <i>c) Planta General</i> <i>d) Elevaciones de Estribos y Cepas</i> <i>e) Detalle del Tablero</i> <i>f) Especificaciones Técnicas</i> <i>(3) Proyecto Definitivo</i> <i>a) Levantamiento Topográfico y Emplazamiento</i> <i>b) Plano de Disposición General</i> <i>c) Planos de Formas de Infraestructura</i> <i>d) Planos de Formas de Superestructura</i> <i>e) Planos de Enfierraduras</i> <i>f) Especificaciones y Notas Técnicas</i>
3.1005.3	INFORMES Y DOCUMENTOS
3.1005.301	Formato y Carátula
3.1005.302	Estructura de los Informes <i>(1) Resumen y Conclusiones</i> <i>(2) Informe del Proyecto</i> <i>(3) Anexos</i>
ANEXO	3.1000-A CRÍTERIOS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES EN CHILE

CAPITULO 3.1000 PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

SECCION 3.1001 ASPECTOS GENERALES

3.1001.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

3.1001.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

El presente capítulo tiene como objetivo principal la inclusión de una guía con procedimientos y recomendaciones para el diseño y cálculo estructural de los puentes carreteros en Chile. Esta guía está orientada a facilitar la labor del Proyectista en el desarrollo de proyectos homogéneos y con un estándar mínimo, en los diseños de los puentes tradicionales y estructuras afines, comprendiendo estas últimas, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas y muros de contención.

Los puentes en Chile se diseñarán cifiéndose a las disposiciones indicadas en el Numeral 3.1001.401 Estándares y Normas del presente Volumen. La Dirección de Vialidad ha establecido a lo largo de los años una serie de criterios, disposiciones y recomendaciones complementarias que se acogen y estructuran en el presente Capítulo.

Si bien el objetivo del capítulo es entregar un apoyo al Proyectista para desarrollar el proyecto estructural de los puentes carreteros dentro de un estándar mínimo, en ningún caso el contenido de esta sección reemplaza el conocimiento de los principios básicos de la Ingeniería y técnicas afines, así como tampoco el adecuado criterio profesional. Por lo anteriormente expuesto, los usuarios de la presente guía de procedimientos y recomendaciones para el diseño y cálculo estructural de los puentes carreteros en Chile, no pueden sentirse eximidos de la responsabilidad que conlleva la interpretación de un texto a la luz del buen juicio, la experiencia y la responsabilidad profesional.

Las disposiciones y recomendaciones relativas al desarrollo de los estudios de puentes tradicionales, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas y obras afines que se incluyen en este capítulo, son aplicables, en general, a la gran mayoría de los puentes y estructuras que se requieren en el país. En efecto, gran parte de los ríos y esteros que se presentan a lo largo del territorio nacional tiene cauces que pueden ser salvados con un solo tramo, o bien, cauces que pueden ser manejados en los períodos de estiaje para salvarlos con una sucesión de tramos simplemente apoyados, construyendo las cepas que sean necesarias, no requiriéndose, por tanto, una mayor variedad de tipología de estructuras. Sólo alguno de los grandes ríos de Chile justifican buscar soluciones estructurales más complejas, ya sea por los grandes caudales que ellos significan, o por lo profundo de los cauces por los cuales discurren.

No obstante lo anterior, se debe tener en cuenta que siempre existirán problemas estructurales complejos que pueden superar los alcances del manual, en cuyo caso se requerirá la participación de Especialistas quienes deberán justificar los criterios y procedimientos que se vayan a emplear.

Al respecto se debe tener en cuenta que cualquier modificación a las disposiciones establecidas en el presente documento, entiéndase complemento o sustitución, sean éstas totales o parciales, deberán ser aprobadas por la Dirección de Vialidad, para lo cual se deberá presentar una propuesta escrita con los antecedentes técnicos de respaldo.

Las disposiciones y recomendaciones que se incluyen en la presente sección, comprenden fundamentalmente tres aspectos, a saber:

- Aspectos de Ingeniería Básica
- Disposiciones y Recomendaciones de Diseño
- Forma de Presentación de los Estudios de Puentes y Estructuras

En la Sección 3.1002 del capítulo se definen los estudios mínimos de ingeniería básica que serán exigibles para el diseño de los puentes carreteros en Chile, dependiendo del nivel de estudio de cada proyecto, a saber, estudio preliminar, anteproyecto y/o estudio definitivo. En esta sección se establecen las referencias correspondientes a las materias desarrolladas in extenso en el Volumen N° 2, Procedimientos de Estudios Viales, y en el Volumen N° 3, Instrucciones y Criterios de Diseño.

Las disposiciones y recomendaciones de diseño para el desarrollo de estudios de puentes y pasarelas, basados en los criterios de diseño estructural de puentes carreteros que han sido aplicados en los últimos años por la Dirección de Vialidad, se incorporan en las Secciones 3.1003 y 3.1004. Estas secciones contemplan además la incorporación de algunos aspectos geotécnicos y de diseño sísmico de la práctica chilena, que permiten levantar algunas incertidumbres producidas en las disposiciones de la Norma AASHTO.

En la Sección 3.1005 se incorporan los aspectos relativos a la presentación de los proyectos de puentes, estableciéndose el nivel de desarrollo que se deberá alcanzar en cada nivel de estudio.

3.1001.2 ASPECTOS LEGALES

3.1001.201 Obras Afectas a las Presentes Disposiciones. Las disposiciones establecidas en el presente capítulo serán aplicables a todos los puentes tradicionales, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas, muros de contención y obras afines que, como obra pública, dependan de la Dirección de Vialidad de la Dirección General de Obras Públicas. Por extensión, serán aplicables a todos los puentes urbanos o rurales, cuyo estudio, proyección, construcción, ampliación y/o reparación de obras, hayan sido encargados al Ministerio de Obras Públicas por los Ministerios que por ley tengan facultad para construir obras, y las instituciones o empresas del Estado, las sociedades mineras, mixtas u otras sociedades en que el Estado o dichas instituciones o empresas tengan interés o participación o sean accionistas, y por las Municipalidades.

En el DFL MOP N° 850 del 12 de septiembre de 1997 se fijó el texto refundido, coordinado y sistematizado de la ley N° 15.840 y del DFL N° 206 de 1960. El Artículo 1° de este texto establece que el Ministerio de Obras Públicas es la Secretaría de Estado encargada del planeamiento, estudio, proyección, construcción, ampliación, reparación, conservación y explotación de las obras públicas fiscales y el organismo coordinador de los planes de ejecución de las obras que realicen los Servicios que lo constituyen y de las demás entidades a que se refieren los artículos 2° y 3° de dicha Ley.

Conforme se establece en el Artículo 18° del DFL MOP N° 850 de 1997, a la Dirección de Vialidad de la Dirección General de Obras Públicas corresponderá la realización del estudio, proyección, construcción, mejoramiento, defensa, reparación, conservación y señalización de los caminos, puentes rurales y sus obras complementarias que se ejecuten con fondos fiscales o con aporte del Estado y que no correspondan a otros Servicios de la Dirección General de Obras Públicas. La conservación y reparación de las obras entregadas en concesión serán de cargo de los concesionarios, conforme lo establezcan las Bases de la Concesión.

A la Dirección de Vialidad corresponderá además la construcción de puentes urbanos, cuando se lo encomienden las respectivas Municipalidades, conviniendo con éstas el financiamiento correspondiente. Le corresponderá también la aprobación y fiscalización del estudio, proyección y construcción de puentes y badenes urbanos en los cauces naturales de corrientes de uso público, sean éstos construidos por entidades públicas o privadas.

Según lo establecido en el Artículo 24° del DFL MOP N° 850 de 1997, son caminos públicos las vías de comunicación terrestre destinadas al libre tránsito, situadas fuera de los límites urbanos de una población y cuyas fajas son bienes nacionales de uso público. Se considerarán, también, caminos públicos, para los efectos de esta ley, las calles o avenidas que unan caminos públicos, declaradas como tales por decreto supremo, y las vías señaladas como caminos públicos en los planos oficiales de los terrenos transferidos por el Estado a particulares, incluidos los concedidos a indígenas.

Según este mismo artículo, son puentes de uso público, para los efectos de esta ley, las obras de arte construidas sobre ríos, esteros, quebradas y en pasos superiores, en los caminos públicos, o en las calles o avenidas que se encuentren dentro de los límites urbanos de una población.

3.1001.202 Profesional Encargado del Proyecto. El proyecto estructural de los puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas en Chile deberá ser desarrollado por un ingeniero civil con experiencia en estructuras de obras viales, titulado en Chile o en el extranjero. La experiencia será calificada por la Dirección de Vialidad y será exigida en los documentos de licitación del proyecto o de la obra. En el caso de profesionales titulados en el extranjero, el grado académico deberá estar reconocido, revalidado o

convalidado en Chile. Del mismo modo, los profesionales especialistas encargados de los estudios de ingeniería básica en los aspectos de hidrología, drenaje, hidráulica fluvial y geotecnia deberán cumplir con iguales requisitos. Los estudios geodésicos y topográficos para puentes y obras afines deberán ser desarrollados por un ingeniero de ejecución en geomensura o con una formación superior.

Conforme se establece en el Artículo 3° del Decreto con Fuerza de Ley N° 153 del 11 de diciembre de 1981, a la Universidad de Chile le corresponde la atribución privativa y excluyente de reconocer, revalidar y convalidar títulos profesionales obtenidos en el extranjero, sin perjuicio de lo dispuesto en los tratados internacionales. Este reconocimiento, revalidación o convalidación, según corresponda, se rige por las disposiciones del "Reglamento sobre Reconocimiento, Revalidación y Convalidación de Títulos Profesionales y Grados Académicos obtenidos en el extranjero", cuya última versión modificada fue sancionada por el Decreto Exento N°2533 de 16 de marzo de 1999 de la Rectoría de la Universidad de Chile.

En el caso de profesionales provenientes de países con los cuales se mantienen convenios bilaterales sobre el ejercicio de profesiones liberales, los títulos deberán ser certificados por el Ministerio de Relaciones Exteriores según las disposiciones establecidas en dichos convenios.

3.1001.3 CLASIFICACIONES Y DEFINICIONES BÁSICAS

3.1001.301 Clasificaciones. Los puentes pueden clasificarse de acuerdo a su longitud total, longitud de vano, calzada, objetivo, materiales y diseño o estructuración.

3.1001.301(1) Longitud Total. De acuerdo con la longitud total (L) los puentes pueden agruparse según el siguiente criterio de clasificación.

-	Alcantarillas y Puentes Losas	0,50 m	≤	L	≤	10,0 m (*)
-	Puentes Menores	10,0 m	<	L	≤	40,0 m (*)
-	Puentes Medianos	40,0 m	<	L	≤≤	200,0 m
-	Puentes Mayores	200,0 m	<	L		

(*) Las alcantarillas y puentes losas hasta 10 m se encuentran tipificados en el MC-V4. También se proponen tableros tipo para puentes menores, de 11 a 15 m.

3.1001.301(2) Longitud de Vano. De acuerdo con la longitud de la luz libre o vano (L_v) las estructuras se pueden clasificar en:

-	Alcantarillas y estructuras menores	0,50 m	≤	L _v	≤	10,0 m
-	Estructuras medianas	10,0 m	<	L _v	≤	70,0 m
-	Estructuras mayores	70,0 m	<	L _v		

3.1001.301(3) Calzada. De acuerdo con el número de pistas o vías de tránsito para el que está diseñado el puente, éste se puede clasificar como puente de simple vía, doble vía, triple vía o más.

3.1001.301(4) Objetivo. Con relación a su finalidad y objetivo, los puentes pueden clasificarse en:

- Puentes rurales
- Puentes urbanos
- Viaductos
- Pasos desnivelados
- Puentes peatonales o pasarelas
- Puentes ferroviarios
- Puentes militares
- Puentes provisorios

3.1001.301(5) Materiales. De acuerdo a los materiales constituyentes del puente, éstos pueden ser:

- De madera
- De acero
- De hormigón armado
- De hormigón pretensado
- De acero estructural de corrugación profunda
- De mampostería y sillería y
- Puentes mixtos, donde se combinan los materiales anteriormente señalados.

3.1001.301(6) Diseño. De acuerdo con su diseño o estructuración, los puentes pueden clasificarse de acuerdo a lo siguiente:

- Puentes de tramos simplemente apoyados, continuos o de vigas voladizas
- Puentes tipo Gerber.
- Puentes en arco
- Puentes apuntalados, en que el tablero actúa como puntal entre estribos,
- Puentes aporticados, marcos
- Puentes colgantes, con o sin viga atiesadora
- Puentes atirantados
- Puentes de acero estructural de corrugación profunda

3.1001.302 Nomenclatura Básica y Definiciones. Las definiciones uniformes que proporcionan un lenguaje común para comprender un tema son necesarias para producir informes y memorias que se desarrollen bajo un marco de referencia, que permita el entendimiento de todos los entes involucrados en el desarrollo del proyecto. Con tal objeto se incluye a continuación, como nomenclatura básica, las definiciones de términos comúnmente empleados en los proyectos de puentes y definiciones básicas tanto de los elementos que constituyen un puente, como de sus tipologías.

3.1001.302(1) Nomenclatura Básica. Se definen a continuación conceptos de uso habitual en los estudios de puentes.

Puente: Estructura vial destinada a permitir la continuidad de un camino o carretera de uso público sobre obstáculos naturales, tales como ríos, mar, esteros, lagos, etc. Puede diferenciarse una superestructura y una infraestructura, o bien, ser monolítico. Sus elementos principales se encuentran señalados en la Tabla 7.101.304.B.

Viaducto: Son puentes destinados a permitir la continuidad de un camino o carreteras de uso público sobre hondonadas /quebradas, farellones, etc. Puede diferenciarse una superestructura y una infraestructura, o bien ser monolíticos.

Eje Longitudinal del Puente: en los puentes de calzada simple (dos pistas), es el eje de la calzada del puente. En los puentes de más de dos pistas, es el eje de la pista central en el caso de número impar de pistas, o el de la mediana central, en el caso de número par de pistas. En aquellos casos que el puente esté incluido en el estudio general de una carretera o camino, el eje longitudinal corresponderá a la prolongación del eje en planta del camino sobre el puente.

Eje de Estribos: es el eje definido por la intersección de un plano vertical que pasa por el eje longitudinal del puente y el plano definido por la superficie de la cara contraria al lado de las tierras del muro espaldar del estribo. En las estructuras enterradas tipo marco, cuyos muros extremos cumplen las funciones de estribos, los ejes de éstos quedarán definidos por la intersección de un plano vertical que pasa por el eje longitudinal del puente y el plano definido por la superficie exterior del muro o lado de las tierras. Estos ejes definen los kilómetros de entrada y salida del puente, según el sentido de avance del kilometraje.

Eje de Cepas: es el eje definido por la intersección de un plano vertical que pasa por el eje longitudinal del puente y el plano vertical que pasa por el eje longitudinal de la planta de la cepa.

Longitud Total: es la longitud medida entre los ejes de ambos estribos y se mide como la diferencia entre los Dm de entrada y salida del puente (Dm: distancia acumulada expresada en metros).

Longitud Tramo: es la distancia comprendida entre ejes de estribos, en el caso de puentes de un tramo, o entre ejes de estribo y cepa y/o entre ejes de cepas, en el caso de puentes de más de un tramo. Esta longitud comprende el largo de la losa del tramo más la mitad de la separación de las juntas de dilatación.

Luz Libre o Vano: es la distancia libre entre los paramentos de muros de las elevaciones de cepas y/o estribos. Según la cantidad de tramos del puente, puede existir variedad de luces y en tal caso, se hablará de luz mayor y menor.

Luz de Cálculo: es la longitud de diseño de las vigas o losas y se mide, normalmente, entre centros de apoyo.

Calzada: es el área del puente destinada al tránsito vehicular, cuyo ancho se mide en forma perpendicular al eje longitudinal del puente.

Pista o Vía de Tránsito (Traffic Lane): Es la faja de la calzada destinada a la circulación de una sola fila de vehículos.

Pasillos o Aceras: zona longitudinal del puente, elevada o no, reservada al tránsito de peatones.

Bandejón: franja longitudinal del puente no destinada a la circulación de vehículos, que separa calzadas contiguas.

Ancho del Puente: corresponde al ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, medianas, pasillos y barandas.

Gálibo: altura existente entre el fondo de viga y el fondo del lecho en el caso del cruce sobre ríos o esteros. En el caso de pasos desnivelados sobre vías férreas, es la distancia entre el menor fondo de vigas y la mayor cota de riel. En pasos a desnivel sobre un camino, es la distancia entre la menor cota de fondo de vigas y la cota más alta del pavimento del camino sobre el cual se cruza.

Revancha: es la distancia vertical entre la cota de aguas máximas o de diseño y el fondo de vigas o cota inferior de la superestructura del puente.

Barras de Anclaje: elementos de fijación de la superestructura a la infraestructura. Habitualmente esta fijación se hace a través de los travesaños extremos directamente a los cabezales y mesas de apoyo.

Cantoneras: son perfiles angulares metálicos colocados en los cantos vivos de las losas de hormigón, para protegerlos del golpe de las ruedas.

Juntas de Expansión: elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, e sismos u otras acciones. Deben proteger los cantos vivos y ser estancas para proteger los sistemas de apoyo.

Barbacanas o desagües: elementos que permiten evacuar las aguas lluvias que fluyen sobre la calzada y pasillos del puente.

Sistemas de Apoyo: son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permite el traspaso de las cargas a la infraestructura. Habitualmente son de neopreno y se ubican entre la mesa de apoyo y el ala inferior de las vigas o cara inferior de las losas.

Alas: muros de los estribos que contienen lateralmente los terraplenes de acceso o relleno estructural. Según su orientación en planta pueden ser alas rectas u oblicuas, según el ángulo que forman con el muro frontal del estribo.

Esviaje: ángulo con que un puente cruza sobre un río, estero, camino o vía férrea, cuando el eje definido por los apoyos del sistema estructural del tablero se orienta en forma paralela a estos flujos o vías. Se define como el ángulo agudo medido entre el sentido de escurrimiento del río o estero y la normal al eje longitudinal del puente. En los pasos desnivelados se mide entre la normal al eje longitudinal del puente y el eje del camino o vía férrea que se cruza. Se dirá que el esviaje es derecho cuando el avance de medición del ángulo es hacia la derecha, y es izquierdo cuando el avance de la medición es hacia la izquierda.

Zampeado: Protección de mampostería, hormigón, gaviones o guarda radier para proteger el fondo del lecho contra la socavación.

Cota de Rasante del Puente: corresponde a las cotas de pavimento del eje de la calzada del puente y sus accesos.

Cota de Aguas Máximas: es la cota de aguas máximas esperada para la crecida del río, según el período de retorno de diseño.

Cota de Fondo de Lecho: es la cota inferior del levantamiento topográfico del fondo del lecho.

Cota de Socavación Total: corresponde al nivel de socavación para distintos períodos de crecidas y debe contemplar la socavación general más la local.

Cota de Fundación: es la cota de proyecto o la aprobada por la Inspección Técnica y corresponde a la cota de la superficie de contacto donde se apoyan las fundaciones, sean éstas directas, cajones o sobre pilotes.

3.1001.302(2) Definiciones. En la mayoría de los puentes se pueden distinguir cuatro partes bien definidas, a saber, superestructura, infraestructura, accesos y obras de defensa. En la Lámina 3.1001.302(2).A se muestran los principales elementos que constituyen un puente.

3.1001.302(2) a) Superestructura. Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas, sobre un río u otra vía. La superestructura soporta el paso de las cargas móviles las que trasmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos que la sustenten. En el caso de las pasarelas, la superestructura es aquella parte de la estructura que permite el paso de un pasillo peatonal y/o una Ciclovía sobre un río o un camino. La superestructura está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y los dispositivos especiales que tienen determinadas funciones.

Tablero: está constituido por la superficie de rodadura, los pasillos o aceras y las barandas. Los pasillos o aceras se proveen en aquellos casos donde el tránsito de peatones lo amerita. Las barandas se colocan a lo largo de los bordes externos del sistema del tablero y ellas proporcionan protección tanto para el tránsito vehicular como para los peatones. El tablero puede contemplar además barreras vehiculares o barreras de contención que separen el tránsito peatonal del vehicular.

Sistema Estructural del Tablero: es el sistema encargado de proporcionar la capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado, o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales, dependiendo de la longitud de los tramos.

Sistema de Vigas del Tablero: está constituido por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura, y a través de ella, al suelo donde se funda el puente o pasarela. En los casos de puentes de luces reducidas cuyo sistema estructural del tablero es una losa de hormigón, el sistema de vigas habitualmente se omite, traspasando las cargas de la superestructura a la infraestructura directamente desde la losa.

Sistemas de Apoyo, Anclajes Antisísmicos, Juntas de Expansión, Barandas: entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los sistemas de apoyo del puente. Para evitar los desplazamientos verticales de la superestructura de sus apoyos durante un sismo, se contemplan sistemas de anclajes antisísmicos entre la superestructura y la infraestructura. Ante los cambios de longitud por variaciones de temperatura y desplazamientos sísmicos, la superestructura requiere de juntas de expansión que permitan su movilidad; estas juntas habitualmente consideran protecciones en los bordes (cantonerías) y en los puentes más modernos, sellos elastoméricos que impiden la filtración del agua y suciedad hacia las zonas de apoyo. A lo largo de los bordes de la superestructura se encuentran las barandas o barreras que impiden la caída de vehículos y personas desde el puente.

Puentes con Tipologías Especiales. Existen puentes en que las transmisiones de las cargas al suelo se hacen a través de torres que sustentan cables de los cuales se suspende el tablero (puentes colgantes y atirantados), o bien, a través de arcos metálicos o de hormigón que reciben las cargas del tablero a través de columnas de altura variable. Como se señalara anteriormente, en el presente capítulo no se consideran disposiciones ni recomendaciones de diseño para estos puentes, razón por la cual el desarrollo de estos proyectos estará sujeto a bases de diseño establecidos en términos de referencias especiales, o bien a bases propuestas por el proyectista, las que deberán contar con la aprobación previa de la Dirección de Vialidad.

3.1001.302(2) b) Infraestructura. Es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructuras constituidas por más de un tramo.

Estribos: Los estribos están constituidos por dos partes. La primera, denominada elevación del estribo, está conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda es la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean éstas peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra, etc. Fundamentalmente existen tres tipos de fundaciones, directa, pilotes y cajones o pilas de fundación. Los estribos, además de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

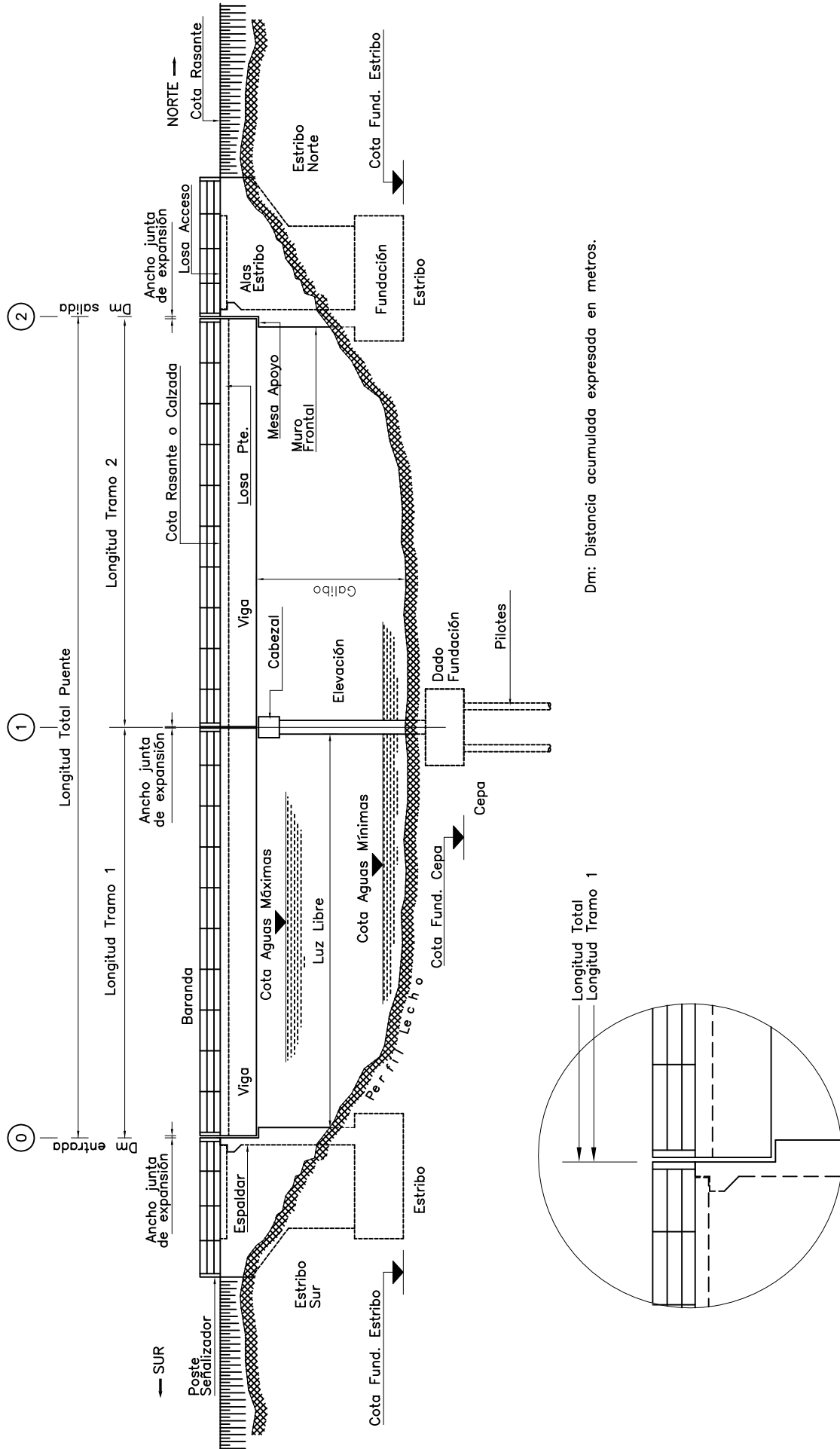
Existen diferentes tipologías de estribos dentro de las cuales las más habituales son las siguientes:

- Estribos transparentes con elevaciones constituidas por columnas y viga cabezal, con fundación directa ver Lámina 3.1001.302(2).B
- Estribos transparentes con elevaciones constituidas por columnas y viga cabezal, con dado de fundación y pilotes ver Lámina 3.1001.302(2).B
- Estribos con elevaciones constituidas por un muro lleno con alas, con fundación directa ver Lámina 3.1001.302(2).C
- Estribos con elevaciones constituidas por un muro lleno con alas, con dado de fundación y pilotes ver Lámina 3.1001.302(2).C
- Estribos con elevaciones constituidas por un muro lleno con alas, con fundación tipo cajón ver Lámina 3.1001.302(2).D
- Estribos transparentes constituido por pilas pilote ver Lámina 3.1001.302(2).D

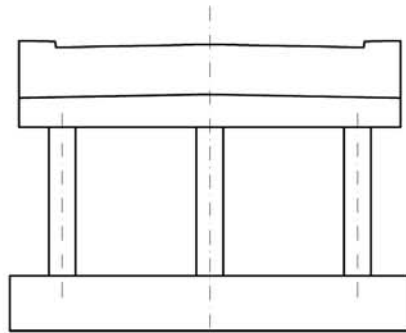
Cepas: son los apoyos intermedios de los puentes, y al igual que los estribos, están constituidos por la elevación y la fundación. Las tipologías más habituales de cepas son las siguientes:

- Cepas con elevaciones constituidas por columnas y viga cabezal, con fundación directa ver Lámina 3.1001.302(2).E
- Cepas con elevaciones constituidas por columnas y viga cabezal, con dado de fundación y pilotes ver Lámina 3.1001.302(2).E
- Cepas con elevaciones constituidas por un muro lleno con fundación directa ver Lámina 3.1001.302(2).F
- Cepas con elevaciones constituidas por un muro lleno, con dado de fundación y pilotes ver Lámina 3.1001.302(2).F
- Cepas con elevaciones constituidas por un muro lleno, con fundación tipo cajón ver Lámina 3.1001.302(2).G
- Cepas con elevaciones huecas constituidas por muro con celdas con fundación directa ver Lámina 3.1001.302(2).G
- Cepas con elevaciones huecas constituidas por muro con celdas con dado de fundación y pilotes ver Lámina 3.1001.302(2).H
- Cepas transparentes constituidas por pilas pilote ver Lámina 3.1001.302(2).H

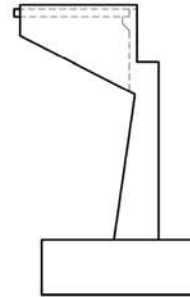
3.1001.302(2) c) Accesos. Los accesos al puente corresponden al conjunto de componentes que permiten a los usuarios ingresar al puente y están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso y sus obras de contención y/o protección (si las hubiere), estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso, plataforma y sus elementos (calzada, SAP, barreras, señalización vertical, demarcaciones). Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros espaldares de los estribos (ver Láminas 4.607.001 y 4.607.002 del MC-V4). Alternativamente, para controlar estos descensos se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros del estribo.



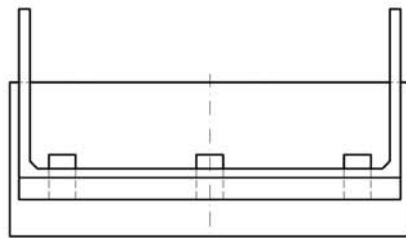
COLUMNAS - FUNDACION DIRECTA



VISTA FRONTAL

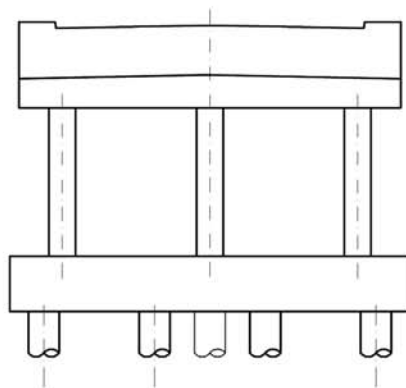


VISTA LATERAL

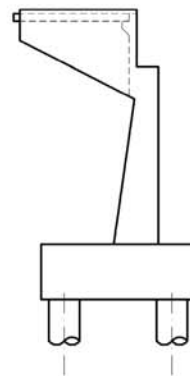


PLANTA

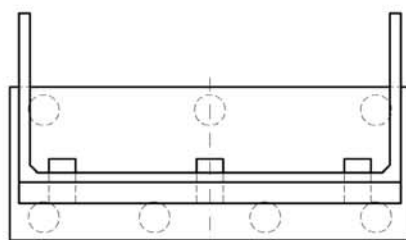
COLUMNAS - DADO DE FUNDACION - PILOTES



VISTA FRONTAL

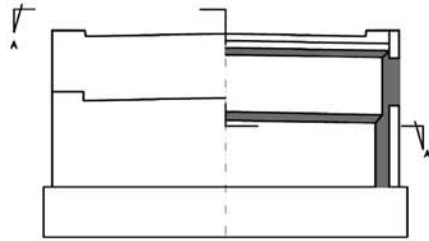


VISTA LATERAL

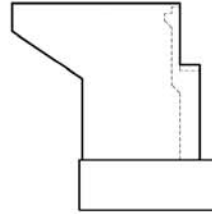


PLANTA

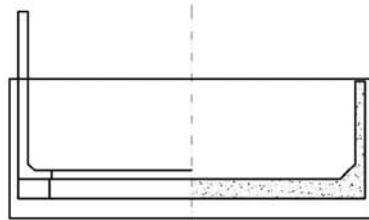
MURO LLENO CON ALAS - FUNDACION DIRECTA



VISTA FRONTAL

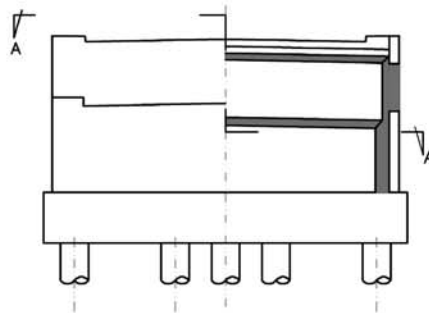


VISTA LATERAL

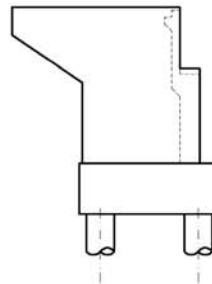


CORTE AA

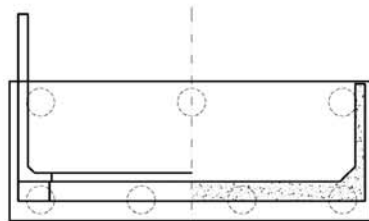
MURO LLENO CON ALAS - DADO DE FUNDACION - PILOTES



VISTA FRONTAL

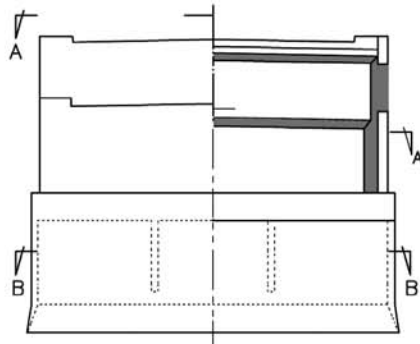


VISTA LATERAL

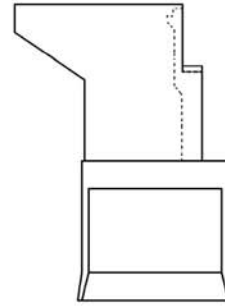


CORTE AA

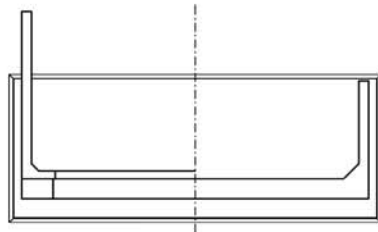
1/2 MURO LLENO CON ALAS - FUNDACION TIPO CAJON



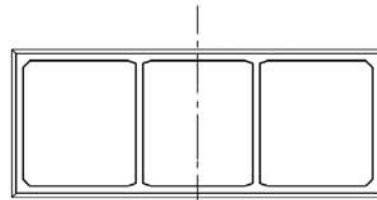
VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

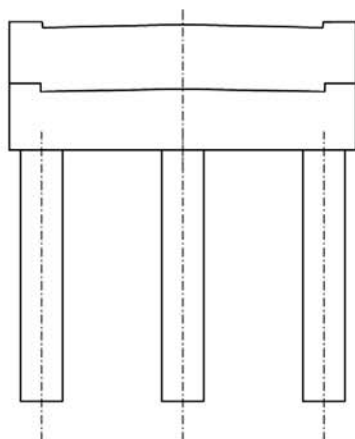


CORTE AA

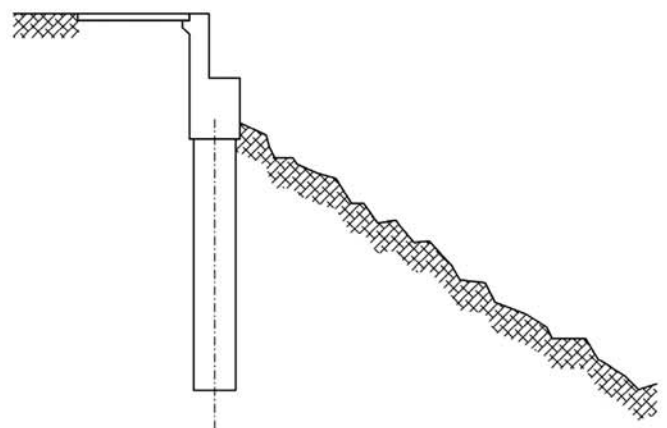


CORTE BB

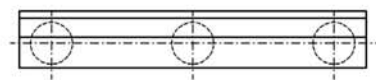
PILA - PILOTES



VISTA FRONTAL

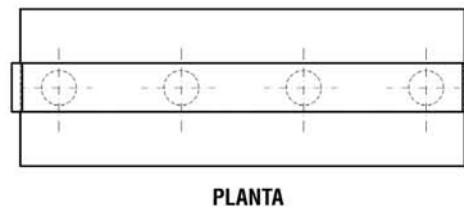
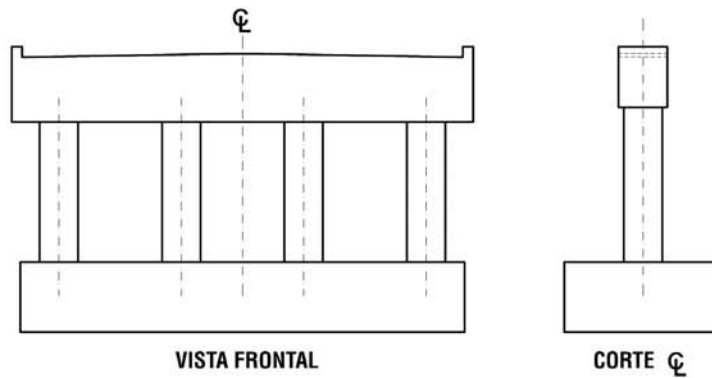


VISTA LATERAL

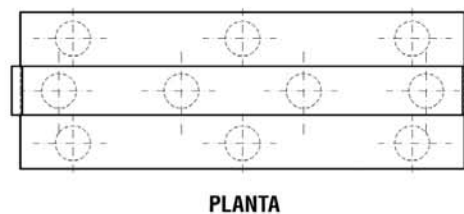
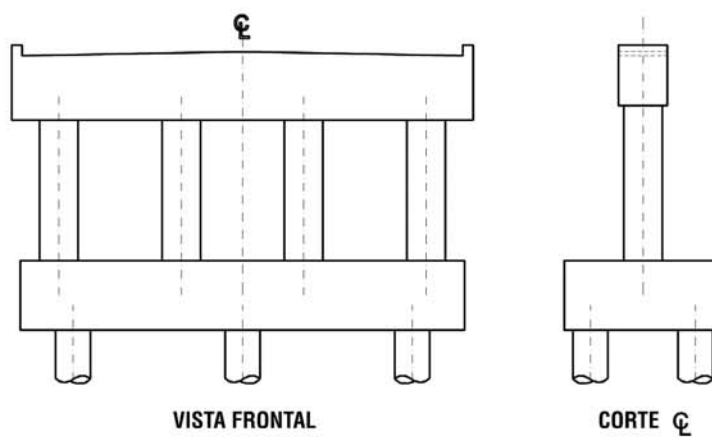


PLANTA

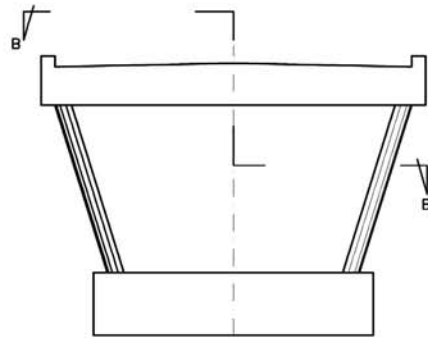
COLUMNAS - FUNDACION DIRECTA



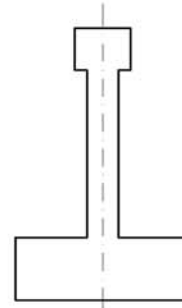
COLUMNAS - DADO DE FUNDACION - PILOTES



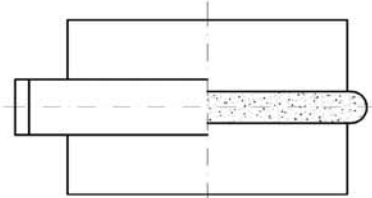
MURO LLENO - FUNDACION DIRECTA



VISTA FRONTAL

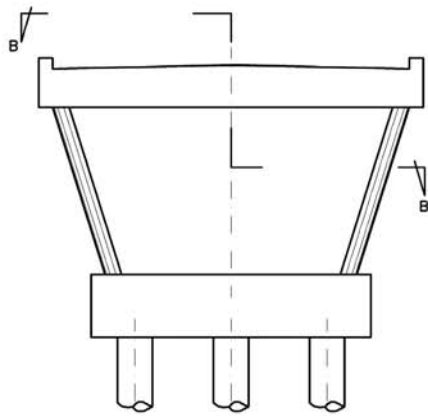


CORTE \mathcal{C}

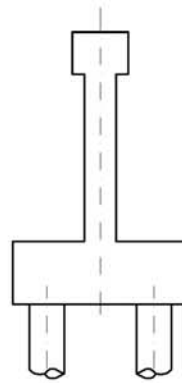


CORTE BB

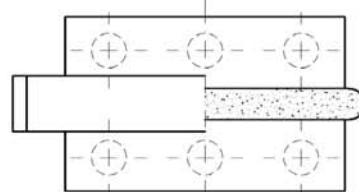
MURO LLENO - FUNDACION - PILOTES



VISTA FRONTAL

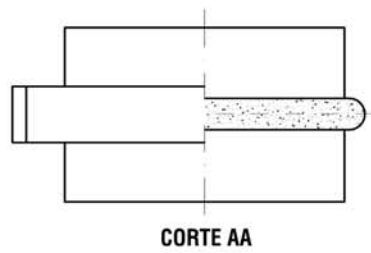
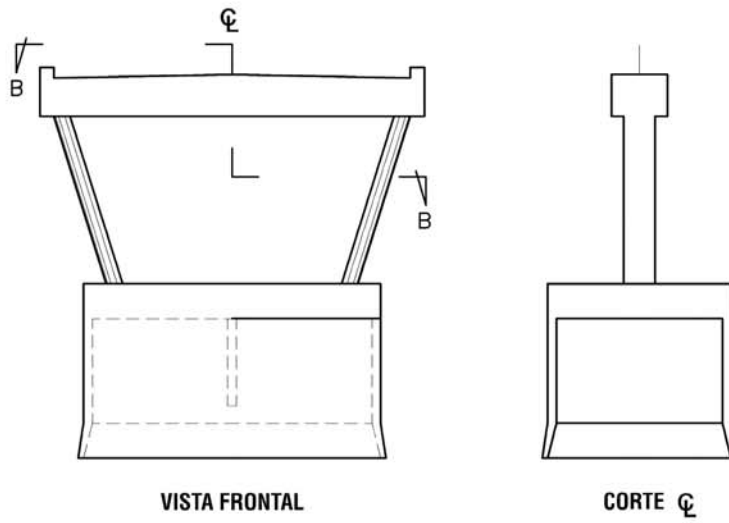


CORTE \mathcal{C}

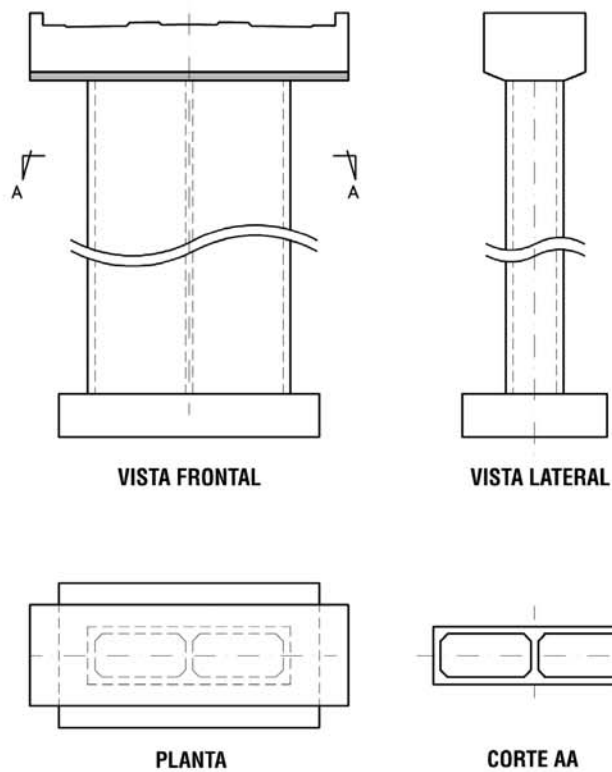


CORTE BB

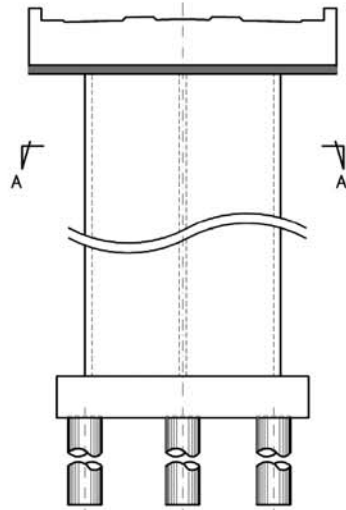
MURO LLENO - FUNDACION TIPO CAJON



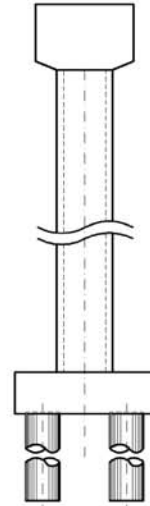
MURO CON CELDA - FUNDACION DIRECTA



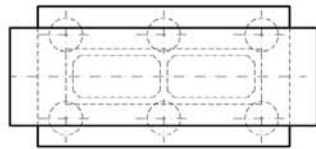
MURO CON CELDA - FUNDACION - PILOTES



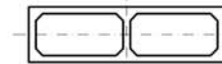
VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

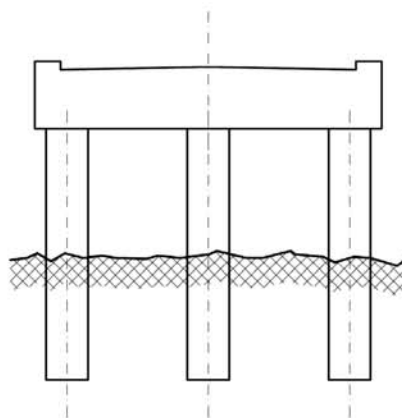


PLANTA

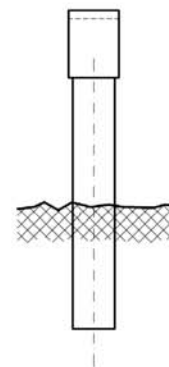


CORTE AA

PILA - PILOTES



VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL



PLANTA

3.1001.302(2) d) Obras de defensa y seguridad. Las obras de defensas de un puente comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras, tales como muros de contención, pilotes contenedores, muros jaulas, etc. Las obras de seguridad comprenden las barreras de contención y la señalización, sea ésta vertical u horizontal.

3.1001.303 Obras Tipo. En el Capítulo 4.600 del MC-V4, Planos de Obras Tipo, se encuentran láminas tipo de puentes, pasarelas y detalles, conforme a lo siguiente:

- Secciones transversales tipo Láminas 4.601.001 y 4.601.002
- Losas de hormigón armado para tableros de 1 a 10 m Láminas 4.602.001 a 4.602.007
- Puentes de madera para tableros de 2 a 10 m Láminas 4.603.001 a 4.603.004
- Tablero de losa nervada de hormigón armado de un tramo de 11 a 15 m Láminas 4.604.001 a 4.604.003
- Tablero mixto hormigón - acero de un tramo de 11 a 15 m Láminas 4.604.101 a 4.604.104
- Tablero con viga de hormigón postensado de un tramo de 11 a 15 m Láminas 4.604.201 a 4.604.205
- Pasarela peatonal tipo Láminas 4.605.001 a 4.605.009
- Barreras de hormigón en puentes, geometría y cubicaciones Lámina 4.606.001
- Barandas peatonales en puentes, geometría y cubicaciones Lámina 4.606.002
- Losa de acceso en losas y puentes Láminas 4.607.001 y 4.607.002

3.1001.4 ESTÁNDARES Y NORMAS, UNIDADES.

3.1001.401 Estándares y Normas. El diseño y análisis estructural de los puentes carreteros y estructuras afines se realizará ciñéndose a las disposiciones establecidas en los siguientes documentos:

- Capítulo 3.1000 del MC-V3, Instrucciones y Criterios de Diseño.
- AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition (2002) o posteriores, en adelante, la Norma AASHTO estándar.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition (2012) o posteriores, en adelante, la Norma AASHTO LRFD.

En lo que no se contradiga con las disposiciones establecidas en los documentos anteriores, regirán las establecidas en los siguientes documentos.

- Volumen N° 2, Procedimientos de Estudios Viales, del Manual de Carreteras
- Normas Chilenas del Instituto Nacional de Normalización (INN).

El uso de normas complementarias para casos no contemplados en los documentos anteriores deberá contar con la aprobación previa de la Dirección de Vialidad.

La aplicación de la Norma AASHTO LRFD también es considerada por la Dirección de Vialidad como alternativa a la AASHTO estándar. La norma a utilizar debe ser la misma en todos los elementos relacionados, no permitiéndose utilizar ambas normas dentro de un mismo diseño.

3.1001.402 Unidades. El análisis y diseño de las estructuras se ajustará a las unidades establecidas en el Sistema Internacional de Unidades (SI), conforme se establece en la Sección 2.004 del MC-V2 y en la Norma NCh 30. Of.98. Esta última es una homologación de la Norma ISO 1000, siendo idéntica a la misma.

Los proyectos de puentes se ajustarán al contenido de esta norma, por lo que las unidades básicas, unidades derivadas y unidades suplementarias se usarán respetando el nombre y símbolo de cada una de ellas.

No obstante lo anterior, los proyectos podrán ser desarrollados en unidades del sistema MKS y CGS (metro, cm, kilo fuerza, gramo fuerza, segundo), siempre que los resultados se anoten con su equivalencia en el SI. Para todos estos efectos, podrán considerarse las siguientes equivalencias:

Sistema MKS		SI		Unidades del Sistema SI
1 kgf	=	10 N		1 N = 1 kg·m/s ²
1 kgf/cm ²	=	0,1 MPa		1 Pa = 1 N/m ²
1 kgf·m	=	10 N·m		1 MPa = 10 ⁶ Pa

3.1001.5 CLASIFICACION Y NIVELES DE ESTUDIO PARA PROYECTOS DE PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

3.1001.501 Clasificación General. En el Capítulo 2.100 del Volumen N° 2 se presenta la Clasificación General de los Estudios para Obras Viales. Dicha clasificación considera: Proyectos de Nuevos Trazados, Proyectos de Recuperación de Estándar y Proyectos de Cambios de Estándar. En los puentes y estructuras afines, la clasificación de los estudios deberá considerar Estructuras Nuevas, o bien, la Recuperación o Cambio de Estándar de Estructuras Existentes, en las cuales el concepto “trazado” se deberá reemplazar por “emplazamiento”.

Las Estructuras Nuevas pueden corresponder a un puente o estructura afín que reemplaza o replica una estructura existente, como por ejemplo las que requiere la construcción de una segunda calzada, o una estructura requerida por un trazado nuevo.

En el caso de Estructuras Existentes se deberán distinguir las llamadas Recuperaciones del Estándar de Diseño o Rehabilitaciones y los Cambios del Estándar o Refuerzos.

Las Recuperaciones de Estándar o Rehabilitaciones, que no deben confundirse con operaciones de Mantenimiento tratadas en el Volumen N° 7 de este Manual, pueden asociarse a proyectos de recuperación de la capacidad estructural del puente, disminuida por daños derivados de un sismo, de una crecida u otro fenómeno extraordinario; eventualmente, podrían también clasificarse como recuperación de estándar, una recuperación mayor del pavimento, de los accesos etc. La definición de la necesidad de ejecutar un Mantenimiento o una Recuperación de Estándar o Rehabilitación se efectúa en una primera etapa de Diagnóstico.

Los Cambios de Estándar o Refuerzos van más allá y comprenden obras que aumentan la capacidad de servicio que prestaba la obra original, tales como, aumento de la capacidad estructural, ensanche de la calzada con o sin aumento del número de pistas, etc.

Las disposiciones y recomendaciones que se establecen en este capítulo son aplicables preferentemente a Estructuras Nuevas, no obstante lo cual, los estudios de recuperaciones o cambio de estándar de estructuras existentes se deberán elaborar ciñéndose a Términos de Referencia Específicos (TRE) que contemplen las particularidades de cada caso, y en las cuales se harán las referencias pertinentes a los aspectos de diseño incluidos en el presente capítulo.

Si bien los estudios de Puentes y Obras Afines pueden corresponder a Estructuras Nuevas o a Estructuras Existentes, éstas siempre estarán comprendidas en una Carretera o Camino, de modo que, con las precisiones correspondientes, la Clasificación General de los Estudios que se presenta en el capítulo 2.100 del Volumen N° 2 podrá abarcar también el tratamiento de estas obras. En el caso particular de estructuras singulares de grandes dimensiones o especial complejidad, serán éstas las que determinen el emplazamiento, subordinando a ellas el trazado de los accesos, que en ciertas oportunidades pueden tener longitudes considerables.

Como complemento a lo anteriormente expuesto, resulta necesario tener en cuenta el Tópico 2.101.2 “Definiciones Básicas y Clasificación de los Proyectos”, del Volumen N° 2, que aborda la diferenciación entre “Proyectos y Estudios”, los conceptos asociados a la definición del “Estándar de Diseño de una Carretera o Camino” y el “Sistema de Clasificación para Diseño”.

3.1001.502 Niveles de Estudio. La clasificación tradicional establece los siguientes Niveles de Estudio:

- Estudios Preliminares
- Anteproyecto
- Estudio Definitivo

Normalmente, ellos deberán constituir etapas contractualmente independientes, de modo que en cada una de ellas se agote el estudio de alternativas con el mayor nivel de detalle posible, asociado a la Ingeniería Básica de que se dispone. Más aún, en lo posible cada uno de estos niveles servirá para definir la Ingeniería Básica que deberá desarrollarse en el nivel siguiente, según se define en la Sección 3.1002 de este Capítulo. Los niveles de estudio sucesivos, permiten pues, ir reduciendo el número de alternativas factibles desde un punto de vista técnico/económico e ir avanzado hacia el diseño final sobre bases ciertas.

3.1001.502(1) Estudios Preliminares. Dicen relación con los estudios de gabinete y terreno, los primeros de los cuales se desarrollan sobre la base de antecedentes existentes, tales como:

- Cartas Topográficas de pequeñas escala (IGM 1:25.000 ó 1:50.000, Comisión Nacional de Riego 1:10.000).
- Estudios o Registros Pluviométricos y Fluviométricos existentes, cuando la obra está destinada a salvar un río o un estero.
- Estudio Geológicos o Geotécnicos existentes.
- Datos sobre la Demanda de Tránsito que solicitará la estructura.
- Información general relativa a aspectos Ambientales sensibles del área.

y los segundos, derivados de la información obtenida en terreno, mediante un reconocimiento detallado ejecutado por el Jefe de Proyecto y los Especialistas de las diversas disciplinas mencionadas precedentemente, en lo posible, desarrollados en forma simultánea.

Con todos estos antecedentes, complementados la más de las veces con una restitución aerofotogramétrica apoyada, en escala intermedia (1:5.000 ó 1:10.000), se procederá a estudiar las alternativas de emplazamiento de la obra. En los casos de puentes propiamente tales, se hará una primera aproximación de su longitud total y altura de rasante, derivadas de la conformación del cauce y gastos aproximados en crecida, para el Período de Retorno correspondiente, según la importancia de la ruta y de la estructura. En los casos de Pasos Desnivelados serán la sección transversal y el ángulo de cruce de ambas vías las que determinarán normalmente la longitud total y altura de rasante de la obra.

Estos estudios previos deben permitir desarrollar proposiciones de estructuración general de la obra, hecha la debida consideración del informe geotécnico desarrollado por el especialista, basado las más de las veces en el reconocimiento del terreno, antecedentes aportados por estudios previos de obras emplazadas en las cercanías, y muy especialmente su experiencia con relación a la localización geográfica de la obra, tipo de cauce o morfología del área etc.

Todo lo anterior debe permitir una valorización razonable de las diversas alternativas de la obra, en que se definirán grados de certeza variables, según la importancia de las incógnitas aún por despejar en las etapas más avanzadas del estudio. Por lo general, en este nivel de estudio se considerará un bajo rango de incertidumbre, aquel que se mueve en el orden de $\pm 20\%$, y un alto rango de incertidumbre, aquellos en el orden de 35% a 40%.

Las conclusiones de un Estudio Preliminar deben establecer si es posible pasar directamente al Nivel de Estudio Definitivo, o si por el contrario, dado el número de alternativas comparables se debe pasar a una próxima etapa de Estudio al Nivel de Anteproyecto. Todo ello sin perder de vista que la más de las veces la obra forma parte del estudio de una Carretera (Autopista, Autorruta o Primario) o de un Camino (Colector, Local o de Desarrollo) que a su vez puede tener alternativas de trazado. Según la complejidad del estudio global que se está abordando, los TRE, podrán haber establecido la necesidad de desarrollar un Estudio Económico de Prefactibilidad para dirimir que alternativas pasan a los siguientes Niveles de Estudio.

Si la selección de alternativa dio como resultado un solo emplazamiento y la estructura no se presta para un estudio de alternativas de estructuraciones complejas, normalmente se podrá pasar directamente al Estudio Definitivo; en caso contrario deberá existir una próxima etapa de anteproyecto.

Parte fundamental del Informe Final de este nivel, está constituido por la definición detallada de los Estudios de Ingeniería Básica que se deberán desarrollar en el nivel siguiente (Anteproyecto o Estudio Definitivo).

Los Procedimientos de Terreno y gabinete para desarrollar los Estudio Preliminares se definen conceptualmente en la Sección 2.102 y con detalle en las Secciones 2.802 y 2.803, todas del Volumen N° 2. Si bien allí el énfasis está referido al estudio de trazado, con las debidas adaptaciones, los criterios y procedimientos son válidos para el estudio de Puentes y Estructuras afines.

El contenido de los Documentos y Planos que forman parte del Informe final del Nivel de Estudio Preliminar queda regulado por lo expuesto en la Sección 3.1005 de este Capítulo.

3.1001.502(2) Anteproyecto. El estudio preliminar habrá definido las alternativas de emplazamiento de la obra así como las alternativas de estructuración que pueden ser razonables desarrollar al nivel de anteproyecto. Conforme a lo anterior, los TRE redactados para esta etapa podrán ser claros y precisos en cuanto al alcance de los estudios a desarrollar, en especial en lo relativo a los estudios de Ingeniería Básica, los que deben ser lo suficientemente completos como para permitir avanzar en la definición de las estructuraciones que se decidió abordar, cubriendo los aspectos de forma, estabilidad y dimensionamiento semidetallado de los elementos constituyentes.

Todo lo anterior debe permitir mejorar la valorización de las diferentes alternativas, reduciendo los márgenes de incertidumbre a montos de un orden de $\pm 15\%$ o menores, para que en definitiva, si los TRE lo señalan, definir, mediante un estudio económico de Factibilidad, que alternativa pasa al Nivel de Estudio Definitivo.

El Informe Final del Anteproyecto debe precisar con todo detalle la cantidad y tipo de Ingeniería Básica que se deberá ejecutar en la etapa del Estudio Definitivo de la alternativa seleccionada. Todo ello basado en las conclusiones alcanzadas con los estudios realizado en el Anteproyecto, las que podrán indicar que la información disponible es adecuada y suficiente, o que por el contrario, se requiere complementarla para levantar las indeterminaciones que puedan existir.

Los Procedimientos de Terreno y Gabinete para desarrollar los Estudios al Nivel de Anteproyecto se describen conceptualmente para el caso de Carreteras y Caminos, en el Tópico 2.103.1 para obras nuevas y en 2.104.3 para obras existentes, y en detalle en la Sección 2.804. Tal como antes se dijo, si se reemplaza el concepto de "Trazado" empleado para la ruta en estudio por el de "emplazamiento o localización afinada" para las estructuras, y las alusiones a normas y criterios de diseño de los Capítulos 3.100 a 3.800 por los de las Secciones 3.1003 y 3.1004 correspondientes a estructuras, la información que allí se entrega cubre aspectos comunes de ambas especialidades.

El contenido y forma de los documentos y planos que forman parte del Informe Final al Nivel de Anteproyecto, queda normado por lo expuesto en el Tópico 3.1005 de este Capítulo.

3.1001.502(3) Estudio Definitivo. Corresponde al diseño detallado de la obra, desarrollado en concordancia con todos los antecedentes de Ingeniería Básica recopilados y analizados con grados crecientes de detalle, a lo largo de los distintos niveles de estudio, habiendo incorporado cuando fue pertinente, las decisiones adoptadas por el Mandante, en los niveles de decisión que correspondan en cada caso.

Comprende todos los Documentos y Planos que se definen normativamente en el Tópico 3.1005, complementados por lo establecido en los TRE para casos singulares. Serán empleados para llamar a licitación la construcción de la obra, permitiendo su expedita materialización, seguimiento y control.

Conceptualmente el Estudio Definitivo está descrito en los Tópicos 2.103.2 para obras nuevas y en 2.104.4 para obras existentes. El tratamiento detallado de los Procedimientos de Terreno y Gabinete se entrega en los Tópicos 2.805.2 y 2.805.3, aplicables también, según el caso, a obras nuevas o existentes y en que todas las referencias a aspectos de diseño hechas para el camino, deben ser reemplazadas por las correspondientes de las Secciones 3.1003 y 3.1004 de Puentes y Estructuras Afines.

SECCIÓN 3.1002 INGENIERÍA BÁSICA EN PROYECTOS DE PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

3.1002.1 ASPECTOS GENERALES

Según lo establecido en el Volumen N° 2, Numeral 2.101.304, en el ámbito de los estudios viales, la Ingeniería Básica corresponde a los estudios de terreno, laboratorio y gabinete, relativos a los siguientes aspectos:

- **Geodesia y Topografía**, que permiten referenciar el proyecto y conocer las características geomorfológicas del lugar en que se emplaza; materias que se desarrollan en el Capítulo 2.300, cuyo resumen aplicado a puentes se presenta en el Tópico 3.1002.2 de este Capítulo.
- **Hidrología, Hidráulica y Mecánica Fluvial**, que permiten estudiar las condiciones que imponen los cursos de agua o el drenaje necesario; materias que se desarrollan en el Capítulo 2.400 desde un punto de vista conceptual, en el 3.700 desde el punto de vista de los diseños hidráulicos y en el Tópico 3.1002.3 en cuanto a su aplicación directa al estudio de Puentes y Obras Afines.
- **Geotecnia**, que permiten conocer las características del terreno en que se fundará la estructura, materia que se realimenta con los aspectos de mecánica fluvial (socavaciones) y con los problemas de drenaje para los atravesos desnivelados, todo lo cual permite sentar parte importante de las bases del diseño estructural. Estas materias se tratan en el Capítulo 2.500, en lo relativo a reconocimiento del terreno, prospección y ensayos; en el Tópico 3.1002.4 desarrollado en particular para el caso de Puentes y Obras Afines y en las Secciones 3.1003 y 3.1004 en cuanto a su aplicación para diseño de estructuras.
- **Demanda y Características del Tránsito**, que determinan la sección transversal de la superestructura y en oportunidades la carga móvil de diseño, materias que se tratan en el Capítulo 2.600 y en el Tópico 3.1002.5 de este Capítulo.
- **Ambientales y de Mitigación de Impacto**, destinadas a concebir obras “amigables” con el medio ambiente en conformidad con las directrices que se detallan en el Tópico 3.1002.6 de este Capítulo.

3.1002.2 INGENIERÍA BÁSICA - ASPECTOS GEODÉSICOS Y TOPOGRÁFICOS PARA PUENTES

3.1002.201 Aspectos Generales. Por lo general la referenciación geodésica de los estudios topográficos para el estudio de un Puente u otras Estructuras Afines, será la misma empleada para el estudio del camino del que ella forma parte, salvo que se trate de un proyecto singular, que requiera de una referenciación especial, tal como se expone más adelante. El capítulo 2.300 del Volumen N° 2, trata en detalle lo relativo a referenciación, procedimientos, instrumental (electro-óptico y GPS), compensaciones y tolerancias para estos trabajos.

3.1002.202 Referenciación de los Estudios. Los estudios para obras viales quedarán referidos planimétricamente a un Punto Geodésico GPS del IGM, SHOA, o de la propia Dirección de Vialidad. Debe considerarse en primera instancia, la utilización de estaciones GNSS de medición continua, para salvar de esta forma los desplazamientos de la red geodésica producto de los movimientos telúricos que frecuentemente se producen en nuestro territorio, y que no es posible remedir con la prontitud requerida. Adicionalmente, se aceptará el uso de estaciones de referencia permanentes pertenecientes a la red geodésica del Ministerio de Bienes Nacionales o bien, a la red del Centro Sismológico Nacional, cuya información es de libre acceso a través de las páginas www.catastro.cl y <http://gps.csn.uchile.cl>, respectivamente. Altimétricamente ellos se referirán a un Pilar de Nivelación (PN) del IGM, según se expone más adelante.

Dicha referenciación se establecerá mediante procedimientos geodésicos, según se describe en el Tópico 2.302.203 y siguientes, que cita las Secciones en que se desarrollan en detalle las materias correspondientes, relativas al Datum de referencia (WGS-84/SIRGAS) y al Sistema de Proyección a emplear; Proyección Local Transversal de Mercator (LTM) asociada a un Plano Topográfico Local (PTL).

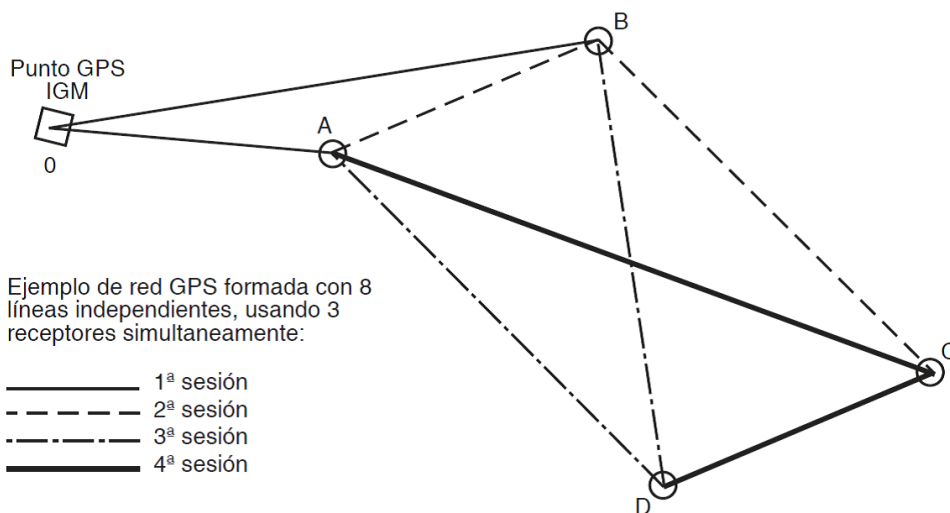
3.1002.203 Referenciación y Orden de Control. Dice relación con las Redes de Apoyo materializadas en terreno para establecer un Sistema de Transporte de Coordenadas (STC) al que quedan referidos los levantamientos y trabajos topográficos para el estudio de la estructura y, posteriormente, los replanteos que se ejecutan para la construcción de la obra. Los STC derivados del sistema principal, con el objeto de ejecutar levantamientos del cauce aguas arriba y aguas abajo de la estructura, podrán ejecutarse con Orden de Control inferior en un grado respecto del que se está empleando para referir la estructura.

3.1002.203(1) Orden de Control Primario. Se empleará en el caso de los puentes cuya longitud sea mayor o igual que 500 m y en aquellos de menor longitud, que por su especial estructuración, altura, etc., requieran de un control topográfico de alta precisión, cuya oportunidad de uso deberá especificarse en los Términos de Referencia Específicos (TRE).

El procedimiento para establecer este tipo de redes de orden primario, consulta la materialización de una "figura base" medida mediante GPS geodésico (normalmente un cuadrilátero y sus diagonales).

En lo que sigue se ilustra un ejemplo de un cuadrilátero indicando el número de sesiones de medición con GPS geodésico que se deben hacer, para ligarse a un Punto Geodésico GPS según numeral 3.1002.202, y determinar las coordenadas de los vértices mediante medidas independientes.

**FIGURA 3.1002.203(1).A
DETERMINACIÓN DE UN CUADRILÁTERO COMPLETO MEDIANTE GPS**



Para el caso en la ilustración anterior, se ha formado una red GPS compuesta por un cuadrilátero completo ligado en dos puntos a la Red GPS Geodésica del IGM, totalizando 8 bases GPS independientes. Considerando que el número de líneas determinadas independientemente (NL) en una sesión, respecto del número de receptores rastreando simultáneamente (NR), está dado por $NL = NR - 1$ (ver Tabla 3.1002.203(1).A).

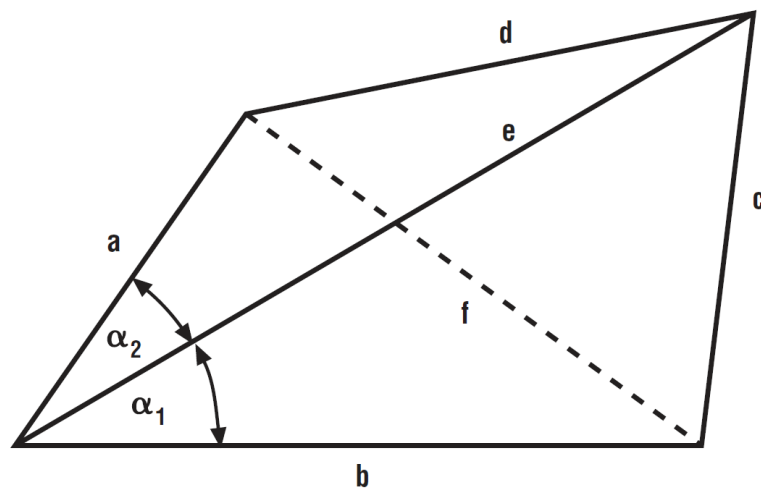
**TABLA 3.1002.203(1).A
NÚMERO DE SESIONES EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE RECEPTORES PARA LA DETERMINACIÓN DE LÍNEAS INDEPENDIENTES**

N° de Líneas por Determinar	N° de Receptores (NR)	N° de Líneas Independientes por Sesión (NL)	N° de Sesiones
8	2	1	8
8	3	2	4
8	4	3	3
8	5	4	2 o 3

3.1002.203(2) Procedimiento General. La Verificación de cierre en tolerancia de la figura base se ilustra mediante la Figura 3.1002.203(1) y se ejecuta según el siguiente procedimiento:

- Se resuelve el cuadrilátero con una de las diagonales observadas (e) y se calcula la longitud que correspondería a la otra diagonal (f').
- Esta segunda diagonal también fue medida, determinándose para ella un valor f, lo que permite comparar ambos valores.

**FIGURA 3.1002.203(1).B
CÁLCULO Y COMPENSACIÓN DE UN CUADRILÁTERO AISLADO.**



Sean:

$$S_1 = \frac{1}{2}(b + c + e)$$

$$K_1 = \sqrt{S_1(S_1 - b)(S_1 - c)(S_1 - e)}$$

$$\text{sen } \alpha_1 = \frac{2K_1}{be}$$

$$S_2 = \frac{1}{2}(a + d + e)$$

$$K_2 = \sqrt{S_2(S_2 - a)(S_2 - d)(S_2 - e)}$$

$$\text{sen } \alpha_2 = \frac{2K_2}{ae}$$

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$$

$$f' = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos(\alpha_1 + \alpha_2)}$$

La máxima discrepancia aceptable para la diagonal calculada respecto de su valor medido será:

$$\frac{f-f}{f} = \frac{1}{f/(f-f)} = \pm \frac{1}{X}$$

En que:

X mínimo para una trilateración primaria es 40.000.

En condiciones normales, siguiendo el procedimiento adecuado, las tolerancias señaladas son fáciles de lograr, según ha sido verificado en casos reales. Por ejemplo, en un trabajo en que la longitud mínima de los lados fue 1.400 m, el valor de X alcanzó a 70.000. Hay que considerar que mientras mayor sea la longitud de los lados, mejor será el cierre de la red.

Tolerancias del Orden de Control Primario:

Planimétrica	=	1:40.000	(25 mm/km)
Altimétrica	=	$\sqrt{\quad}$	(m) (Nivelación Geométrica) ⁽¹⁾

Dónde:

K = Es la longitud del circuito de nivelación expresada en kilómetros y una distancia máxima entre PRs de 500 m (ver Numeral 2.302.302).

Nota 1: Si por tratarse de una obra muy especial se requieren precisiones al milímetro o fracciones de milímetro (control de asentamientos, por ejemplo) se podrá exigir una Nivelación de Alta Precisión, según se establece en el Tópico 2.305.3.

Los trabajos topográficos relativos al cauce o a los accesos de la obra, podrán referenciarse mediante una Poligonal Cerrada de Orden Secundario.

3.1002.203(3) Orden de Control Secundario. Este orden de control corresponde al definido para el estudio, replanteo y construcción de obras viales en general. Éste será aplicable para los puentes, pasos desnivelados y pasarelas de menos de 500 m de longitud que no caigan dentro de la clasificación de estructuras especiales definidas en (1).

Este tipo de Redes de orden secundario, quedan ligadas a "Líneas Base" materializadas aproximadamente cada 10 km, medidas con GPS y verificadas distanciométricamente. El transporte de coordenadas entre Líneas Base se ejecuta mediante Poligonación, dado que el instrumental disponible (Estaciones Totales) permite lograr cierres que normalmente superan las tolerancias exigidas. Para el estudio de puentes y obras similares, se exigirá que próximo a la estructura se materialicen al menos 2 vértices intervisibles de la poligonal, los que permitirán referir los levantamientos especiales de la zona de emplazamiento de la estructura, del cauce, etc., y su posterior replanteo.

Tolerancias del orden de Control Secundario:

Planimétrica	=	1:20.000	(50 mm/km)
Altimétrica	=	$\sqrt{\quad}$	(m)

Los trabajos topográficos relativos a la Carretera o Camino (Accesos a la Estructura), estarán por lo general referidos también a un Orden de Control Secundario. Los levantamientos del cauce para extensiones aguas arriba y aguas abajo de hasta 3000 m, podrán quedar referidos a una Poligonal Cerrada de Orden Terciario. Para extensiones mayores de 3000 m, se empleará un Orden de Control Secundario.

Tolerancias del orden de Control Terciario:

Planimétrica	=	1:15.000	(67 mm/km)
Altimétrica	=	$\sqrt{\quad}$	(m)

3.1002.203(4) Referenciación Altimétrica en Casos Especiales. En aquellos casos en que para referenciar altimétricamente el estudio del camino y de sus estructuras, no exista un Punto de Nivelación del IGM a menos de 10 km, se aceptará usar como referencia la cota determinada mediante GPS, corregida mediante el Modelo EGM-08, u otro más preciso que se desarrolle para Chile en el futuro.

3.1002.204 Levantamientos. Los estudios de localización y emplazamiento se desarrollarán inicialmente sobre Cartas IGM (1:25.000 o 1:50.000) en los Estudios Preliminares y cuando los TRE así lo señalen, sobre Restituciones Aerofotogramétricas con apoyo terrestre escala 1:5.000 o 1:10.000, según la escala de la fotografía aérea existente. En etapas de Anteproyecto, cuando se cuenta con una localización aproximada, se deberá ejecutar un Levantamiento Distanciométrico en escala 1:2.000 y, eventualmente, en 1:1.000, según lo definido como conclusión del Estudio Preliminar. Dicho levantamiento abarcará los tramos aguas arriba y aguas abajo que se definen en la Sección 3.1002.3 “Aspectos de Hidrología, Drenaje e Hidráulica Fluvial” de este Capítulo, con el objeto de hacer los estudios allí definidos.

Para el estudio del emplazamiento definitivo de la estructura, se deberá hacer un levantamiento en escala 1:500 con curvas de nivel cada 0,5 m en toda la longitud de la estructura, más 100 m en cada extremo, cuyo ancho será de 50 m a cada lado del eje.

Los Procedimientos y Normas para la ejecución de estos levantamientos se tratan en detalle en la sección 2.304.

3.1002.205 Levantamiento de Perfiles. En la etapa de Proyecto Definitivo, el Levantamiento de Planta ejecutado a escala 1:500, con curvas de nivel cada 0,5 m, descrito precedentemente, se complementará con un Perfil Longitudinal de Terreno a lo largo del eje de la obra y con perfiles adicionales en la zona de los estribos. No se justifica tomar perfiles transversales en el emplazamiento de la cepas dentro del cauce del río, pues por estar sometido el lecho a procesos de arrastre y depósito, el levantamiento 1:500 resulta suficientemente representativo. En todo caso, si durante la etapa de estudio ocurre una crecida extraordinaria, posterior a la ejecución de estos perfiles, que modificara significativamente el lecho del cauce, la Inspección del Estudio solicitará la repetición de dicho trabajo, reconociendo los costos del trabajo adicional ordenado.

3.1002.205(1) Perfil Longitudinal de Terreno. En primer término se procederá a replantear el eje longitudinal de la estructura según lo definido en el Anteproyecto Seleccionado. Dicho replanteo se ejecutará desde dos vértices del STC, materializando en terreno estacas de alineación y deberá abarcar un tramo suficientemente largo de los accesos a ella como para verificar que no existen problemas en el trazado del Camino o Carretera en dichos tramos.

La nivelación propiamente tal se ejecutará según los procedimientos y tolerancias indicadas en el Tópico 2.304.501(1), con la salvedad de que los puntos a nivelar no están materializados previamente mediante las estacas del eje del trazado, si no que corresponden a aquellos que definen el fondo del cauce con todas sus singularidades al instante de ejecutar la nivelación.

Si se trata de un cauce con niveles de agua considerables, se deberán emplear procedimientos batimétricos, controlando la posición del punto mediante radiación desde una estación del STC, o mejor aún, desde una estación dispuesta según la alineación del eje que se está nivelando. El uso de escandallo para determinar la profundidad del punto debe hacerse con las precauciones necesarias, en aquellos ríos con corriente importante.

Para salvar el tipo de problemas señalado, se podrá recurrir al uso de Ecosonda y GPS según se describe en el Tópico 2.304.7 “Mediciones GNSS para Hidrografía”.

El perfil Longitudinal nivelado por el eje de la estructura abarcará la misma extensión definida para la faja de levantamiento escala 1:500, debiendo enlazarse con el Perfil Longitudinal del proyecto carretero.

3.1002.205(2) Perfiles Complementarios. Para densificar el levantamiento escala 1:500 en la zona de los Estribos y Alas, se nivelarán, con las mismas exigencias señaladas para el Perfil Longitudinal, los siguientes perfiles complementarios cuya localización se ilustra en las figuras de planta y elevación que se presentan en la Lámina 3.1002.205(2).A.

Las figuras anteriores ilustran la situación de una estructura sin esviaje. En caso que se consulte esviaje y que exista la certeza del ángulo correspondiente, el Ingeniero Jefe del Proyecto podrá ordenar que los perfiles transversales se levanten según la dirección real del Eje Transversal de la Estructura. En cualquiera de estos casos, la longitud de los perfiles transversales deberá superar en al

menos 15 m el plano exterior de la fundación del elemento estructural más próximo al perfil, más en el caso de ilustrar la zona de derrames de terraplenes altos en los accesos.

Si la estructura posee pilas o cepas fundadas en ladera, se levantará también en cada una de ellas, Perfiles Longitudinales paralelos al eje longitudinal de la estructura por los bordes exteriores de la fundación de la pila o cepa y al menos un Perfil Transversal según el Eje Transversal de la fundación, pudiendo los especialistas definir otros perfiles complementarios.

3.1002.3 INGENIERÍA BÁSICA - ASPECTOS DE HIDROLOGÍA DRENAJE E HIDRÁULICA FLUVIAL PARA PUENTES

3.1002.301 Aspectos Generales. Las materias relacionadas con este tema se tratan en detalle en el Capítulo 2.400 “Hidrología, Hidráulica y Transporte de Sedimentos” del Volumen N° 2, que las aborda desde un punto de vista conceptual, y en el Capítulo 3.700 “Drenaje, Saneamiento y Mecánica e Hidráulica Fluvial” del Volumen N° 3, en que se entregan los procedimientos e instrucciones directamente aplicables al diseño.

En la Sección 2.401 del Volumen N° 2 se introducen los conceptos relativos a Hidrología, Hidráulica, Hidrogeología, Erosión y Arrastre, relacionándolos con las Secciones del Volumen N° 3, Capítulo 3.700 que trata del diseño.

3.1002.302 La Hidrología o Cálculo de Caudales Solicitantes. Los caudales que solicitan una obra vial pueden corresponder a cursos permanentes, impermanentes, superficiales o subterráneos. Todas estas formas de escurrimiento afectan de uno u otro modo a los Puentes y Estructuras Afines. El Tópico 2.402.1 describe los Factores que Determinan el Escurrimiento.

Para caudales que escurren superficialmente, los diseños deben considerar su gasto máximo instantáneo, asociado a un Período de Retorno seleccionado considerando la importancia de la obra y de la carretera o Camino en que ésta se emplaza. La excepción la constituye el diseño de obra de retención de sedimentos en los cauces y la planificación de faenas de extracción de áridos, los que además deben considerar las series de caudales medios diarios.

En el Tópico 2.402.2 se exponen los métodos recomendados en este Manual para calcular una crecida de Diseño distinguiéndose aquellos denominados Directos y Regionales.

Directos, para lo que se requiere contar con estadísticas fluviométricas en una sección de control representativa del lugar en que se emplaza la Obra.

Regionales, los que mediante procedimientos estadísticos adecuados permiten validar y/o extender información de corta duración en la cuenca de interés, a partir de datos registrados en otras cuencas cercanas de características similares. En casos extremos los métodos regionales pueden ser empleados también para cuencas sin información.

Figura a)

DEFINICION DE PLANOS DE REFERENCIA

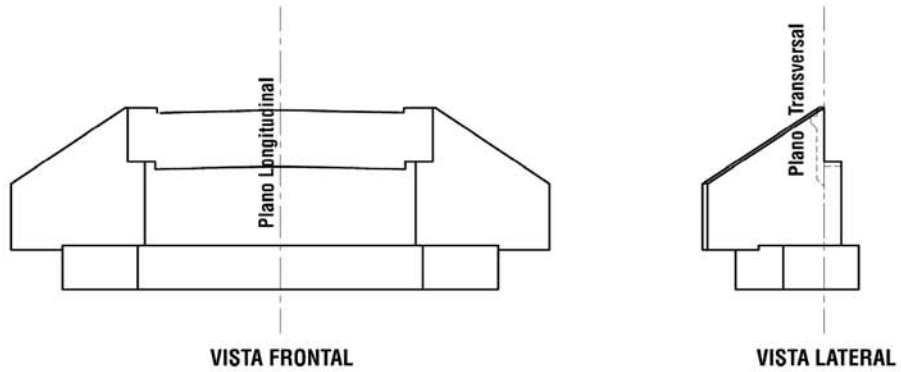
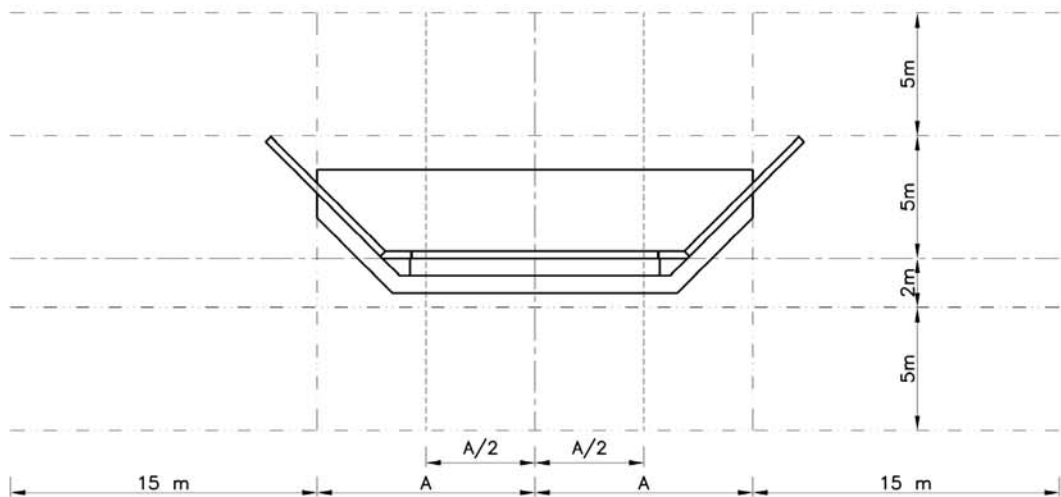


Figura b)

DEFINICION ESQUEMATICA EN PLANTA
DE PERFILES A LEVANTAR



Si $A \geq 8$ m levantar perfiles en $A/2$

Modelos Precipitación-Escorrentía, que hacen uso de las estadísticas Pluviográficas y Pluviométricas, normalmente en cuencas de tamaño moderado, que presentan caudales mayoritariamente derivados de las tormentas de lluvia; entre estos destacan en el estudio de las obras viales el llamado Método Racional y los que hacen uso del concepto del Hidrograma Unitario, en sus diversas versiones.

En el Tópico 2.402.3 “Seguridad y Confiabilidad de Diseño”, se analizan los Conceptos de Riesgo del Diseño y Período de Retorno y en la Tabla 3.702.2.A se integran estos conceptos con el de vida útil de la obra, dando origen a una Tabla que ilustra la relación entre “Período de Retorno y Riesgo de Falla según Vida Útil”. A partir de estos resultados y considerando la importancia de la obra y de la carretera en que ésta se emplaza, más las restricciones impuestas por una disponibilidad limitada de fondos para inversión, los países adoptan criterios mediante los cuales se definen los períodos de retorno a considerar en el diseño hidráulico de las obras viales, destinadas a cruzar ríos, esteros, quebradas con régimen impermanente, o bien, a asegurar el adecuado drenaje del resto de las obras viales y, en particular, en este Capítulo, las estructuras que se entierran bajo el nivel del terreno natural, para cruzar en distinto nivel otra carretera, camino, vía férrea, etc.

A continuación se presenta la Tabla 3.1002.302.A, que extracta de la Tabla 3.702.2.B, del Capítulo 3.700 de este Volumen, el criterio normativo adoptado por la Dirección de Vialidad sobre esta materia para las obras de Puentes y Estructuras Afines.

TABLA 3.1002.302.A
PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (T, años)		Vida Util Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño ⁽³⁾	Verificación ⁽⁴⁾		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos ⁽¹⁾	Carreteras	200	300	50	22	15
	Caminos	100	150	50	40	28
Alcantarillas (S>1,75 m ²) o H _{terrap.} ≥10 m y Estructuras Enterradas ⁽²⁾	Carreteras	100	150	50	40	28
	Caminos	50	100	30	45	26
Alcantarillas (S<1,75 m ²)	Carreteras	50	100	50	64	40
	Caminos	25	50	30	71	45
Defensas de Riberas	Carreteras	100	-	20	18	-
	Caminos	100	-	20	18	-

*Carreteras: Autopistas, Autorrutas, Primarias

Caminos: Colectores, Locales, Desarrollo

S = Sección útil de la alcantarilla

(1) En el caso de viaductos el cálculo de caudales en crecida esta destinado a calcular la socavación en las fundaciones de las Pilas. Las socavaciones en Puentes y Viaductos deberán calcularse tanto para el período de retorno T de diseño, como para períodos de 5, 25, 50 y 100 años, para evaluar el peligro de socavación sísmica (PSS) establecido en el Tópico 3.1004.306 de la Sección 3.1004, Diseño Sísmico.

(2) Las Alcantarillas de drenaje construidas bajo terraplenes de altura ≥ 10 m deben diseñarse para estos Períodos de Retorno, cualesquiera que sea su Sección. En esta misma categoría se clasificarán las estructuras proyectadas bajo el nivel del terreno natural circundante, destinadas al cruce desnivelado de dos vías.

(3) Para la etapa de diseño de puentes y defensas de ribera, la revancha mínima asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de diseño debe ser de 1,0 m.

(4) Para la verificación hidráulica de Puentes se considerará que la revancha asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de verificación puede reducirse a 0,30 m.

Para la Verificación de Alcantarillas – Ver 3.703.301(2).

Los Tópicos 2.402.4 al 2.402.12 desarrollan en detalle los Estudios de Frecuencia, Técnicas Estadísticas y Procedimientos destinados a determinar los caudales de Diseño bajo los cuales se deberán diseñar las Obras Viales.

3.1002.303 Los Procedimientos y Técnicas Hidráulicas. En la Sección 2.403 del Volumen N° 2, Tópicos 2.403.1 al 4 se resumen los fundamentos de los conceptos asociados al cálculo hidráulico considerando escurrimiento crítico, uniforme y de flujo gradualmente variado, siendo este último aquel que normalmente se tiene en canales, fosos, etc, para los cuales se describen los métodos tradicionales de cálculo del Eje Hidráulico. Las materias relativas a Hidráulica Fluvial se desarrollan en el Tópico 3.707.2, según se cita en el numeral 3.1002.306 de esta sección.

En los Tópicos 2.403.5 y 6 se tratan las Singularidades y las Estructuras Especiales (Alcantarillas y Puentes).

En el Tópico 2.403.7, se abordan los Fenómenos de Transporte de Sedimentos, Procesos Fluviales y Métodos de Análisis, materias relacionadas directamente con el cálculo hidráulico del escurrimiento en cauces naturales y los procesos de Transporte de Sedimentos que estos inducen, materias relacionadas directamente con el dimensionamiento hidráulico de los Puentes, las socavaciones probables al pie de cepas y estribos, degradación del lecho, etc. Todas ellas se tratan desde el punto de vista del diseño en las Secciones 3.707 y 3.708 este Volumen.

En la Sección 2.404 se definen los “Alcances de los Estudios de Hidrología y Drenaje”, en los distintos Niveles de Estudio: Preliminar, Anteproyecto y Estudio Definitivo, Sección que constituye un resumen de los fenómenos hidrológicos, hidráulicos e hidrogeológicos que se deben considerar en dichas etapas de estudio.

Finalmente las Secciones 2.405 y 6 están dedicadas a ilustrar el tratamiento de algunos problemas típicos de Análisis Hidrológico y de Diseño Hidráulico, respectivamente.

3.1002.304 Estudios Topográficos para el Diseño Hidráulico de Puentes y Estructuras Afines.

3.1002.304(1) Puentes y Viaductos. En el caso de los puentes los caudales de diseño influirán directamente en la determinación de la sección hidráulica útil que deberá proveer la estructura, determinando su longitud y en muchos casos influenciando la altura libre al fondo de vigas, en tanto que el nivel de aguas máximas y la velocidad de escurrimiento, influirán sobre la cota de fundación de estribos y cepas, según sea el material existente en el lecho y riberas del cauce. Consecuentemente la topografía a ejecutar debe describir perfectamente la forma, pendiente y accidentes del cauce, sus riberas y zonas adyacentes inundables durante las crecidas, es decir el cauce en planta, alzado, y con mayor detalle aún, ciertas secciones transversales, seleccionadas por el Especialista.

En el caso de los viaductos sobre cursos de agua, en que la rasante se desarrolla a cotas muy superiores a las de las aguas máximas, la longitud de la obra no depende de aspectos relacionados con la capacidad hidráulica, sin embargo si existen pilas o cepas que se apoyan en terrenos afectados por las aguas, resulta indispensable determinar también el nivel máximo de las aguas y la velocidad de escurrimiento, variables que junto con el tipo de materiales en que ellas se fundan, determinan los fenómenos de socavación.

3.1002.304(2) Pasos Desnivelados y Pasarelas. En estos casos la topografía ejecutada para estudiar los elementos del enlace o atravesado, normalmente en escala 1 : 500, será suficiente para estudiar también los problemas de drenaje. No obstante ello, en los pasos enterrados bajo el nivel de terreno natural siempre se deberá tratar de proyectar un drenaje gravitacional y ello puede requerir la prolongación del levantamiento hacia el punto de entrega. Sólo si el drenaje gravitacional resulta significativamente más costoso, o técnicamente impracticable, se procederá a estudiar un sistema de drenaje mediante elevación mecánica o un sistema mixto. Los pozos de infiltración sólo podrán ser considerados como alternativa en las Regiones I y II, dado su bajo nivel de precipitación, siempre que no exista napa subterránea y que las tasas de infiltración del suelo sean suficientemente altas como para asegurar el buen funcionamiento frente a la

tormenta de diseño considerada, lo que deberá ser demostrado en la memoria correspondiente, avalada por ensayos de infiltración ejecutados en terreno.

En ambos casos, (1) y (2), los estudios topográficos necesarios deberán quedar Referidos Geodésicamente mediante los procedimientos y Orden de Control Topográfico especificados en Tópico 3.1002.2 de este Capítulo.

Se describen a continuación los estudios topográficos a ejecutar en los diferentes Niveles de Estudio, en lo relativo al cauce aguas arriba y aguas abajo de la estructura, ya que aquellos requeridos para el diseño estructural de la obra fueron cubiertos en 3.1002.2

3.1002.304(3) Topografía del Cauce Según Nivel del Estudio. En el Numeral 3.1002.204 se trató lo relativo a Levantamiento Topográfico para el estudio de emplazamiento de la estructura, corresponde aquí tratar los aspectos relativos a los estudios topográficos según el Nivel de Estudio, para caracterizar el cauce y poder predecir el comportamiento hidráulico del río o torrente durante las crecidas.

3.1002.304(3) a) Topografía del Cauce en Estudios Preliminares. Mediante el análisis de las Cartas IGM 1:25.000 ó 1:50.000 y el reconocimiento del terreno, se definirán las características del cauce en la zona de emplazamiento de Puente(s) o Viaducto(s) que se están estudiando.

En primer lugar se debe analizar si el cauce presenta hacia aguas arriba, subcauces que independizándose del principal, pueden captar parte del caudal en las crecidas, con lo que el gasto a considerar en el diseño puede ser algo menor que el determinado sin considerar esta derivación; lo anterior inducirá la necesidad de estudiar una o más estructuras de descarga localizadas en los puntos en que los subcauces o brazos independientes del cauce principal, interceptan el camino en estudio. La localización de estas estructuras puede distar algunas decenas de metros o algunos cientos de metros del emplazamiento de la obra principal.

Normalmente estos subcauces o brazos independientes suelen ser poco perceptibles si ellos operan para períodos de retorno sobre 10 años y al momento del reconocimiento del terreno están cubiertos de vegetación, sin embargo, el análisis detenido de las Cartas IGM y de las fotos aéreas del área puede ayudar a detectarlos. Eventualmente una Restitución Aerofotogramétrica apoyada en terreno, escala 1:5.000 o similar puede ayudar a precisar el diagnóstico correspondiente en esta etapa.

En consecuencia, el levantamiento topográfico que se deberá especificar para el siguiente nivel de estudio, sea este de Anteproyecto o Proyecto Definitivo, deberá establecer la longitud a levantar hacia aguas arriba, para incluir el tramo en que se desprende el o los brazos de descarga, zona en que también se deberá ejecutar un estudio hidráulico para estimar el caudal derivado. Ahora bien, si el término de dicha zona, cuya longitud se define más adelante, está separada más de 1,5 veces el ancho medio (A_m) del cauce principal respecto del inicio del tramo a levantar, que se especifica para cauces en que no se presenta esta situación, se definirán dos levantamientos independientes, ligados en coordenadas y cotas pero obviando el levantamiento de la zona intermedia.

La longitud (L_m) hacia aguas arriba y aguas abajo de la estructura, que se debe especificar para los levantamientos de cauces con un ancho medio de hasta 500 m, será:

$$L_m = 5 \cdot A_m \quad (\text{ec. 3.1002.304(3).1})$$

en que A_m = Ancho Medio del cauce entre riberas y $L_m \geq 250$ m

Para cauces con un $A_m > 500$ m o con variaciones de ancho muy importantes, el Especialista deberá definir la longitud a levantar según corresponda.

La longitud L_m se medirá por el eje del cauce principal, hacia aguas arriba y hacia aguas abajo a partir de la sección transversal del río en que se emplaza el puente.

Si como se planteó precedentemente, existe aguas arriba un brazo que se desprende del cauce principal, el levantamiento de esa zona se extenderá hacia aguas arriba en la longitud señalada, a partir del inicio de la salida del subcauce y de igual modo a contar del término de ella, debiendo penetrar el

levantamiento al menos 5 veces el ancho del subcauce a lo largo del mismo. El proyecto de la estructura de descarga requerirá también de los estudios hidráulicos correspondientes.

El levantamiento que se está especificando se ejecutará distanciométricamente, (alternativamente mediante Restitución Aerofotogramétrica apoyada en terreno) haciendo estación en vértices del STC o en vértices de una poligonal derivada de él y cerrada contra él, la que podrá ser de un Orden de Control Secundario o Terciario, según se derive de un STC Primario o Secundario. (Ver 3.1002.203). Altimétricamente se extenderá una red de transporte de cota por una de las riberas, con Monumentos Auxiliares (Ver 2.307.303), si no se prevén obras de defensa en las riberas y con alguno de los tipos de monumentos (A o B) de la Lámina 2.307.302.A, si se prevé el estudio y construcción de obras de defensa que deberán ser replanteados durante la ejecución de la obra. La nivelación será Geométrica de Precisión según se define en 2.311.3.

Transversalmente el levantamiento deberá abarcar todo el ancho del cauce, definiendo claramente las riberas, mediante el fondo de cauce y coronamiento de éstas, en caso de tratarse de riberas de poca altura. En cauces encajonados, el levantamiento deberá alcanzar una altura tal que se asegure estar al menos 2,0 m por sobre el nivel de aguas máximas estimado en el Estudio Preliminar. Si las riberas son bajas y se prevé que el nivel de aguas máximas las superará, el levantamiento deberá extenderse en todo el ancho afectado por la inundación en crecida.

En definitiva, el o los Planos de Planta se deberán ejecutar normalmente en escala 1 : 2.000, pero con curvas de nivel cada 1,0 m, salvo que el especialista defina otra escala en el Estudio Preliminar. El plano debe representar fielmente la forma del cauce, las islas existentes, las puntillas rocosas que puedan existir, la presencia de clastos de más de 10 m³ o acumulaciones de rocas de similar tamaño. De igual modo deberán mostrar las Obras Civiles existentes tales como bocatomas, defensas, etc., las que se representarán mediante esquemas detallados en planta, alzado y/o secciones transversales, en escalas adecuadas y con notas aclaratorias en que se describan materiales constituyentes y su estado.

El plano de levantamiento se debe complementar con Secciones Transversales, levantadas distanciométricamente, normales al eje del cauce principal, las que serán al menos 5 hacia aguas arriba y 5 hacia aguas abajo de la Sección Transversal en que se prevé emplazar el Puente, es decir en total un mínimo de 11 secciones incluida la del Puente, la que también será normal al eje del cauce principal, aún cuando la estructura cruce el río en forma esviada respecto de la sección normal.

La distancia entre las Secciones Transversales estará comprendida entre A_m y $1,5 \cdot A_m$, empleándose un distanciamiento uniforme A_m para cauces de ancho razonablemente uniforme, pudiendo en casos particulares distanciarse hasta $1,5 \cdot A_m$ para representar de mejor forma los puntos en que se producen angostamientos o ensanches. Con el mismo objeto entre dos secciones consecutivas la distancia podrá ser menor que A_m . En último término, cuando el Especialista lo estime necesario, especificará en el Estudio Preliminar un mayor número de secciones.

Una vez definidas por el Especialista sobre la Carta IGM o la Restitución, la posición de las Secciones Transversales a levantar, se deberán materializar estaciones auxiliares de levantamiento debidamente ligadas al STC planimétrico y altimétrico que se está usando y desde ellas proceder al levantamiento del perfil, que deberá incluir todos los puntos requeridos para caracterizar en detalle la forma del cauce según esa sección.

Las tolerancias para levantar los puntos de la Sección Transversal serán similares a las exigidas para los puntos de relleno de un levantamiento en escala 1:500 (Ver 2.313.207) debiendo observarse las siguientes restricciones: Angulo Vertical comprendido entre 85 y 115°, determinado con un instrumento que permita leer a los 20^{cc}; lectura de la Distancia Inclinada limitada a 500 m si no se hace corrección por curvatura y refracción, pudiendo leer hasta 1.000 m si se incorpora esta corrección. Corrección del error de Índice si el instrumento presenta en ese momento este tipo de error. En las condiciones descritas la exactitud de las determinaciones permite limitar el error a $\pm 0,10$ m, en posición y cota, para las condiciones extremas especificadas .

3.1002.304(3) b) Levantamiento Topográficos a Nivel de Anteproyecto. En esta etapa, o en la de Estudio Definitivo si no se ejecuta un Anteproyecto, corresponderá ejecutar los Levantamientos y Perfiles Transversales especificados en la Etapa de Estudio Preliminar, etapa en que se habrá cubicado la

extensión de los trabajos con una razonable aproximación, en conformidad con los lineamientos generales allí establecidos, debidamente precisados por el especialista a cargo de esa etapa. Como labor de apoyo, el equipo topográfico deberá localizar por coordenadas los lugares en que se ejecuten ensayos de macrogranulometría.

3.1002.305 Análisis de la Características del Cauce. Desde el reconocimiento en la etapa de Estudio Preliminar, el especialista en Hidráulica Fluvial deberá clasificar el cauce atendiendo a los criterios expuestos en el Tópico 2.403.7 "Fenómenos de Transporte de Sedimentos, Procesos Fluviales y Métodos de Análisis", lo que permitirá, clasificarlo como cauce Aluvial o de Lecho Móvil, correspondiente a los cauces arenosos, o como Cauce No Aluvial o de Lecho Fijo, o bien, una situación mixta. Con ello se podrán estimar los Coeficientes de Rugosidad según se expone en 3.707.104 para los cauces de Lecho Fijo y en 3.707.202 y 203 para estimar las pérdidas de carga en cauces de lecho móvil, correspondiendo el 3.707.202 a los Métodos Unidimensionales de Lecho Móvil y 3.707.203 a los Métodos Bidimensionales de Lecho Fijo.

En los Niveles siguientes de estudio, Anteproyecto y/o Estudio Definitivo cuando el especialista cuente ya con planos topográficos de escala adecuada, y con el muestreo de los materiales que constituyen el lecho, según lo expuesto en 3.707.102 y 2.503.304, se seguirán afinando estos conceptos para así pasar a la etapa de cálculo del Eje Hidráulico que permitirá estimar alturas de escurrimiento en las Secciones Transversales levantadas y las velocidades de escurrimiento asociadas.

3.1002.306 Métodos de Cálculo Hidráulico Fluvial. Definidas las propiedades del lecho y conocidos los caudales solicitantes, para el Período de Retorno seleccionado, corresponde calcular el Eje Hidráulico, aplicando los conceptos y parámetros teóricos y empíricos que se exponen en detalle en Tópico 3.707.2.

3.1002.307 Métodos de Cálculo Mecánico Fluvial. En el Tópico 3.707.3 se describen los procesos de formación de ondas sedimentarias y de acorazamiento de un lecho fluvial, así como los métodos utilizados para su cuantificación. También se describen algunos métodos orientados a la determinación del gasto sólido de fondo y en suspensión, según el tipo de granulometría que constituye el cauce. Todo ello constituye la sustentación teórica del cálculo de la Socavación, fenómeno de primera importancia en el estudio de los puentes y/o viaductos.

3.1002.308 Métodos de Cálculo de la Socavación. El Tópico 3.707.4 expone las fórmulas y criterios recomendados en el Manual para estimar la Socavación Local al pie de pilas y estribos de puentes, así como la Socavación General del Cauce, indicando el campo de aplicación de las expresiones e ilustrando su uso mediante algunos ejemplos, materia que generalmente requerirá de la participación de especialistas experimentados.

Conforme a lo que se señala en dicho Tópico, el especialista deberá estimar la socavación general del cauce y las locales al pie de estribos y cepas, para el período de retorno de diseño y para períodos de 5, 25, 50 y 100 años para puentes emplazados en Carreteras, y períodos de 5, 25 y 50 años para puentes emplazados en Caminos. De acuerdo a estos resultados, el proyectista podrá determinar el peligro de socavación sísmica (PSS) a que se hace referencia en el Tópico 3.1004.306 de la Sección 3.1004, Diseño Sísmico.

3.1002.309 Diseño de Obras de Defensas Fluviales. La Sección 3.708 de este Volumen aborda la definición, tipología, elementos constructivos, componentes de las Obras de Defensa Fluvial y los Procedimientos y Técnicas de Diseño Hidráulico de este tipo de obras.

En lo específico, las obras de defensa fluvial son aquellas obras destinadas a satisfacer alguno de los siguientes objetivos:

- Mantener una cierta capacidad de conducción de agua en un cauce
- Proteger estructuras, instalaciones, terrenos agrícolas, o poblados que puedan ser afectados por el escurrimiento.
- Desviar las aguas de un cauce para diversos usos.
- Modificar la hidrología natural de la cuenca, de modo de limitar el gasto máximo para un cierto período de retorno.

En la Sección 3.708 se incluye una descripción de los distintos tipos de obras de defensa fluviales utilizadas frecuentemente para la protección de riberas y obras de infraestructura implantadas en cauces fluviales, las que a continuación se resumen en la siguiente enumeración:

- Defensas Longitudinales y Transversales de Riberas – 3.708.101(1)
- Protecciones de Cepas y Estribos de Puentes – 3.708.101(2)
- Protecciones Locales de Otras Obras – 3.708.101(3)
- Obras de Retención de Sedimentos en Cauces – 3.708.101(4)

Para cada una de ellas se describen los Elementos Constructivos Básicos (Enrocados, Gaviones, Elementos Prefabricados), los Elementos Componentes (Coraza, Fundación, Coronamiento, Talud, Terraplén de Respaldo, Zarpas o Dientes, Radieres, etc) para luego continuar con los Procedimientos y Técnicas de Diseño Hidráulico y con los Criterios Generales de Diseño de Obras Fluviales, los que se ilustran con Diseños Tipo de las diversas obras de defensa antes mencionadas.

3.1002.4 INGENIERIA BASICA - ASPECTOS GEOTECNICOS PARA PUENTES

3.1002.401 Requisitos Generales del Reconocimiento Geotécnico. Durante el desarrollo del Estudio Preliminar, basándose en Cartas de Pequeña Escala (IGM 1:25.000 ó 1:50.000), el Jefe de Proyecto y los Especialistas seleccionarán los corredores alternativos en los que se estima razonable y conveniente analizar posibles trazados.

El especialista en geotecnia analizará dichos corredores haciendo uso de la cartografía disponible, fotos aéreas, levantamientos geológicos que puedan existir, etc. Con la información proporcionada por estos antecedentes, se procederá a reconocer el terreno, en lo posible simultáneamente con el resto de los especialistas, pero en especial en el caso de los puentes con el especialista en hidráulica y mecánica fluvial.

De dicha visita de reconocimiento se pueden alcanzar conclusiones que aconsejen eliminar alternativas claramente inferiores en razón de problemas técnicos o por los altos costos que se les asocian, o bien, se pueden redefinir los emplazamientos preliminares, a la luz de la detección de emplazamientos especialmente favorables. Cumplida esta etapa, se redefinirán los corredores seleccionados y, por lo general, se procederá a ordenar la ejecución de una Restitución Aerofotogramétrica Apoyada en Terreno, en escala intermedia (1:5.000 ó 1:10.000) y eventualmente 1:2.000 si la complejidad de los problemas detectados así lo amerita.

En este nivel de Estudio Preliminar normalmente no se consultan prospecciones, en consecuencia, el Especialista en Geotécnica deberá hacer su aporte basado en los antecedentes existentes y en las observaciones hechas en terreno, complementadas con su experiencia o conocimiento del área en que se emplazarán la o las estructuras.

Los anteproyectos preliminares desarrollados sobre la restitución a escala intermedia, permitirán trazar ejes en planta y alzado que informarán de las alturas de rasantes, longitud de la estructura, alturas de cortes y terraplenes en los accesos etc., diseños que se realimentarán con los aportes de los distintos especialistas.

Finalmente, al igual que el resto de los especialistas, el del área geotécnica procederá a definir en su área el tipo y cantidad de prospecciones, toma de muestras y ensayos a ejecutar en terreno en el siguiente nivel de estudios, dimensionándolos según se haya acordado con el Mandante, si la próxima etapa será de Anteproyecto o de Estudio Definitivo.

En las próximas etapas, consecuentemente, el especialista del área trabajará con los resultados de dichas prospecciones, que podrán confirmar o rectificar las estimaciones previas; en este último caso surgirá la necesidad de complementar las prospecciones en la etapa siguiente, o en la misma etapa si es la definitiva.

En todo caso es un hecho, que toda la inversión que se haga en prospecciones, racionalmente diseñadas y correctamente interpretadas, representa sólo una fracción pequeña de los costos en que se incurre durante la construcción al encontrarse realidades más desfavorables que las previstas y en caso

contrario, si las prospecciones confirman condiciones de terreno mejores que las previstas, o ayudan a levantar incertidumbres, el diseño de la estructura podrá optimizarse, logrando así una estructura más económica.

En lo que sigue de este Tópico, se exponen los procedimientos y recomendaciones generales que deben orientar el estudio geotécnico de las estructuras que corrientemente se requieren para las Obras Viales. En aquellos casos de estructuras singulares o de especial complejidad, se deberán desarrollar los TRE que complementen lo aquí expuesto.

3.1002.402 Información Pertinente Contenida en Otros Volúmenes del Manual. El Volumen N° 2 del Manual de Carreteras presenta, en el Capítulo 2.500 "Ingeniería Básica – Aspectos Geotécnicos", las Secciones que se indican a continuación, cuyo contenido es aplicable a Puentes y Estructuras, por lo que solamente será completado para incluir aspectos específicos no cubiertos por dichas Secciones.

SECCION 2.502 ESTUDIOS DE GABINETE EN BASE A ANTECEDENTES EXISTENTES

- 2.502.1 INFORMES GEOLOGICOS
- 2.502.2 INTERPRETACION DE FOTOS AEREAS
- 2.502.3 PLANOS AGROLOGICOS
- 2.502.4 PLANOS TOPOGRAFICOS
- 2.502.5 INFORMES GEOTECNICOS EXISTENTES

SECCION 2.503 ESTUDIO EN TERRENO

- 2.503.1 RECONOCIMIENTO DE SUPERFICIE
- 2.503.2 RECONOCIMIENTO DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO
- 2.503.3 ENSAYES EN SITIO

SECCION 2.504 ENSAYES DE LABORATORIO

- 2.504.1 NORMAS DE PROCEDIMIENTO
- 2.504.2 PROPIEDADES INDICES
- 2.504.3 DENSIFICACION
- 2.504.4 PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS
- 2.504.5 CANTIDADES DE MUESTRAS

SECCION 2.505 ESTUDIOS GEOTECNICOS ESPECIALES

- 2.505.1 CORTES
- 2.505.2 TERRAPLENES

3.1002.403 Frecuencia y Localización de la Exploración. La exploración del subsuelo deberá ser programada por el especialista geotécnico y el proyectista con el fin de obtener la información necesaria para el diseño y construcción de las fundaciones, con un número suficiente de sondajes, penetraciones con cono y/o calicatas para establecer el perfil estratigráfico longitudinal del suelo y, en casos especiales, transversal. En ciertas ocasiones es conveniente complementar la exploración mediante perfiles sísmicos, en especial cuando se desea prospeccionar las características en profundidad de un afloramiento de roca, o definir la topografía del contacto suelo-roca. Estos perfiles deben ser refrendados con sondajes o calicatas que alcancen la roca.

Dependiendo de la naturaleza y longitud del Puente o de la Estructura y del grado de conocimiento del suelo en base a estudios previos, se determinará el número mínimo de puntos a prospeccionar, teniendo en consideración la posibilidad de complementarla con prospecciones adicionales, de acuerdo a los resultados que se vayan obteniendo. Ello obliga al proyectista o al especialista geotécnico a mantener un seguimiento cercano de los avances de la exploración con el fin de introducir oportunamente los cambios que sean pertinentes.

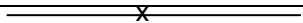
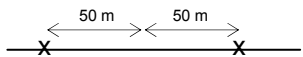
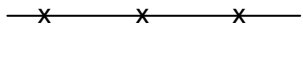
En las Tablas 3.1002.403.A y 3.1002.403.B se establece el número de prospecciones recomendable para Puentes y Estructuras, respectivamente (se exceptúan Puentes con grandes luces o que requieran estructuraciones especiales y complejas).

**TABLA 3.1002.403.A
PROSPECCIONES RECOMENDABLES EN PUENTES**

Longitud del Puente (L) (m)	Número de Prospecciones Según Longitud del Puente
$L \leq 10$	1
$10 < L \leq 30$	2
$30 < L \leq 60$	2
1 Tramo	2
2 Tramos	3
$60 < L \leq 200$	3
2 Tramos	3
3 Tramos	3
4 Tramos	3
5 Tramos	4
$200 < L \leq 400$	4
5 Tramos	4
6 Tramos	4
7 Tramos	5
8 Tramos	5
9 Tramos	6
$400 < L \leq 600$	6
9 Tramos	6
10 Tramos	6
11 Tramos	7
12 Tramos	7
13 Tramos	8

*Dos prospecciones: si se requieren 2 o más sondajes, se hace uno en c/estribo

**TABLA 3.1002.403.B
PROSPECCIONES RECOMENDABLES
EN EL RESTO DE LAS ESTRUCTURAS**

Tipo de Estructura	Número de Prospecciones Recomendables	Localización Recomendada
Muros de Contención	1 cada 50 m	 Eje Muro o Pila
Cajones o Trincheras 1 vano	1 cada 50 m (alternadamente)	 Eje Muro o Pila
Cajones o Trincheras 2 vanos	2 cada 50 m	 Eje Muro o Pila ----- Muro o Pila Central
Pasarelas	1 cada 50 m	En su longitud de desarrollo.

Lo indicado en las Tablas 3.1002.403.A y 3.1002.403.B son recomendaciones que pueden variar dependiendo del grado de certidumbre geotécnica que se tenga de la zona o con los antecedentes que establezcan los estudios previos establecidos en la Sección 2.502 del MC-V2, para lo cual, el especialista debe presentar un plan de prospecciones, el que debe ser aprobado expresamente por la Dirección de Vialidad.

La localización de las prospecciones se efectuará teniendo en cuenta la información recopilada según se establece en 2.502 y del reconocimiento detallado del sitio de emplazamiento del Puente o la Estructura, lo que puede dar origen a una localización de las prospecciones a lo largo del eje uniformemente distribuida o bien asimétrica.

3.1002.404 Profundidad de la Exploración. La profundidad de la exploración quedará definida por la zona de suelo comprometida por las fundaciones de la infraestructura, teniendo en consideración que las luces de los vanos de las superestructuras, la ubicación de las fundaciones y, por tanto, las solicitudes sobre las fundaciones, pueden modificarse durante el desarrollo del proyecto.

3.1002.404(1) Fundaciones Directas. Para fundaciones directas la exploración debe extenderse por debajo del sello de fundación previsto, hasta alcanzar las profundidades establecidas en la Lámina 3.1002.404(1).A. Se exceptúan casos en los que a profundidades menores se alcance suelo competente como por ejemplo roca, gravas muy compactas, suelos con cementación, etc., en cuyo caso y siempre que se avale la continuidad en profundidad de dichos suelos, la exploración podrá detenerse al inicio de ellos.

En el caso de los muros TEM se recomienda considerar una profundidad de la exploración en al menos un rango entre 1,0 y 1,5 veces la altura del muro.

Para todo efecto, incluida la definición de la profundidad de exploración, el sello de fundación corresponde al nivel de apoyo de las zapatas, independientemente de si se utiliza un mejoramiento del suelo por debajo de dicho sello.

3.1002.404(2) Fundaciones Profundas. Se recomienda una longitud de 35 m para los sondajes, ya sea para puentes, pasos inferiores, pasos superiores y pasarelas que contemplen fundaciones profundas. No obstante, la longitud ejecutada de los sondajes la determina el especialista en mecánica de suelos del Consultor y debe ser aprobada por la Inspección Fiscal.

Para fundaciones profundas, tales como pilotes o pilas de fundación, la exploración debe extenderse bajo el nivel previsto para la punta de los pilotes o bajo el sello de fundación de las pilas un mínimo de 10 m, o bien 3 veces el diámetro de la punta del pilote, o la distancia entre los pilotes exteriores, cuando sea un grupo de pilotes (no aplica para pilotes inclinados), o 3 veces el lado menor de la fundación de la pila, utilizándose el mayor valor que resulte al aplicar ambos criterios. Cuando la punta de los pilotes o el sello de fundación de las pilas se encuentre apoyado en roca se deberá penetrarla un mínimo de 3 m para asegurar que no se trate de un gran clasto. En ocasiones, cuando se requiera que la fundación profunda penetre en roca, se deberá explorar toda la longitud de penetración prevista en el caso de fundaciones en tracción, agregándose una penetración adicional igual a 3 veces el diámetro o el lado menor de la fundación si está sometida a compresión.

Para grupos de pilotes la exploración se extenderá bajo la punta de los pilotes previsto para el grupo, en una longitud mínima, D_E , dada por la Tabla 3.1002.404(2).A, o bien hasta un mínimo de 10 m, utilizándose el valor mayor que se obtenga al aplicar ambos criterios.

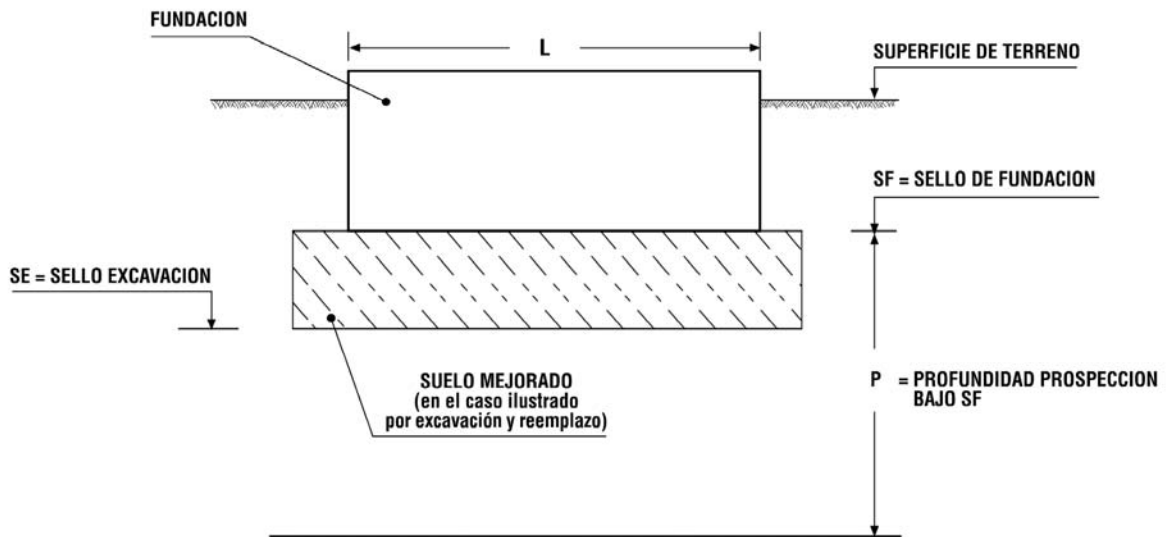
Para las pilas de fundación la exploración se extenderá bajo el sello de fundación en una longitud mínima, D_E , dada por la Tabla 3.1002.404(2).A, o bien hasta un mínimo de 10 m, o la distancia entre los pilotes exteriores, utilizándose el valor mayor que se obtenga al aplicar todos estos criterios.

TABLA 3.1002.404(2).A
PENETRACIÓN DE LA EXPLORACIÓN BAJO LA PUNTA O SELLO DE FUNDACIÓN
PARA GRUPOS DE PILOTES O PILAS

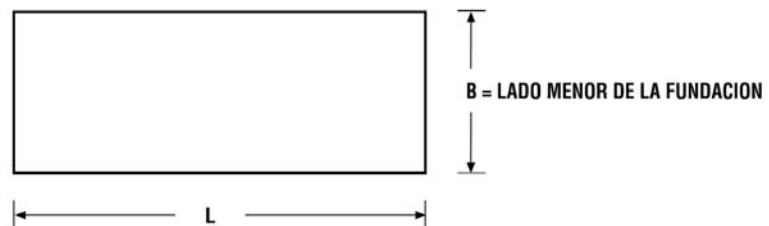
S/D	D_E
≥ 4	3,0 D
3,0	4,5 D
2,5	5,3 D

en que: S = menor distancia entre ejes de pilotes o pilas de fundación contiguas.
D = diámetro de la punta del pilote o lado menor de la fundación de la pila.
 D_E = penetración de la exploración; si $D_E < 10$ m, usar $D_E = 10$ m.

a) ELEVACION FUNDACION



b) PLANTA FUNDACION



	$L \leq 2B$	$2B < L \leq 5B$	$L > 5B$
$P =$	$2B$	Interpolar linealmente	$4B$

Las profundidades de exploración establecidas en los Numerales precedentes podrán reducirse de acuerdo al grado de certidumbre geotécnica que se tenga en la zona o con los antecedentes que establezcan los estudios previos establecidos en la Sección 2.502 del MC-V2. De hecho, para el caso de Estructuras, la práctica normalmente utilizada en suelos no conflictivos es acoplar los estudios previos establecidos en la Sección 2.502 con exploraciones en base a calicatas de 4 a 6 m de profundidad, que no necesariamente cumplen con las profundidades mínimas establecidas en los Numerales precedentes, todo lo cual se complementa con algunos sondajes o calicatas más profundas para validar la continuidad estratigráfica en profundidad.

La programación de las profundidades de fundación establecidas en los Numerales precedentes requerirá al menos una definición preliminar del tipo y dimensiones de la fundación basándose en los Estudios Preliminares indicados en la Sección 2.502 y lo expuesto en Numeral 3.1002.401. En todo caso, la programación de la exploración deberá contar con la participación del proyectista y del especialista geotécnico, y debe ser aprobada por la Inspección Fiscal.

3.1002.405 Ensayes en Sitio. En los Tópicos 2.503.2 y 2.503.3, de la Sección 2.503 del MC-V2, se describen los ensayos en sitio destinados a caracterizar las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo prospectado, tales como, pruebas de carga con placa, permeabilidades, medidas de densidad, ensayos de penetración, etc.

Las pruebas de carga con placas se hacen para evaluar la rigidez y la capacidad de soporte del suelo y pueden realizarse contra el fondo de la perforación de una calicata o contra las paredes de la misma.

Los ensayos de permeabilidad pueden ser ejecutados tanto en calicatas como en sondajes, y permiten cuantificar con relativa precisión el coeficiente de permeabilidad del terreno. Pueden ser del tipo de agotamiento, si la perforación tiene su fondo bajo el nivel estático de la napa, y de infiltración, si el nivel del agua subterránea está bajo el fondo de la perforación.

Los ensayos de penetración persiguen determinar las características mecánicas de los suelos prospectados. El ensaye de penetración más usado es el de penetración estándar (cuchara normal o "SPT") realizado en sondajes, que se encuentra descrito por la norma Nch 3364:2014 "Geotecnia – Ensayo de Penetración Estándar", y que permite además obtener una muestra perturbada del suelo comprometido. Este ensaye, que es aplicable a suelos arenosos exentos de grava que supere un tamaño superior a 12 mm (1/2"), está desarrollado especialmente para ser usado en arenas, dado que hay buenas correlaciones entre la densidad relativa de éstas y los resultados de la prueba. Las correlaciones existentes entre este ensaye y los suelos finos, tales como limos o arcillas, presentan dispersiones importantes que obligan a usar sus resultados con cautela.

El ensaye de cono dinámico es un ensaye de penetración, que permite tener una idea cualitativa de la compacidad o consistencia de un suelo, o para extrapolar en forma confiable la información que pueda obtenerse de un sondaje convencional (ver Numeral 2.503.205 del MC-V2). Estos ensayos, que son similares al de la cuchara normal (SPT), pero con conos de 50 mm de diámetro y un ángulo de 60° en la punta, seguido por un cilindro o fuste del mismo diámetro y 10 mm de altura, se realizan contabilizando el número de golpes necesarios para hincar el cono en 30 cm. La masa es de 140 lbs de peso y cae libremente desde 75 cm de altura.

El ensaye de cono portátil de penetración dinámica consulta el hincamiento de una punta cónica de 20mm de diámetro mediante golpes de un martinete de 8 kgf de peso en caída libre desde 57,5 cm de altura. Se registra el avance del cono en cada golpe, obteniéndose trazos lineales cuya pendiente es un índice de la capacidad de soporte dentro de todo el espesor de estrato homogéneo. El índice de penetración D (mm/golpe) está relacionado al valor CBR por una ecuación de regresión (ver Numeral 2.503.206 del MC-V2).

El ensaye de penetrómetro estático consiste en el hincado en el terreno de un cono mediante presión estática y es usado para evaluar cuantitativamente la consistencia o compacidad de suelos finos o arenas que no presenten gravas (ver Numeral 2.503.207 del MC-V2).

A la lista de ensayos en sitio recién enumerados, se agrega en el Numeral 2.503.208 el ensaye presiométrico, desarrollado en Francia por el ingeniero Luis Menard¹ que consiste en una sonda cilíndrica que se dilata radialmente en contra de las paredes del suelo en un sondaje. La dilatación se logra aplicando presión hidráulica, mientras que las deformaciones radiales del suelo se miden a través del cambio de volumen experimentado por la sonda. El ensaye permite obtener la capacidad de soporte y asentamientos en fundaciones directas, siendo también aplicable a fundaciones profundas para obtener capacidades de soporte y constantes de balasto de interacción horizontal entre la fundación y el suelo.

En la Lámina 3.1002.405.A se presenta esquemáticamente la sonda presiométrica y los elementos de medición de presión y cambio volumétrico que se instalan en la superficie del terreno.

El ensaye presiométrico es aplicable a una amplia gama de suelos, desde depósitos finos blandos hasta rocas blandas, en los que puede o no estar presentes niveles de napa. La utilización del presiómetro elimina la necesidad de obtener muestras inalteradas para ser ensayadas en el laboratorio, lo que constituye una gran ventaja en suelos difíciles de muestrear, como por ejemplo arenas y gravas arenosas con cementación baja a nula.

En el Numeral 2.503.503 del MC-V2, se presentan una serie de ensayos geofísicos que permiten medir la velocidad de propagación de las ondas de corte Vs en los suelos. Este parámetro se utilizará para realizar la clasificación dinámica de los suelos.

En la Tabla 3.1002.405.A se indica el rango ideal para el diámetro de la cavidad practicada con el sondaje en función del diámetro de la sonda presiométrica utilizada en el ensaye.

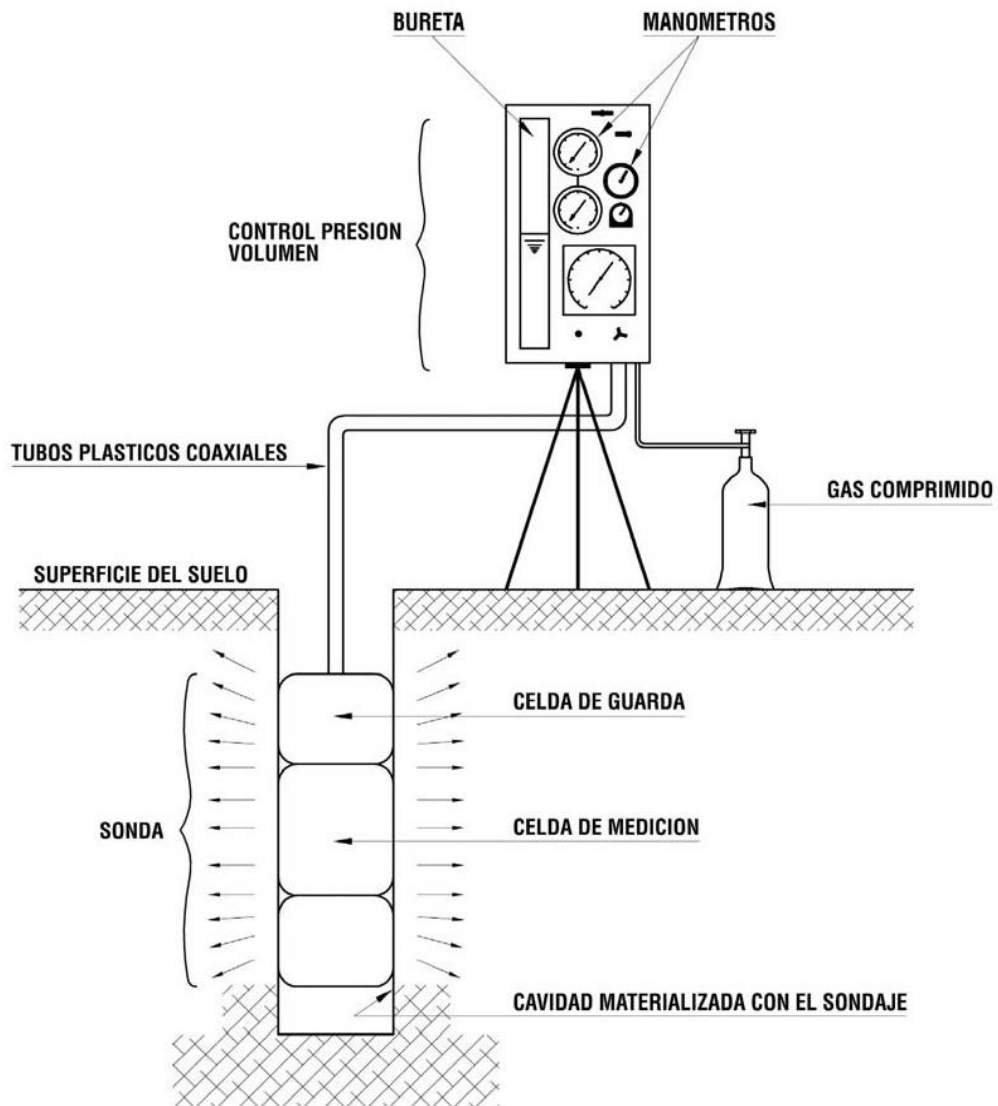
TABLA 3.1002.405.A
RANGO DE DIÁMETROS DEL SONDAJE VERSUS DIÁMETRO DE LA SONDA PRESIOMÉTRICA

Diámetro de la sonda presiométrica (mm)	Rango ideal Diámetro cavidad del sondaje (mm)	
	Mín	Máx
32	34	38
44	46	52
58	60	66
72-74	74	80

El ensaye está normado según la Norma ASTM D 4719-87 (reapproved 1994), bajo el título "Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils".

En la Tabla 3.1002.405.B Ensayes en sitio se indica un detalle de los principales ensayos utilizados en estudios geotécnicos para puentes, su mejor aplicación, su no aplicabilidad y las propiedades que permiten determinar.

¹ "El Presiómetro Luis Menard, Reglas de Utilización de Técnicas Presiométricas y Análisis de Resultados para el Cálculo de Fundaciones", Técnicas Luis Menard, Centro de Estudios Geotécnicos de Paris, 16 Avenue Sadi Carnot – Saulx - Les- Chartreux (91), Publicación N° 117-91163.



**TABLA 3.1002.405.B
ENSAYES EN SITIO**

Tipo de Ensaye	Mejor Aplicación	No Aplicable Para	Propiedades que Permite Determinar
Ensaye de penetración estándar (SPT).	Arena	Grava gruesa (*)	- Evaluación cualitativa de la compacidad. - Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensaye de penetración dinámica (cono dinámico).	Arena y grava	Arcilla	- Evaluación cualitativa de la compacidad. - Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensaye de penetración estática (cono estático).	Arena, limo y arcilla	-	- Evaluación continua de la densidad y resistencia de las arenas. - Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada en arcillas.
Ensaye molinete o veleta (**).	Arcilla	Todos los demás suelos	- Resistencia al corte no drenada.
Ensaye presiométrico.	Roca blanda, arena, grava y suelos finos	Arcillas blandas sensibles	- Capacidad de carga y compresibilidad. - Se puede estimar K_0 in - situ.
Ensaye con placa de carga y ensaye con barrena helicoidal.	Arena, arcilla y gravas	-	- Módulo de deformación. - Módulo de reacción de la subrasante. - Capacidad de carga.
Ensaye con dilatómetro de placa plana.	Arena y arcilla	Grava	- K_0 , razón de preconsolidación módulo de deformación y resistencia al corte.
Ensaye de permeabilidad.	Arena y grava	-	- Evaluación del coeficiente de Permeabilidad.

(*) Las correlaciones existentes entre este ensaye y los suelos finos, tales como limos y arcillas presentan dispersiones importantes que obligan a utilizar sus resultados con cautela.

(**) Se debe comparar con otros ensayes (ej., triaxial o corte directo).

K_0 : Coeficiente de empuje en reposo del suelo.

3.1002.406 Ensayes de Laboratorio. En la Sección 2.504 del MC-V2 se describen los ensayes de laboratorio para determinar las propiedades índices, mecánicas e hidráulicas del suelo prospectado.

A los tipos de ensayes triaxiales allí descritos se agrega aquí el triaxial cíclico en la modalidad consolidado sin drenaje, el que permite definir la resistencia y rigidez de suelos sometidos a sollicitaciones sísmicas.

El ensaye consiste en consolidar la muestra para posteriormente aplicar, en condiciones no drenadas, entre 20 a 30 ciclos de esfuerzo desviador con amplitud $\pm \sigma_d$, registrando las deformaciones axiales y la evolución de las presiones de poros en caso que se trate de suelos saturados. Después de 30 minutos de terminada la etapa cíclica y manteniendo en todo momento la probeta con las válvulas de drenaje cerradas, se aplica el esfuerzo desviador monótonicamente creciente hasta alcanzar la falla (triaxial convencional). Ello permite evaluar la magnitud de la degradación de la resistencia y rigidez del suelo provocada por la sollicitación cíclica (sísmica). El ensaye está normado por la Norma ASTM D5311-92 bajo el título "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils".

A través de los ensayes en sitio y de laboratorio es posible estimar la resistencia al corte y las constantes elásticas de los suelos que se están prospectando. En la Tabla 3.1002.406.A Constantes Elásticas de Diferentes Suelos se indican rangos de valores típicos para el módulo de deformación (E_s) y el módulo de Poisson, para diferentes tipos de suelos, además de la estimación de E_s a partir de N (resistencia del ensaye de penetración estándar), a partir de S_u (resistencia al corte no drenada) y a partir de q_c (resistencia del ensaye de penetración de cono estático).

TABLA 3.1002.406.A
CONSTANTES ELÁSTICAS DE DIFERENTES SUELOS

Tipo de Suelo	Rangos de Valores Típicos	Módulo de Poisson, ν Carga drenada (adimensional)(*)	Tipo de Suelo	Es (kg/cm ²)
	Módulo de Deformación, Es (MPa)			
Estimación de Es a partir de N				
Arcilla:				
Blanda sensible	2,4 - 15	0,35	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	(1)
Medianamente rígida a rígida	15 - 50		Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	(1)
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava	(1)
Estimación de Es (Mpa) a partir de Su (Mpa)				
Loess	15 - 60	0,30	Arcilla blanda sensible	40 Su - 100 Su
Limo	5 - 50	0,30		
Arena fina:			Arcilla medianamente rígida a rígida	150 Su - 240 Su
Suelta	7,5 - 10	0,30		
Medianamente Densa	10 - 35	0,30		
Densa	35 - 50	0,30	Arcilla muy rígida	300 Su - 400 Su
Arena:				
Suelta	10 - 25	0,30		
Medianamente Densa	25 - 50	0,30		
Densa	50 - 75	0,30		
Estimación de Es (Mpa) a partir de qc (Mpa)				
Grava:			Suelos arenosos	4 qc
Suelta	25 - 75	0,30		
Medianamente Densa	75 - 100	0,30		
Densa	100 - 200	0,30		

(*) ν = 0,50 para carga no drenada en todos los casos

Su : Resistencia al corte no drenada (MPa).

qc : Resistencia del ensaye de penetración de cono (MPa).

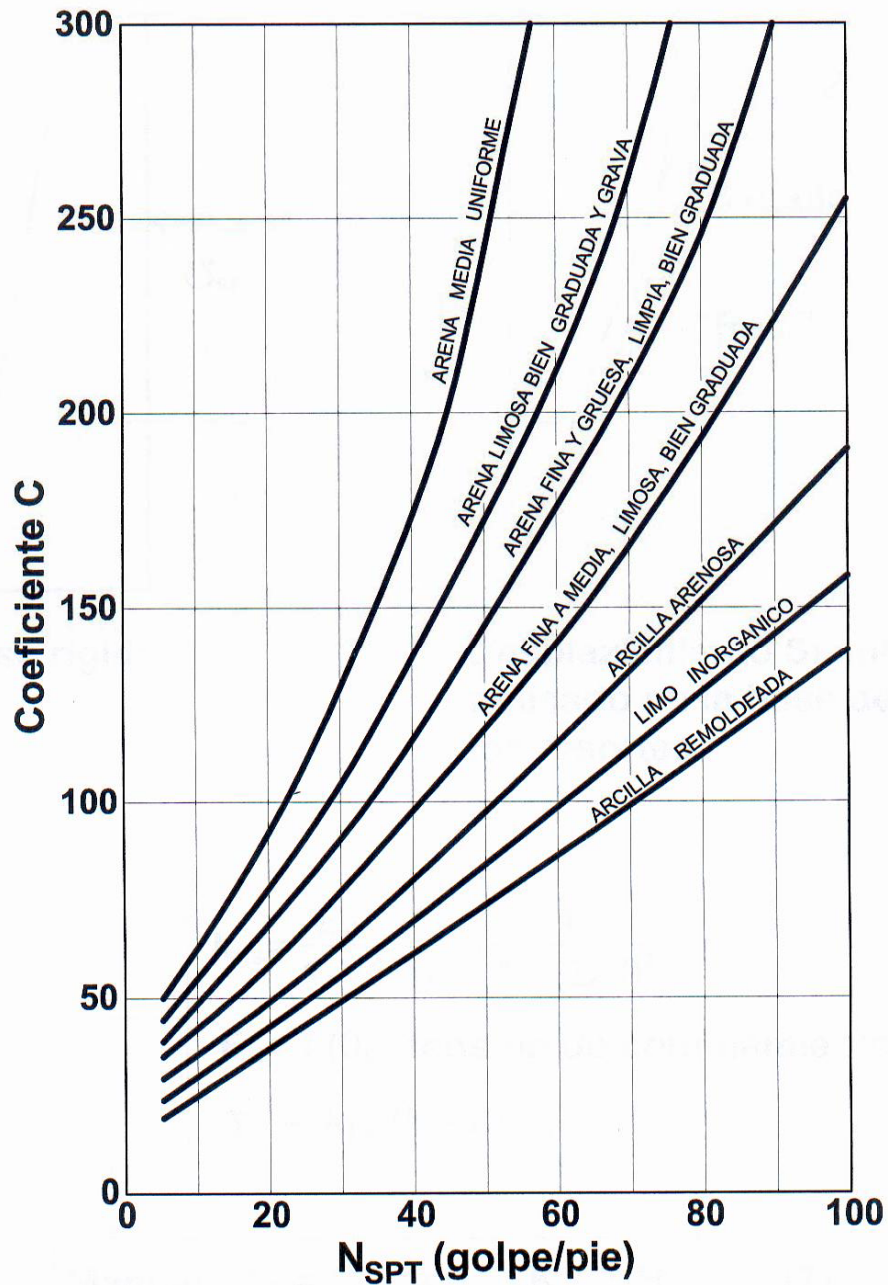
(1) $E_s = 3,2 \cdot C \cdot (\bar{\sigma}_{v0})$

E_s : Módulo de deformación del suelo a la profundidad Z, bajo la superficie del terreno, en Kg/cm².

$\bar{\sigma}_{v0}$: Tensión efectiva vertical inicial a la profundidad Z antes de efectuar las excavaciones, en Kg/cm².

C : Coeficiente empírico que depende del tipo de suelo y del valor del índice de penetración estándar, N_{spt} (sin corregir), a la profundidad Z. Ver Lámina 3.1002.406.A.

Esta formulación no es aplicable a los suelos gravosos, en los que el índice de penetración no es un parámetro representativo.



3.1002.407 Contenido del Informe Geotécnico. El informe geotécnico debe entregar todos los antecedentes necesarios para el proyecto estructural de la obra, entre los que se señalan los siguientes:

- Descripción geológica, o bien, un estudio geológico de la zona de emplazamiento de la obra, cuando el especialista geotécnico considere que ello es necesario.
- Antecedentes geotécnicos que se hubiesen recopilado, según lo indicado en la Sección 2.502 del MC-V2 y los obtenidos con la exploración de suelos efectuada para la obra, incluyendo los ensayos de laboratorio y de terreno ejecutados. Se deberá explicitar el valor de los parámetros del suelo utilizados en la definición de las bases de diseño de las fundaciones.
- Planta y perfil longitudinal del terreno en el eje del puente o de la estructura, donde se represente la ubicación y cotas de los puntos prospectados y el perfil estratigráfico obtenido. La cota de los puntos prospectados deberá estar amarrada al sistema de cotas del levantamiento topográfico.
- Tipo y cotas de fundación, incluyendo alternativas de sistemas de fundación, mejoramiento del suelo bajo las fundaciones, sistemas de precarga, etc., si ello fuere pertinente. Cuando se requiera el uso de pilotes, el informe lo deberá explicitar.
- Tensiones de contacto admisibles para fundaciones directas, carga admisible de compresión y tracción para fundaciones profundas y constante de balasto para solicitaciones estáticas y sísmicas. Para el caso de suelos finos saturados y en tanto ello fuera relevante para la estructura, se entregará el desarrollo en el tiempo de los asentamientos por consolidación.
- Pesos unitarios y parámetros de resistencia al corte, para determinar empujes de tierras, resistencia al deslizamiento, resistencia pasiva, diseño de anclajes y estabilidad de taludes y terraplenes cuando ello fuere pertinente, tanto para condiciones estáticas como sísmicas.
- Empujes sobre pilotes emplazados en torno a taludes de terraplenes sobre suelos blandos.
- Definición del suelo de fundación de acuerdo con la clasificación de la Tabla 3.1004.308.B.
- Especificaciones técnicas especiales que fuera necesario explicitar, para que se cumplan las bases de diseño establecidas en el informe geotécnico.

3.1002.5 INGENIERÍA BÁSICA – ASPECTOS DE DEMANDA Y CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

Estas materias que normalmente serán estudiadas como parte del proyecto integral de la Carretera o Camino, se desarrollan en detalle en el Capítulo 2.600 del MC-V2.

Elas influirán en la selección de la Sección Transversal que se deberá adoptar para la calzada de los puentes, viaductos y atraviesos.

Dado que las cargas móviles que circulan por los caminos del país están limitados por ley, y los tonelajes máximos quedan cubiertos por el vehículo tipo de diseño, éste no será un problema en los caminos públicos bajo la tuición de la Dirección de Vialidad.

Los casos particulares de cargas especiales que deben requerir autorización para transitar deben ser abordados mediante las exigencias que se hacen respecto de los vehículos en que ellas van a ser transportadas.

Se hace notar en todo caso a los Proyectistas, que para ciertos proyectos que les pueden ser encomendados por particulares, en especial las empresas de la gran minería, son frecuentes los vehículos tipo “fuera de carreteras”, los que requerirán un estudio especial que no está tratado en este Capítulo.

3.1002.6 INGENIERÍA BÁSICA – ASPECTOS AMBIENTALES Y DE MITIGACIÓN DE IMPACTO

El tratamiento integral de las materias ambientales y de mitigación se aborda en el MC-V9, Estudios y Criterios Ambientales en Proyectos Viales.

En el Capítulo 2.700 del MC-V2 se presenta una síntesis de los principales aspectos relacionados con el tema.

SECCION 3.1003 DISPOSICIONES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Los puentes en Chile se diseñarán ciñéndose a las disposiciones de la Norma AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, 2002". En la presente Sección y en la siguiente 3.1004, Diseño Sísmico, se incorporan recomendaciones y criterios que la práctica chilena ha desarrollado en los últimos años y que han permitido un buen comportamiento de las estructuras frente a los eventos naturales. La aplicación de las disposiciones de la norma "AASHTO LRFD Bridges Design Specifications" en su 6ª Edición 2012 y posteriores también es una alternativa considerada por la Dirección de Vialidad, conforme se establece en el Numeral 3.1001.401.

Las disposiciones y recomendaciones incluidas en estas secciones son, en general, complementaciones, aclaraciones y/o interpretaciones de aquellas disposiciones de la Norma AASHTO que no concuerdan exactamente con la experiencia chilena. De igual modo, se aclaran aspectos de la norma que, por sustentarse en la experiencia norteamericana, no son aplicables a la situación chilena (por ej. la zonificación sísmica del país). Se incluyen además, recomendaciones y criterios de diseño complementarios, que en los últimos años han sido aplicados por la Dirección de Vialidad.

El alcance de los temas que se abordan en la presente Sección y en la siguiente de Diseño Sísmico, se limitará a puentes, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas peatonales y obras afines, con tramos con luces libres no mayores de 70 m (estructuras menores y medianas). No se incluirán puentes con tramos que presenten luces sobre 70 m (estructuras mayores) y de tipologías especiales, tales como puentes en arco, atirantados, colgantes, etc. En estos casos, y en aquellos en que existan problemas estructurales complejos que superen los alcances del Manual de Carreteras, se requerirá la participación de Especialistas que deberán justificar los criterios de diseño y procedimientos empleados.

No se contemplan en el presente capítulo disposiciones para los puentes militares, de madera o de mampostería y/o sillería. Estos últimos son de competencia regional y serán considerados como puentes provisorios. De igual modo, no se contemplan recuperaciones de estándar de diseño y cambios de estándar de puentes existentes, los que darán origen al desarrollo de TRE que consideren las particularidades de cada caso y que, en los aspectos de diseño, podrán apoyarse en las recomendaciones incluidas en las presentes secciones.

No obstante lo señalado, en el diseño de puentes, pasos desnivelados y pasarelas, podrán utilizarse análisis racionales alternativos a los aquí establecidos, basados en teorías y ensayos aceptados y probados por la práctica profesional. En tal caso se deberá tener en cuenta que cualquiera modificación a las disposiciones establecidas en el presente documento, entiéndase complemento o sustitución, sean éstas totales o parciales, deberán ser aprobadas previamente por la Dirección de Vialidad, para lo cual se deberá presentar una proposición escrita con los antecedentes técnicos de respaldo.

3.1003.1 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

3.1003.101 Secciones Transversales Tipo de Puentes. En la definición de la sección tipo del puente se deberá tener en cuenta, parámetros tales como: lugar de emplazamiento del puente (puentes rurales o urbanos), ancho de la plataforma del camino donde se emplaza, longitud total del puente, categoría del camino (Autopista, Autorruta, Primario, Colector, Local y Desarrollo) y el tránsito previsto para el año horizonte de diseño.

Las disposiciones referentes a la sección transversal tipo de los puentes también serán aplicables a los pasos sobre nivel o superiores, según se definen en el Numeral 3.1003.102(2).

El ancho de calzada mínimo de un puente con dos pistas para tránsito bidireccional o unidireccional será de 10,0 m, salvo en los puentes urbanos, en que el ancho mínimo de la calzada será de 8,0 m. El tablero del puente deberá mantener el ancho total de la plataforma, a nivel de rasante, del camino o calle donde se emplaza, exceptuando el ancho del SAP. En ningún caso se podrá disminuir las dimensiones de la o las pistas del camino y sus bermas. Sólo en puentes emplazados en caminos locales o de desarrollo, se permitirán reducciones del ancho de las bermas. En el caso de puentes mayores con longitudes totales superiores a 200 m, se podrán aceptar anchos diferentes a los establecidos, apoyados en

consideraciones económicas o de otro tipo debidamente justificadas por el proyectista, las que deberán ser aprobadas por la Dirección de Vialidad.

Puentes de simple vía o de anchos de tableros menores que los señalados se podrán diseñar sólo para casos muy justificados, y deberán contar con la aprobación previa de la Dirección de Vialidad. En el caso de puentes de simple vía, el ancho mínimo de la calzada será de 4,50 m. El empleo de una sección transversal como la señalada se reserva para caminos locales o de desarrollo, con velocidades de proyecto inferiores a 50 km/h y con una baja proyección de crecimiento futuro.

En el caso de pasos superiores en ramales de enlace, que normalmente se asocian a una planta en curva, los anchos del tablero coincidirán con los de la plataforma del ramal a nivel de rasante, considerando lo expuesto en el Numeral 3.404.306, Anchos de calzadas en Ramales de Giro, cuyo resumen se presenta en la Tabla 3.404.306(2).A.

En puentes urbanos, o a aquellos rurales de una longitud total superior a 40 m, que originen flujos relevantes de personas o bicicletas, la sección tipo del puente deberá considerar un área de protección para peatones y ciclovías, la que deberá estar físicamente segregada con barreras. En aquellos puentes rurales de longitud igual o inferior a 40 m, en general, será suficiente considerar un área de protección, la que deberá estar demarcada mediante línea blanca longitudinal continua en el eje, segregada mediante tachas rojas, y con una demarcación achurada en diagonal a 45°. De igual modo, se dispondrán estas áreas en los puentes donde se desarrollen actividades turísticas tales como pesca, mirador turístico, etc. El ancho de ellas se definirá de acuerdo con el flujo peatonal previsto, con un mínimo de 1,5 m, pudiéndose reducir hasta 1,0 m en casos muy justificados, previa autorización de la Dirección de Vialidad; en el caso de servir también como ciclovía, el mencionado ancho no podrá ser inferior a 1,50 m. Si las condiciones del entorno y el sistema de actividades originan flujos relevantes simultáneos de ciclistas y peatones en ambos sentidos, se considerará un ancho mínimo de 2,4 m.

Se deberán efectuar las segregaciones que corresponda de los vehículos motorizados en relación con los ciclistas/peatones, según se indica en el MC-V4, colocando, cuando corresponda, segregación física (barreras) entre ambos. En este caso, la baranda que se colocará en el borde externo del tablero será del tipo peatonal simple o reforzada, de acuerdo con la Lámina 4.606.002.

En los puentes sin pasillos y en sus accesos inmediatos, los límites de la calzada vehicular se demarcarán con líneas de borde con tachones bajos reflectantes, que adviertan al conductor si invade la zona de bermas.

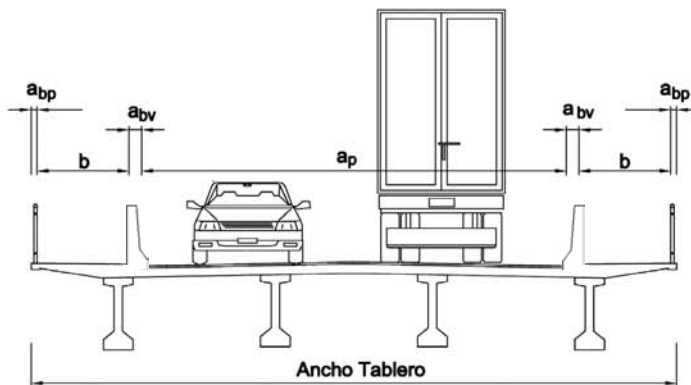
En la Tabla 3.1003.101.A se muestran los anchos mínimos de los tableros para puentes y pasos superiores, distinguiéndose el lugar de emplazamiento de la estructura, y en el caso de las zonas rurales, la longitud de ésta. Las dimensiones transversales del tablero se expresan en relación con el ancho de la plataforma del camino o carretera donde se emplaza. La geometría de la plataforma del camino se define según los criterios establecidos en la Tabla 3.201.5.C.

En la Lámina 3.1003.101.A se muestra la disposición del tablero de un puente o paso superior con los principales elementos que definen su ancho.

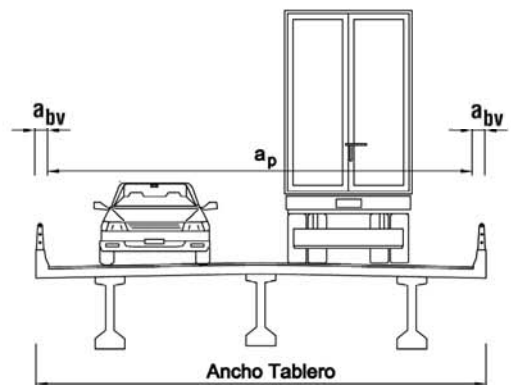
La Dirección de Vialidad se reserva el derecho de exigir secciones de estructuras mayores que los mínimos establecidos, en aquellos casos en que las características del trazado o de los tránsitos lo recomienden, así como también, el derecho de autorizar secciones especiales para puentes de longitud o luces excepcionales.

PUENTES Y PASOS SUPERIORES EMPLAZADOS EN ZONAS RURALES

a) Longitud $L > 40\text{m}$



b) Longitud $L \leq 40\text{m}$



$$\text{Ancho Tablero}^{(1)(2)} = a_p + 2 \cdot (a_{bv} + b + a_{bp})$$

Si $a_p \leq 10$, se considera $a_p = 10,0\text{ m}$

$$\text{Ancho Tablero}^{(1)(2)} = a_p + 2 \cdot a_{bv}$$

Si $a_p \leq 10$, se considera $a_p = 10,0\text{ m}$

a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente incluyendo calzadas y bermas con las áreas de protección peatones/ciclistas si corresponde, medianas, bermas, y sobreeanchos de curvas si procede. No se considera el sobreeancho de plataforma (SAP).

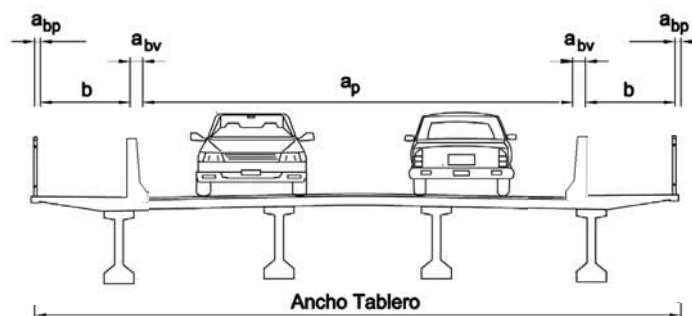
b = Ancho en metros del pasillo peatonal $\geq 1,5\text{ m}$

a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m) (véase Tópico 6.502.5 del MC-V6)

a_{bp} = Ancho baranda peatonal (véase Lámina 4.606.002)

Para el caso a) el puente puede tener pasillo a un sólo lado, según las condiciones de flujo peatonal/ciclistas en la zona, y si así lo indica el proyecto.

PUENTES Y PASOS SUPERIORES EMPLAZADOS EN ZONAS URBANAS



$$\text{Ancho Tablero}^{(1)(2)} = a_p + 2 \cdot (a_{bv} + b + a_{bp})$$

en que:

$$\text{Si } a_p \leq 8, \text{ se considera } a_p = 8,0\text{ m}$$

a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino, calle o avenida en los accesos del puente, incluyendo calzadas, pista de viraje, medianas y bermas si las hubiera.

b = Ancho en metros del pasillos peatonal $\geq 1,5\text{ m}$

a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m)

a_{bp} = Ancho baranda peatonal.

Notas: (1) El detalle de estas Secciones Tipo se encuentra en el MC-V4. Puentes de anchos menores a los señalados y puentes de simple vía deberán contar con la aprobación previa de la Dirección Nacional de Vialidad.

(2) Para Pasos Superiores en Ramales de Enlaces ver Tabla 3.404.306(2).A.

TABLA 3.1003.101.A
ANCHOS MINIMOS DE TABLEROS EN PUENTES Y PASOS SUPERIORES

Emplazamiento	Longitud (m)	Ancho del Tablero (m) ^{(1) (2)}	Descripción
Puentes y Pasos en Zonas Rurales	> 40	$a_p + 2 \cdot (a_{bv} + b + a_{bp})$ Si $a_p \leq 10$ m, se considerará $a_p = 10,0$ m	a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente, incluyendo calzadas, medianas, bermas y sobreamchos de curvas si corresponde. No se considera el sobre ancho de plataforma (sap.). a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m) b = Ancho en metros del pasillo peatonal $\geq 1,5$ m a_{bp} = Ancho baranda peatonal (m)
	≤ 40	$a_p + 2 \cdot a_{bv}$ Si $a_p \leq 10$ m, se considerará $a_p = 10,0$ m	a_p = Ancho en metros de la plataforma del camino en los accesos del puente, incluyendo calzadas, medianas, bermas y sobreamchos de curvas si corresponde. No se considera el sobre ancho de plataforma (sap.). a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m)
Puentes y Pasos en Zonas Urbanas		$a_p + 2 \cdot (a_{bv} + b + a_{bp})$ Si $a_p \leq 8$ m, se considerará $a_p = 8,0$ m	a_p = Ancho en metros del camino, calle o avenida en los accesos del puente, incluyendo calzadas, pistas de viraje, medianas y bermas, si las hubiera. a_{bv} = Ancho barrera vehicular (m) ⁽³⁾ b = Ancho en metros del pasillo peatonal $\geq 1,5$ m a_{bp} = Ancho baranda peatonal (m)

(1) El detalle de estas Secciones Tipo se encuentra en el MC-V4. Puentes de anchos menores a los señalados y puentes de simple vía deberán contar con la aprobación previa de la Dirección de Vialidad.

(2) Para Pasos Superiores en Ramales de Enlaces ver Tabla 3.404.306(2).A.

3.1003.102 Secciones Tipo en Pasos Desnivelados. Para fines de este Manual, se entenderá como paso bajo nivel o inferior, aquel en el cual la carretera o camino que se está proyectando pasa bajo una estructura sobre la cual atraviesa otro camino, carretera o vía férrea. Como paso sobre nivel o superior se entenderá aquel en el cual la carretera o camino pasa sobre una estructura, bajo la cual cruza otro camino, carretera o vía férrea. En el primero, las dimensiones de la plataforma y distancias libres laterales y verticales con respecto a la estructura se refieren a las secciones que deben quedar libres bajo la estructura, para que la carretera o el camino crucen en forma segura y sin interferencias. En el segundo caso, las secciones y distancias se refieren a las que definen el ancho del tablero del paso superior.

Las carreteras y caminos, a su paso bajo o sobre estructuras, deberán mantener, en lo posible, el ancho total de su sección transversal. En ningún caso se podrán disminuir las dimensiones de la o las calzadas y se permitirán reducciones del ancho de las bermas sólo en casos justificados y cuando las limitaciones de espacio lo requieran. En el caso de los pasos bajo nivel, sólo se podrá alterar la sección en los detalles de la infraestructura caminera correspondiente a las cunetas.

3.1003.102(1) Pasos Bajo Nivel. La plataforma, en estos casos, no debe alterarse. Se deben respetar, además, ciertos espacios libres, lateral y verticalmente, con el fin de salvaguardar la visibilidad y el gálibo correspondiente. Es importante que todas estas secciones deben ser estudiadas considerando las futuras ampliaciones.

Las distancias libres laterales deben tener como mínimo un ancho de 1,8 m, y se miden desde el borde de la calzada hasta el próximo obstáculo que en este caso puede ser un estribo, un muro, un pilar, una barrera de contención o una solera. Este valor constituye un mínimo absoluto si dicho obstáculo está situado a la derecha del flujo vehicular, y mínimo deseable si se encuentra a la izquierda, lo que puede suceder sólo en calzadas separadas unidireccionales. En este último caso, el mínimo absoluto será de 1,2 m. En el caso de calzadas únicas bidireccionales, la distancia libre a la izquierda de un flujo vehicular corresponde a la de la derecha del flujo contrario, por lo cual el mínimo absoluto será de 1,8 m. Como las

bermas deben continuar bajo las estructuras, estas distancias están aseguradas cuando dichas bermas tienen un ancho suficiente.

En todo caso, los requerimientos de visibilidad pueden hacer insuficiente estos espacios libres. En tales casos, ellos deberán ser ampliados según estas necesidades primordiales.

Si hay pistas auxiliares, las mínimas distancias laterales libres, a la derecha, podrán reducirse hasta 1,5 m. En la práctica, si existe una pista lenta, la reducción del ancho de la berma adyacente a ella puede redundar en una sección libre menor que la que resulta cuando se mantienen bermas de anchos superiores a 1,5 m.

La distancia lateral libre deseable en las pistas normales será de 2,4 m y en las pistas lentas podrá reducirse a 1,80 m. Sin embargo, si las bermas del camino en estudio que cruza bajo la estructura tienen anchos superiores a los señalados, la distancia libre deseable será el ancho de éstas.

La distancia libre entre los paramentos de los estribos de la infraestructura del paso bajo nivel debe considerar, como mínimo, el ancho de la o las calzadas del camino, los pasillos y bandejones si es que existen, y las distancias libres laterales mínimas especificadas anteriormente. Si estas últimas están delimitadas por barreras de contención, se debe contemplar además el espacio necesario para que éstas trabajen adecuadamente ante un impacto. Esta última exigencia será fundamental para elegir el tipo de barrera, flexible, semirígida o rígida, que se deberá colocar dependiendo de las disponibilidades de espacio. Si el paso bajo nivel tiene estribos transparentes, la distancia libre debe medirse entre los paramentos de los muros o soleras colocados al pie de los derrames de los terraplenes hacia el camino, o entre los pies de los derrames si no existe ninguno de los dispositivos anteriores.

En el caso que el camino que cruza bajo el paso corresponda al ramal de un enlace, la distancia libre mínima entre los paramentos de los estribos coincidirá con los de la plataforma del ramal a nivel de rasante, consideración hecha de lo expuesto en el Capítulo 3.400, numeral 3.404.306, "Anchos de Calzadas en Ramales de Giro", cuyo resumen se presenta en la Tabla 3.404.306(2).A. En todo caso se deberá cuidar las distancias laterales mínimas necesarias para cumplir con los requerimientos de visibilidad, así como también, los espacios necesarios para las barreras de contención, flexibles, semirígidas o rígidas, que puedan ser requeridas por el diseño.

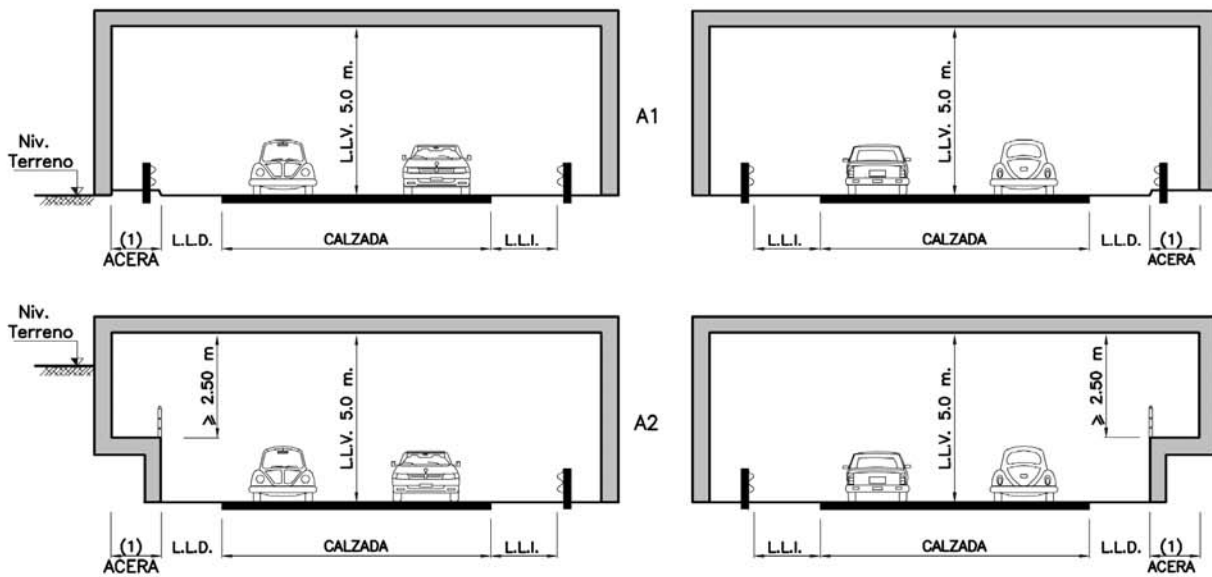
Las distancias libres en el sentido vertical o gálibos deben ser de 5,0 metros sobre todo el ancho utilizable de la plataforma (calzada, bermas y pasillos). En el caso que la sección del paso bajo nivel se desarrolle mayoritariamente bajo la cota de terreno natural, la luz libre vertical en las áreas previstas para el paso de peatones o ciclistas podrá reducirse hasta una altura libre de 2,5 m. Para esto, las áreas destinadas a pasillos peatonales o ciclovías se desnivelarán por sobre la calzada vecina disminuyendo con ello las pendientes de los accesos peatonales o ciclovías que deben cruzar bajo el paso.

Los criterios anteriores se ilustran en la Lámina 3.1003.102(1).A.

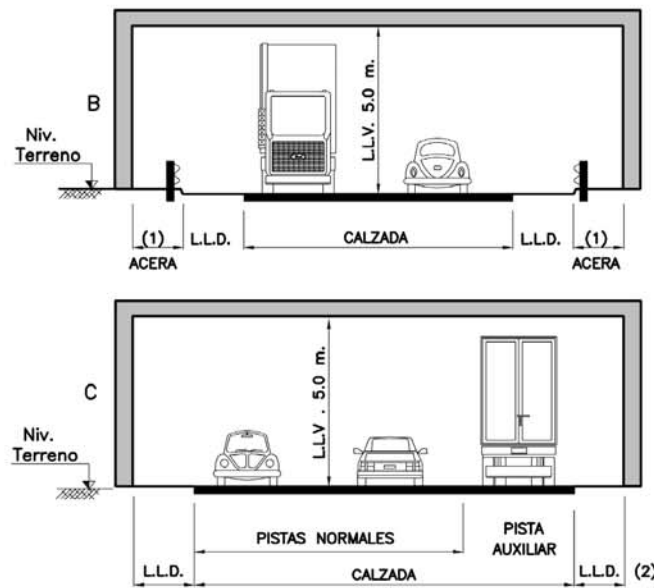
La sección de la carretera que cruza bajo un paso inferior deberá mantener las cunetas o fosos que permiten su saneamiento. Si estos elementos no pueden ser reemplazados por colectores, se deberán revestir o impermeabilizar. En estos casos, la sección libre del paso deberá contemplar los espacios necesarios para emplazar estos dispositivos.

Cuando la rasante de la carretera que cruza bajo la estructura se desarrolle bajo el nivel del terreno natural, es indispensable que se proyecte un adecuado sistema de drenaje para interceptar y captar las aguas que fluyen hacia el paso.

LUCES LIBRES EN CALZADAS SEPARADAS



LUCES LIBRES LATERALES EN CALZADAS UNICAS



(1) Acera para peatones o bicicletas. Si no se necesita, L.L.D. se trata como en la figura C.

(2) Si hubiese acera, rigen los detalles correspondientes de las figuras A1 o A2 Y B.

	L.L.I. (m)		L.L.D. (m)			
	MIN. ABSOLUTO	MIN. DESEABLE (b)	SIN PISTA AUXILIAR		CON PISTA AUXILIAR (a)	
			MIN. ABSOLUTO	MIN. DESEABLE (b)	MIN. ABSOLUTO	MIN. DESEABLE (b)
CALZADA UNICA BIDIRECCIONAL	1,80	2,40	1,80	2,40	1,50	1,80
CALZADAS SEPARADAS UNIDIRECCIONALES	1,20	1,80				

(a) Pistas lentas, de trenzado o de cambio de velocidad.

(b) En el caso de que los anchos de las bermas sean mayores que los L.L.I. o L.L.D., el Mínimo deseable será el ancho de las bermas.

3.1003.102(2) Pasos Sobre Nivel. En general, el ancho del tablero del paso deberá respetar el ancho total de la plataforma del camino, es decir, se deberá mantener el ancho de la o las calzadas y de sus bermas y medianas. Se aceptarán reducciones del ancho de las bermas en situaciones justificadas, pero en ningún caso se podrá disminuir el ancho de la o las calzadas. Esta reducción no rige para vías de acceso controlado, que deben mantener el ancho de calzadas y bermas en todo su recorrido, ni para las vías de cualquier tipo en su paso por puentes losa sin pasillos, en los que se debe respetar el ancho total de la plataforma.

El ancho del tablero de pasos sobre nivel se trata bajo las mismas disposiciones establecidas para los puentes en el Numeral 3.1003.101.

Bajo el paso, las secciones libres para el camino o carretera que se está cruzando deben cumplir las disposiciones de gálibos y distancias libres laterales especificadas en el Numeral 3.1003.102(1) para pasos bajo nivel.

En el caso de pasos sobre vías férreas, los gálibos y distancias libres laterales deberán ser los establecidos por la Empresa de Ferrocarriles del Estado.

3.1003.103 Pasarelas. Una pasarela es una estructura a desnivel, destinada a dar continuidad a la circulación de usuarios (peatones, incluyendo personas con discapacidad y ciclistas), en caso que ésta se vea interrumpida por un obstáculo, como puede ser una vía vehicular o accidentes naturales. La pasarela debe quedar conectada con las vías empleadas por los mencionados usuarios, de modo que puedan circular de manera continua.

Las pasarelas deberán satisfacer las exigencias de la Ley 20.422, Normas sobre Igualdad de Oportunidades e Inclusión Social de Personas con Discapacidad (véase Numeral 6.102.801); por lo tanto, deberá permitir su uso a toda persona que pueda trasladarse por sí sola, ya sea caminando o en silla de ruedas.

Se estima que la accesibilidad de personas con discapacidad se asegura con las siguientes disposiciones:

- Las rampas de acceso a la pasarela deberán tener pendientes y gradientes de hasta 8%. En casos extremos, donde no exista espacio suficiente, debidamente justificado, Vialidad podrá aceptar un máximo de 10% de pendiente. La parte de las rampas desarrollada en terraplén no deberá superar una altura de 2,5 m.
- Las pendientes transversales serán de máximo 2%.
- El ancho libre mínimo será de 2,0 m, tanto en las rampas como en la pasarela.
- Deben existir descansos sin pendiente longitudinal, de 1,5 m de largo, como máximo cada 9,0 m de desarrollo de la proyección horizontal de la rampa.
- Deberán disponerse barandas de protección a lo largo de la pasarela y de las rampas de acceso en toda su extensión. Su altura mínima será de 1,4 m.
- Se deberán incorporar pasamanos de dos alturas (0,90 y 0,75 m), además de otro elemento a una altura entre 10 cm y 20 cm, que evite el enganchamiento de las sillas de ruedas.
- La superficie de circulación debe ser rugosa, no refractante y antideslizante en seco y mojado.
- La unión entre pavimentos distintos debe tener un desnivel inferior a 0,5 cm.
- Se debe conectar la pasarela con la ruta peatonal próxima o paradero de buses más cercano, teniendo esta vereda un ancho de 1,5 m mínimo, superficie rugosa, no refractante y antideslizante en seco y mojado.

La Dirección de Vialidad podrá aceptar soluciones diferentes, debidamente justificadas, que respeten la accesibilidad universal, como por ejemplo, ascensores.

El diseño de las pasarelas deberá contemplar una sección libre bajo ellas, que permita el paso de la carretera o camino sobre el que se emplace, con el ancho total de su sección transversal, incluidas cunetas y fosos. Las distancias libres laterales deberán respetar las disposiciones establecidas en el Numeral 3.1003.102(1) para los pasos bajo nivel. La distancia libre (gálibo) vertical será de 5,5 m como mínimo. Solo en situaciones excepcionales, y previa autorización de la Dirección de Vialidad, se aceptarán gálibos menores, en ningún caso inferiores a 5,0 m.

Serán aplicables, para el diseño estructural de las pasarelas, las disposiciones establecidas en la LRFD *Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges*, de la norma AASHTO, edición diciembre 2009 o posteriores, en todo lo que no se contradiga con lo establecido en este MC. En las autopistas, autorrutas y caminos primarios, las infraestructuras y superestructuras de las pasarelas serán diseñadas preferentemente en hormigón armado o pretensado. En los tramos de rampas que se conformen con vigas y losa, los apoyos deberán emplazarse por sobre el nivel de terreno natural.

Dado que estribos y cepas representan puntos duros, deberá realizarse la correspondiente gestión del riesgo y la eventual disposición de barreras de contención, en conformidad con el Tópico 6.502.5.

Las pasarelas deberán iluminarse conforme se señala en los Tópicos 6.703.9 y 6.705.3.

3.1003.104 Barreras y Barandas. En los bordes exteriores de las superestructuras de puentes y pasos sobre nivel, deberán proveerse barreras de contención para el tránsito vehicular y barandas para el flujo de peatones y ciclistas, según corresponda.

De igual modo, deberán disponerse barandas de protección para peatones o ciclistas en las aceras desniveladas de los pasos bajo nivel, cuando éstos se desarrollen bajo el nivel del terreno natural.

Las áreas de protección de peatones o ciclistas se separarán de la calzada adyacente, proveyendo una barrera de contención en el límite entre ambas, solo para aquellos puentes que presenten las siguientes características:

- Emplazados en zona urbana
- Longitud superior a 40 m
- Flujo peatonal definido como alto, según lo indicado en la Tabla 6.801.502.A
- Flujo de ciclistas definido como alto, según lo indicado en la Tabla 6.602.301.A

Las barreras de contención para puentes, deben ser diseñadas de acuerdo con las indicaciones contenidas en la Sección 6.502.

Las barandas peatonales/ciclovía se ceñirán a lo indicado en la Lámina 4.606.002, como también a lo señalado en la Sección 5.710.

3.1003.105 Rasante. La rasante de los puentes y pasos superiores, de preferencia deberá ser recta a lo largo de toda la estructura. En lo posible, el perfil longitudinal deberá contar con una pequeña pendiente longitudinal para ayudar a evacuar las aguas del tablero hacia el exterior de la estructura. En los accesos se deberán disponer dispositivos de evacuación de aguas lluvias (cunetas, fosos, bajadas de agua, etc.), para impedir que éstas ingresen al puente.

En los casos que sea necesario introducir deflexiones de la rasante dentro del puente, ésta no podrá ser superior a 0,5% y se deberá ubicar frente al eje de una cepa o en un estribo. Para deflexiones mayores, se procurará introducir una curva vertical de gran radio ($R \geq 7.000$), de modo que la curva se pueda tratar como un polígono cuyas deflexiones no excedan de 0,5%. Las deflexiones se emplazarán en los ejes de las cepas o estribos.

3.1003.106 Revancha. Para puentes y viaductos emplazados en carreteras (autopistas, autorrutas, primarias), la distancia mínima que deberá existir entre el fondo de viga o nivel inferior de la superestructura y el nivel de aguas máximas, para un período de retorno de diseño de 200 años, será de 1,0 m. Esta distancia, denominada revancha, deberá ser como mínimo igual a 0,30 m para el período de retorno de verificación de 300 años. Para puentes y viaductos emplazados en caminos (colectores, locales y desarrollo) se mantendrán revanchas, pero para períodos de retorno de diseño de 100 años, y de verificación de 150 años.

En casos puntuales, de excepción, en zonas urbanas de cauce canalizado y caudal controlado; y si las condiciones específicas del entorno referidas a topografía y concentración habitacional lo justifiquen, la Dirección de Vialidad, ante un documento que lo fundamente, podrá autorizar reducir la revancha hasta un mínimo de 0,5 m, lo que debe realizarse por escrito previo a su materialización.

Cualquier revancha inferior a lo señalado anteriormente no es recomendable.

3.1003.107 Saneamiento. Para evacuar las aguas lluvias de la calzada del puente o paso superior, se deberá procurar mantener pendientes transversales constantes en todo su largo, sin efectuar transiciones en el interior de la estructura. La calzada del puente o paso superior mantendrá, en lo posible, la pendiente transversal de la calzada de los caminos de acceso. En los casos en que los caminos de acceso tengan pendientes transversales diferenciadas para la calzada y para las bermas, la transición de pendientes deberá hacerse antes del puente para llegar a la estructura con la misma pendiente que se adoptará en la calzada del tablero.

Si la entrada o salida del puente se encuentra próxima a una curva horizontal, la transición de peralte deberá desarrollarse fuera de la estructura; de ser necesario, se preferirá pasar el puente con una pendiente transversal única en todo el ancho de la calzada, para posteriormente completar la transición de peralte.

La pendiente mínima que deberá tener la calzada de los tableros de puentes y pasos superiores son las siguientes:

Zona Norte (hasta la 4ª Región)	1,5%
Zona Central y Sur	2,0%

En los puentes en que se dispongan pasillos o ciclovías, éstas deberán tener un bombeo o pendiente transversal de 1% hacia el interior del puente.

3.1003.108 Seguridad Vial. La circulación de vehículos por las carreteras y caminos, a su paso bajo o sobre estructuras, deberá hacerse en forma segura y sin interferencias. En lo posible, se deberá mantener el ancho total de la sección transversal del camino en su paso sobre o bajo las estructuras.

Además, deberá realizarse la correspondiente gestión del riesgo, en conformidad con el Tópico 6.502.5, teniendo presente las distancias libres necesarias hasta los obstáculos que pueden representar los estribos, muros o cepas de ellas. De ser necesario, deberá contemplarse la instalación de sistemas de contención, amortiguadores de impacto u otros elementos de seguridad.

Asimismo, deberán contemplarse las disposiciones vigentes de señalización (véase el Capítulo 6.300).

Según lo dispuesto en la Ley 20.753, las pasarelas y pasos desnivelados o puentes, que pasen sobre caminos unidireccionales de dos o más pistas de circulación por calzada, sin cruces a nivel y con velocidades mayores que 80 km/h, deberán contar con elementos de protección que eviten que desde estas estructuras se puedan lanzar objetos contundentes a los vehículos en circulación. El Proyecto podrá establecer la instalación de estos elementos de protección en otros casos. Los referidos elementos de protección podrán consistir en la instalación de mallas envolventes o cierros perimetrales. En el caso de las pasarelas, estos cierros deberán ubicarse también en las rampas de acceso por el lado aledaño a la o las calzadas. Ejemplos de estos sistemas se encuentran en las Láminas 4.302.303 y 4.605.010.

3.1003.2 CARGAS

3.1003.201 Aspectos Generales. En la Sección 3 de la Norma AASHTO se definen y detallan todas las cargas que se deben contemplar en el diseño de los puentes y obras afines, como éstas se deben combinar y como se deben distribuir en los tableros. Conforme se señala en el artículo 3.2 de la Norma AASHTO, las estructuras se deben diseñar para soportar las siguientes cargas:

- Cargas permanentes: peso propio estructura, peso propio pavimento, pasillos, barandas y barreras, etc.
- Cargas vivas: cargas móviles de vehículos y peatones.
- Efecto dinámico o impacto de las cargas móviles
- Cargas sísmicas

- Cargas de viento
- Presiones hidrodinámicas
- Otras cargas, cuando existen, tales como: fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, esfuerzos térmicos, subpresión, acortamiento elástico, esfuerzos de montaje.

El dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura puede efectuarse por el método de las cargas de servicio y tensiones admisibles (ASD: Allowable Stress Design), o por el método de los factores de carga y esfuerzos mayorados (LFD: Load Factor Design).

En la Parte A de la Sección 3 de la Norma AASHTO se establecen las disposiciones que se deben tener en cuenta para los distintos tipos de carga que se consideran en el diseño estructural de los puentes. Algunas consideraciones al respecto, de acuerdo a la práctica chilena, se establecen en el Numeral 3.1003.202 del presente Manual.

Las combinaciones de carga en el diseño se harán cifiéndose a lo establecido en la Parte B de la Sección 3 de la Norma AASHTO. En el Numeral 3.1003.203 del presente Manual se incluyen algunos alcances y complementos.

La distribución de carga en los tableros se realizará conforme se establece en la Parte C de la Sección 3 de la Norma AASHTO. En el Numeral 3.1003.204 se incluyen algunas consideraciones adoptadas en la práctica chilena.

3.1003.202 Tipos de carga. En la Parte A de la Sección 3 de la Norma AASHTO se establecen las disposiciones referentes a los distintos tipos de carga que se deben considerar en el diseño estructural de los puentes y estructuras afines.

Cargas Permanentes. Las cargas permanentes que se deben tener en cuenta en el diseño de los puentes y obras afines son el peso propio de todos los elementos estructurales, el peso propio del pavimento, pasillos, barandas y barreras, los que, en general, se encuentran presentes en todas las estructuras.

Existen además algunos otros elementos cuyo peso puede ser significativo y que preferentemente se encuentran en estructuras urbanas. Entre éstos se pueden citar, los servicios de utilidad pública (tendidos eléctricos e iluminación, aducciones de agua potable, alcantarillado, telefonía, etc.), oleoductos y gasoductos. En pasos desnivelados bajo la cota de terreno natural, es frecuente que se deban pasar acueductos por la estructura para conectar canales que se interrumpen y cuyo peso puede ser de importancia.

Conforme se señala en el Artículo 3.3.2.1 de la Norma AASHTO, si se prevé que se pueden presentar asentamientos diferenciales en la estructura, los esfuerzos resultantes de tales asentamientos deben ser tomados en cuenta en el diseño.

En la Tabla 3.1003.202.A se entregan los pesos específicos de algunos materiales de uso habitual en el diseño de puentes y estructuras afines.

**TABLA 3.1003.202.A
PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES**

Materiales	Peso Específico	
Hormigón simple	22.000 N/m ³	2.200 kgf/m ³
Hormigón armado	25.000 N/m ³	2.500 kgf/m ³
Hormigón de pavimento	24.000 N/m ³	2.400 kgf/m ³
Acero Redondo	78.500 N/m ³	7.850 kgf/m ³
Acero Estructural	78.500 N/m ³	7.850 kgf/m ³
Acero Estructural en Vigas (incluido Soldadura)	80.000 N/m ³	8.000 kgf/m ³
Maderas Rojas (roble, coihue)	10.000 N/m ³	1.000 kgf/m ³
Maderas Moldaje (pino, álamo)	8.000 N/m ³	800 kgf/m ³
Rocas	25.000 N/m ³	2.500 kgf/m ³
Material de Relleno (variable)	18.000-22.000 N/m ³	1.800-2.200 kgf/m ³
Capa Asfáltica	24.000 N/m ³	2.400 kgf/m ³

Cargas Móviles. La definición y consideraciones que se deben tener en cuenta en la acción de las cargas móviles se detallan en los Artículos 3.4 a 3.14 de la Norma AASHTO. Las cargas móviles comprenden las cargas de carreteras (camiones estándar, cargas de faja, efectos dinámicos o de impacto, fuerzas longitudinales y centrífugas) y las cargas de peatones y bicicletas. Las cargas de tranvías eléctricos se presentan habitualmente en los puentes urbanos, si bien en la actualidad no existen en Chile.

Pistas o Vías de Tránsito. El ancho de vía que ocupa la carga de un camión o una carga de faja es de 3,05 m (10'). Estas cargas, sólo para efectos del diseño estructural, deben ser ubicadas en vías de tránsito o pistas de 3,66 m (12'), distribuidas en todo el ancho de la calzada de la estructura, medida entre soleras o barreras. No se consideran fracciones de vías de tránsito, sin embargo, para calzadas de 6,10 a 7,30 m, deben considerarse dos vías de diseño, cada una de las cuales con un ancho igual a la mitad de la calzada. Las cargas móviles de diseño deben colocarse dentro de las vías de tránsito en tal número y posición, de modo tal que se produzcan las máximas sollicitaciones en los elementos estructurales en consideración.

El ancho de pista normal en Chile es de 3,5 m. Pistas de menos de 3,5 m deberán ser autorizadas expresamente por la Dirección de Vialidad. En la Tabla 3.201.5.C del presente Manual se indican los anchos de pistas a utilizar según la categoría del camino.

Camiones y Cargas de Faja. En el Artículo 3.7 de la Norma AASHTO se describen las cargas de diseño de camiones estándar y carga de faja. En la Norma AASHTO existen 4 camiones estándar de diseño a saber, H20, H15, HS20 y HS15. La serie H15 y HS15 de camiones es equivalente a 75% de las cargas H20 y HS20 respectivamente.

En Chile, los puentes definitivos serán diseñados para un camión HS20, incrementadas sus cargas en 20%. El uso de camiones de diseño diferentes deberá contar con la autorización expresa de la Dirección de Vialidad.

La carga de faja y la carga concentrada asociada a ella se distribuyen uniformemente en un ancho de 3,05 m, según la perpendicular al eje de la faja de tránsito. Para la determinación de momentos y cortes deben utilizarse distintas magnitudes de la carga concentrada (ver Figura 3.7.6B de la Norma AASHTO).

Impacto. El efecto dinámico de las cargas móviles se describe y detalla en el Artículo 3.8 de la Norma AASHTO.

Fuerzas Longitudinales y Centrifugas. Consideraciones para fuerzas longitudinales en aquellas estructuras en que todas sus vías de tránsito van en el mismo sentido se hacen en el Artículo 3.9 de la Norma AASHTO. Para las estructuras en curva, en el Artículo 3.10 de la Norma AASHTO se incluyen disposiciones acerca del efecto de las fuerzas centrífugas.

Aplicación de las Cargas Móviles. Conforme a lo establecido en el Artículo 3.11 de la Norma AASHTO, tanto las cargas de los camiones estándar como las de faja deben considerarse como una unidad. En ningún caso deben considerarse fracciones de cargas de camión o de faja. En el Artículo 3.11 de la Norma AASHTO se incluyen además, disposiciones acerca del número y posición de las cargas móviles y de las cargas de faja en tramos continuos.

Reducción de la Intensidad de las Cargas. Conforme se establece en el Artículo 3.12 de la Norma AASHTO, cuando las máximas solicitaciones se establecen en un elemento estructural por la aplicación simultánea de cargas en varias vías de tránsito, las cargas móviles deben reducirse en su intensidad por la improbable ocurrencia de dicho evento. Las reducciones a considerar son las siguientes:

	Porcentaje
- Una o dos vías de tránsito	100
- Tres vías de tránsito	90
- Cuatro o más	75

La reducción de intensidad de las cargas sobre elementos transversales debe determinarse en forma similar, considerando el número de vías a cargar en el ancho de la calzada, a fin de obtener los máximos esfuerzos en el elemento estructural considerado.

Cargas de Pasillo, Soleras, Pasarelas Peatonales. En el Artículo 3.14 de la Norma AASHTO se establecen las disposiciones referentes a cargas de pasillo, soleras y pasarelas peatonales. Las disposiciones para cargas de barandas y barreras se detallan en el Artículo 2.7 de la Norma AASHTO.

Las pasarelas peatonales y para ciclovías se diseñarán para una sobrecarga peatonal de 440 kgf/m² (90 PSF) definida en la "LRFD Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges" de la AASHTO, edición diciembre 2009 o posteriores.

En general, las pasarelas peatonales no serán diseñadas para el tránsito de vehículos menores sean éstos de mantención u otros, salvo que la Dirección de Vialidad haya contemplado, en las bases del estudio, que la pasarela deberá permitir el paso de vehículos menores. En este caso, las bases del estudio deberán especificar las características del vehículo y de las cargas asociadas a éste.

Subpresión. Este tipo de carga se presenta frecuentemente en los puentes. Conforme se señala en el Artículo 3.19 de la Norma AASHTO, la subpresión debe ser considerada en todos los casos que afecte la seguridad del diseño, tanto de la infraestructura (cepas y estribos), como de la superestructura.

Empuje de Tierras. En todas las estructuras de contención de tierras tales como estribos y muros de contención, actúan las cargas de empuje de tierra. En el Artículo 3.20 de la Norma AASHTO se describen estas cargas. Las condiciones y alcances para el caso chileno respecto a los criterios de diseño se desarrollan en el Tópico 3.1003.4 del presente Manual.

Fuerzas sísmicas. En un país de alta sismicidad como Chile, el diseño de las estructuras de puentes y estructuras afines, por lo general está controlado por los esfuerzos provocados por los movimientos sísmicos, por lo cual su análisis siempre será obligatorio. En la Sección 3.1004 del presente capítulo se incluyen las disposiciones que se deben respetar en el diseño sísmico de las estructuras.

Otras Cargas. Las estructuras de puentes y obras afines se encuentran sometidas además, a otro tipo de cargas que, en general, no controlan el diseño. Sin embargo, bajo circunstancias especiales es necesario considerar sus efectos. Entre éstas se pueden citar las siguientes:

- Cargas de Viento: ver Artículo 3.15 de la Norma AASHTO.
- Fuerzas Térmicas: ver Artículo 3.16 de la Norma AASHTO
- Fuerzas de Arranque: ver Artículo 3.17 de la Norma AASHTO
- Presiones hidroestáticas de corrientes fluviales: ver Artículo 3.18 de la Norma AASHTO
- Presiones de materiales arrastrados en aluviones: ver Artículo 3.18 de la Norma AASHTO
- Presiones de Hielos Flotantes (improbables en Chile): ver Artículo 3.18 de la Norma AASHTO

3.1003.203 Combinación de Cargas. En la Tabla 3.22.1A de la Parte B de la Sección 3 de la Norma AASHTO, se establecen las distintas combinaciones de carga en el diseño de los puentes, tanto para el método de Cargas de Servicio y Tensiones Admisibles, como para el método de Factores de Carga.

En la Sección 3.1004 de este capítulo se establecen las disposiciones de diseño sísmico para los puentes en Chile, los que modifican el Grupo VII de combinación de cargas, establecidos en la Tabla 3.22.1A.

3.1003.204 Distribución de Cargas. En la Parte C de la Sección 3 de la Norma AASHTO se establece la forma de distribución de las cargas en el diseño de los diferentes elementos estructurales de un puente. Alternativamente se pueden aplicar los métodos de distribución establecidos en la "Guide Specifications for Distribution of Load for Highway Bridges", edición vigente, de la AASHTO, y el análisis de modelos de empujados, elementos finitos u otros, siempre que el modelo sea consistente con la estructuración del tablero.

3.1003.3 FUNDACIONES

En la Sección 4 de la Norma AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para las fundaciones de puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen en los tópicos siguientes.

En el tópico 3.1002.4 del presente Manual se entregan los requisitos generales del Reconocimiento Geotécnico para desarrollar los estudios de las fundaciones de los puentes y obras anexas. En todo lo que no se contradiga con esas disposiciones, regirá lo establecido en el Artículo 4.3 de la Norma AASHTO.

Los modelos de análisis planteados en el presente tópico de Fundaciones, pueden ser reemplazados por otros publicados en la literatura técnica, siempre y cuando tengan un respaldo teórico válido y cuenten con la aprobación de la Dirección de Vialidad.

Se distinguen las fundaciones directas, también llamadas superficiales, y las fundaciones profundas. Conforme se señala en el Artículo 4.2.1 de la Norma AASHTO, la selección del tipo de fundación

se basará en la evaluación de la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad de los suelos con capacidad de soporte adecuada, las evidencias de crecidas previas, profundidades de socavación esperadas, potencialidades de licuación, profundidades que alcanzan las heladas y facilidades y costos de la construcción. En el caso de puentes sobre cursos de agua, uno de los parámetros más relevantes para definir el tipo de fundación será la profundidad esperada de la socavación total.

Las fundaciones directas son aplicables a situaciones en las que el suelo competente, o el nivel de socavación esperada se encuentra, por lo general, a una profundidad bajo la superficie del terreno no mayor a 1 a 2 veces el lado menor de la fundación y donde no existan condiciones difíciles para agotar la napa.

Cuando el suelo competente o el nivel de socavación esperada se encuentre profundo, de tal forma que dificulte las faenas de excavación, ya sea por problemas de agotamiento o de estabilidad de las paredes de dicha excavación, se recurre a fundaciones profundas tales como pilotes o pilas de fundación.

El suelo competente bajo el sello de fundación para una fundación directa corresponde a aquel que presenta, en un espesor no inferior a dos veces el lado menor de la fundación, una rigidez y resistencia al corte adecuada al nivel de solicitaciones transmitidas por las fundaciones, de modo de garantizar la capacidad de soporte y de mantener los asentamientos y giros de fundación bajo los niveles admisibles exigidos por el proyecto estructural.

Para el caso de fundaciones profundas, el espesor mínimo del suelo competente bajo la punta de los pilotes o bajo el sello de fundación de pilas corresponderá al valor de D_E explicitado en la Tabla 3.1002.404(2).A.

3.1003.301 Fundaciones Directas.

3.1003.301(1) Aspectos generales.

3.1003.301(1) a) Profundidad mínima de fundación. Las fundaciones sobre roca sana, masiva y resistente a la erosión se podrán apoyar directamente sobre la superficie de la roca en tanto que se la someta a una limpieza previa. Si se requiere suministrar una resistencia adicional al deslizamiento en el sello de fundación se preferirá el uso de cáncamos embebidos en la roca y en la fundación, más que profundizar el sello de fundación embebiéndolo en la roca.

Las fundaciones apoyadas en suelos y rocas degradables deberán alcanzar una profundidad que suministre la capacidad de soporte considerada en el diseño y que se encuentre por lo menos a 2 m por debajo del nivel de socavación total.

De no existir problemas de socavación, el sello de fundación deberá ubicarse en el suelo o la roca degradable con la capacidad de soporte considerada en el diseño, a una profundidad mínima de 60 cm bajo la superficie del terreno natural. Si a esa profundidad no se alcanza el suelo o la roca degradable con la capacidad de soporte requerida, la fundación deberá profundizarse hasta alcanzar un suelo o roca con las características adecuadas. En todos los casos, la cara superior del dado o zarpa de la fundación deberá quedar por debajo de la superficie del terreno.

En el caso de fundaciones apoyadas en rellenos confeccionados con materiales y compactación controlada y en tanto no existan problemas de erosión, o se dispongan elementos de protección contra la erosión, se utilizará una profundidad mínima de 0.8 m. No obstante lo anterior, deberán analizarse las condiciones de apoyo del relleno sobre el suelo natural, de modo de incluir el efecto que tengan estas condiciones en la estabilidad de la fundación.

Sin perjuicio de lo establecido en 3.1003.301(3) c), las fundaciones que se apoyen en o cerca del borde de un talud, deberán emplazarse de modo que la línea que une el pie del talud y el borde del sello de fundación más cercano al talud, presente una pendiente igual o inferior a 2:1 (H:V). En el caso de rocas o de suelos con cohesión se podrán utilizar pendientes mayores, lo que deberá ser avalado por un estudio geotécnico que tenga en cuenta los planos de clivaje de la roca y las características de resistencia del suelo.

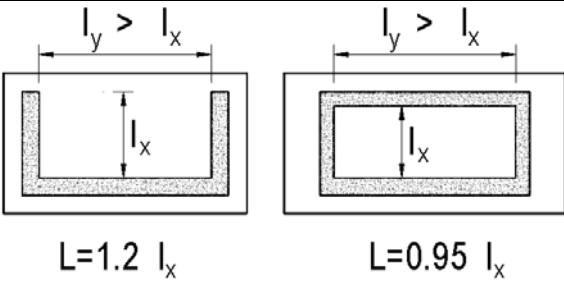
3.1003.301(1) b) Rigidez de la fundación. La fundación directa se considerará rígida si se verifica la siguiente condición:

$$L \cdot \sqrt[4]{\frac{k_v}{4 \cdot E \cdot I}} \leq 1.0 \quad (\text{ec. 3.1003.301(1).1})$$

en que : $I = \frac{1}{12} \cdot h^3$ representa el momento de inercia por unidad de longitud de fundación, en (m³);

- h = altura o espesor de la fundación en (m);
- E = módulo de deformación del material constitutivo de la fundación en (tonf / m²);
- k_v = constante de balasto por asentamiento entre la fundación y el suelo en (tonf / m³); y
- L = longitud de cálculo expresada en (m) y definida en la Tabla 3.1003.301(1).A

**TABLA 3.1003.301(1).A
LONGITUD DE CALCULO PARA DETERMINAR
RIGIDEZ DE LA FUNDACION**

Elementos de la Fundación	Longitud, L
Zarpa	Distancia entre el borde de la fundación y el borde exterior de la columna o muro.
Zona interior de la fundación entre columnas	Mayor luz libre entre columnas consecutivas con solicitaciones axiales que no difieran en más de 50%.
Zona interior de la fundación entre muros paralelos dispuestos en una sola dirección	Mayor luz libre entre muros consecutivos con solicitaciones axiales que no difieran en más de 50%.
Zona interior de la fundación que conforma paños de losa delimitados por un mínimo de 3 muros	

Si no se cumple la condición establecida por la ecuación 3.1003.301(1).1, la fundación deberá ser analizada como una viga o una losa apoyada sobre un medio elástico representado por una constante de balasto kv. La constante de balasto kv será determinada por el especialista geotécnico.

3.1003.301(1) c) Restitución del suelo. La restitución del suelo se ceñirá a lo indicado en las especificaciones de Excavaciones para Estructuras y Obras de Arte, del Volumen N° 5 del Manual de Carreteras, salvo casos especiales cuyo tratamiento deberá estar incluido en los planos del proyecto.

El caso especial de cortes practicados para materializar fundaciones en laderas podría requerir restituir la superficie original del terreno, o bien reforzar dichos cortes con anclajes para evitar comprometer la estabilidad de la ladera misma o de otras fundaciones emplazadas en ella. El análisis de este u otros casos especiales deberá contar con la participación de un especialista geotécnico.

3.1003.301(2) Desplazamientos.

3.1003.301(2) a) Desplazamientos Horizontales por Resistencia Pasiva. Si se introduce la resistencia pasiva movilizada, E_{pm} , en la verificación al deslizamiento o volcamiento de una fundación, se la evaluará como:

$$E_{pm} = F_r \cdot E_p \quad (\text{ec. 3.1003.301(2).1})$$

en que: F_r = factor que depende de las características del suelo y que varía con el desplazamiento de la fundación; y
 E_p = resistencia última o resistencia pasiva propiamente tal que actúa en la altura, h , que se desarrolla a partir de la profundidad de socavación o el inicio del suelo competente, eligiéndose la altura menor.

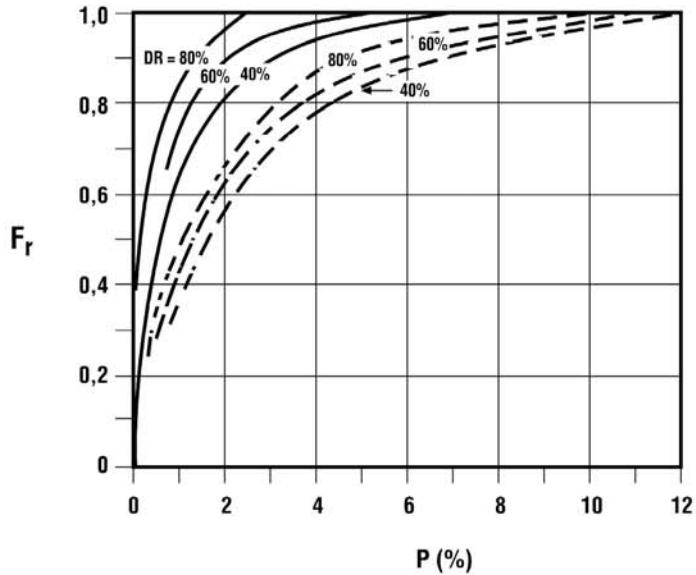
En la Lámina 3.1003.301(2)A se establecen los valores de F_r para suelos arenosos y se define la altura, h , sobre la cual actúa la resistencia pasiva. Para otros tipos de suelos tales como suelos cementados, arcillas duras, etc, se podrán utilizar los factores F_r para suelos arenosos densos (Densidad Relativa $DR \geq 70\%$) establecidos en dicha lámina. Si fuera necesario precisar los factores F_r para estos tipos de suelos se requerirán ensayos triaxiales cuyos resultados se aplicarán según lo establecido por Ortigosa y Hettich². No se deberá considerar resistencia pasiva si la fundación se encuentra embebida en suelos granulares sueltos o de compacidad media (Densidad Relativa $DR < 70\%$), y en suelos finos con resistencia a la compresión no confinada inferior a 1.0 kgf/cm^2 , determinada para el contenido de humedad más desfavorable que pueda alcanzar el suelo durante la vida útil de la fundación.

En el caso de rellenos granulares compactados se podrá considerar resistencia pasiva en tanto que, en su confección, se utilicen materiales con características y grados de compacidad controlados. Para tal efecto, la longitud del relleno compactado en dirección normal a la cara de la fundación sobre la cual actúa la resistencia pasiva, deberá ser igual o superior a $2,5 \cdot h$. Las condiciones que debe cumplir el relleno compactado deberán estar explícitas en los planos.

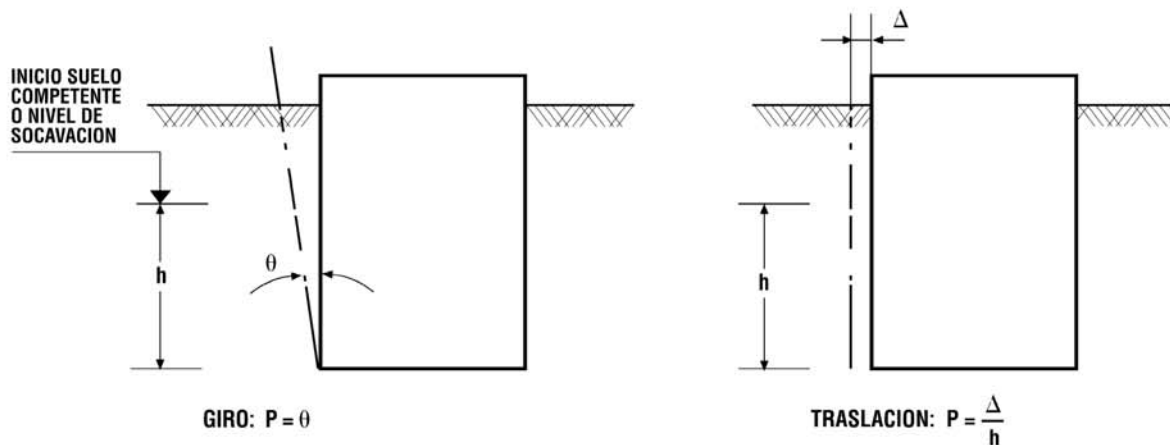
Para simplificar los análisis en los que se incorpore la resistencia pasiva, se considerará $F_r = 0.50$, es decir que la resistencia pasiva movilizada es igual a la mitad de la resistencia pasiva E_p . La adopción de $F_r = 0.50$ se introduce para tener en cuenta que los desplazamientos horizontales de una fundación bien diseñada, son muy inferiores a los requeridos para desarrollar la resistencia pasiva. El empleo de $F_r > 0.50$ debe respaldarse calculando el desplazamiento del muro, P , según se ilustra en la Lámina 3.1003.301(2)A.

3.1003.301(2) b) Desplazamientos por Solicitaciones Sísmicas. Corresponden a desplazamientos elásticos generados por las cargas cíclicas (sísmicas) a los que se adicionan las deformaciones no recuperables que se acumulan ciclo a ciclo. La determinación de estos desplazamientos considera que las tensiones de contacto normales al sello de fundación no superan los valores admisibles y que no hay deslizamiento entre la fundación y el suelo. Para estimar los desplazamientos se utilizarán las constantes de balasto para solicitaciones estáticas las que se multiplicarán por los factores de rigidez sísmica establecidos en la Tabla 3.1003.301(2).A.

² "Ensayos de Resistencia Pasiva a Gran Escala", 4° Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Volumen I, UTSM Valparaíso, Octubre 1997



DR : DENSIDAD RELATIVA
 ——— TRASLACION PARALELA
 - - - GIRO EN LA BASE



NOTA: Si las solicitaciones que actúan sobre la fundación corresponden a cargas sísmicas, se considerará una profundidad de socavación igual al porcentaje de la socavación máxima que corresponde al peligro de socavación sísmica (PSS) indicada en el párrafo 3.1004.306.

TABLA 3.1003.301(2).A
FACTOR DE RIGIDEZ SISMICA PARA
FUNDACIONES SUPERFICIALES

Tipo de suelo	Factor de rigidez sísmica
Gravas arenosas	1,60
Arenas	1,0
Suelos finos parcialmente saturados	1,0
Suelos finos saturados	1,0 – 2,0 (*)

(*) Valor inferior si la constante de balasto para solicitación estática se determina con la deformación no drenada del suelo. Valor superior si la constante de balasto se determina con la deformación del suelo que incluye la deformación no drenada más la deformación por consolidación.

3.1003.301(3) Capacidad de Soporte.

3.1003.301(3) a) Área en Compresión. El área en compresión en el sello de fundación queda acotada por la tensión de contacto admisible la cual no puede ser superada. Sin embargo, aún cuando se cumpla la condición anterior, el giro de fundación para solicitaciones estáticas y, especialmente, el giro por deformaciones no recuperables generadas por la aplicación de cargas cíclicas (sismo), aumenta exponencialmente con la disminución del área en compresión. En consecuencia, para limitar el giro de fundación, el porcentaje de área en compresión con respecto al área total de la fundación deberá cumplir con los valores mínimos siguientes:

- Roca sana 50%
- Roca meteorizada y gravas arenosas densas 60%
- Arenas densas y suelos finos con resistencia a la compresión no confinada $\geq 1,5 \text{ kgf/cm}^2$ para la condición más desfavorable de humedad 70%
- Gravas y arenas de compacidad media y suelos finos con resistencia a la compresión no confinada inferior a $1,5 \text{ kgf/cm}^2$ para la condición más desfavorable de humedad 80%

3.1003.301(3) b) Resistencia al Deslizamiento. La resistencia última al deslizamiento de una fundación concretada directamente contra el suelo se evaluará como :

$$\text{Condición drenada} \quad R_d = \bar{N} \cdot \text{tg}\phi_b + c_b \cdot \Omega_c + E_{pm} \quad (\text{ec. 3.1003.301(3).1})$$

$$\text{Condición no drenada} \quad R_d = S_u \cdot \Omega_c + E_{pm} \quad (\text{ec. 3.1003.301(3).2})$$

En que:

- R_d = Resistencia última al deslizamiento en (tonf);
- \bar{N} = resultante normal al sello de fundación expresada en (tonf) y determinada con el peso unitario boyante para los materiales que se encuentran bajo napa;
- ϕ_b = ángulo de fricción interna del suelo en contacto con el sello de fundación en (°);
- c_b = cohesión del suelo en contacto con el sello de fundación en (tonf/m²);
- S_u = resistencia no drenada del suelo en contacto con el sello de fundación (aplicable a suelos finos) en (tonf/m²);
- Ω_c = área en compresión en (m²);
- E_{pm} = resistencia pasiva movilizada según ec. 3.1003.301(2).1, expresada en (tonf).

En la ecuación (3.1003.301(3).1) no se considerará el efecto de la cohesión, salvo que el suelo presente cementación.

Si el suelo natural en contacto con el sello de fundación es un granular compacto o, en su defecto, si se utiliza un mejoramiento del suelo de fundación hasta alcanzar un suelo granular compacto, se utilizará $\phi_b = 38^\circ$.

Si el suelo natural de fundación es un suelo fino con consistencia media o superior, se adoptará $\phi_b = 30^\circ$.

La incorporación de cohesión o valores de ϕ_b mayores a los propuestos deberá ser avalada por un estudio geotécnico.

El factor de seguridad estático al deslizamiento FSED deberá ser igual o superior a 1,5, mientras que el factor de seguridad sísmico al deslizamiento FSSD deberá ser igual o superior a 1,3.

3.1003.301(3) c) Fundaciones en Laderas. Sin perjuicio de lo establecido en el Numeral 3.1003.301(1) a), la determinación de la capacidad de soporte para falla local en condición estática de una fundación en o cerca del talud de una ladera, se efectuará según lo establecido en el numeral 4.4.7.1.1.4 de la Norma AASHTO.

Para falla general en condición estática y para falla local y general en condición sísmica, la estabilidad de la fundación se determinará mediante un análisis de estabilidad de taludes empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional. El análisis de estabilidad deberá incluir la tensión de contacto normal y tangencial en el sello de la fundación, el eventual deterioro de la rigidez y resistencia del suelo de la ladera incluyendo el suelo bajo la base del talud, y en su versión sísmica se efectuará empleando los siguientes coeficientes sísmicos:

TABLA 3.1003.301(3).A
COEFICIENTE SISMICO C_s PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD
DE FUNDACIONES EN O CERCANAS A TALUDES

Aceleración máxima del suelo, a_0, según Tabla 3.1004.303.A	Coficiente Sísmico, C_s
0,30	0,27
0,40	0,33
0,50	0,39

El factor de seguridad para solicitaciones estáticas deberá ser $FSE \geq 1,50$ y para solicitaciones sísmicas $FSS \geq 1,10$. Si no se verifican estas condiciones la fundación debe emplazarse por detrás de la superficie potencial de deslizamiento, de modo de duplicar, a nivel de sello de fundación, la distancia existente entre el talud y la superficie potencial de deslizamiento.

El caso de apoyo en o cercano al talud de un terraplén deberá ser aprobado por la Dirección de Vialidad, sin perjuicio de lo cual, sólo se admitirá en tanto que se cumplan las siguientes condiciones:

- El material y la compactación empleados en la construcción del terraplén sean debidamente controlados.
- Los asentamientos diferenciales que se originen en la fundación apoyada en el terraplén, o entre ésta y los apoyos sobre cepas, estén dentro de los límites admisibles establecidos por el proyecto.

- Se verifique la estabilidad estática y sísmica de la fundación de modo que satisfaga los factores de seguridad $FSE \geq 1,50$ y $FSS \geq 1,10$. Dicha verificación deberá considerar el eventual deterioro de la resistencia del suelo del terraplén y del suelo de fundación al estar sometidos a cargas cíclicas (sismo).
- Se dispongan las obras para proteger contra la erosión el talud del terraplén vecino a la fundación.

3.1003.302 Fundaciones Tipo Cajón (Pilas de Fundación).

3.1003.302(1) Condiciones de Diseño. Las pilas de fundación se analizan como elementos rígidos, pudiéndose incorporar la restricción del suelo en sus caras laterales si el suelo que las embebe y el sistema constructivo empleado en su materialización, garantizan el contacto entre la cara de la pila y el suelo. La restricción en la cara lateral de la pila actúa a partir de la profundidad de inicio del suelo competente o bien a partir de la profundidad alcanzada por la socavación total, adoptándose la mayor profundidad que se obtenga con ambos criterios. Si las solicitaciones que actúan sobre la pila corresponden a cargas sísmicas, se considerará una profundidad de socavación igual al porcentaje de la socavación máxima que corresponde al peligro de socavación sísmica (PSS) indicada en el Numeral 3.1004.306. El inicio del suelo competente podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales correspondan a suelos blandos con baja resistencia lateral, o bien, suelos susceptibles de licuarse durante un evento sísmico.

Las pilas de fundación pueden estructurarse con y sin base ensanchada. Podrán ser concretadas in situ en contra de las paredes de una excavación, ser construidas in situ colocando posteriormente un relleno compactado, suelo cemento u hormigón pobre entre la pila y la pared de la excavación, o bien ser materializadas como un elemento prefabricado hincado en el suelo. En este último caso, si se emplea lanza de agua u otro sistema similar para facilitar la hinca, el módulo de deformación del suelo colaborante en las caras laterales se reducirá en 50%.

La incorporación de la restricción lateral del suelo introduce disminuciones en las dimensiones de la pila en tanto que la altura de suelo colaborante en sus caras laterales sea, por lo menos, 2 veces el ancho en compresión en la base de la pila medido en la dirección paralela al plano donde actúan las solicitaciones y que la rigidez del suelo bajo el sello de fundación no supere en más de 3 veces la del suelo colaborante en las caras laterales de la pila.

Al incorporar la restricción lateral del suelo se acepta hasta 50% de área en compresión en la base de la pila, lo que permite un mejor aprovechamiento de la restricción lateral.

3.1003.302(2) Modelo de Análisis.

3.1003.302(2) a) Pilas de Sección Rectangular. En la Lámina. 3.1003.302(2).A se establece el modelo de análisis, en el que la rigidez del suelo se representa por la variación en profundidad de su módulo de deformación, E. Dicha variación se asimila a una ley lineal para el caso de suelos granulares con baja cementación y a un valor constante en profundidad para suelos finos preconsolidados o granulares con cementación. Los términos envueltos en el modelo son los siguientes:

M, H, V	=	Solicitaciones en la cabeza de la pila en (tonf-m) y (tonf).
PPP	=	Peso propio de la pila en toneladas fuerza (usar pesos unitarios boyantes bajo la napa).
d_s	=	Espesor de suelo entre la superficie original del terreno y el inicio del suelo colaborante en (m).
D	=	Altura de suelo colaborante en la cara lateral de la pila en (m).
A_1, A_2, B	=	Dimensiones de la sección de la pila en (m).
Z	=	Profundidad a partir del inicio del suelo colaborante en (m).
Z^*	=	Profundidad a partir de la superficie original del terreno en (m).

Z_R	=	Profundidad del centro de rotación (CR) medida a partir del inicio del suelo colaborante en (m).
B_c	=	Longitud en compresión en (m).
k_s, k_i	=	Constantes de balasto en (tonf/m ³) que representan la restricción lateral del suelo colaborante sobre y bajo el centro de rotación, respectivamente.
k_θ	=	Constante de balasto que representa la restricción al giro en la base de la pila en (tonf/m ³).
K_H	=	Constante del resorte que representa la restricción al desplazamiento horizontal de la base de la pila en (tonf/m).
θ	=	Giro de la pila en (rad).
$q_{m\acute{a}x}$	=	Tensión de contacto máxima en la base de la pila en (tonf/m ²).
f	=	Coefficiente en (tonf/m ³) que representa el incremento lineal real con la profundidad del módulo de deformación del suelo colaborante que embebe a la pila (ver recuadro de la Lámina 3.1003.302 (2)A).
f_{eq}	=	Coefficiente equivalente en (tonf/m ³) para representar el incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo colaborante que embebe a la pila, medido a partir del inicio del suelo colaborante (ver Lámina 3.1003.302(2)A).
E_o	=	Módulo de deformación del suelo colaborante que embebe a la pila con valor constante en profundidad en (tonf/m ²).
E	=	Módulo de deformación del suelo colaborante que embebe a la pila con variación lineal en profundidad en (tonf/m ²).
E_B	=	Módulo de deformación del suelo a una profundidad bajo el sello de fundación igual al lado menor de la base de la pila en (tonf/m ²).

Las constantes de balasto y del resorte horizontal basal se expresan como:

$$k_\theta = 1.7 \frac{E_B}{A_2} \left(1 + 0.83 \frac{A_2}{B}\right) \quad \text{si } A_2 \leq 0.6 B \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).1})$$

$$k_\theta = 2.8 \frac{E_B}{B} \left(1 + 0.30 \frac{B}{A_2}\right) \quad \text{si } A_2 > 0.6 B \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).2})$$

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 2.2 \frac{E_o}{D} \\ k_i &= 7.3 \frac{E_o}{D} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Módulo de deformación constante} \\ \text{con la profundidad.} \end{array} \quad \begin{array}{l} (\text{ec. 3.1003.302(2).3}) \\ (\text{ec. 3.1003.302(2).4}) \end{array}$$

$$k_s = 2,2 \frac{f_{eq}}{D} Z \quad \left. \vphantom{k_s} \right\} \begin{array}{l} \text{Módulo de deformación variable} \\ \text{linealmente con la profundidad} \end{array} \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).5})$$

$$k_i = 6,3 f_{eq} \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).6})$$

$$f_{eq} = f \cdot \left(1 + 3,3 \frac{d_s}{D} \right) \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).7})$$

$$K_H = 0,77 E_B \sqrt{A_2 \cdot B} \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).8})$$

Las ecuaciones 3.1003.302(2).1, 3.1003.302(2).2 y 3.1003.302(2).8 corresponden a expresiones simplificadas en las que se consideró $B_c = 0,6 B$. Las expresiones 3.1003.302(2).3 a 3.1003.302(2).4 se dedujeron considerando $Z_R = 0,75 D$, lo que implica que no necesariamente se logre equilibrio de fuerzas horizontales, pero ello no introduce errores de consideración, lográndose simplificar la solución del problema. Para analizar la pila con sus resortes se procede por iteraciones sucesivas, partiendo con una longitud en compresión inicial tentativa, hasta que se logre convergencia en el giro, θ . En cada iteración se establece el equilibrio de momentos, por ejemplo con respecto al centro de rotación, CR.

La ecuación 3.1003.302(2).7 entrega el coeficiente equivalente, f_{eq} , en función del coeficiente de incremento real con la profundidad del módulo de deformación del suelo colaborante, f . Dicha ecuación se dedujo de acuerdo al criterio establecido en el recuadro de la Lámina 3.1003.302(2)A.

En la Tabla 3.1003.302(2).A se entregan valores aproximados del coeficiente, f , para suelos arenosos con cohesión baja a nula y para gravas arenosas compactas. También pueden utilizarse los módulos de deformación establecidos en la Tabla 3.1002.406.A, a partir de los cuales se pueden definir los valores de E_o y del coeficiente f . No obstante, los valores de los parámetros del suelo requeridos en el análisis, deberán ser definidos en el informe geotécnico. Mediciones del coeficiente f para suelos de grava arenosa con DR entre 30% y 65% no existen en estado natural, por lo cual se ha optado por no completar la tabla con extrapolaciones.

TABLA 3.1003.302(2).A
COEFICIENTE DE INCREMENTO LINEAL REAL CON LA PROFUNDIDAD
DEL MODULO DE DEFORMACION DEL SUELO COLABORANTE

Suelo	Coeficiente f (kgf/cm ³)		
	DR = 30 a 40%	DR = 41 - 65%	DR = 66 - 90%
Arena sobre la napa	0,28 - 0,55	0,56 - 1,40	1,43 - 2,40
Arena bajo la napa	0,19 - 0,38	0,40 - 0,85	0,87 - 1,45
Grava arenosa sobre napa			3,0
Grava arenosa bajo napa			2,0

DR = Densidad relativa

Para suelos arenosos DR puede determinarse a través de la siguiente ecuación:

$$DR(\%) = 100 \sqrt{\frac{1,7N_{SPT}}{K(\bar{\sigma}_{v_0} + 0,7)}} \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).9})$$

Donde:

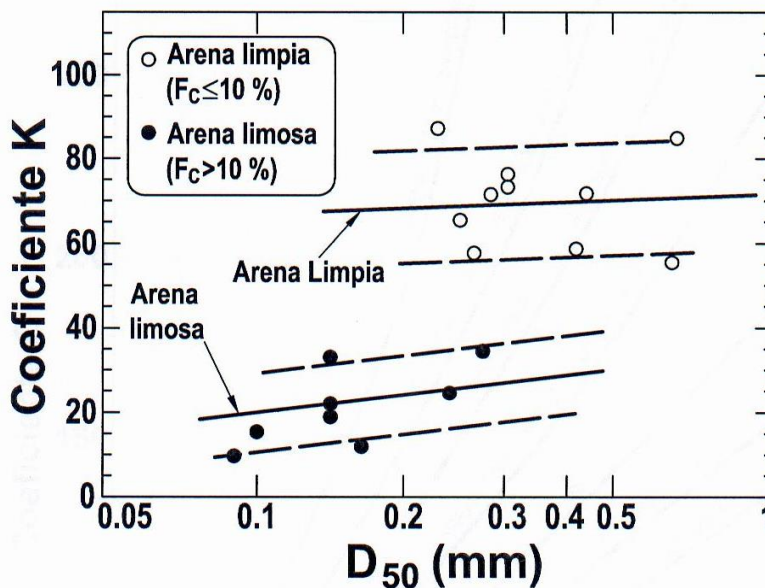
N_{SPT} = Valor obtenido con equipo de 60% de rendimiento. Debe corregirse si se emplea equipo de rendimiento diferente

$\bar{\sigma}_{v_0}$ = Tensión efectiva vertical a la profundidad a la cual se midió N_{SPT} , expresada en (kg/cm^2)

K = Coeficiente empírico que depende mayoritariamente del porcentaje de finos, F_c , bajo malla # 200 ASTM (Ver Figura 3.1003.302(2).A)

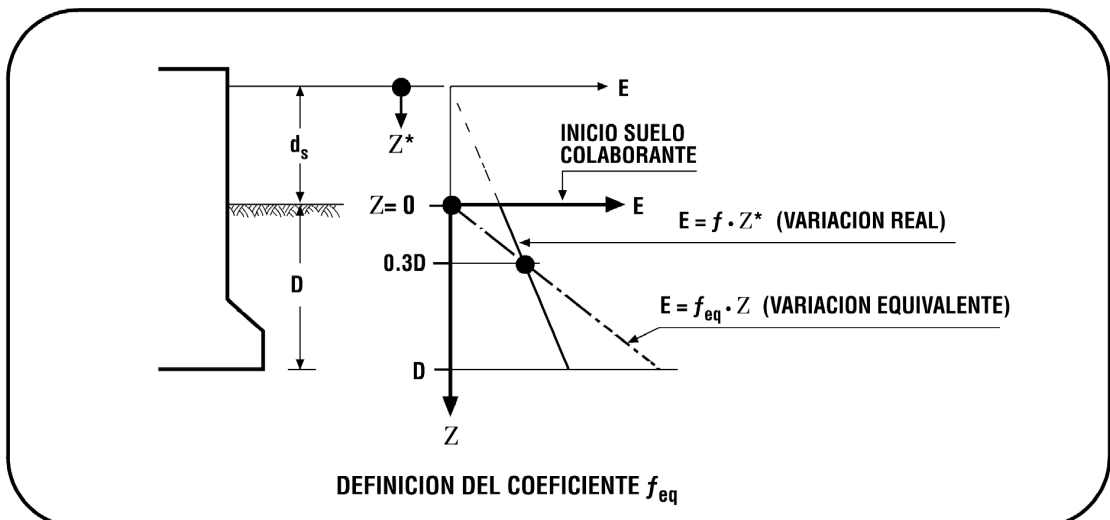
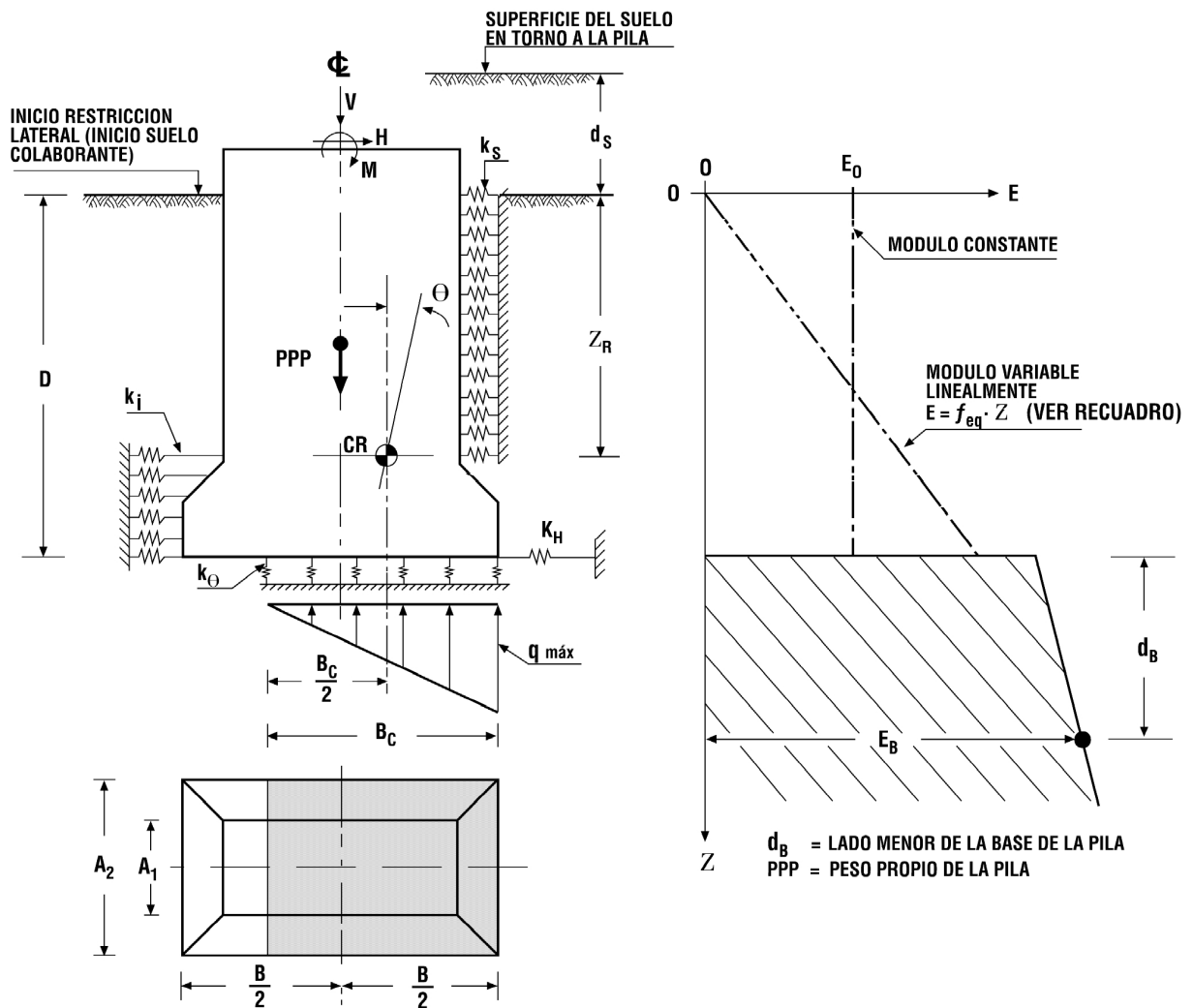
La ecuación anterior no es aplicable a suelos gravosos, suelos finos y a suelos con cementación.

FIGURA 3.1003.302(2).A
COEFICIENTE K PARA DETERMINAR LA DENSIDAD RELATIVA (Ishihara, 1993)



F_c : Porcentaje de Finos

D_{50} : Tamaño de partículas que representa el 50% del material



3.1003.302(2) b) Pilas de Sección Circular. En la Lámina 3.1003.302(2)B se establece el modelo de análisis en el que el significado de los términos y sus unidades es similar a los de la pila con sección rectangular, salvo que la sección transversal de la pila queda representada por los diámetros D_1 y D_2 y que el módulo de deformación, E_B , se determina a una profundidad $0,5 D_2$ medida a partir del sello de fundación de la pila.

Considerando $B_c = 0,6 D_2$, la constante de balasto k_θ y la constante del resorte basal se expresan como:

$$k_\theta = 3,6 \cdot \frac{E_B}{D_2} \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).10})$$

$$K_H = 0,77 E_B D_2 \quad (\text{ec. 3.1003.302(2).11})$$

Las constantes de balasto k_s y k_i se obtienen con las ecs. (3.1003.302(2).3) y (3.1003.302(2).4) si el módulo de deformación del suelo colaborante que embebe la pila es constante con la profundidad y con las ecs. (3.1003.302(2).5) y (3.1003.302(2).6) si el módulo varía linealmente con la profundidad. La constante de balasto k_s actúa sobre un frente de dimensiones $Z_R \cdot D_1$, mientras que la constante de balasto k_i sobre un frente con un ancho que varía desde D_1 hasta D_2 .

El análisis de la pila con sus resortes se efectúa mediante iteraciones partiendo con una longitud en compresión inicial, hasta que se logre convergencia en el giro, θ . En cada iteración se establece el equilibrio de momentos, por ejemplo, con respecto al centro de rotación, CR.

3.1003.302(3) Verificaciones.

3.1003.302(3) a) Capacidad de Soporte. La capacidad de soporte se determinará según lo establecido en el numeral 4.4.7.1 de la Norma AASHTO.

3.1003.302(3) b) Capacidad de los Resortes Laterales. La tensión horizontal σ_{zs} a la profundidad, z , que tomen los resortes representados por la constante de balasto k_s , se expresará en (tonf/m^2) y deberá verificar las siguientes relaciones:

$$\text{Solicitud estática} \quad \frac{\sigma_{zp}}{\sigma_{zs}} \geq 1,5 \quad (\text{ec. 3.1003.302(3).1})$$

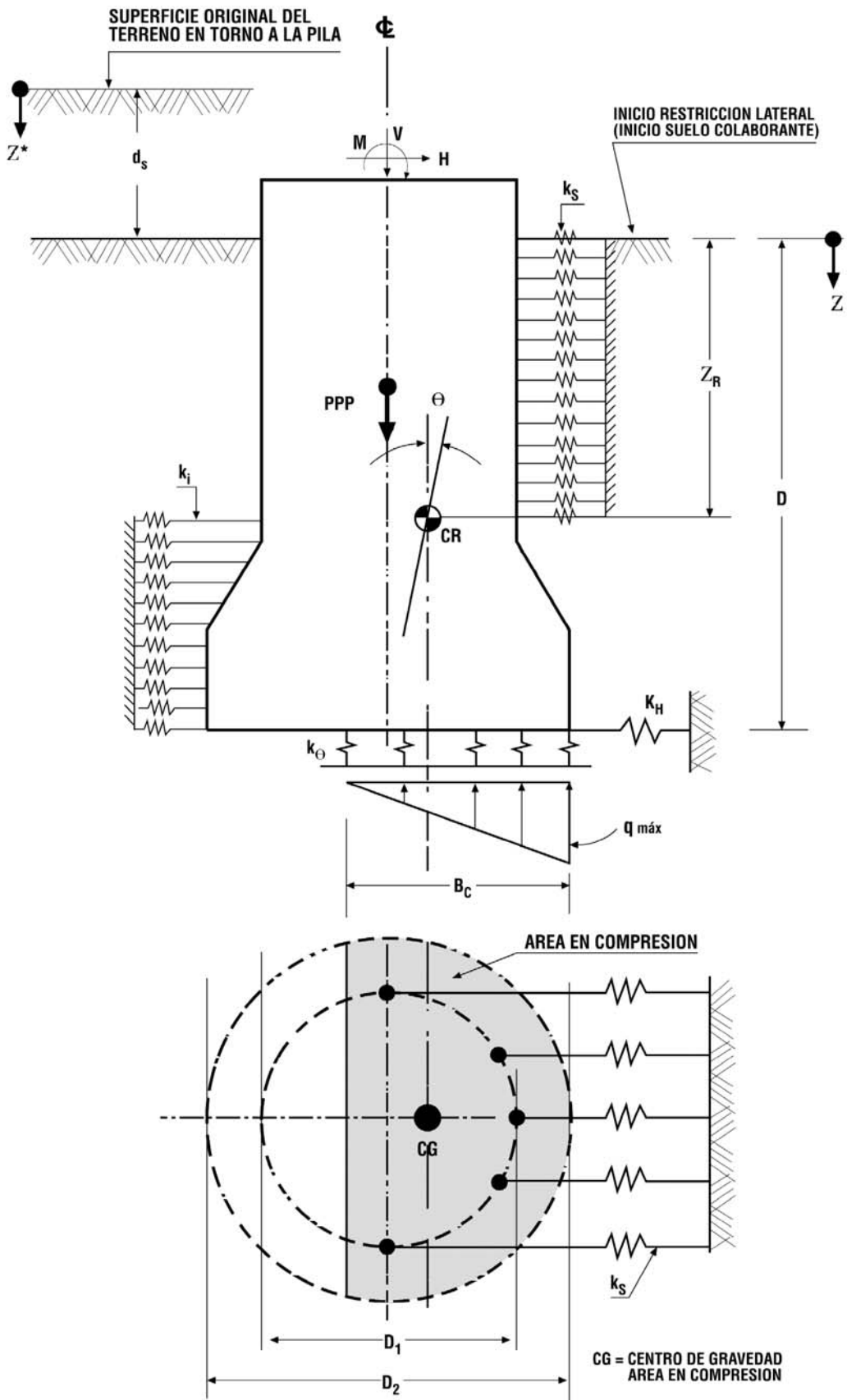
$$\text{Solicitud sísmica} \quad \frac{\sigma_{zp}}{\sigma_{zs}} \geq 1,3 \quad (\text{ec. 3.1003.302(3).2})$$

La resistencia pasiva, σ_{zp} , se expresa en (tonf/m^2) y se determinará con las relaciones siguientes:

$$\sigma_{zp} = \overline{\sigma_{vz}} \left[K_p^* + c \left\{ 2\sqrt{K_p} + \frac{0,75D}{L} \frac{\cos(45 - \phi/2)}{\text{tg}(45 - \phi/2)} \right\} \right] \quad (\text{ec.3.1003.302(3).3})$$

$$K_p^* = \left[0,5K_L \cdot \frac{D}{L} \cdot \text{tg} \phi \sqrt{K_p} \cos(45 - \phi/2) + K_p \right] \quad (\text{ec.3.1003.302(3).4})$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \quad (\text{ec.3.1003.302(3).5})$$



en que:	z	=	Profundidad medida a partir del inicio del suelo colaborante en (m).
	$\overline{\sigma}_{vz}$	=	Tensión vertical efectiva en (tonf/m ²) a la profundidad z , que incluye el peso de la columna de suelo de espesor, d_s , que exista sobre el inicio del suelo colaborante.
	c	=	Cohesión del suelo colaborante que embebe lateralmente a la pila en (tonf/m ²); se considerará nula para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad.
	ϕ	=	Angulo de fricción interna del suelo colaborante que embebe lateralmente a la pila en (°).
	L	=	Dimensión igual a A_1 en pilas rectangulares e igual a D_1 en pilas circulares en (m).
	K_L	=	$1 - \text{sen}\phi$ para suelo suelto
	K_L	=	$1 - \text{sen}^2\phi$ para suelo denso

Para una condición de falla no drenada bastará hacer $\phi = 0$, reemplazar la tensión vertical efectiva $\overline{\sigma}_{vz}$ por la tensión vertical total y reemplazar la cohesión, c , por la resistencia no drenada del suelo, S_u .

Los parámetros resistentes del suelo, c , ϕ ó S_u , deberán ser definidos por el informe geotécnico.

3.1003.302(3) c) Deslizamiento en la Base de la Pila. La sollicitación horizontal, Q_H , que tome el resorte basal, K_H , deberá verificar las siguientes relaciones:

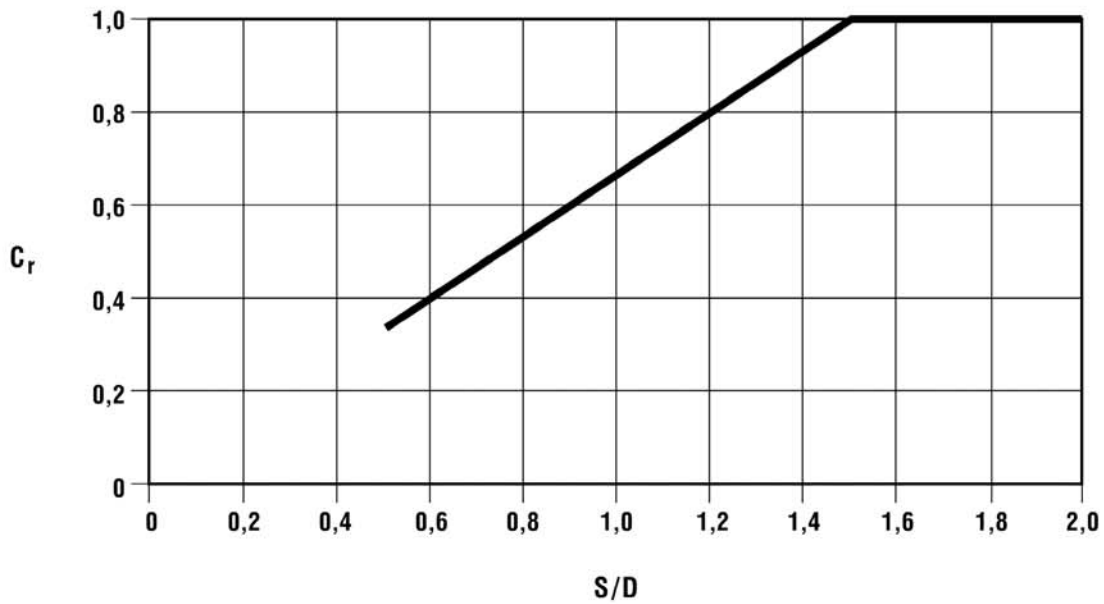
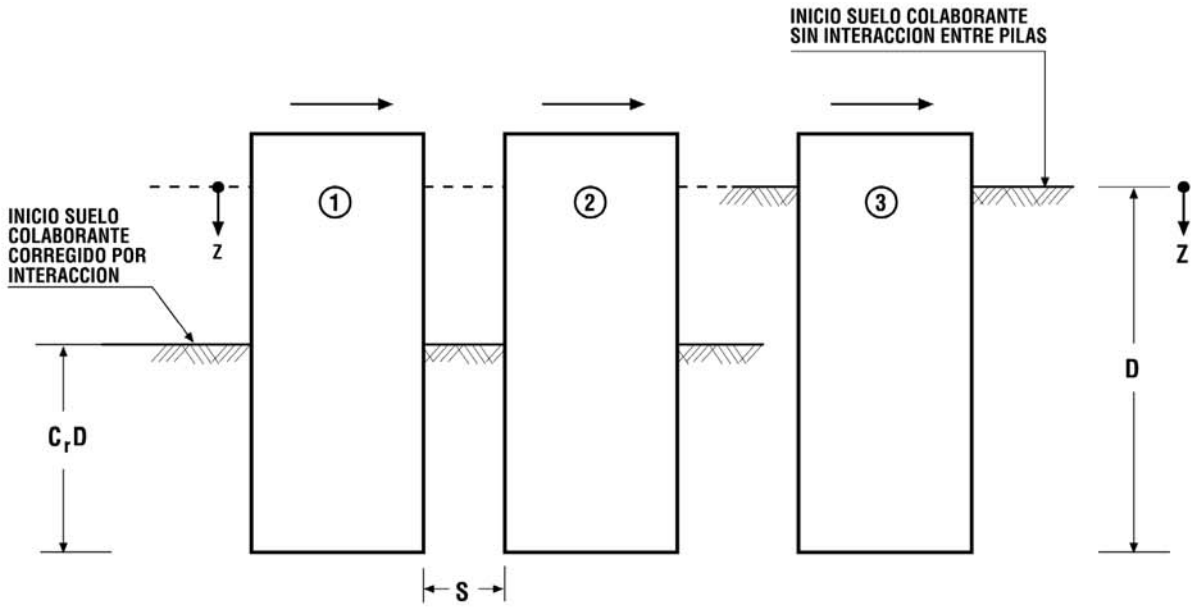
$$\text{Sollicitación estática} \quad \frac{R_d}{Q_H} \geq 1.5 \quad (\text{ec. 3.1003.302(3).6})$$

$$\text{Sollicitación sísmica} \quad \frac{R_d}{Q_H} \geq 1.3 \quad (\text{ec.3.1003.302(3).7})$$

La resistencia última al deslizamiento, R_d , en la base de la pila se determinará según lo establecido en el numeral 3.1003.301(3) b), pero haciendo $E_{pm} = 0$.

3.1003.302(3) d) Interacción entre Pilas. Cuando la distancia libre entre pilas, S , dividida por la altura del suelo colaborante, D , sea inferior a 1,50, se modificará la posición del inicio del suelo colaborante, lo que implica multiplicar la altura del suelo colaborante, D , por un coeficiente de reducción, C_r , según se indica en la Lámina 3.1003.302(3)D. En consecuencia, el término D se reemplaza por $C_r \cdot D$ en las ecuaciones. (3.1003.302(2).3), (3.1003.302(2).4), (3.1003.302(2).5), (3.1003.302(3).3) y (3.1003.302(3).4). La profundidad z se mantendrá medida a partir del inicio del suelo colaborante original (sin interacción entre pilas) y el coeficiente, f_{eq} , presente en las ecs. (3.1003.302(2).5) y (3.1003.302(2).6) se reemplazará por un coeficiente corregido, f_{eq}^* , definido como:

$$f_{eq}^* = 4 \cdot f_{eq} \cdot \left(\frac{1 - 0.75 C_r}{C_r} \right) \quad (\text{ec.3.1003.302(3).8})$$



NOTA:

Para la dirección de la sollicitación indicada, el factor C_r se aplica a las pilas 1 y 2; si se revierte la dirección de la sollicitación, el factor C_r se aplica a las pilas 2 y 3.

en que f_{eq} se determina con la ec. (3.1003.302(2).7) en la cual el término D se mantiene inalterado, es decir, como si no existiera interacción entre pilas.

Para el sentido de las solicitaciones expuestas en la Lámina 3.1003.302(3).D la modificación de la altura colaborante se aplica a las pilas 1 y 2; si se revierte el sentido de la solicitación la modificación se aplica a las pilas 2 y 3.

3.1003.302(3) e) Solicitaciones Sísmicas. Para el caso de solicitaciones sísmicas (cíclicas) se utilizarán los valores de f_{eq} y E_o definidos para solicitaciones estáticas, multiplicándolos por los factores de rigidez sísmica, F_r , establecidos en la Tabla 3.1003.302(3).A. Estos factores incorporan las deformaciones elásticas a las que se agregan las deformaciones no recuperables generadas en el suelo por la solicitación cíclica del sismo.

**TABLA 3.1003.302(3).A
FACTOR DE RIGIDEZ SISMICA PARA FUNDACIONES PROFUNDAS**

Tipo de suelo	Factor de rigidez sísmica, F_r	
	Multiplica a f_{eq}	Multiplica a E_o
Gravas arenosas	1,6 a 2,2	1,3 a 1,6
Arenas	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos parcialmente saturados	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos saturados	1,0* a 3,2*	1,0* a 2,0*
* Valor inferior si el módulo de deformación para solicitación estática se determina con la deformación no drenada del suelo. Valor superior si el módulo se determina con la deformación del suelo que incluye la deformación no drenada más la deformación por consolidación		

3.1003.302(4) Pilas con Cabezal. El caso de una batería de pilas conectadas por un cabezal se analizará como un marco en el que sus columnas son las pilas. La modelación de la interacción pila suelo colaborante se efectuará según lo indicado en el numeral 3.1003.302(2) considerando 100% del área de la fundación en compresión, mientras que las verificaciones se ceñirán a lo indicado en 3.1003.302(3). Las solicitaciones V, H y M corresponderán a las que actúan sobre el cabezal.

3.1003.303 Fundaciones Piloteadas.

3.1003.303(1) Solicitaciones Horizontales y de Momento.

3.1003.303(1) a) Elásticas y Esfuerzos. Los pilotes sometidos a solicitaciones horizontales y de momento aplicadas en sus cabezas se tratarán como vigas en medio elástico, en las que la colaboración lateral del suelo se inicia a partir de la mayor profundidad entre el inicio del suelo competente y la profundidad de socavación total. Si las solicitaciones corresponden a cargas sísmicas, se considerará una profundidad de socavación igual al porcentaje de la socavación máxima que corresponde al peligro de socavación sísmica (PSS) indicada en el Numeral 3.1004.306. El inicio del suelo competente podrá ser la superficie del terreno, salvo que los horizontes superficiales correspondan a suelos blandos con baja restricción lateral, o bien suelos susceptibles de licuarse durante un evento sísmico.

Para suelos en los que el módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad, la elástica y los esfuerzos a lo largo del pilote se obtendrán de las Láminas 3.1003.303(1)A1 y 3.1003.303(1)A2 extraídas de NAVFAC, Design Manual 7.1, en las que se definen los siguientes términos:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{f_{eq}}} \text{ en (m)}$$

P, M = Solicitaciones externas en (tonf) y (tonf-m).

- d_s = Espesor de suelo entre la superficie original del terreno y el inicio del suelo colaborante expresado en (m).
- E_p = Módulo de deformación del pilote en (tonf/m²).
- = Diámetro o lado del pilote que se desplaza en contra del suelo en (m).
- I_p = Momento de inercia de la sección del pilote con respecto a un eje perpendicular al plano de las sollicitaciones externas en (m⁴).
- L_p = Longitud del pilote medida a partir del inicio del suelo colaborante en (m).
- = Módulo de deformación del suelo que embebe al pilote variable linealmente con la profundidad ($E = f_{eq} \cdot z$), en que z se mide a partir del inicio del suelo colaborante; se expresa en (tonf/m²) si la unidad de f_{eq} es (tonf/m³) y la de z es (m).
- f_{eq} = Coeficiente equivalente para representar el incremento lineal con la profundidad del módulo de deformación del suelo colaborante que embebe al pilote que se expresa en (tonf/m³) y que se determina como:

$$f_{eq} = f \cdot \left(1 + 0,5 \frac{d_s}{b} \right)$$

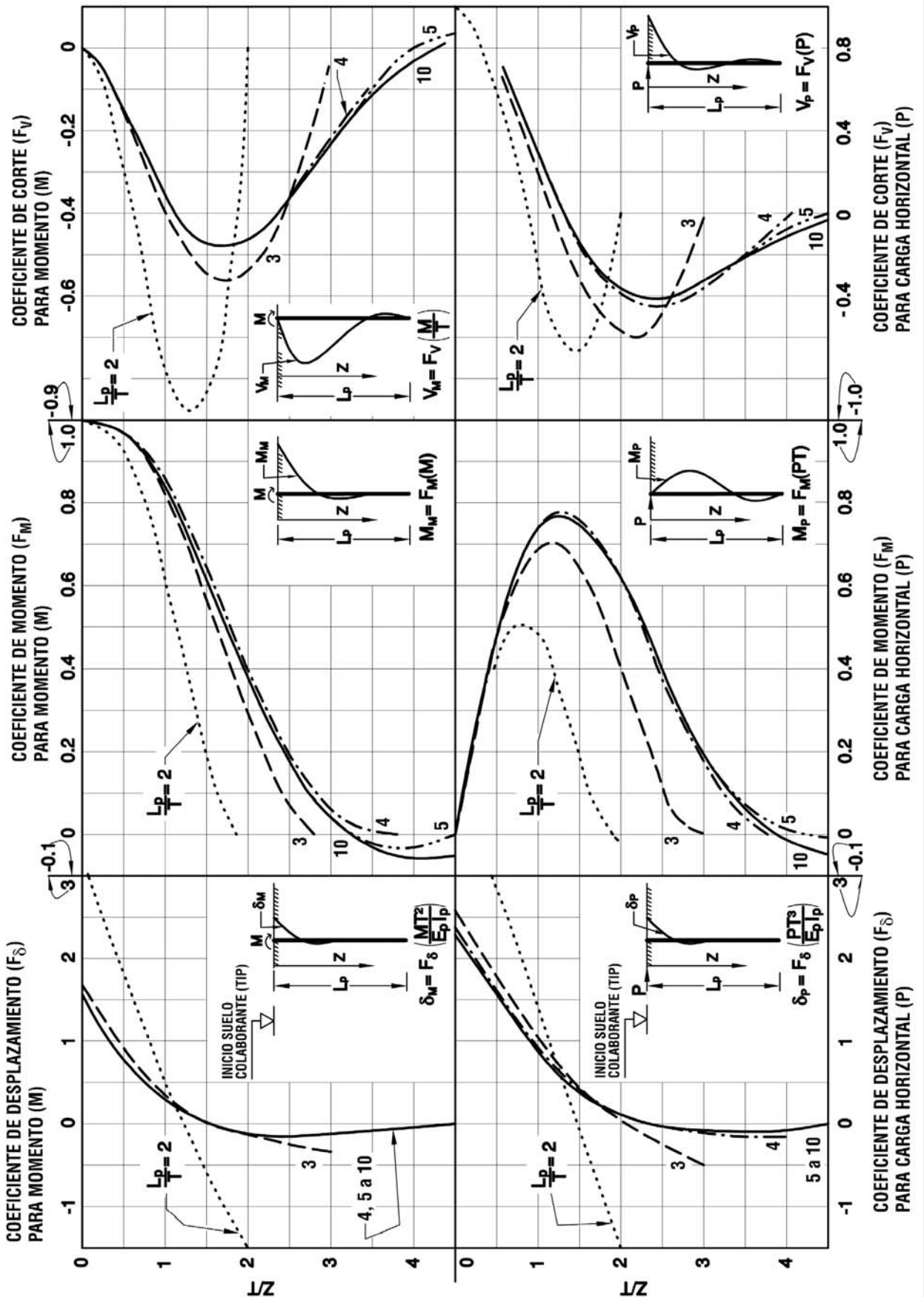
- f = El significado del coeficiente, f , se entrega en la Lámina 3.1003.302(2).A y su valor se obtiene de la Tabla 3.1003.302(2).A, o bien, de la Tabla 4.4.7.2.2A de la Norma AASHTO; las unidades del coeficiente f_{eq} corresponderán a las que se utilicen para el coeficiente f .

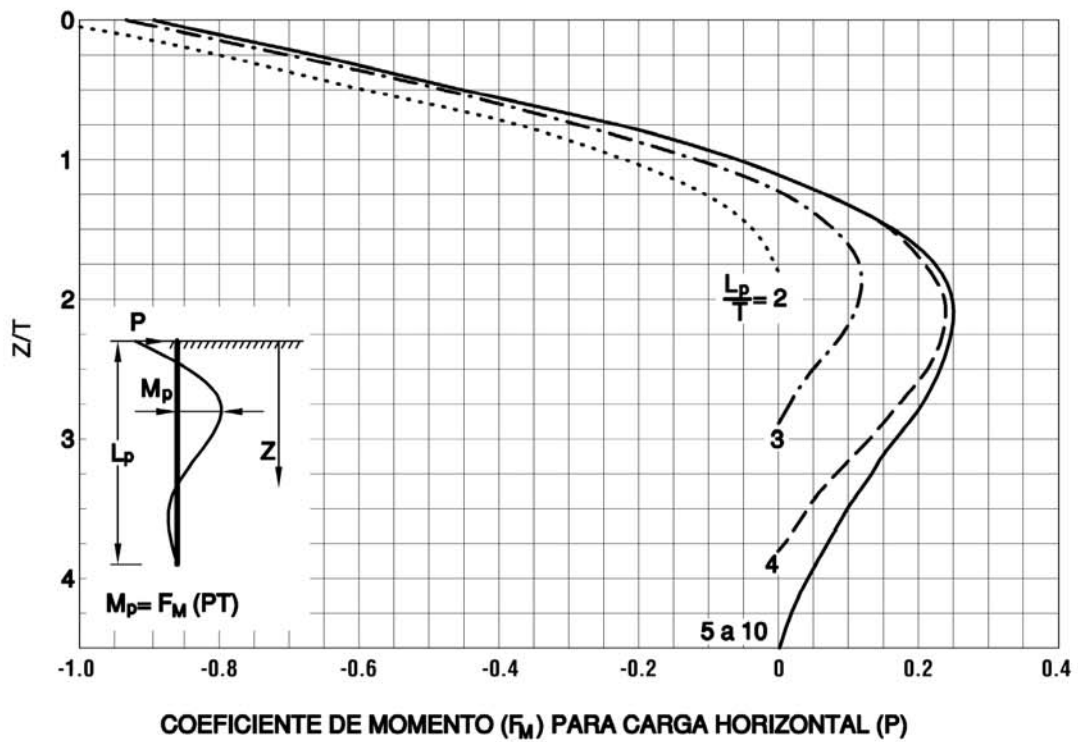
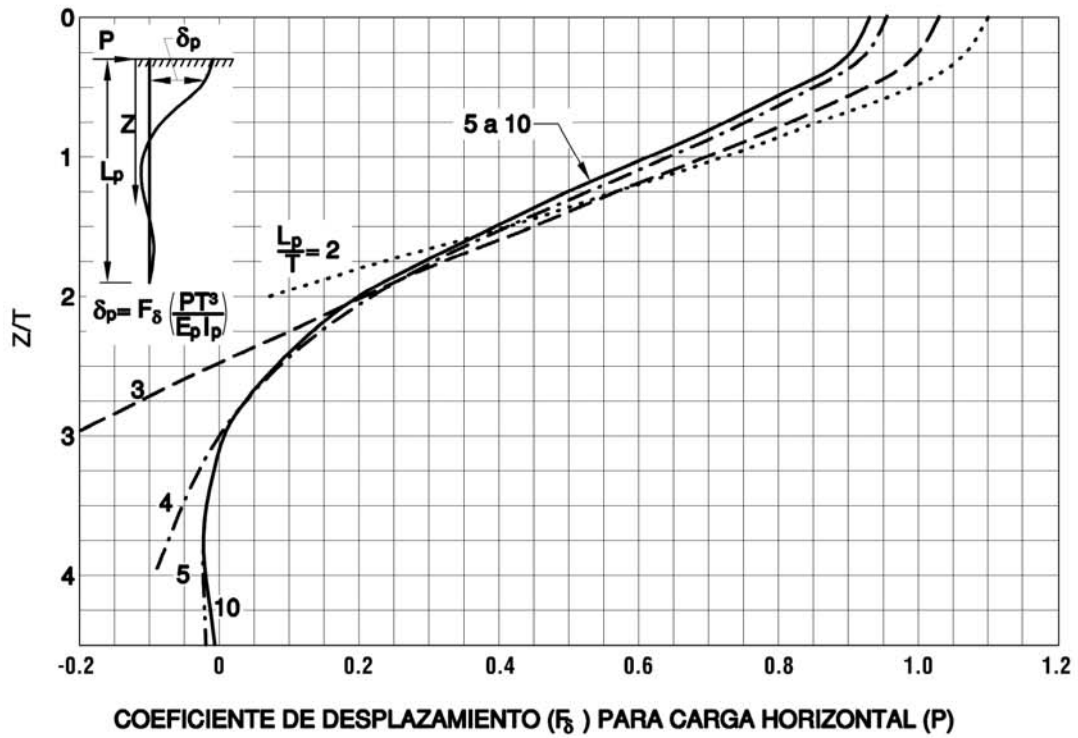
Para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a un valor constante con la profundidad igual a E_0 se utilizarán las expresiones formuladas en la Lámina 3.1003.303(1).A3.

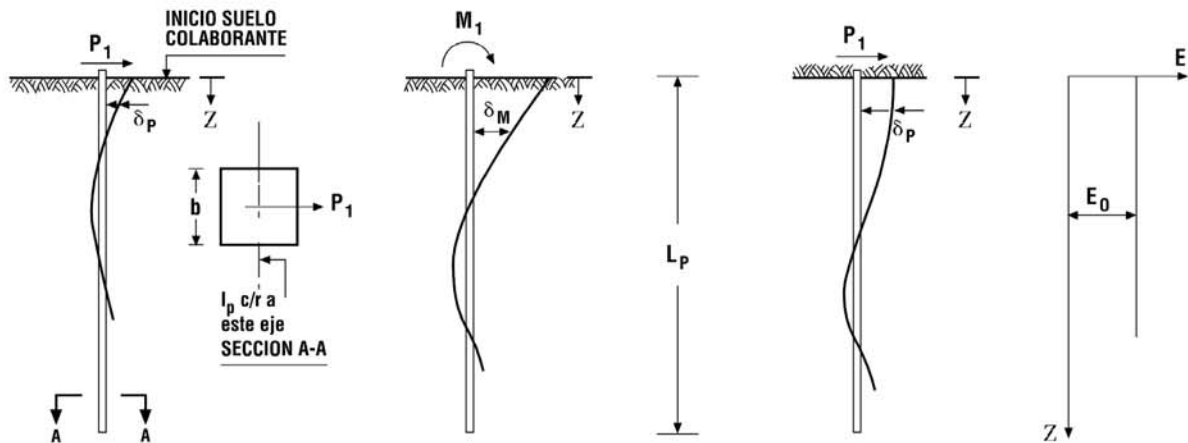
Los parámetros de rigidez del suelo f ó E_0 deberán ser definidos por el informe geotécnico.

3.1003.303(1) b) Capacidad de Soporte Lateral del Suelo. La tensión horizontal, σ_{HZ} , que se desarrolla a una profundidad z entre el suelo y el pilote en la zona colaborante se expresa en (tonf/m²) y deberá verificar las siguientes relaciones:

Solicitaciones estáticas	$\frac{\sigma_{Hp}}{\sigma_{HZ}} \geq 1.5$	(ec.3.1003.303(1).1)
Solicitaciones sísmicas	$\frac{\sigma_{Hp}}{\sigma_{HZ}} > 1.3$	(ec.3.1003.303(1).2)







CABEZA LIBRE

$$\delta_p = - \frac{2 P_1 \lambda}{k_H b} D_{\lambda Z}$$

$$M = \frac{P_1}{\lambda} B_{\lambda Z}$$

$$V = P_1 C_{\lambda Z}$$

CABEZA LIBRE

$$\delta_M = - \frac{2 M_1 \lambda^2}{k_H b} C_{\lambda Z}$$

$$M = M_1 A_{\lambda Z}$$

$$V = - 2 M_1 \lambda B_{\lambda Z}$$

CABEZA EMPOTRADA SIN GIRO

$$\delta_p = \frac{P_1 \lambda}{k_H b} \left(2 D_{\lambda Z} - \frac{A_{\lambda Z} C_{\lambda Z}}{D_{\lambda Z}} \right)$$

$$M = \frac{P_1}{\lambda} \left(B_{\lambda Z} - 0.5 \frac{A_{\lambda Z}^2}{D_{\lambda Z}} \right)$$

$$V = P_1 \left(C_{\lambda Z} + \frac{A_{\lambda Z} B_{\lambda Z}}{D_{\lambda Z}} \right)$$

- P_1, M_1 = Solicitaciones Externas en (tonf) y (tonf-m)
- Z = Profundidad expresada en (m), medida a partir del inicio del suelo colaborante
- k_H = Constante de balasto calculada como $k_H = \frac{0.90 E_0}{b}$ en (tonf/m³)
- b = Diámetro del pilote o lado del frente del pilote que se desplaza en contra del suelo en (m)
- λ = $\sqrt{\frac{4 k_H \cdot b}{4 E_p I_p}}$ en (1/m)
- δ_p = Desplazamiento lateral a lo largo del pilote debido a la sollicitación horizontal en (m)
- δ_M = Desplazamiento lateral a lo largo del pilote debido al momento en (m)
- M = Momento flector a lo largo del pilote en (tonf-m)
- V = Esfuerzo de corte a lo largo del pilote en (tonf)
- E_0 = Módulo de deformación del suelo constante con la profundidad en (tonf/m²)
- E_p = Módulo de deformación del pilote en (tonf/m²)
- I_p = Momento de inercia de la sección del pilote con respecto a un eje perpendicular al plano de las sollicitaciones externas en (m⁴)
- L_p = Longitud del pilote medida a partir del inicio del suelo colaborante en (m)
- $A_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z} (\cos \lambda Z + \sen \lambda Z)$
- $B_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z} \sen \lambda Z$
- $C_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z} (\cos \lambda Z - \sen \lambda Z)$
- $D_{\lambda Z} = e^{-\lambda Z} \cos \lambda Z$
- } Factores adimensionales

La resistencia pasiva, σ_{Hp} , disponible en la zona colaborante a la profundidad z se expresa en (tonf/m^2) y se determina como:

$$\sigma_{Hp} = 3 \left(\overline{\sigma_{vz}} K_p + 2c \sqrt{K_p} \right) \quad (\text{ec. 3.1003.303(1).3})$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (\text{ec. 3.1003.303(1).4})$$

c = Cohesión del suelo colaborante que embebe al pilote en (tonf/m^2); se considerará nula para suelos en los que su módulo de deformación se asimila a una variación lineal con la profundidad.

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo colaborante que embebe al pilote en ($^\circ$).

$\overline{\sigma_{vz}}$ = Tensión vertical efectiva en (tonf/m^2) a la profundidad z que incluye el peso de la columna de suelo de espesor, d_s , que exista sobre el inicio del suelo colaborante.

Si $\sigma_{HZ} > 0,8 \sigma_{Hp}$, la tensión de interacción σ_{HZ} quedará acotada a $0,8 \sigma_{Hp}$, por lo que el análisis del pilote bajo esta condición se debe repetir, utilizando *un inicio modificado del suelo colaborante* que se ubica a la profundidad z_p , donde se verifique $\sigma_{HZ} = 0,8 \sigma_{Hp}$. Por sobre esta profundidad el suelo se considera plastificado, reemplazándolo por las tensiones $0,8 \sigma_{Hp}$ que pasan a ser solicitaciones externas según se ilustra en las Láminas 3.1003.303(1)B1 y 3.1003.303(1)B2.

La profundidad de plastificación, z_p , se acotará de modo que los desplazamientos generados en la superestructura y los esfuerzos en el pilote se mantengan dentro de límites admisibles. De lo contrario, será necesario aumentar la cantidad de pilotes y/o sus secciones resistentes.

Para falla no drenada el procedimiento es similar, salvo que en las ecs. (3.1003.303(1).3) y (3.1003.303(1).4) se utilizará la tensión vertical total en lugar de la efectiva, se hará $\phi = 0$ y $c = S_u$, en que S_u es la resistencia no drenada del suelo a lo largo del fuste del pilote.

Los parámetros resistentes del suelo, c , ϕ ó S_u , deberán ser definidos por el informe geotécnico.

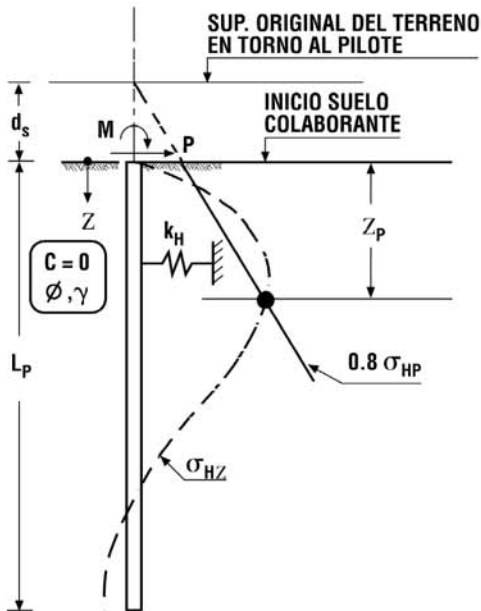
3.1003.303(1) c) Pila – Pilote. Esta estructuración se origina cuando el pilote se prolonga por sobre el nivel del terreno, con o sin disposición de una viga cabezal. En este caso el control de la longitud de suelo plastificado es importante ya que, de lo contrario, los esfuerzos en el pilote y los desplazamientos en la superestructura pueden traspasar los límites admisibles. Por la misma razón, al utilizar una pila - pilote se debería evitar el uso de pilotes cortos. Un pilote se considerará corto si su longitud, L_p , verifica las relaciones siguientes:

- Módulo de deformación del suelo que varía linealmente con la profundidad. $L_p \leq 3,5 T$
- Módulo de deformación del suelo constante con la profundidad. $L_p \leq 3/\lambda$

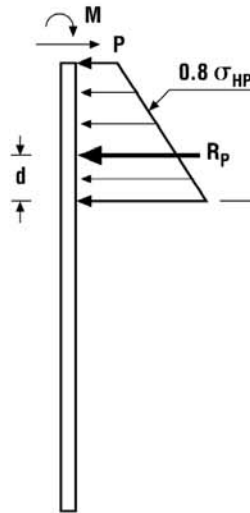
La verificación de pilote corto, a través de las relaciones anteriores, se efectuará ignorando la eventual plastificación del suelo colaborante.

El uso de pilas - pilotes quedará restringido a pilotes con diámetro igual o superior a 1,5 m. Se podrán emplear pilotes de menor diámetro previa justificación geotécnica - estructural que cuente con la aprobación de la Dirección de Vialidad.

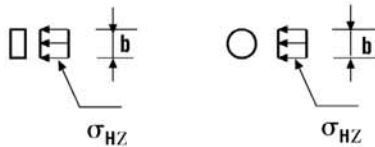
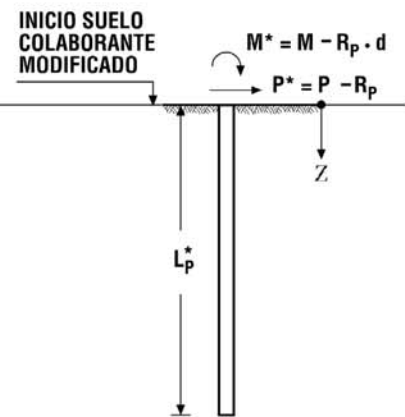
(a) DETERMINACION PROFUNDIDAD PLASTIFICADA



(b) REACCION DEL SUELO PLASTIFICADO ACTUANDO COMO SOLICITACION EXTERNA; R_p REPRESENTA LA RESULTANTE DE DICHA REACCION



(c) PILOTE MODIFICADO



- En el caso (a) la tensión horizontal de interacción, σ_{HZ} , se determina ignorando la plastificación del suelo:

$$\sigma_{HZ} = k_H (\delta_P + \delta_M) \text{ en (tonf/m}^2\text{) si } k_H \text{ en (tonf/m}^3\text{) y } \delta_P, \delta_M \text{ en (m)}$$

δ_P = Desplazamiento horizontal del pilote debido a la solicitación P expresado en (m) y obtenido con la Lámina 3.1003.303(1) A1

δ_M = Desplazamiento horizontal del pilote debido al momento M expresado en (m) y obtenido con la Lámina 3.1003.303(1) A1

k_H = Constante de balasto expresada en (tonf/m³) y calculada como $k_H = \frac{0.9 f_{eq} \cdot Z}{b}$ con $f_{eq} = f (1 + 0.5 \frac{d_s}{b})$; f_{eq} en (tonf/m³) si f en (tonf/m³)

b = Lado o diámetro del pilote que se desplaza en contra del suelo en (m)

Z = Profundidad expresada en (m) que se mide a partir del inicio del suelo colaborante

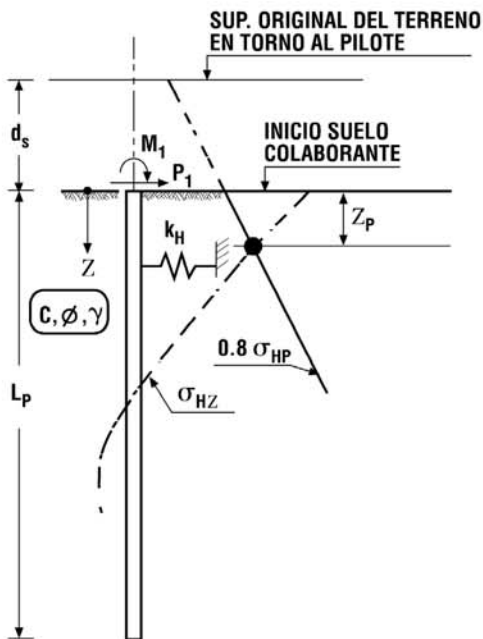
d_s = Profundidad del inicio del suelo colaborante en (m)

- El caso (c) se resuelve con las expresiones de la Lámina 3.1003.303(1) A1 en las que P , M se reemplazan por P^* , M^* , la longitud L_p por L_p^* y el parámetro, T , se define utilizando un coeficiente f_{eq} que se obtiene con la siguiente relación:

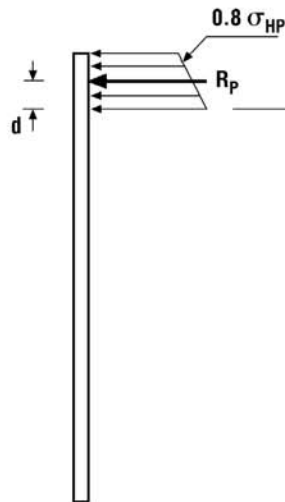
$$f_{eq} = f (1 + 0.5 \frac{d_s + Z_p}{b})$$

Z_p = Profundidad de plastificación en (m)

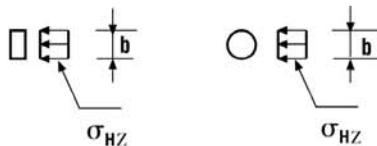
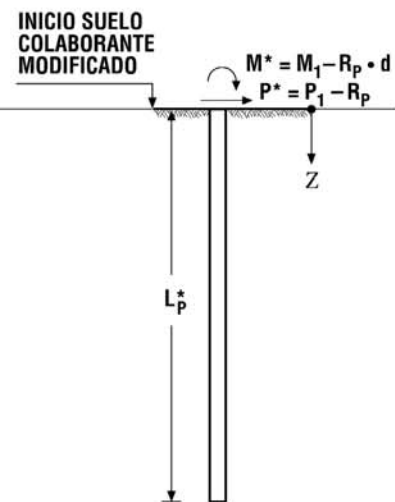
(a) DETERMINACION PROFUNDIDAD PLASTIFICADA



(b) REACCION DEL SUELO PLASTIFICADO ACTUANDO COMO SOLICITACION EXTERNA; R_p REPRESENTA LA RESULTANTE DE DICHA REACCION



(c) PILOTE MODIFICADO



- En el caso (a) la tensión horizontal de interacción, σ_{HZ} , se determina ignorando la plastificación del suelo: $\sigma_{HZ} = k_H (\delta_p + \delta_M)$ en (tonf/m^2) si k_H en (tonf/m^3) y δ_p, δ_M en (m) en que los desplazamientos δ_p, δ_M y la constante de balasto k_H se obtienen con las expresiones de la Lámina 3.1003.303(1)A3
- El caso (c) se resuelve con las expresiones de la Lámina 3.1003.303(1)A3 en las que $L_p = L_p^*$, $P_1 = P^*$ y $M_1 = M^*$

3.1003.303(1) d) Corrección de la Rigidez del Suelo en un Grupo de Pilotes. La interacción horizontal a través del suelo entre los pilotes de un grupo se cuantifica multiplicando por un factor de corrección, C_r , el coeficiente de incremento lineal del módulo de deformación del suelo, f_{eq} , o el módulo de deformación del suelo, E_o , para suelos con módulo de deformación constante con la profundidad.

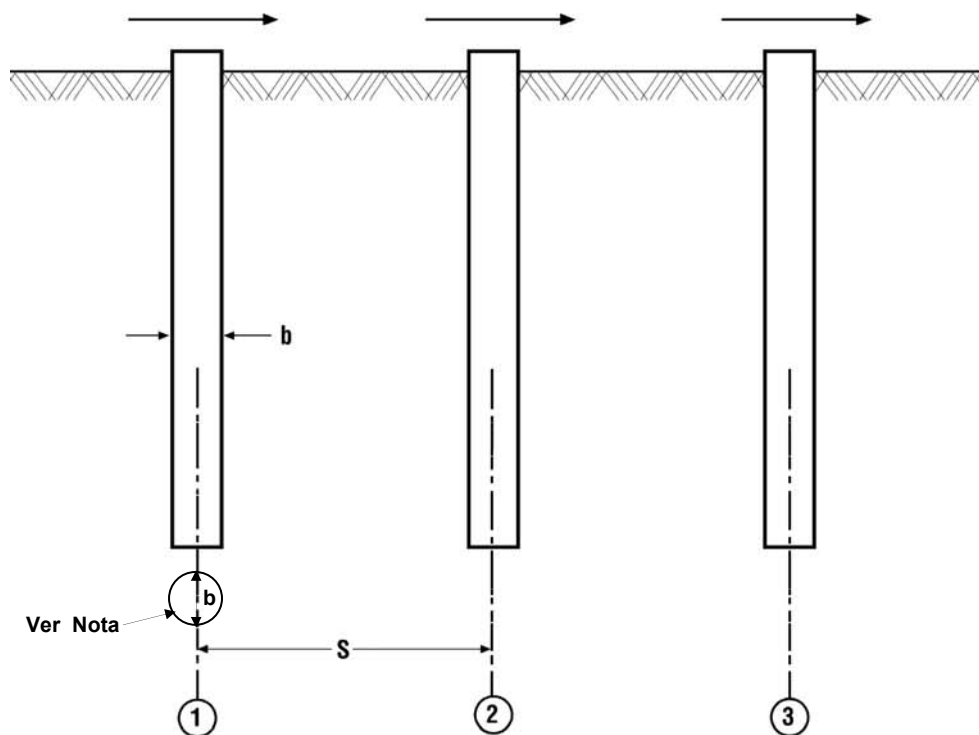
En la Lámina 3.1003.303(1).D se establecen los valores de C_r en función de la distancia normalizada entre ejes de pilotes adyacentes.

Para el sentido de las solicitaciones expuestas en esa lámina, el coeficiente de corrección C_r se aplica a los pilotes 1 y 2; si se revierte el sentido de la solicitación, el coeficiente de corrección se aplica a los pilotes 2 y 3.

3.1003.303(1) e) Solicitaciones Sísmicas. Para el caso de solicitaciones sísmicas (cíclicas) se utilizarán los valores de f_{eq} y E_o definidos para solicitaciones estáticas, multiplicándolos por los factores de rigidez sísmica, F_r , establecidos en la Tabla 3.1003.302(3).A, la cual se reproduce como Tabla 3.1003.303(1).A a continuación. Estos factores incorporan las deformaciones elásticas a las que se adicionan las deformaciones no recuperables generadas en el suelo por la solicitación cíclica del sismo.

TABLA 3.1003.303(1).A
FACTOR DE RIGIDEZ SISMICA PARA FUNDACIONES PROFUNDAS

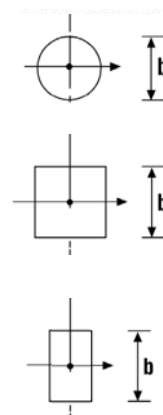
Tipo de suelo	Factor de rigidez sísmica, F_r	
	Multiplica a f_{eq}	Multiplica a E_o
Gravas arenosas	1,6 a 2,2	1,3 a 1,6
Arenas	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos parcialmente saturados	0,7 a 1,0	0,8 a 1,0
Suelos finos saturados	1,0* a 3,2*	1,0* a 2,0*
* Valor inferior si el módulo de deformación para solicitación estática se determina con la deformación no drenada del suelo. Valor superior si el módulo se determina con la deformación del suelo que incluye la deformación no drenada más la deformación por consolidación		



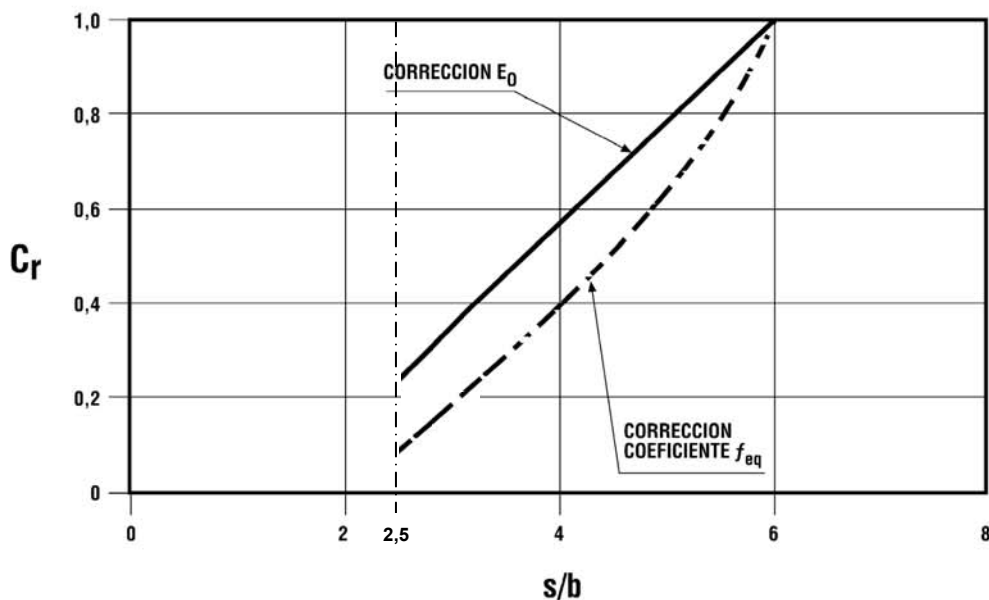
Nota:

1) b = diámetro del pilote o lado transversal al sentido de la sollicitación.

2) Secciones pos bles de pilotes:



Ver Nota



Para la dirección de la sollicitación indicada, el factor C_r se aplica a los pilotes 1 y 2; si se revierte la dirección de la sollicitación, el factor C_r se aplica a los pilotes 2 y 3.

3.1003.303(2) *Análisis de un Grupo de Pilotes.*

3.1003.303(2) a) Marco Equivalente. Los esfuerzos en los pilotes de un grupo conectados por un cabezal pueden determinarse utilizando el método aproximado denominado marco equivalente, el cual reemplaza la zona enterrada de los pilotes por una longitud de empotramiento, L_E . En la Lámina 3.1003.303(2)A se esquematiza el procedimiento que consta de las siguientes etapas:

- Definición de la longitud de empotramiento para conformar el marco equivalente.
- Se resuelve el marco equivalente determinando el momento flector y el esfuerzo de corte a lo largo de los pilotes entre el cabezal y el inicio del suelo colaborante. Se designa por M_o al momento flector y por V_o al esfuerzo de corte en la sección de los pilotes que coincide con el inicio del suelo colaborante.
- Con M_o y V_o como solicitaciones externas se determina el momento flector y el esfuerzo de corte a lo largo de los pilotes bajo el inicio del suelo colaborante utilizando los procedimientos establecidos en 3.1003.303(1) a).
- En la determinación de la longitud de empotramiento, L_E , mediante las expresiones formuladas en la Lámina 3.1003.303(2)A y en el análisis de la zona enterrada de los pilotes, el valor de E_o o de f_{eq} deberá ser modificado multiplicándolo por el factor de corrección de grupo C_r establecido en la Lámina 3.1003.303(1)D y, para el caso sísmico, multiplicándolo además por el factor de rigidez sísmico obtenido de la Tabla 3.1003.303(1).A.

3.1003.303(2) b) Método General. Resuelve el grupo de pilotes incorporando la distribución de la constante de balasto para una variación cualquiera del módulo de deformación del suelo en profundidad. Una vez corregida la constante de balasto por efecto de grupo y por rigidez sísmica se resuelve el sistema mediante un programa computacional para análisis de estructuras. En la Lámina 3.1003.303(2)B se ilustra esquemáticamente el método general.

3.1003.303(3) *Efecto de Desplazamientos Horizontales del Suelo.*

3.1003.303(3) a) Modelación del Problema. Corresponde a pilotes ubicados en la zona del talud de un terraplén apoyado en suelo blando según se ilustra en la Lámina 3.1003.303(3)A. Las solicitaciones horizontales estáticas sobre el pilote se determinan imponiendo en la base de los resortes de interacción los desplazamientos horizontales del suelo blando y del terraplén, desplazamientos que se determinan ignorando la restricción lateral suministrada por los pilotes. En lugar de imponer desplazamientos en la base de los resortes se podrá imponer fuerzas según el procedimiento establecido por el profesor Tomás Guendelman y que se indica en la Lámina 3.1003.303(3)A. Las solicitaciones sísmicas se evaluarán según lo indicado en 3.1003.405.

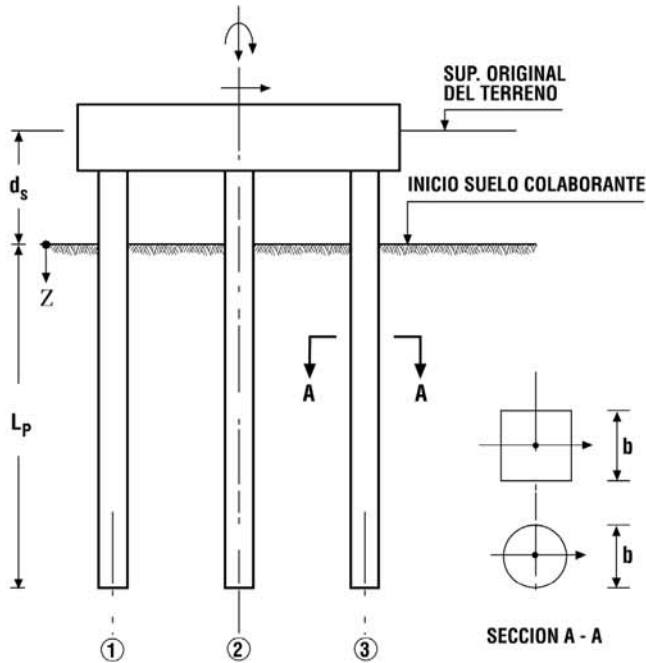
El modelo planteado para analizar el problema es aplicable en tanto que no exista falla basal del terraplén por una insuficiente capacidad de soporte del suelo blando, lo cual deberá ser verificado por el especialista geotécnico tanto para condiciones estáticas como sísmicas.

3.1003.303(3) b) Desplazamientos Horizontales del Suelo Blando. Corresponden a desplazamientos estáticos inducidos por el peso propio del terraplén que se determinan utilizando las relaciones siguientes, cuyos términos se explicitan en la Lámina 3.1003.303(3)A:

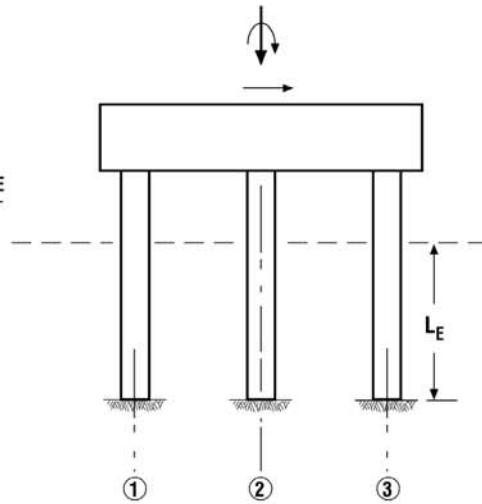
$$\delta_i = \left(\sum_1^n \theta_i \cdot h \right) - 0.5 \theta_i h \quad (\text{ec. 3.1003.303(3).1})$$

$$\theta_i = 0.5 \frac{\gamma_t \cdot H_t}{E_i} \frac{B \cdot L}{(B + Z_i)(L + Z_i)} \quad (\text{ec. 3.1003.303(3).2})$$

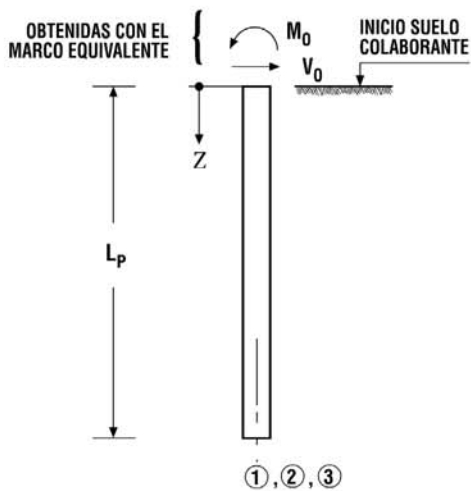
(a) GRUPO DE PILOTES



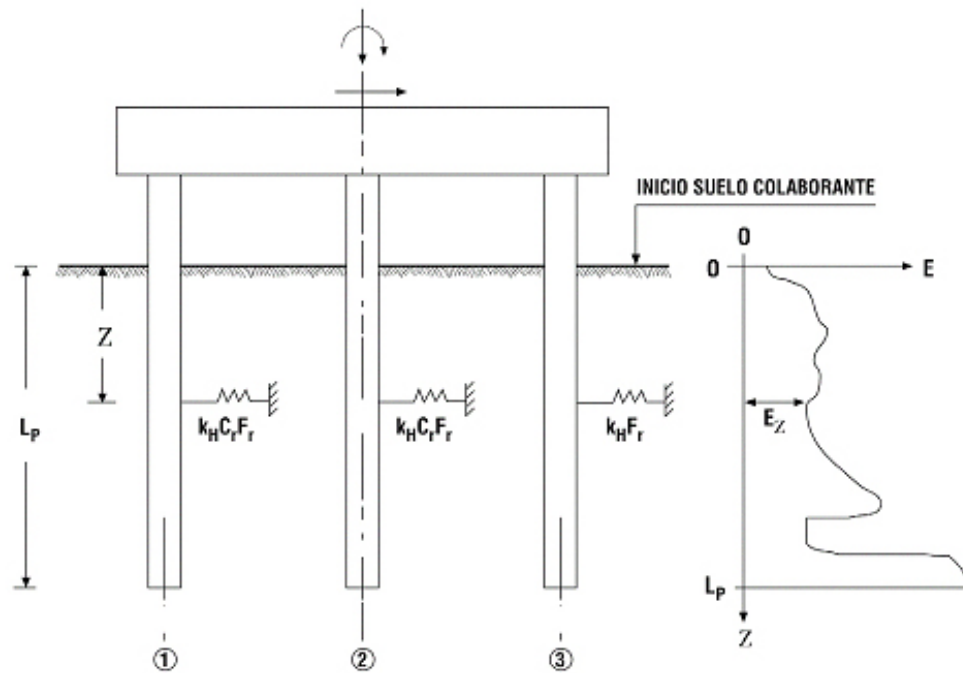
(b) MARCO EQUIVALENTE



(c) ANALISIS ZONA ENTERRADA



Variación módulo de deformación del suelo	Longitud de empotramiento, L_E
Constante con la profundidad	$L_E = 0.5 \left[\sqrt[3]{\frac{6E_p I_p \lambda}{k_H b}} + \sqrt{\frac{4E_p I_p \lambda^2}{k_H b}} \right]$ $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_H b}{4E_p I_p}} ; k_H = \frac{0.9 E_0}{b}$
Varía linealmente	$L_E = 1.87 T ; T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{f_{eq}}}$ $f_{eq} = f \left(1 + 0.5 \frac{ds}{b} \right)$
<p>NOTA: Relaciones válidas para pilotes que cumplan las condiciones siguientes: $\lambda L_p > 3$ (módulo constante) $L_p > 3.5T$ (módulo lineal)</p>	



$$k_H = \frac{0.9 E_z}{b} \text{ en (tonf/m}^3\text{) si } E_z \text{ en (tonf/m}^2\text{) y } b \text{ en (m)}$$

C_r = Factor de corrección utilizando curva llena de la Lámina 3.1003.303(1) D; para el sentido de la sollicitación horizontal indicada en la Lámina se aplica a los pilotes ① y ②; si se invierte el sentido de la sollicitación horizontal se aplica a los pilotes ② y ③

F_r = Factor de rigidez sísmica obtenido de la última columna de la Tabla 3.1003.303(1). A

en que: δ_i = desplazamiento horizontal en el centro de la capa i del suelo blando en (m);
 Z_i = profundidad del centro de la capa i medida desde la base del terraplén en (m);
 h = espesor de las capas en que se subdivide el suelo en (m);
 γ_t = peso unitario del terraplén en (tonf/m³);
 H_t = altura del terraplén en (m);
 E_i = módulo de deformación del suelo en el centro de la capa i en (tonf/m²);
 B y L = dimensiones expresadas en (m) y definidas en la Lámina 3.1003.303(3).B.

3.1003.303(3) c) Constante del Resorte de Interacción Suelo-Pilote. La constante del resorte para las capas en que se subdivide el suelo blando se determina mediante las relaciones siguientes:

$$K_i = k_i \cdot h \quad (\text{ec. 3.1003.303(3).3})$$

$$k_i = 0.9 \frac{E_i}{b} \quad (\text{ec. 3.1003.303(3).4})$$

en que: K_i = constante del resorte en el centro de la capa i en (tonf/m);
 k_i = constante de balasto horizontal en el centro de la capa i en (tonf/m³);
 b = diámetro o lado del pilote que se opone al desplazamiento del suelo en (m).

Además de los resortes de interacción del suelo blando es necesario determinar los resortes de interacción entre el relleno del terraplén y el pilote. Para tal efecto se utilizan las relaciones 3.1003.303(3).3 y 3.1003.303(3).4 reemplazando el módulo E_i por el del relleno del terraplén, $E_t \approx f \cdot Z^*$, en que la profundidad Z^* aparece definida en la Lámina 3.1003.303(3).A. El coeficiente f se obtiene de la Tabla 3.1003.302(2).A, o bien se deduce de la Tabla 4.4.7.2.2A de la Norma AASHTO.

El tramo de pilote embebido en el suelo firme se representa por el resorte de interacción, K_s , cuyo valor se determina mediante las ecs. 3.1003.303(3).3 y 3.1003.303(3).4 introduciendo el módulo de deformación del suelo firme.

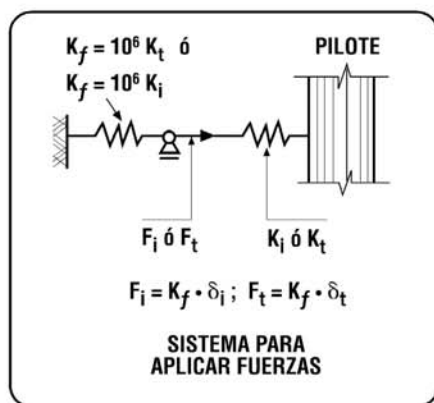
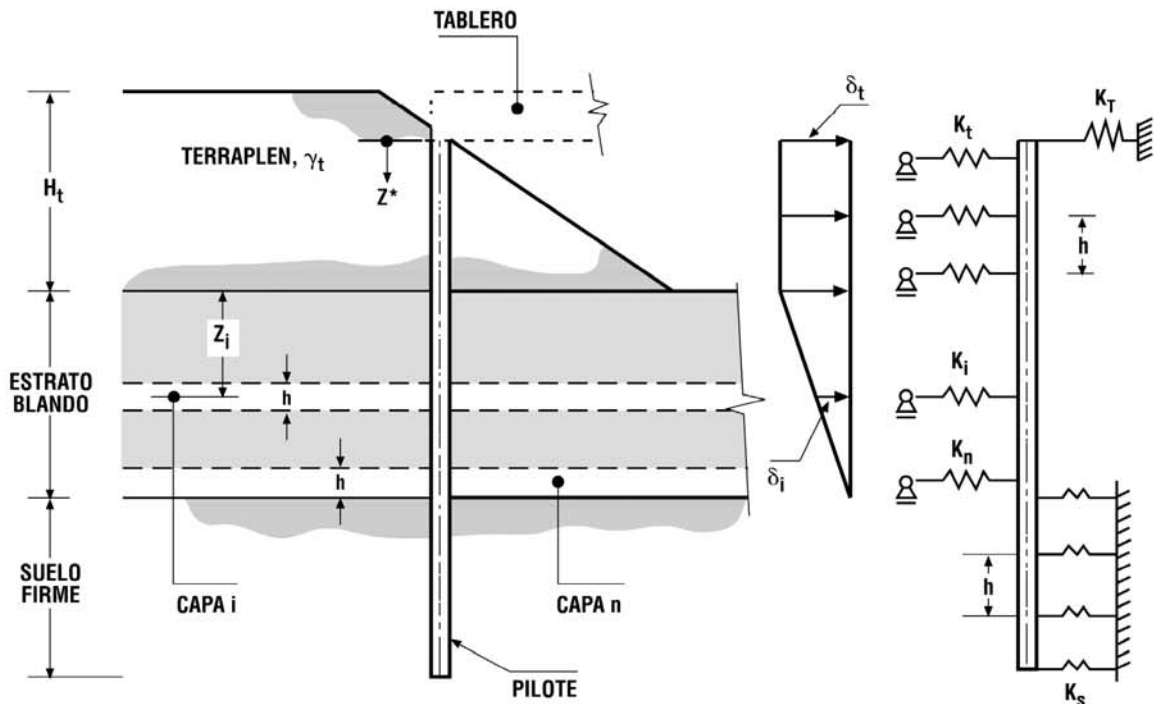
3.1003.303(3) d) Estados de Carga. En la Tabla 3.1003.303(3).A se exponen los distintos estados de carga que pueden actuar sobre los pilotes según sea la secuencia constructiva que se utilice, así como los correspondientes módulos de deformación, E_i , del suelo blando a utilizar en las ecuaciones 3.1003.303(3).2 y 3.1003.303(3).4.

TABLA 3.1003.303(3).A
MODULOS DE DEFORMACION PARA ANALISIS DEL DESPLAZAMIENTO
DE SUELOS BLANDOS EN TORNO A PILOTES

Estado de Carga	Procedimiento
Pilote instalado después de construido el terraplén y con el suelo blando consolidado	No se requiere ya que no se inducen desplazamientos de importancia práctica sobre los pilotes.
Pilote instalado al cabo de un tiempo $t < t_c$ después de construido el terraplén, en que t_c es el tiempo de consolidación del suelo blando.	Usar $E_i \approx 1,5 E_{ui}$, en que E_{ui} es el módulo de deformación no drenado del suelo en el centro de la capa i . El desplazamiento δ_i que se obtenga con las ecs 3.1003.303(3).1 y 3.1003.303(3).2 se multiplica por el factor $R_c = 1-U$, en que U es el grado de consolidación del suelo blando al cabo del tiempo, t .
Pilote instalado antes de construir el terraplén.	Usar $E_i \approx 0,6 E_{ui}$.

El módulo de deformación no drenado del suelo blando, el módulo de deformación del relleno del terraplén y el módulo de deformación del suelo firme deberán ser especificados en el informe geotécnico

3.1003.304 Suelos Licuables. Para arenas sueltas u otros suelos potencialmente licuables, saturados, se debe considerar en forma especial el estudio del fenómeno de licuación, situación que es generada por la acción sísmica y que produce tanto pérdida de resistencia como de rigidez en la masa de suelo. Es necesario por lo tanto, realizar una evaluación del potencial de licuación considerando los criterios que se indican en el apéndice 10 de la Norma AASHTO LRFD y LRFD Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges (Anexos B y D).

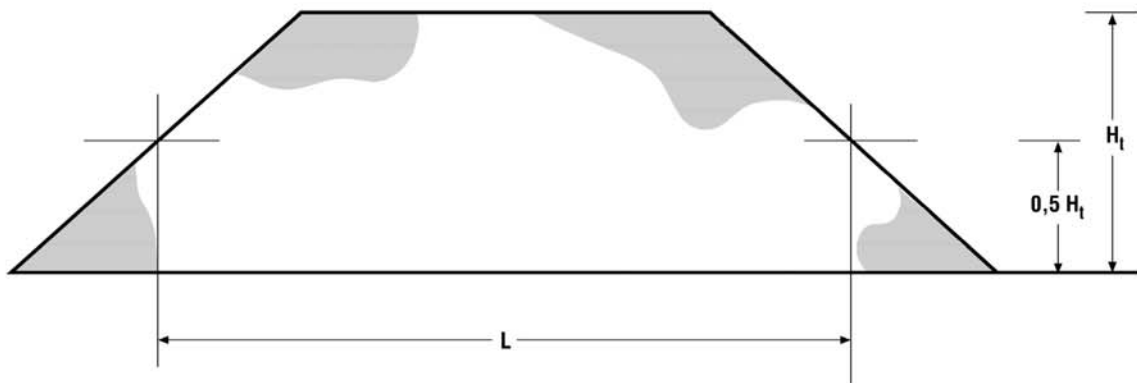
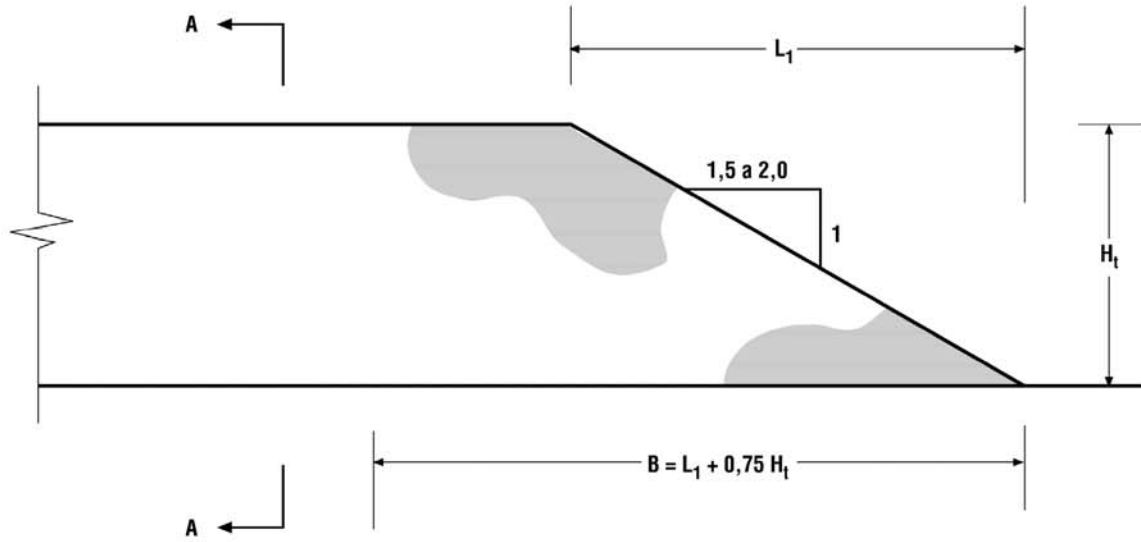


K_T = Resorte por rigidez del tablero en caso que esté colocado.

K_i = $k_i \cdot h$ Resorte de interacción suelo blando.

K_t = $k_t \cdot h$ Resorte de interacción terraplén.

K_s = $k_s \cdot h$ Resorte de interacción suelo firme.



SECCION A - A

3.1003.4 MUROS DE CONTENCIÓN

En la Sección 5 de la Norma AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para los muros de contención. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen en los tópicos siguientes.

Conforme se señala en el Artículo 5.2.1 de la Norma AASHTO, la selección del tipo de muro se basará en la evaluación de diferentes aspectos, entre los cuales se pueden citar la magnitud y dirección de las cargas, profundidad de los suelos competentes de fundación, capacidad resistente para las cargas sísmicas, presencia de factores ambientales nocivos, proximidad de restricciones físicas, tolerancia ante asentamientos diferenciales, apariencia superficial de los muros y facilidades y costos de la construcción.

En el tópico 3.1002.4 del presente Manual se entregan los requisitos generales del Reconocimiento Geotécnico para desarrollar los estudios de las fundaciones de los puentes y obras anexas. En todo lo que no se contradiga con esas disposiciones, regirá lo establecido en el Artículo 5.3 de la Norma AASHTO.

El comportamiento que en general han tenido los muros cantilever de hormigón armado en un país de alta sismicidad como es Chile, ha sido satisfactorio. Por tal motivo, las disposiciones que se tratan en la presente sección se refieren a este tipo de muros y a muros gravitacionales. El empleo de muros anclados, muros de tierra estabilizados mecánicamente (TEM) y muros de módulos prefabricados deberán contar con bases de diseño aprobadas expresamente por la Dirección de Vialidad, sin perjuicio de cumplir con las disposiciones establecidas en las Secciones 5.7, 5.8 y 5.9 de la Norma AASHTO.

Los modelos de análisis planteados en el presente tópico de Muros de Contención pueden ser reemplazados por otros publicados en la literatura técnica, siempre y cuando tengan un respaldo teórico válido y cuenten con la aprobación de la Dirección de Vialidad.

3.1003.401 Condiciones Generales.

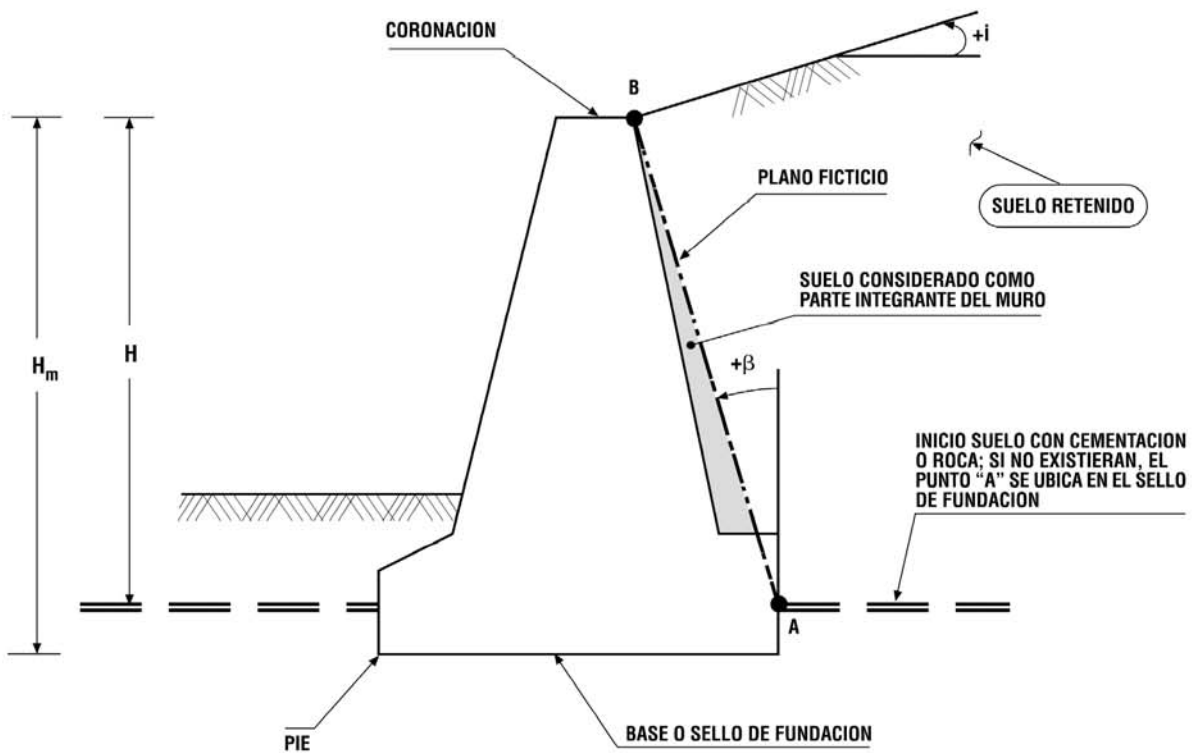
3.1003.401(1) Tipos de Muros de Contención. Se contemplan muros gravitacionales y muros cantilever con y sin contrafuertes, los que se representan esquemáticamente en la Lámina 3.1003.401(1).A.

3.1003.401(2) Características del Suelo Retenido. El suelo retenido por el muro de contención puede estar constituido por un sistema mixto relleno-suelo natural o solo por relleno. Para la materialización del relleno se utilizarán materiales granulares con compactación controlada, salvo casos especiales en los que se podrán utilizar rellenos de suelo fino con compactación controlada y rellenos granulares masivos compactados por la maquinaria utilizada para su colocación. Los casos especiales se restringirán a situaciones en las que no existan estructuras apoyadas en el suelo retenido, o a casos con estructuras poco sensibles a asentamientos y cuya funcionalidad no sea perturbada por tales asentamientos.

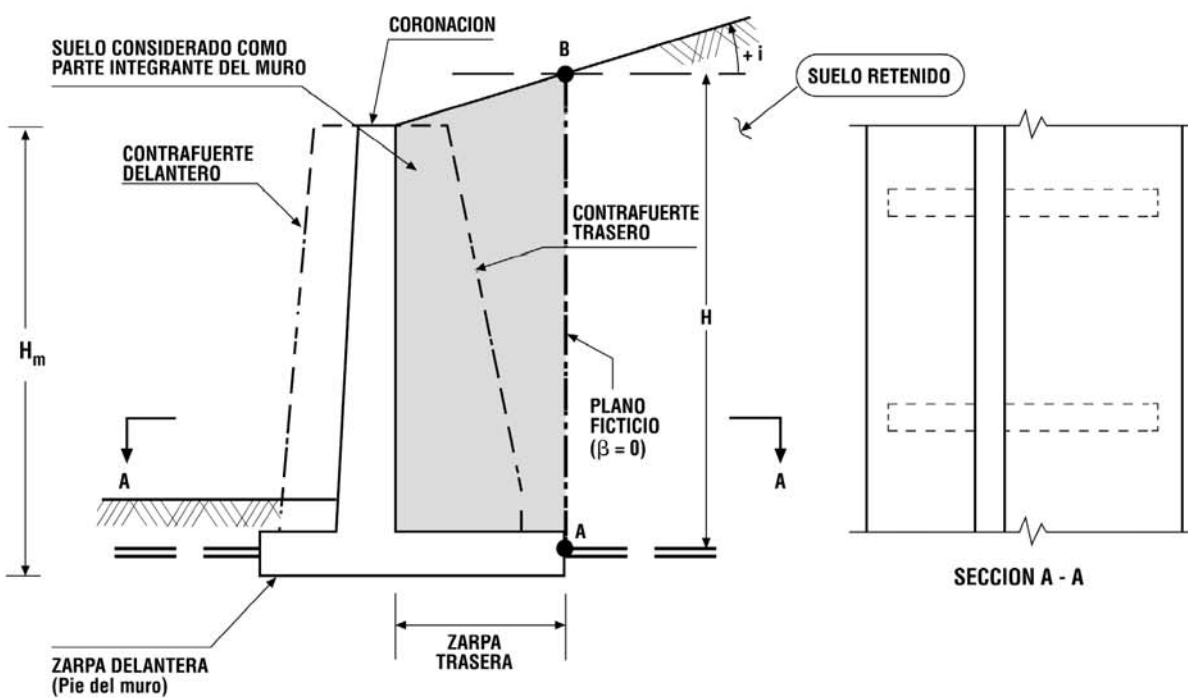
3.1003.401(3) Altura del Muro y Altura de Diseño. La altura del muro, H_m , para determinar el desplazamiento horizontal en su coronación y la altura de diseño, H , para determinar los empujes de tierra se definen en la Lámina 3.1003.401(1).A.

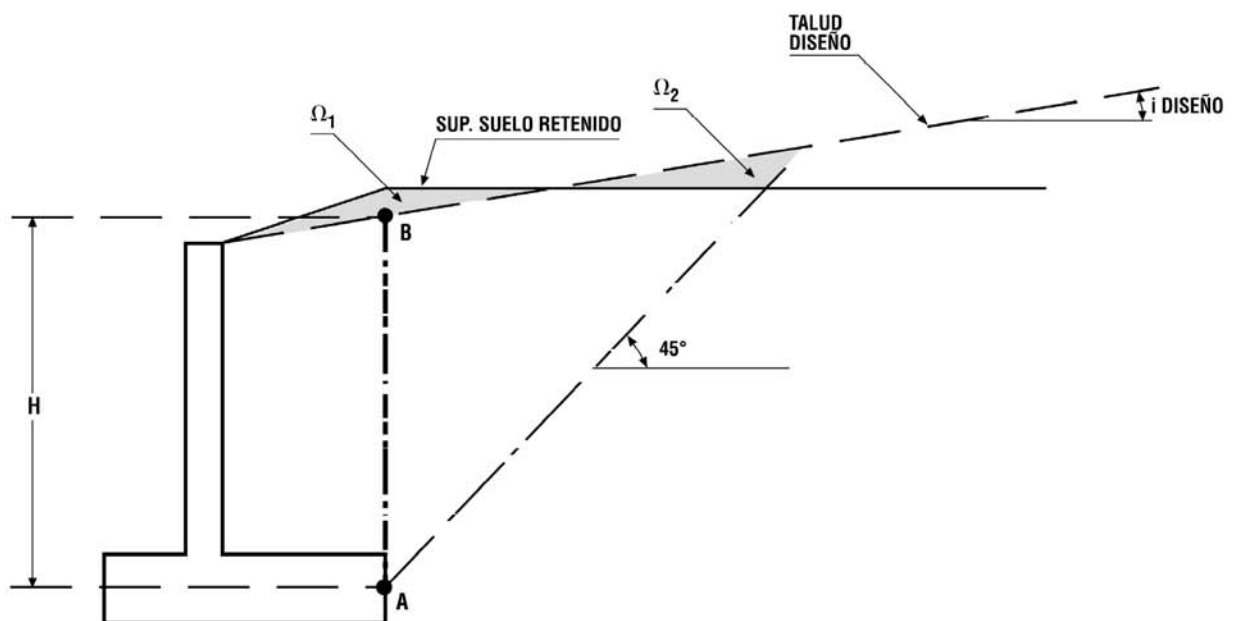
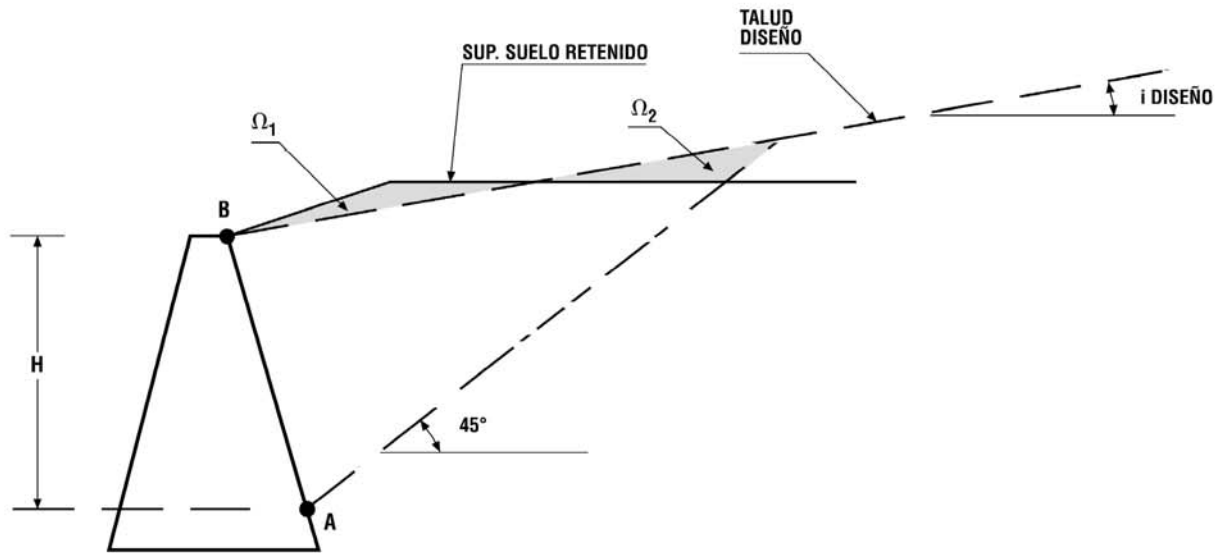
Para el caso particular en que el suelo retenido presente un talud quebrado como el indicado en la Lámina 3.1003.401(3).A, se modifica primeramente la geometría del talud, para posteriormente definir la altura, H .

MURO GRAVITACIONAL



MURO CANTILEVER





Deberá verificarse $\Omega_1 = \Omega_2$

3.1003.401(4) Muros en Laderas. Los muros de contención que retienen laderas con una inclinación, i , se analizarán con la metodología expuesta en este capítulo, la cual es aplicable cuando el suelo falla localmente en la vecindad del muro. Ello presupone que la estabilidad global de la ladera, especialmente para una condición sísmica, es adecuada. De lo contrario, se requerirá un análisis diferente que deberá ser efectuado por un especialista geotécnico.

3.1003.402 Empujes de Tierra Estáticos.

3.1003.402(1) Parámetros de Diseño.

3.1003.402(1) a) Resistencia al Deslizamiento. La resistencia última al deslizamiento en la base del muro y los parámetros para calcularla se ceñirán a lo establecido en 3.1003.301(3) b). La incorporación de la resistencia pasiva se ceñirá a lo indicado en 3.1003.301(2) a).

3.1003.402(1) b) Parámetros Base del Suelo Retenido. Dependiendo de la estratigrafía del suelo retenido se determinará su cohesión base, c^* , y su ángulo de fricción base, ϕ^* , según los criterios establecidos en la Lámina 3.1003.402(1)B.

Por otra parte, según sea la deformación horizontal normalizada, Δ/H_m , que experimente el muro en su coronación, el par base $c^* - \phi^*$ definido en la Lámina 3.1003.402(1)B se corregirá para *obtener el par $c-\phi$ de diseño a utilizar en las expresiones del empuje*. La corrección se efectuará mediante el coeficiente C_r empleando las relaciones siguientes:

$$c = c^* \cdot C_r \quad (\text{ec. 3.1003.402(1).1})$$

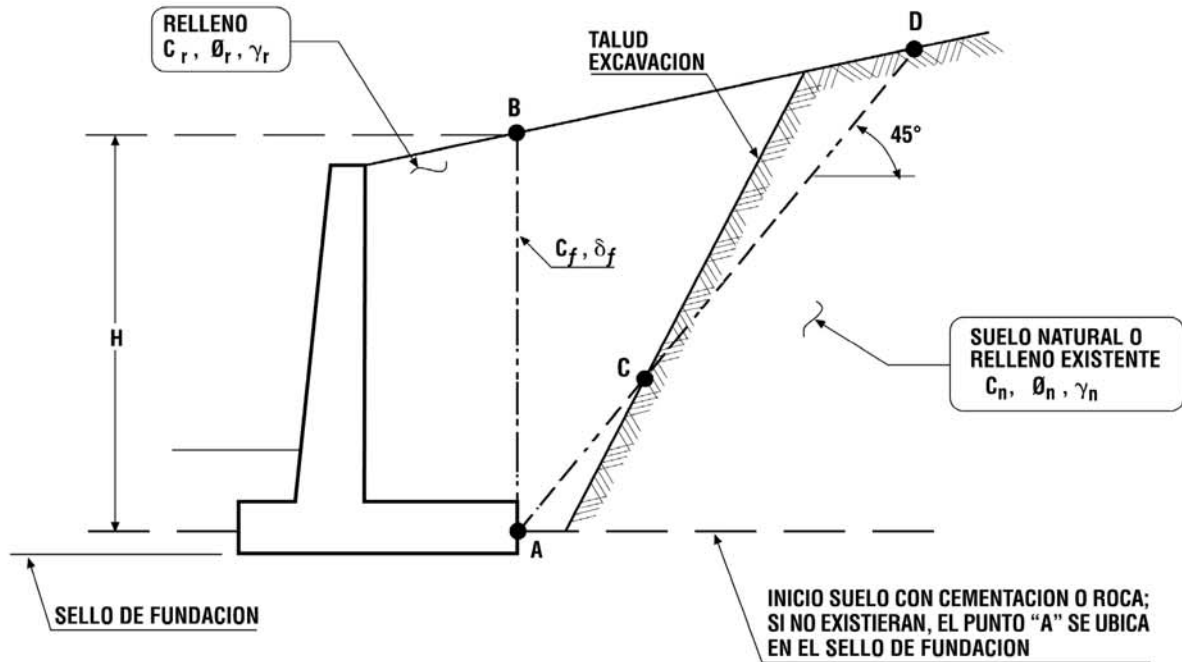
$$\phi = \phi_0 + C_r (\phi^* - \phi_0); \quad \text{Si } C_r > 1.0 \text{ usar } C_r = 1.0 \quad (\text{ec. 3.1003.402(1).2})$$

$$C_r = \frac{\Delta/H_m}{(\Delta/H_m)_A} \quad (\text{ec. 3.1003.402(1).3})$$

en que: Δ/H_m = desplazamiento horizontal normalizado que experimenta el muro en su coronación.
 $(\Delta/H_m)_A$ = desplazamiento horizontal normalizado para alcanzar la condición activa, el cual se establece en la Tabla 3.1003.402(1).A.
 Δ = Desplazamiento horizontal en la coronación del muro debido a su deformación más el desplazamiento por giro y traslación horizontal de su fundación originado por la deformación elástica del suelo.
 ϕ_0 = ángulo de fricción equivalente para una condición de desplazamiento nulo, cuyo valor se establece en la Tabla 3.1003.402(1).B.

Salvo situaciones especiales de muros rígidos apoyados en roca, como por ejemplo muros con contrafuertes, para efectos de diseño se considerará condición activa. Ello se traduce en adoptar $C_r = 1,0$ en la ecuación (3.1003.402(1).2) para definir el ángulo de fricción de diseño, ϕ . Sin embargo, la definición de la cohesión de diseño mediante la ecuación (3.1003.402(1).1) debe ser tratada en forma diferente. En efecto, si el coeficiente C_r obtenido con la ecuación (3.1003.402(1).3) resulta mayor que 1,0, su valor para definir la cohesión de diseño, c , toma valores inferiores a 1,0. Esta disminución depende del tipo de suelo y se torna más relevante a medida que aumente el desplazamiento horizontal normalizado en la coronación del muro, Δ/H_m . Por lo anterior, si el muro va a estar sometido a solicitaciones sísmicas, el desplazamiento, Δ , en su coronación debe incluir, además, los corrimientos horizontales inducidos por dichas solicitaciones sísmicas. En consecuencia, el valor de la cohesión de diseño, c , deberá estar respaldado por un informe geotécnico que establezca su valor base, c^* , y la disminución de dicho valor base cuando $C_r > 1,0$. De lo contrario se considerará $c = 0$.

La cohesión movilizada en el plano ficticio, c_f , se considerará nula y el ángulo de fricción movilizado en el plano ficticio como $\delta_f = 0,5 \cdot \phi_r$.



Para el diseño usar:

- En el plano ficticio AB

$$C_f = 0 \text{ y } \delta_f = \frac{\theta_r}{2}$$

- Parámetros base para determinar empujes

$$C^* = \frac{(C_r)(AC) + (C_n)(CD)}{AD} \leq C_r$$

$$\text{tg}\theta^* = \frac{AC\text{tg}\theta_r + CD\text{tg}\theta_n}{AD} \leq \text{tg}\theta_r$$

$$\gamma = \gamma_r$$

NOTA : Salvo casos de rellenos existentes no controlados con compacidades bajas, para efectos de diseño la resistencia definida por el par $C_n - \theta_n$ es superior a la definida por $C_r - \theta_r$, con lo cual se adoptará $C^* = C_r$ y $\theta^* = \theta_r$

**TABLA 3.1003.402(1).A
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL NORMALIZADO PARA
ALCANZAR CONDICION ACTIVA**

Suelo retenido	$(\Delta/H_m)_A$
Grava arenosa densa	$0,7 \times 10^{-3}$
Grava arenosa compactad media y suelta	$2,0 \times 10^{-3}$
Arenas densas	$0,9 \times 10^{-3}$
Arenas compactad media	$2,0 \times 10^{-3}$
Arenas sueltas	$3,5 \times 10^{-3}$
Limos compactos	$2,0 \times 10^{-3}$
Arcilla CL compactada; arcilla CL consistente	10^{-2}
Arcilla blanda	$2,0 \times 10^{-2}$

**TABLA 3.1003.402(1).B
ANGULO DE FRICCIÓN EQUIVALENTE**

ϕ^*	ϕ_o
30°	19,5°
32°	21,2°
34°	22,8°
36°	24,7°
38°	26,4°
40°	28,3°
42°	30,2°
44°	32,1°

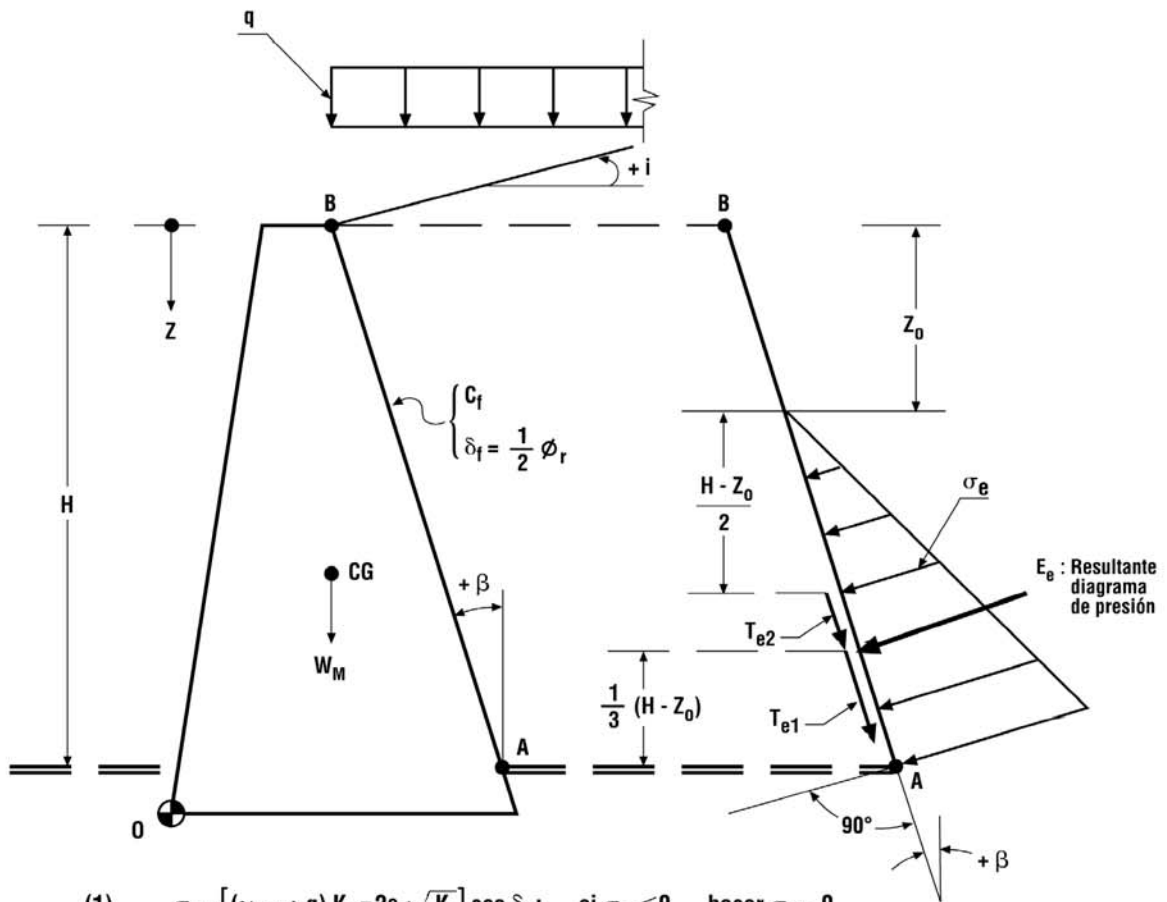
3.1003.402(2) Modelo de Análisis. Para determinar el empuje estático se utilizarán las expresiones establecidas en las Láminas 3.1003.402(2)A y 3.1003.402(2)B, las que serán tanto más válidas en tanto se verifique $i < \phi$. Si $i > \phi$ hacer $\phi = i$, lo que implica sobrevalorar el empuje ya que, para que se verifique $i > \phi$, el suelo debe presentar cohesión, la cual no se incluye en la expresión del coeficiente de empuje estático K_e . En estricto rigor, si $i > \phi$ el empuje estático se debe determinar mediante un análisis de estabilidad, empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional, en los que se incluya la cohesión del suelo.

Se deberá tener en cuenta la limitación del modelo de análisis expuesta en el Numeral 3.1003.401(4) para muros de contención en laderas.

3.1003.402(3) Factores de Seguridad. Los factores de seguridad para la condición estática en muros de contención en general y en muros de contención de estribos, serán:

$$\text{Deslizamiento} \quad FSED = \frac{\sum \text{Fuerzas horizontales resistentes}}{\sum \text{Fuerzas horizontales solicitantes}} \geq 1.5 \quad (\text{ec. 3.1003.402(3).1})$$

$$\text{Volcamiento} \quad FSEV = \frac{\sum \text{Momentos volcantes resistentes}}{\sum \text{Momentos volcantes solicitantes}} \geq 1.5 \quad (\text{ec. 3.1003.402(3).2})$$



$$(1) \quad \sigma_e = [(\gamma_r \cdot Z + q) K_e - 2C \sqrt{K_e}] \cos \delta_f; \quad \text{si } \sigma_e < 0 \quad \text{hacer } \sigma_e = 0$$

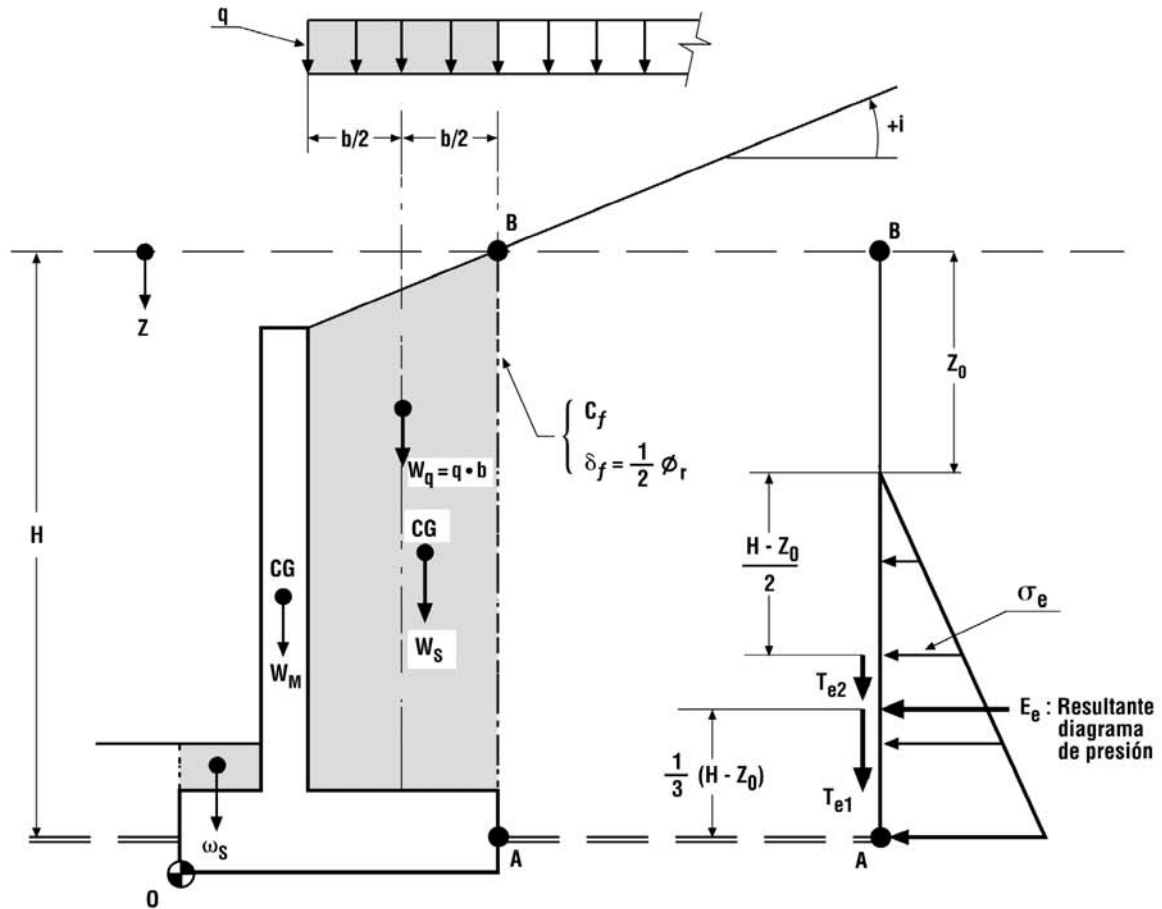
$$(2) \quad Z_0 = \frac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \frac{q}{\gamma_r}; \quad \text{si } Z_0 < 0 \quad \text{hacer } Z_0 = 0$$

$$(3) \quad T_{e1} = E_e \operatorname{tg} \delta_f$$

$$(4) \quad T_{e2} = \frac{C_f (H - Z_0)}{\cos \beta}; \quad \text{considerar } C_f = 0$$

$$(5) \quad K_e = \left[\frac{1}{(\cos \beta) \cos (\beta - \phi)} \sqrt{\frac{\operatorname{sen} (\phi + \delta_f) \operatorname{sen} (\phi - i)}{\cos (\beta - i)}} \right]^2 \cos \beta$$

- AB** = Plano ficticio definido en Lámina 3.1003.401(1) A
q = Sobrecarga en (tonf/m²)
W_M = Peso del muro en (tonf/ml)
C = Cohesión de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (tonf/m²)
C_f = Cohesión movilizada en el plano ficticio expresada en (tonf/m²); para efectos de diseño se le considerará nula
φ = Angulo de fricción de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (°)
δ_f = Angulo de fricción movilizado en el plano ficticio (°); para efectos de diseño se considerará δ_f = φ_r/2
γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)
φ_r = Angulo de fricción del relleno en (°)
Z = Profundidad en (m)
H = Altura en (m)
E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)
σ_e = Presión estática en (tonf/m²)



$$(1) \quad \sigma_e = [(\gamma_r Z + q) K_e - 2C \sqrt{K_e}] \cos \delta_f; \quad \text{si } \sigma_e < 0, \quad \text{hacer } \sigma_e = 0$$

$$(2) \quad Z_0 = \frac{2C}{\gamma_r \sqrt{K_e}} - \frac{q}{\gamma_r}; \quad \text{si } Z_0 < 0 \quad \text{hacer } Z_0 = 0$$

$$(3) \quad T_{e1} = E_e \operatorname{tg} \delta_f$$

$$(4) \quad T_{e2} = C_f (H - Z_0) \quad ; \quad \text{considerar } C_f = 0$$

K_e = según ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A con $\beta = 0$

AB = Plano ficticio

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

C = Cohesión de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (tonf/m²)

γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)

ω_s = Peso del suelo sobre la zarpa delantera en (tonf/ml)

W_s = Peso del suelo sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)

W_q = Resultante sobrecarga sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)

W_m = Peso del muro en (tonf/ml)

δ_r = Angulo de fricción del relleno (°)

Z = Profundidad en (m)

H = Altura en (m)

E_e = Resultante diagrama de presión estática en (tonf/ml)

σ_e = Presión estática en (tonf/m²)

Para evaluar los factores de seguridad las fuerzas T_{e1} , T_{e2} y E_e se tratarán como fuerzas solicitantes. Así por ejemplo, el efecto de T_{e1} y T_{e2} en el cálculo de FSEV se incorporará como un momento volcante negativo, que se incluye con signo negativo en el denominador, y no como un momento resistente incluido con signo positivo en el numerador. El efecto del resto de las fuerzas tales como W_m , W_s , W_q y ω_s se tratará como momento volcante resistente. Los momentos volcantes resistentes y solicitantes se evaluarán con respecto al punto O indicado en las Láminas 3.1003.402(2)A y 3.1003.402(2)B.

La fuerza W_q se podrá incorporar en tanto que la sobrecarga, q , se haya incluido en la ecuación (1) para determinar el empuje del suelo.

3.1003.403 Empujes de Tierra Sísmicos.

3.1003.403(1) Modelo de Análisis. Para determinar la *componente sísmica* del empuje, σ_s , se utilizarán las expresiones basadas en Mononobe y Okabe las cuales se formulan en las Láminas 3.1003.403(1)A y 3.1003.403(1)B. La expresión del coeficiente de empuje sísmico de Mononobe y Okabe establecida por la ec. (3) de la Lámina 3.1003.403(1).A, será tanto más válida en tanto se verifique $(i + \theta) < \phi$. Si $(i + \theta) > \phi$ hacer $\phi = i + \theta$, lo que implica sobrevalorar la componente sísmica del empuje ya que, para que se verifique $(i + \theta) > \phi$, el suelo debe presentar cohesión, la cual no se incluye en la expresión del coeficiente de empuje sísmico K_s . En estricto rigor, si $i + \theta > \phi$ se debe determinar *el empuje resultante estático más sísmico* mediante un análisis de estabilidad, empleando métodos tales como Bishop modificado, Janbu, Spencer u otro método aceptado por la práctica profesional, en los que se incluya la cohesión del suelo.

Se deberá tener en cuenta la limitación del modelo de análisis expuesta en el Numeral 3.1003.401(4) para muros de contención en laderas.

El coeficiente sísmico, C_s , a utilizar en el diseño del muro de contención se determinará como $C_s = 0.5A'_0$, en que A'_0 es el coeficiente de aceleración máxima efectiva establecido en la Tabla 3.1004.302.A. Se exceptuarán situaciones especiales y a criterio de la Dirección de Vialidad, en las que el coeficiente sísmico de diseño se determinará sobre la base de corrimientos sísmicos permanentes preestablecidos (ver 3.1003.403(2) c)).

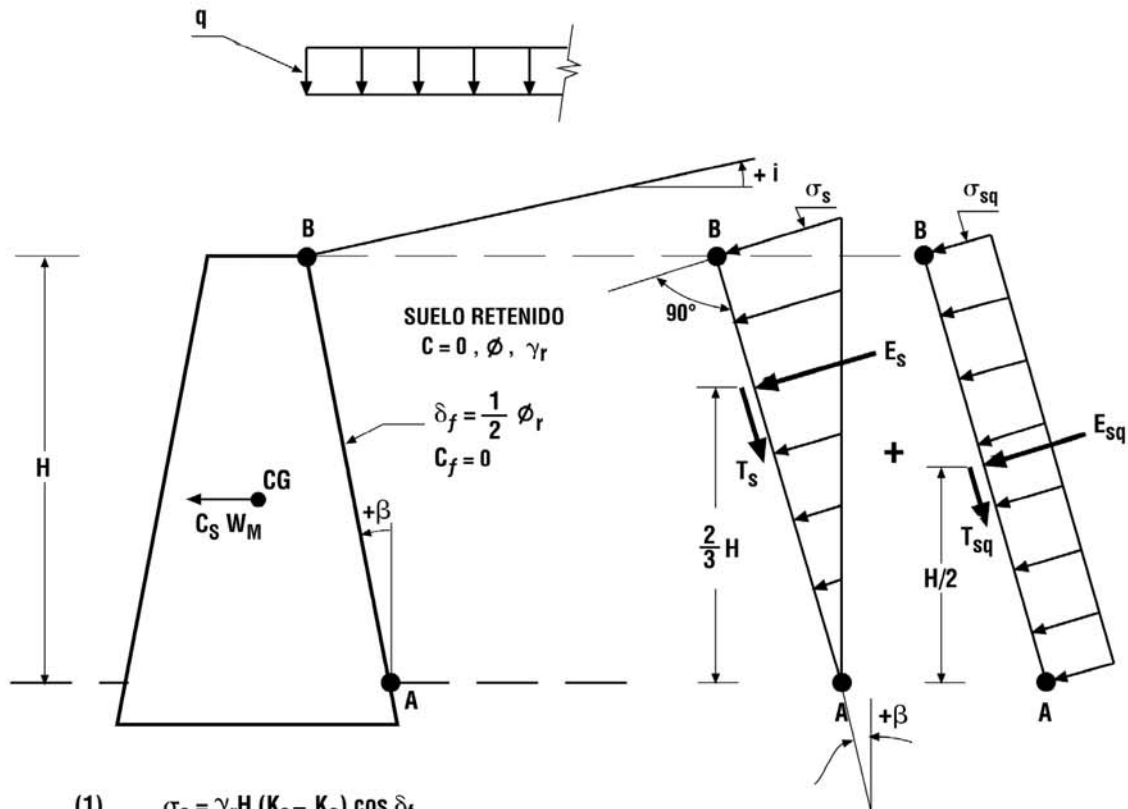
La componente sísmica calculada con las expresiones de las Láminas 3.1003.403(1)A y 3.1003.403(1)B se superpondrá al empuje estático.

3.1003.403(2) Parámetros de diseño.

3.1003.403(2) a) Resistencia al Deslizamiento. La resistencia última al deslizamiento en la base del muro y los parámetros para calcularla se ceñirá a lo establecido en 3.1003.301(3) b), mientras que la incorporación de la resistencia pasiva se ceñirá a lo indicado en 3.1003.301(2) d).

3.1003.403(2) b) Parámetros del Suelo Retenido. Salvo casos especiales de muros rígidos apoyados en roca, como por ejemplo muros con contrafuertes, para efectos de diseño se considerará condición activa. Ello se traduce en adoptar $C_r = 1,0$ en la ec. (2) del Numeral 3.1003.402(1) b) para definir el ángulo de fricción de diseño, ϕ . La cohesión de diseño, c , se evaluará según lo establecido en el Numeral 3.1003.402(1) b).

El ángulo de fricción movilizado en el plano ficticio, δ_f , corresponderá al determinado para el caso estático ($\delta_f = 0,5 \cdot \phi_r$), en tanto que la cohesión movilizada en dicho plano será nula ($c_f = 0$).



$$(1) \quad \sigma_s = \gamma_r H (K_s - K_e) \cos \delta_f$$

$$(2) \quad \sigma_{sq} = \frac{q \sigma_s}{\gamma_r H}$$

$$(3) \quad K_s = \left\{ \frac{\cos^2 (\phi - \beta - \Theta)}{\cos \Theta \cos^2 \beta \cos (\delta_f + \beta + \Theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta_f) \sin (\phi - i - \Theta)}{\cos (\delta_f + \beta + \Theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2} \right\} \cos \beta$$

K_e : según Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A

$$(4) \quad \Theta = \arctg C_S$$

$$(5) \quad T_s = E_s \operatorname{tg} \delta_f$$

$$(6) \quad T_{sq} = E_{sq} \cdot \operatorname{tg} \delta_f$$

W_M = Peso propio del muro en (tonf/ml)

σ_s = Componente sísmica de la presión de tierra (tonf/m²)

σ_{sq} = Componente sísmica de la presión debida a la sobrecarga, q, en (tonf/m²)

C_S = Coeficiente sísmico horizontal de diseño (adimensional)

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

E_{sq} y E_s = Resultantes diagramas de presión en (tonf/ml)

ϕ_r = Angulo de fricción del relleno (°)

ϕ = Angulo de fricción de diseño según numeral 3.1003.402(1) b en (°)

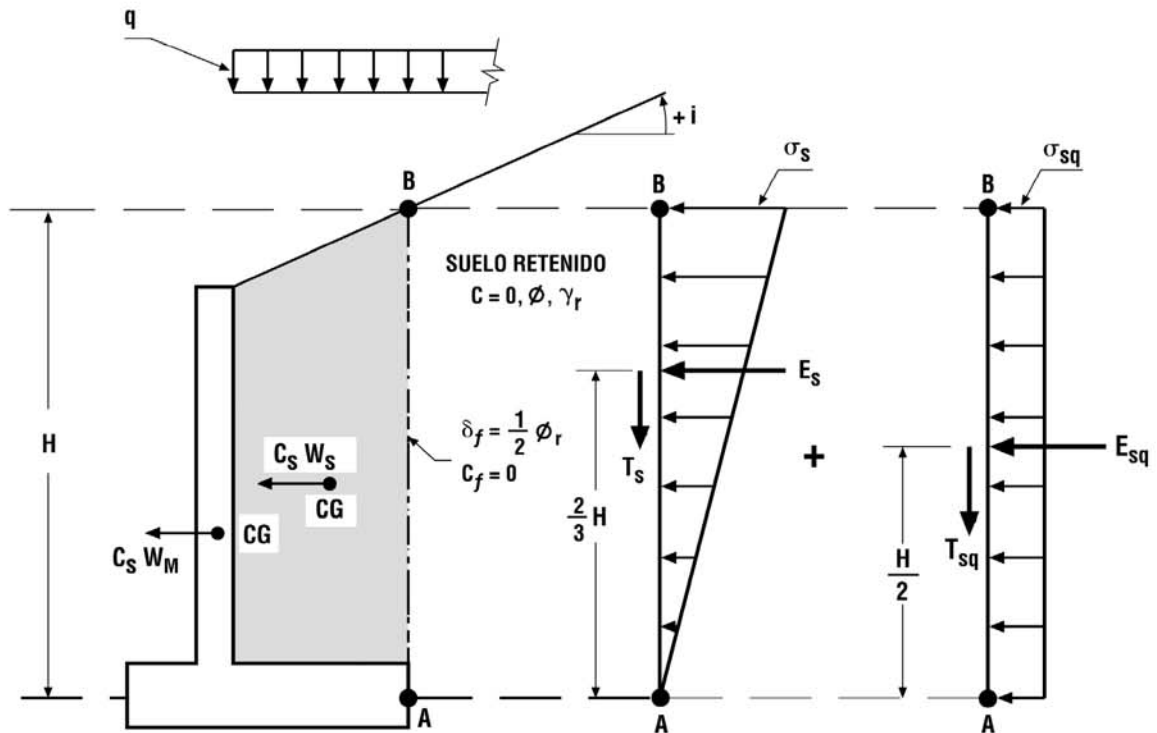
δ_f = Angulo de fricción movilizado en el plano ficticio (°); para el diseño se considera $\delta_f = \frac{1}{2} \phi_r$

γ_r = Peso unitario del relleno retenido en (tonf/m³)

H = Altura en (m)

NOTA :Si $i + \Theta > \phi$ el cálculo de la componente sísmica del empuje, σ_s , se efectuará como sigue:

- Determinar K_s con la Ec. (3) haciendo $i + \Theta = \phi$.
- Determinar K_e con la Ec. (5) de la Lámina 3.1003.402(2) A.
- Los valores de K_s y K_e así determinados se introducen en la Ec. (1) para calcular la componente del empuje sísmico, σ_s .



$$(1) \quad \sigma_s = \gamma_r H (K_s - K_e) \cos \delta_f$$

$$(2) \quad \sigma_{sq} = \frac{q \sigma_s}{\gamma_r H}$$

K_s = según Ec. (3) en Lámina 3.1003.403(1) A con $\beta = 0$

K_e = según Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2) A con $\beta = 0$

T_s = $E_s \operatorname{tg} \delta_f$

T_{sq} = $E_{sq} \operatorname{tg} \delta_f$

W_M = Peso propio del muro en (tonf/ml)

W_s = Peso del suelo sobre la zarpa trasera en (tonf/ml)

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

E_{sq} y E_s = Resultantes diagramas de presión en (tonf/ml)

σ_s = Componente sísmica de la presión de tierras (tonf/m²)

σ_{sq} = Componente sísmica de la presión debida a la sobrecarga, q , en (tonf/m²)

C_s = Coeficiente sísmico horizontal de diseño (adimensional)

H = Altura en (m)

γ_r = Peso unitario del relleno (tonf/m³)

ϕ_r = Angulo de fricción del relleno (°)

NOTA : Si $i + \Theta > \phi$, la determinación de la componente sísmica del empuje, σ_s , se efectuará según lo indicado en la Nota de la Lámina 3.1003.403(1) A

3.1003.403(2) c) Coeficiente Sísmico. El coeficiente sísmico vertical se considerará nulo, mientras que el coeficiente sísmico horizontal de diseño, C_s , se determinará como $C_s = 0,5 A'_0$, en que A'_0 es el coeficiente de aceleración máxima efectiva establecido en la Tabla 3.1004.302.A. Esta forma de definir el coeficiente sísmico de diseño se basa en aceptar que el muro de contención pueda experimentar un corrimiento sísmico permanente, Δ_s , cuando en algunos instantes del sismo la aceleración del suelo sobrepase el valor asociado al C_s de diseño.

Salvo situaciones especiales y a criterio de la Dirección de Vialidad, en las que se requiera diseñar el muro en base a corrimientos sísmicos permanentes preestablecidos (por ejemplo para proteger estructuras sensibles a asentamientos emplazadas dentro de la cuña definida por el plano a 45° en la Lámina 3.1003.401(3)A), para efectos de diseño bastará definir el coeficiente sísmico como $C_s = 0,5 \cdot A'_0$.

El coeficiente sísmico de diseño, C_s , para cumplir con corrimientos sísmicos permanentes preestablecidos se determinará utilizando las curvas y el procedimiento establecido en la Lámina 3.1003.403(2)C.

3.1003.403(2) d) Area en Compresión. Para la acción combinada de las solicitaciones estáticas más la componente sísmica, el área en compresión en el sello de fundación del muro se ceñirá a lo establecido en 3.1003.301(3) a).

3.1003.403(2) e) Factores de Seguridad. Los factores de seguridad para la condición sísmica en muros de contención en general, determinados con el empuje estático más la componente sísmica del empuje, serán:

Deslizamiento	$FSSD \geq 1,1$
Volcamiento	$FSSV \geq 1,15 FSSD$

La condición $FSSV \geq 1,15 FSSD$ debe verificarse cualquiera sea el valor de FSSD. Esta condición no será exigible si se verifica $FSSV \geq 1,0$ para $C_s = A'_0$.

Para el cálculo de estos factores de seguridad se considerará 100% de la fuerza de inercia del suelo sobre la zarpa trasera del muro y 100% de la inercia del muro³.

Para el caso particular de muros de contención de estribos se mantendrá lo expuesto para muros de contención en general, salvo que el factor de seguridad sísmico al deslizamiento deberá verificar $FSSD \geq 1,25$.

3.1003.403(2) f) Dimensionamiento Estructural. Los esfuerzos en la elevación del muro requeridos para el dimensionamiento estructural se determinarán considerando los empujes de tierra, 100% de la inercia del muro y la fuerza de inercia del suelo sobre la zarpa trasera, F_I , expresada en (tonf/m) y definida a través de la siguiente relación:

$$F_I = C_s \cdot W_s \cdot R_I \quad (\text{ec. 3.1003.403(2).1})$$

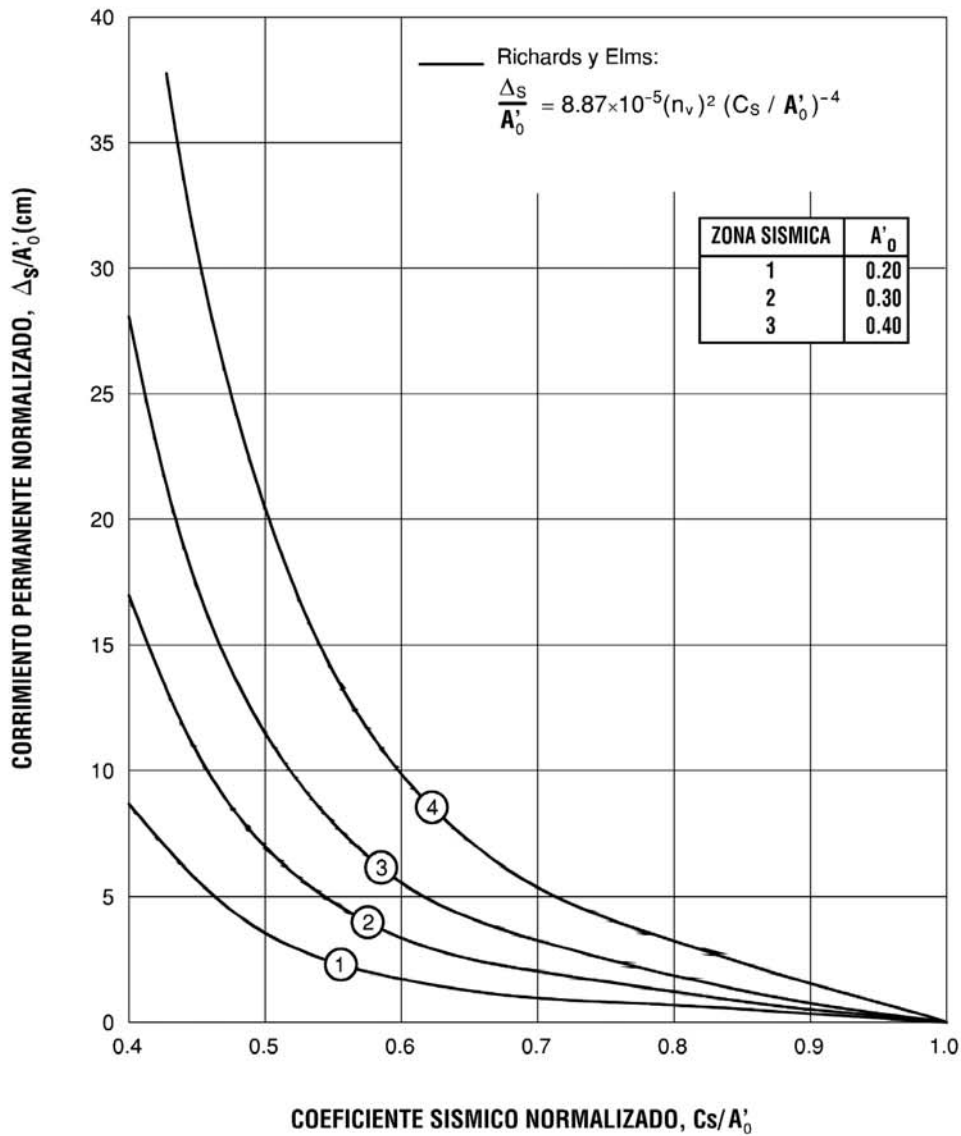
en que: C_s = Coeficiente sísmico de diseño (adimensional) obtenido como $C_s = 0,5 A'_0$, independientemente que para determinar los factores de seguridad FSSD y FSSV se utilice un coeficiente sísmico sobre la base de corrimientos permanentes preestablecidos.

W_s = Peso del suelo sobre la zarpa trasera en (tonf/m); y

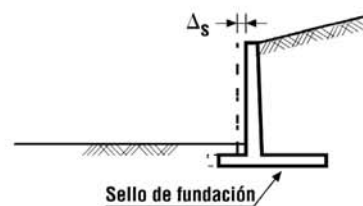
R_I = Factor de carga establecido en la Lámina 3.1003.403(2)F.

Los esfuerzos en la fundación del muro requeridos para el dimensionamiento estructural se determinarán en la forma antes indicada, salvo que en la ecuación. (3.1003.403(2).1) se utilizará $R_I = 1,0$.

³ El empleo de 100% de la fuerza de inercia del suelo sobre la zarpa trasera, F_I , equivale a determinarla como $F_I = C_s \cdot W_s$, en que C_s es el coeficiente sísmico de diseño y W_s el peso del suelo sobre la zarpa trasera. Ello es perfectamente válido para el cálculo del factor de seguridad sísmico al deslizamiento y es conservador para el cálculo del factor de seguridad sísmico al volcamiento.



CURVA	SUELO FUNDACION	$n_v = V_{m\acute{a}x} / a_0 \left(\frac{cm}{seg}\right)$ (RIDELL, 1993) (1)
①	ROCA	50
②	GRAVA DENSA	70
③	ARENA DENSA	90
④	SUELO TIPO III SEGUN NCh 433	120



NOTA 1: A'0 corresponde al coeficiente de aceleración efectiva máxima determinado según la Tabla 3.1004.302 A.

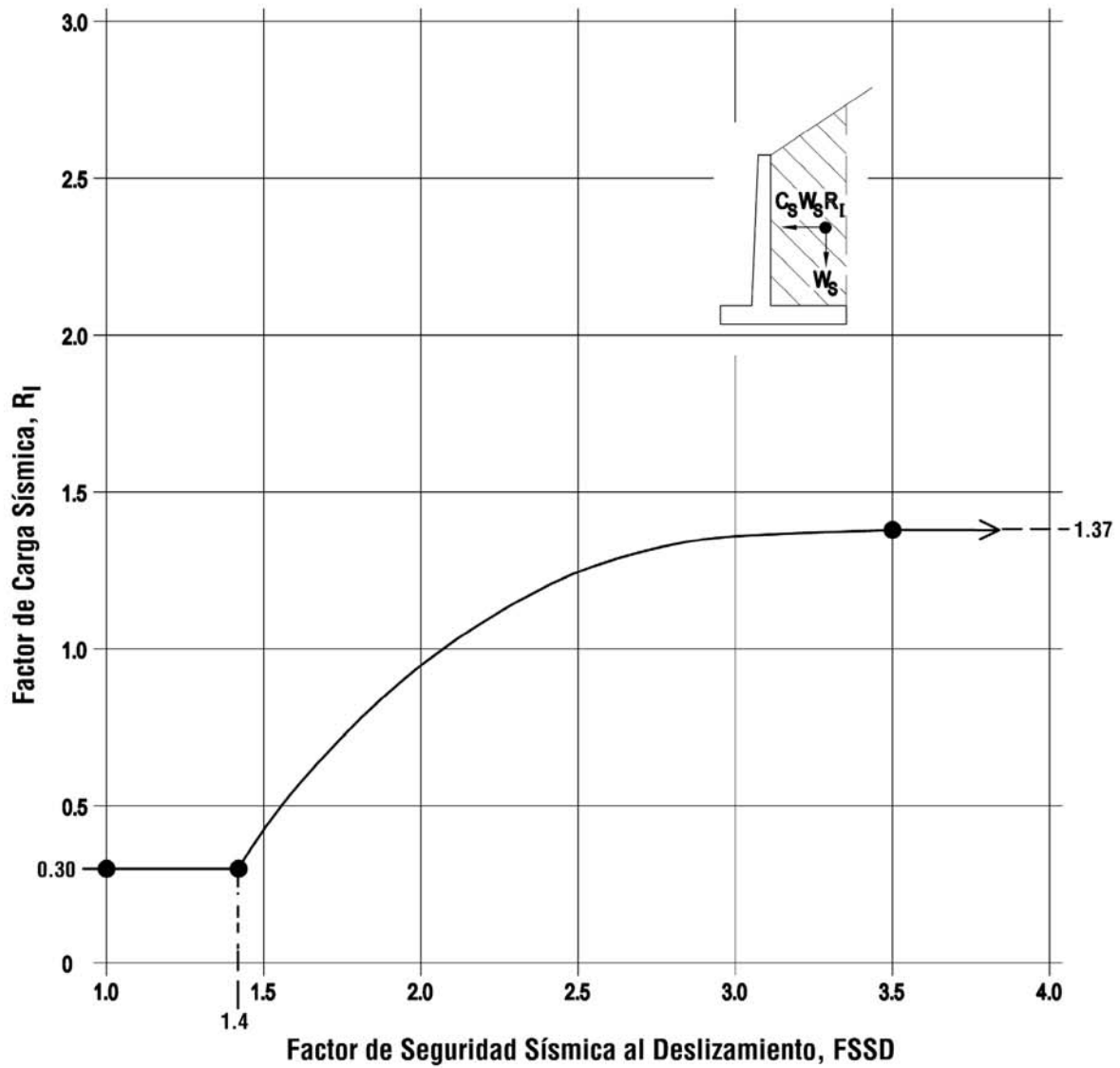
NOTA 2: Las curvas se obtuvieron utilizando el coeficiente n_v de la tabla que corresponde al valor máximo de la razón $V_{m\acute{a}x}/a_0$ obtenida por Ridell de los registros del sismo de 1985 para $a_0 = 0,2 \div 0,7 g$. $V_{m\acute{a}x}$ es la velocidad máxima del suelo y a_0 su aceleración máxima.

NOTA 3: Usar la curva para Roca si esta se ubica a menos de 10 m por debajo del sello de fundación del muro.

PROCEDIMIENTO:

Para un coeficiente de aceleración máxima efectiva, A'0, y un corrimiento admisible del muro, Δs, se entra al gráfico con Δ_s/A'_0 hasta cortar la curva correspondiente, con lo cual se obtiene el coeficiente sísmico normalizado que permite calcular el coeficiente sísmico de diseño, Cs.

(1) Ridell, R. "Espectros de Diseño Anelástico incluyendo el efecto de las condiciones Geotécnicas Locales", 6ª Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Agosto 1993.



3.1003.404 Muros Rígidos. Este tipo de muro se presenta cuando el coeficiente C_r definido en la ecuación (3.1003.402(1).2) es menor que 1,0. Ello se genera en muros de gran rigidez (por ejemplo, con contrafuertes) fundados en un medio muy rígido (por ej. roca), o por estar apuntalados con elementos de arriostre rígidos. Para situaciones en las que $0 < C_r \leq 1,0$ el análisis requerirá la participación de un especialista geotécnico. Por el contrario, si se adopta una condición de rigidez extrema se considerará $C_r = 0$ con lo cual $c_f = \phi_f = 0$ y el empuje estático, σ_{er} , se determinará como:

$$\sigma_{er} = (1 - \text{sen } \phi_r) (\gamma_r z + q) \quad (\text{ec. 3.1003.404.1})$$

en que σ_{er} se expresa en (tonf/m^2) si el peso unitario del relleno, γ_r , se expresa en (tonf/m^3), la sobrecarga, q , en (tonf/m^2), la profundidad, z , en (m) y el ángulo de fricción del relleno en ($^\circ$). En la Lámina 3.1003.404 A se representa el empuje estático para un muro gravitacional y uno cantilever.

La componente sísmica del empuje, σ_{sr} , se considerará constante en profundidad según se indica en la Lámina 3.1003.404 B y se determinará a través de la siguiente relación:

$$\sigma_{sr} = K_{sr} \cdot \sigma_{er}^* \quad (\text{ec. 3.1003.404.2})$$

en que σ_{er}^* se determina con la ecuación (3.1003.404.1), haciendo $z = H$ y K_{sr} se obtiene de la Tabla 3.1003.404.A.

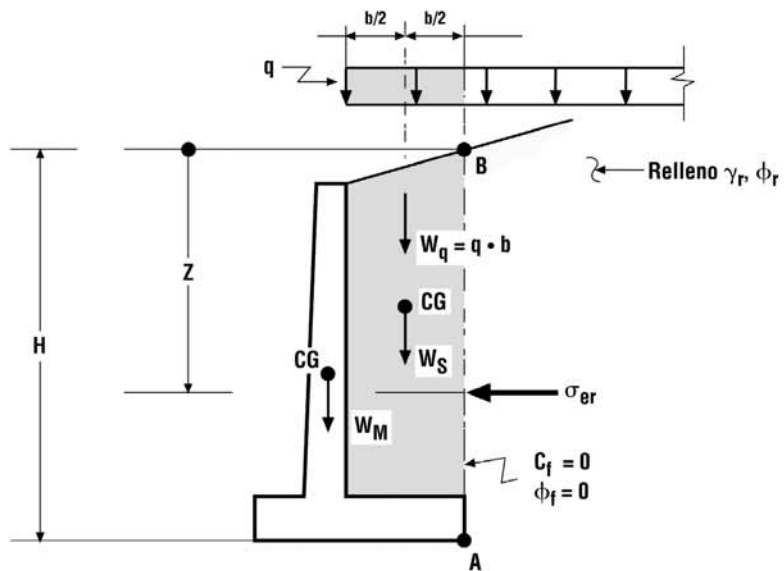
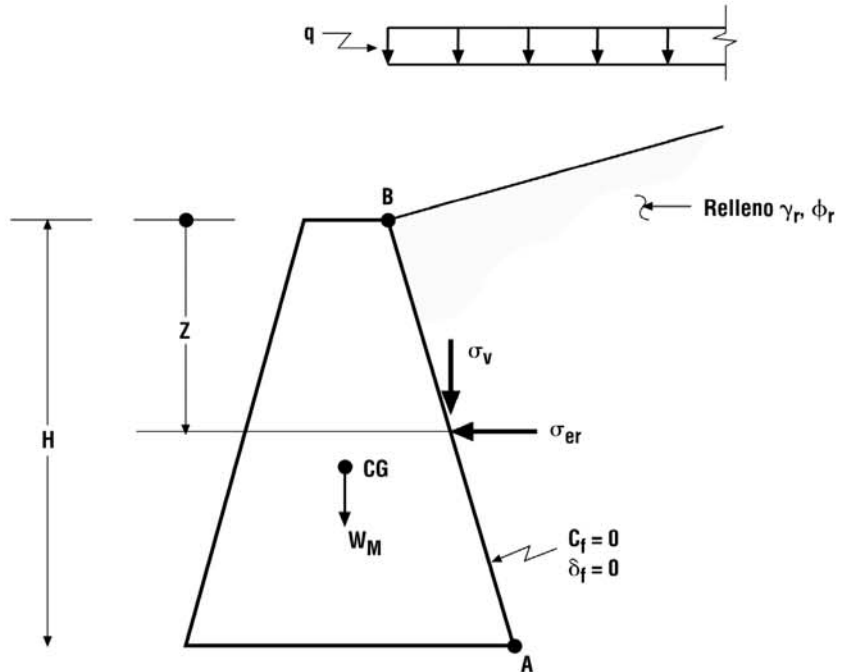
TABLA 3.1003.404.A
COEFICIENTE DE EMPUJE SISMICO PARA MUROS RIGIDOS, K_{sr}

ϕ_r	K_{sr}		
	$C_s = 0,20$	$C_s = 0,30$	$C_s = 0,40$
36°	0,282	0,498	0,745
39°	0,292	0,508	0,745
42°	0,308	0,525	0,775
45°	0,325	0,556	0,825

Considerando que se trata de muros con desplazamiento nulo, para todo efecto el coeficiente sísmico de diseño, C_s , corresponderá al valor de A'_0 establecido en la Tabla 3.1004.302.A.

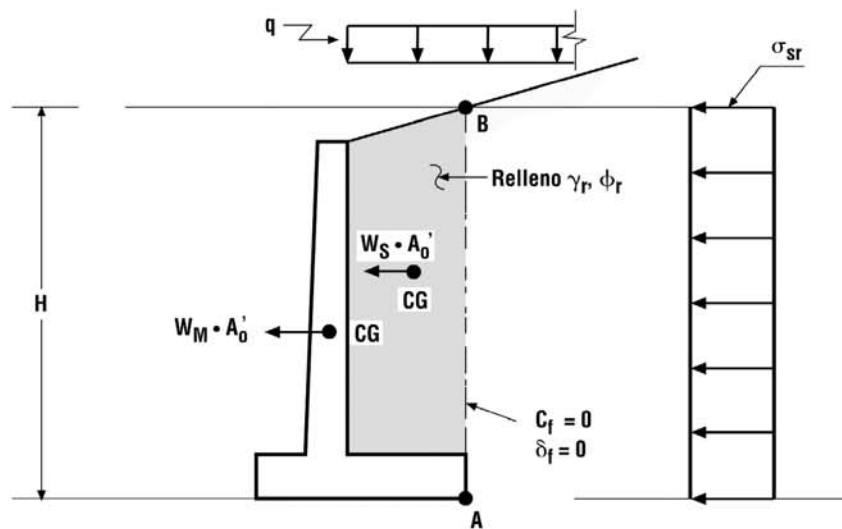
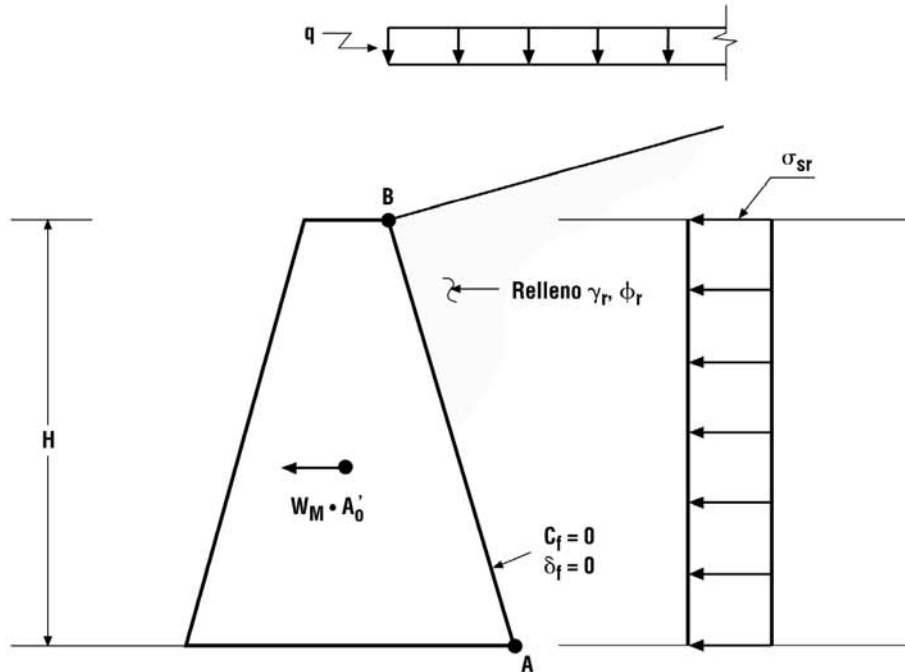
La verificación al volcamiento y deslizamiento se hará de modo que $FSED = FSEV \geq 1,5$ y que $FSSD = FSSV \geq 1,0$; el dimensionamiento estructural se regirá por lo establecido en 3.1003.403(2) f), salvo que en este caso y para todo efecto el factor de carga R_1 se considerará igual a 1,0.

Habida cuenta que el diseño se efectúa con $C_s = A'_0$, el porcentaje mínimo de área en compresión establecido en el Numeral 3.1003.301(3) a) podrá reducirse a la mitad. Por la misma razón, los esfuerzos que se obtengan en los elementos estructurales del muro corresponden a valores que no requieren ser mayorados.



$$\sigma_v = \gamma_r Z + q$$

$$\sigma_{er} = (1 - \text{sen} \phi_r) (\gamma_r Z + q)$$



$$\sigma_{sr} = K_{sr} (1 - \text{sen}\phi_r) (\gamma_r H + q)$$

3.1003.405 Estribos Transparentes. El empuje estático y su componente sísmica que actúa sobre las columnas de un estribo transparente embebidas en el talud de un terraplén, sean éstas elementos apoyados en una fundación directa o bien elementos tipo pila – pilote, se determinará según lo indicado en la Lámina 3.1003.405.A. Para tal efecto se considerará condición activa con $c = 0$, $\phi = \phi_r$, $\gamma = \gamma_r$ y un coeficiente sísmico de diseño $C_s = 0.5 A'0$.

Si el estribo transparente está conformado por un sistema pila – pilote inserto en un terraplén apoyado sobre suelo blando, el empuje estático se evaluará según lo expuesto en el Numeral 3.1003.303(3), mientras que la componente sísmica del empuje se evaluará según lo indicado en la Lámina 3.1003.405.A.

La determinación de los empujes sobre estribos transparentes debe ir acompañada de una verificación de la estabilidad de la fundación del terraplén cuando el suelo de apoyo es blando. Dicha verificación deberá estar incluida en el informe geotécnico.

3.1003.406 Muros de Tierra Mecánicamente Estabilizados. La tecnología de suelos mecánicamente estabilizados fue desarrollada en Francia hace más de 35 años como una alternativa técnica y económica a la solución tradicional de muros de contención en hormigón armado. El empleo de los muros de tierra estabilizados mecánicamente (TEM) ha crecido en forma significativa en el país en los últimos años con la llegada de distintos sistemas, cuyos proveedores se han preocupado no solo de suministrar los elementos prefabricados que permiten construir la estructura de refuerzo del suelo, sino también han otorgado la asistencia técnica adecuada durante las etapas de estudio, planificación y construcción, obteniendo de este modo un sistema coherente y seguro.

El sistema de muros TEM consiste en la estabilización de una masa de suelo a través de la inclusión de capas de armadura de refuerzos, que pueden ser metálicas (inextensibles) o poliméricas (extensibles) intercaladas entre capas de relleno granular seleccionado. Las armaduras se disponen horizontalmente, generalmente perpendiculares a unas placas o dovelas formadas por elementos prefabricados. Estas placas o dovelas se unen entre sí de forma no rígida, constituyendo el paramento exterior de la obra de sustentación.

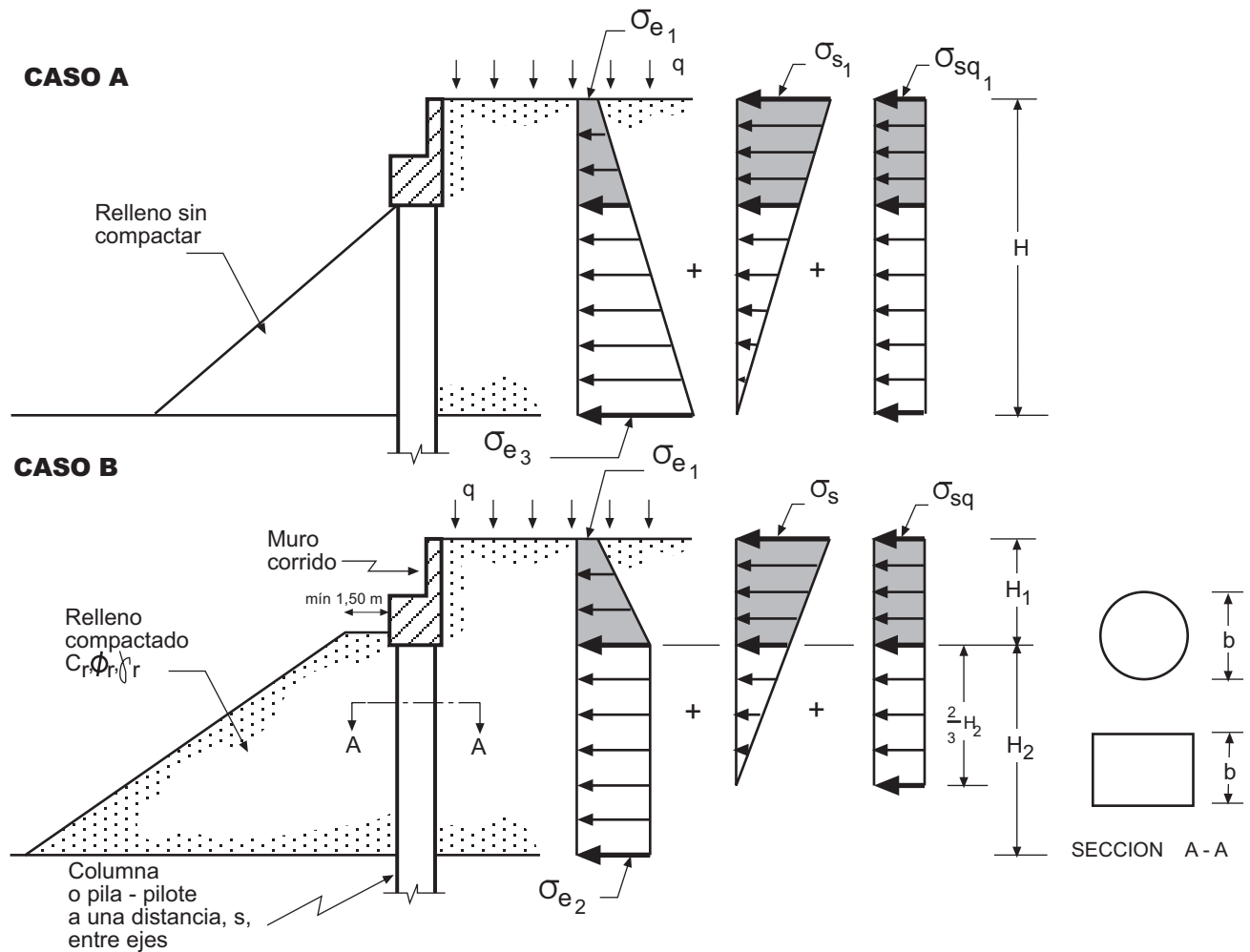
Básicamente, un muro de tierra estabilizado mecánicamente es una masa de suelo cuyas propiedades mecánicas son mejoradas, mediante la colocación de refuerzos emplazados en forma paralela a la dirección principal de los esfuerzos, para compensar la baja resistencia a la tracción del suelo. El mejoramiento de las propiedades de tracción son el resultado de la interacción entre el refuerzo y el suelo. El mecanismo de transferencia de los esfuerzos puede ser por fricción y/o por resistencia pasiva dependiendo de la geometría de los refuerzos.

Las disposiciones que se han tratado en el presente tópico 3.1003.4 de muros de contención no son aplicables a muros anclados, muros de tierra estabilizados mecánicamente (TEM) y muros de módulos prefabricados, los cuales deberán contar con bases de diseño especiales aprobadas expresamente por la Dirección de Vialidad.

El diseño de los muros TEM deberá cumplir con las disposiciones establecidas en la Norma AASHTO o la Norma ASHTO LRFDA menos que las bases de diseño especiales aprobadas por la Dirección de Vialidad establezcan lo contrario. En la publicación de la Federal Highway Administration FHWA-NHI-00-043 "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines" se encuentra una guía detallada para el diseño de los muros TEM, con antecedentes de los principales sistemas que se encuentran actualmente en uso en Estados Unidos.

Dada la alta sismicidad del país, el empleo de muros TEM se ha restringido a los casos que se enuncian a continuación:

- Muros de Contención.
- Muros de alas de estribos tanto de pasos desnivelados como de puentes.



$$(1a) \sigma_{e1} = qK_e$$

; K_e según ec. (5) de la Lámina 3.1003.402(2).A
con $\beta = 0, \delta_f = 0$ y $\phi = \phi_r$.

$$(1b) \sigma_{e2} = (\gamma_r H_1 + q) K_e$$

$$(2) \sigma_s = \gamma_r (H_1 + \frac{2}{3}H_2) (K_s - K_e)$$

; K_s según ec. (3) de la Lámina 3.1003.403(1).A
con $\beta = 0, \delta_f = 0$ y $\phi = \phi_r$.

$$(3) \sigma_{sq} = \frac{q \sigma_s}{\gamma_r (H_1 + \frac{2}{3}H_2)}$$

$$(4) \sigma_{e3} = (\gamma_r H + q) K_e$$

$$(5) \sigma_{s1} = \gamma_r (H) (K_s - K_e)$$

$$(6) \sigma_{sq1} = \frac{q \sigma_{s1}}{\gamma_r (H)}$$

q = Sobrecarga en (tonf/m²)

ϕ = ϕ_r ángulo de fricción del relleno (°)

γ_r = Peso unitario del relleno (tonf/m³)

σ_e = Presión estática en (tonf/m²)

σ_s = Componente sísmica de la presión de tierras en (tonf/m²)

σ_{sq} = Componente sísmica de la presión debida a la sobrecarga, q , en (tonf/m²)

H_1 y H_2 = Alturas expresadas en (m)

NOTAS: - Las presiones que actúan sobre la columna o sobre la pila - pilote (presiones no sombreadas) se multiplicaran por el menor valor entre $3b$ y s , generándose así la carga de diseño por unidad de longitud de columna o de pila - pilote.

Las presiones sombreadas actúan por ml de muro corrido.

- Los empujes entregados en esta lámina son aplicables si la fundación es directa.

- Si la fundación es directa (zapata corrida), se debe considerar la inercia sísmica del relleno dispuesto sobre la zarpa trasera de la fundación, la que actuará sobre las columnas en un ancho colaborante igual al menor valor entre $3b$ y s .

No se considera su uso para confinar terraplenes sobre los cuales se apoyarán machones de descarga de superestructuras de puentes u otras estructuras sensibles a asentamientos diferenciales, a no ser que las condiciones geométricas del emplazamiento de la obra no permitan una solución tradicional de hormigón armado. En tal caso, la Dirección de Vialidad podrá aprobar su uso, previa presentación por escrito de los motivos que justifican su empleo, acompañados por los antecedentes técnicos de respaldo.

Por otro lado, se deberá verificar las condiciones establecidas en los artículos 5.2.1.4 de la norma AASHTO Estándar y 11.10.1 de la norma AASHTO LRFD, bajo las cuales los muros TEM no deberían ser utilizados y aquellas, bajo las cuales deben ser utilizados bajo condiciones especiales.

Antes de iniciar cualquier trabajo, el Contratista y el Proveedor del sistema de estabilización a utilizar, deberán presentar a la Dirección de Vialidad, para su aprobación, el proyecto constructivo completo del muro TEM, consistente con el resto del Proyecto y de acuerdo a bases de diseño aprobadas por la Dirección de Vialidad.

El proyecto constructivo se ajustará a las siguientes condiciones mínimas:

- Sistema patentado y homologado en su país de origen.
- Se deberá demostrar un comportamiento satisfactorio de los muros propuestos en regiones de alta sismicidad.
- El diseño estructural se deberá realizar ciñéndose a las disposiciones de las secciones 5.8 de la norma AASHTO 2002 o 11.10 de la norma AASHTO LRFD y sus actualizaciones posteriores.
- La vida útil de diseño para los efectos de la aplicación de las disposiciones del Artículo 5.8.6 de la Norma AASHTO o 11.10.6.4 de la norma AASHTO LRFD, será la indicada en la Tabla 3.1003.406.A.
- El diseño sísmico de los muros TEM se ceñirá a las disposiciones del Artículo 5.8.9 de la Norma AASHTO 2002. El Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima será el establecido en la Tabla 3.1004.302.A y el coeficiente de aceleración sísmico de diseño se deberá determinar de la siguiente manera $A_m = (1.45 - A_0) * A_0$. No se aceptarán reducciones de A_m .
- Dado que el diseño sísmico no considera directamente la deformación lateral que pueda ocurrir durante el sismo, es necesario que en las zonas sísmicas 2 y 3, donde se esperen eventos sísmicos con aceleraciones efectivas máximas mayores o igual a 0.3g, se ejecute un análisis detallado de las deformaciones laterales de la estructura producidas por las cargas sísmicas y verificar que no excedan las tolerancias admitidas por este manual.

TABLA 3.1003.406.A
VIDA UTIL DE DISEÑO

Elemento	Vida Util, T
Estribos	100 años
Alas de Estribos	100 años
Muros de Contención	75 años
Otra estructura	Mínimo 75 años

La presentación del proyecto constructivo de los muros TEM deberá cumplir con las exigencias especificadas para un Estudio Definitivo, en la Sección 3.1005, Presentación de los Estudios, del presente capítulo.

3.1003.406(1) Revestimientos. Los elementos de revestimiento deberán ser rígidos de hormigón y se deberán verificar estructuralmente considerando todas las solicitaciones horizontales actuantes y además diseñadas para resistir las potenciales tensiones provocadas por las operaciones de compactación durante la construcción. Además le deben agregar valor estético a la obra y proteger al suelo del fenómeno de erosión y contaminación producido por agentes naturales o corrosivos. Los espesores mínimos según AASHTO LRFD artículo 11.10.2.3.1 deberán ser de 14 cm en la zona de influencia de las uniones embebidas y 9 cm en el resto.

3.1003.406(2) Relleno. El material de relleno debe cumplir con la graduación dada por la norma AASHTO 2002 División II artículo 7.3.6.3.

Si el diseño se hace con ángulo de fricción mayor a 35° se deberá respaldar este valor mediante ensayos geotécnicos específicos del material a utilizar.

Requerimientos electro químicos del suelo de relleno para refuerzos inextensibles.

PH entre 5 a 10
Resistividad ≥ 3000 ohm-cm
Cloruros ≤ 100 ppm
Sulfatos ≤ 200 ppm
Contenido Orgánico $\leq 1\%$

Requerimientos electro-químicos del suelos de relleno para refuerzos extensibles.

PH entre 4,5 a 9
Contenido orgánico del suelo $\leq 1\%$

Podrán utilizarse otros suelos como relleno previa aprobación de la Dirección de Vialidad.

3.1003.406(3) Tolerancias.

Asentamientos Diferenciales H/500 para paneles de hormigón
H/200 para bloques de hormigón construidos por segmentos

Asentamiento total máximo 5 cm.

En caso de muros TEM sobre suelos blandos o sobre rellenos colocados sobre suelos blandos, éste debería dejarse a criterio del especialista geotécnico quien estimará los asentamientos diferenciales que pueda experimentar el revestimiento estableciendo las medidas correctivas que procediesen.

Deformaciones Horizontales H/200 Etapa de Montaje
H/200 Etapa de Servicio (Estático + Sísmico)

3.1003.406(4) Espaciamientos en Refuerzos. El espaciamiento vertical máximo entre capas de refuerzo deberá ser de 81 cm para paneles, para el caso de bloques el menor entre 81 cm y dos veces el ancho del bloque. Espaciamientos mayores podrán ser aprobados por la Dirección de Vialidad siempre que se cuenten con revestimientos rígidos y se controlen las deformaciones.

3.1003.406(5) Cargas debido al Impacto. Cuando se construyan barreras o parapetos sobre los muros TEM las capas superiores de refuerzo deberán ser diseñadas para resistir una carga horizontal de impacto según lo señalado en la norma AASHTO o de lo contrario, deberán quedar desvinculadas de los muros TEM en su totalidad.

3.1003.407 Muros con Anclaje Activo (Muros Anclados). Los muros anclados deberán diseñarse de acuerdo con lo especificado en la sección 11.9 de la norma AASHTO LRFD, además de considerar los criterios que se enuncian a continuación.

Dependiendo de su vida útil los muros anclados se pueden clasificar en permanentes y temporales.

3.1003.407(1) Muro Anclado Permanente. Para el caso de un muro anclado permanente, cuya función de arriostre debe mantenerse durante un lapso prolongado, y cuando se requiera controlar los desplazamientos laterales para evitar el agrietamiento de alguna estructura vecina que sea sensible a un asentamiento diferencial o evitar el agrietamiento de un camino cercano, se recomienda diseñar con un coeficiente sísmico $C_s = A_o$. El hecho de que se aplique una tensión de bloqueo elevada para proteger estructuras vecinas, no significa que el suelo no se deforme durante la etapa de construcción. En efecto, si el muro pantalla de contención está arriostrado en profundidad por varios niveles de anclajes, al excavar para pasar de un nivel donde ya se han colocado al inmediatamente inferior, se generarán desplazamientos en la entibación que conducen hacia una condición de empuje activa. Sin embargo, las mediciones efectuadas indican que el estado activo pleno en el suelo no se alcanza, recomendándose en estos casos utilizar el ángulo de fricción corregido ϕ y la cohesión corregida c de acuerdo a lo especificado en 3.1003.402 (1).

Para los casos en que los desplazamientos laterales no afecten estructuras o vías vecinas, se puede diseñar un muro anclado permanente con un coeficiente sísmico $C_s = 0.5 A^o$, lo que puede implicar que durante un evento sísmico de gran intensidad, pueden existir instantes en que la sollicitación estática más sísmica deforme el anclaje, provocando que alcance su punto de fluencia, generando desplazamientos horizontales permanentes en él, lo cual conduce a una condición activa en el suelo retenido.

Los anclajes permanentes requieren de una protección contra la corrosión.

3.1003.407(2) Muro Anclado Temporal. Los muros anclados temporales se diseñaran con un coeficiente sísmico $C_s = 0.5 A^o$. Estos anclajes requieren una protección mínima contra la corrosión, dependiendo de su duración.

3.1003.407(3) Empujes de Tierra Estáticos. En los muros anclados, construidos de arriba hacia abajo, el empuje estático del suelo puede ser determinado de acuerdo a lo especificado en los artículos 11.9.5. y 3.11.5.7 de la norma AASHTO LRFD.

La distribución de las presiones de tierra detrás de los muros anclados depende de la deformación a la cual el muro está sujeto. Debido al método de construcción de arriba hacia abajo en los muros anclados, y a los ciclos requeridos de excavación, instalación de anclajes, postensado de anclajes, y el bloqueo de los anclajes, el patrón de la presión del suelo y la deformación generalmente no se aproximan a la condición activa usada en el diseño de los muros de contención gravitacional o cantilever, es decir considerando el incremento lineal de la presión del suelo en la profundidad (distribución triangular). Otros parámetros como la rigidez del muro, la inclinación de los anclajes y espaciamiento vertical influyen en el patrón de deformación, el cual es más complejo y no es consistente con el desarrollo de la teoría de presiones de suelo de Rankine o Coulomb. En los muros anclados en un suelo competente las presiones laterales del suelo son mayores cerca de la ubicación de los anclajes y se generan pequeñas presiones en la porción embebida del muro. En las siguientes figuras se muestran las distribuciones del empuje de diseño para muros anclados construidos de arriba hacia abajo.

3.1003.407(3) (a) Suelos no Cohesivos. El empuje del suelo sobre muros anclados temporales o permanentes construidos en suelos no cohesivos se puede determinar utilizando la Figura 3.1003.407(3).A, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , se calcula de la siguiente manera:

Para muros con un solo nivel de anclajes:

$$P_a = K_a \gamma H \quad (\text{ec. 3.1003.407(3).1})$$

Para muros con múltiples niveles de anclajes:

$$P_a = \frac{0.65 K_a \gamma H^2}{H - 1/3 H_1 - 1/3 H_{n+1}} \quad (\text{ec. 3.1003.407(3).2})$$

donde:

- P_a : máxima ordenada del diagrama de empuje (Ton/m²)
- K_a : coeficiente de empuje activo del suelo = $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$ (adimensional) para $i = 0$, para $i \neq 0$ utilizar la Ec. (5) en Lámina 3.1003.402(2).A
- γ : densidad del suelo (Ton/m³)
- H : profundidad total de excavación (m)
- H_1 : distancia entre la superficie del terreno y el anclaje ubicado a mayor altura.
- H_{n+1} : distancia entre la base de la excavación y el anclaje ubicado a menor altura.
- T_{hi} : carga horizontal en el anclaje i (Ton/m)
- R : reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación) (Ton/m)

3.1003.407(3)(b) Suelos Cohesivos. La distribución del empuje de diseño en los suelos cohesivos está relacionado con el número de estabilidad, N_s , el cual se define como:

$$N_s = \frac{\gamma H * 9.806}{S_u} \quad (\text{ec. 3.1003.407(3).3})$$

donde: S_u : resistencia media al corte del suelo no drenado (kPa)

3.1003.407(3)(b)(1) Suelos Rígidos a Duros. Para muros anclados temporales en suelos cohesivos de rígidos a duros ($N_s \leq 4$), el empuje del suelo se puede determinar utilizando la Figura 3.1003.407(3).A, calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , como:

$$P_a = 0,2\gamma H \text{ a } 0,4\gamma H \quad (\text{ec. 3.1003.407(3).4})$$

Para muros anclados permanentes en suelos cohesivos de rígidos a duros se pueden utilizar las distribuciones de empuje de diseño descritas en el artículo 3.1003.407(3) (a), basando K_a en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado. En el caso de muros permanentes se deberá utilizar la distribución, permanente o temporaria, que provoque la máxima fuerza total.

3.1003.407(3)(b)(2) Suelos Blandos a Medianamente Rígidos. El empuje del suelo sobre muros temporales o permanentes en suelos blandos a medianamente rígidos ($N_s \geq 6$) se puede determinar utilizando la Figura 3.1003.407(3).B, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , se calcula de la siguiente manera:

$$P_a = K_a \gamma H \quad (\text{ec. 3.1003.407(3).5})$$

donde:

$$K_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5.14S_{ub}}{\gamma H} \right) \geq 0.22 \quad (\text{ec. 3.1003.407(3).6})$$

S_u : resistencia al corte del suelo retenido no drenado (Ton/m²)

S_{ub} : resistencia al corte del suelo no drenado debajo de la base de la excavación (Ton/m²)

d : profundidad de la superficie potencial de falla debajo de la base de la excavación (m)

El valor de d se toma como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de $B_e / \sqrt{2}$, siendo B_e el ancho de la excavación.

FIGURA 3.1003.407(3).A
DISTRIBUCIONES DEL EMPUJE DE DISEÑO PARA MUROS ANCLADOS CONSTRUIDOS DE ARRIBA HACIA ABAJO EN SUELOS NO COHESIVOS

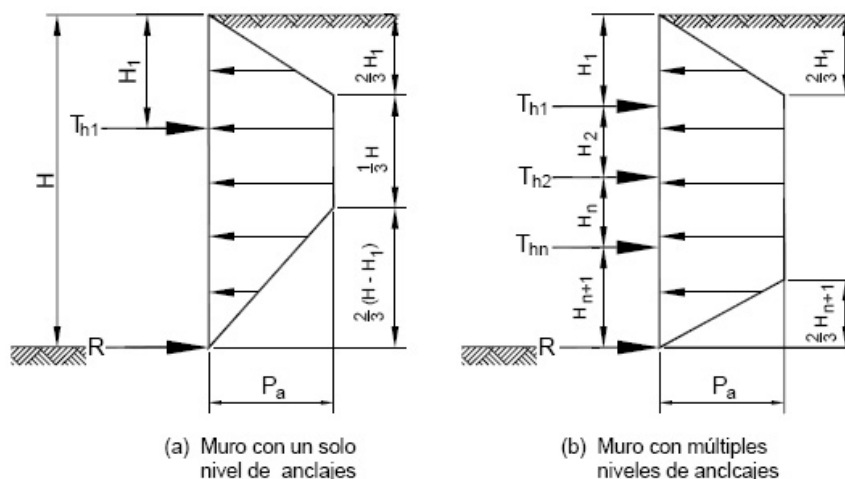
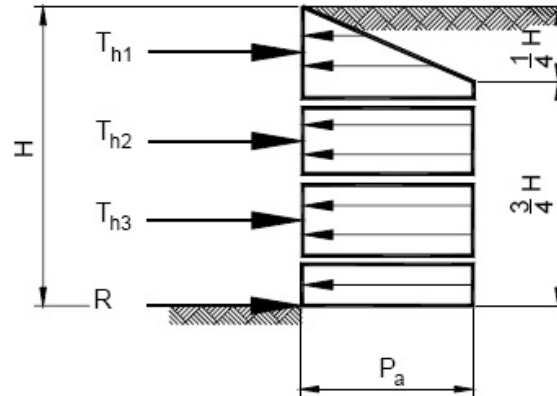
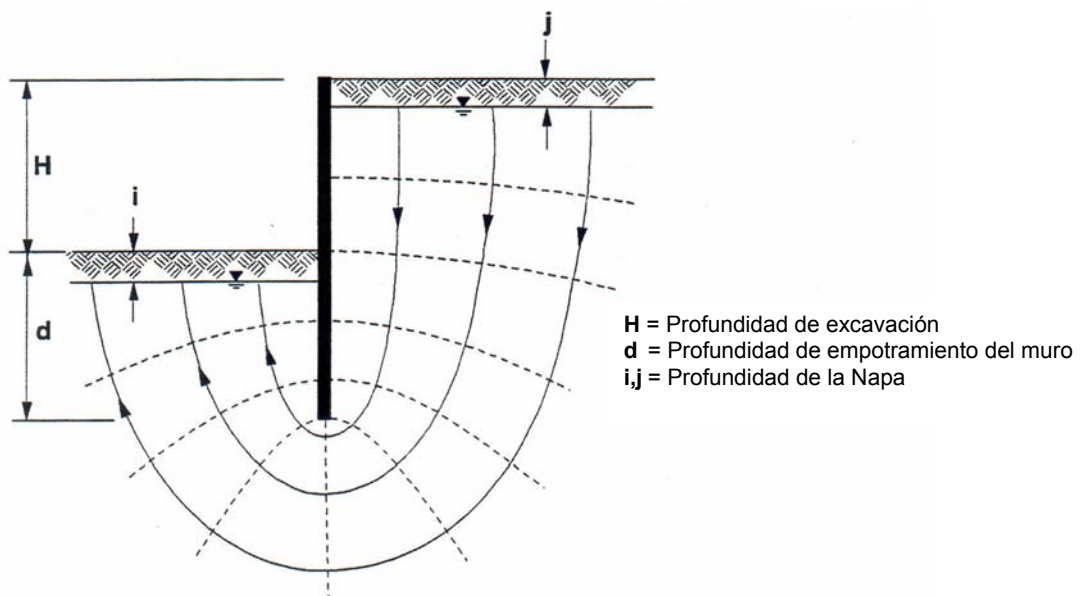


FIGURA 3.1003.407(3).B
DISTRIBUCION DEL EMPUJE DE DISEÑO DEL SUELO PARA MUROS ANCLADOS CONSTRUIDOS DE ARRIBA HACIA ABAJO EN SUELOS COHESIVOS BLANDOS A MEDIANAMENTE RIGIDOS



3.1003.407(4) Empujes de Agua. En muros anclados puede existir el caso en que sea necesario resistir las fuerzas debidas a la presencia de agua (napa), asociadas a un escurrimiento por detrás y debajo del muro. En la Figura 3.1003.407(4).A se muestra una típica red de flujo para un muro de contención en un suelo homogéneo. El cálculo de la presión del agua intersticial puede ser simplificado asumiendo que la diferencia de las alturas de los niveles freáticos ($H+i-j$) son disipados uniformemente a través del recorrido de flujo potencial ($2d + H - i - j$), el cual escurre hacia abajo detrás del muro y hacia arriba en la cara frontal de este. La presión del agua calculada de esta manera genera presiones mayores a la hidrostáticas en la cara frontal del muro y menores que la hidrostáticas detrás del muro [ver Figura 3.1003.407(4).B].

FIGURA 3.1003.407(4).A
RED DE FLUJO PARA UN MURO DE CONTENCION



En la Figura 3.1003.407(4).B, la presión intersticial del agua en el fondo del muro , U_f , es igual en ambos lados del muro. El valor de U_f es dado por la siguiente relación:

$$U_f = \frac{2(d + H - j)(d - i)}{2d + H - i - j} \gamma_w \quad (\text{ec. 3.1003.407(4).1})$$

La presión de agua neta actuando en el muro en mostrado en la Figura 3.1003.407(4).B b). El mayor valor de la presión neta de agua ocurre en el nivel freático dentro de la excavación:

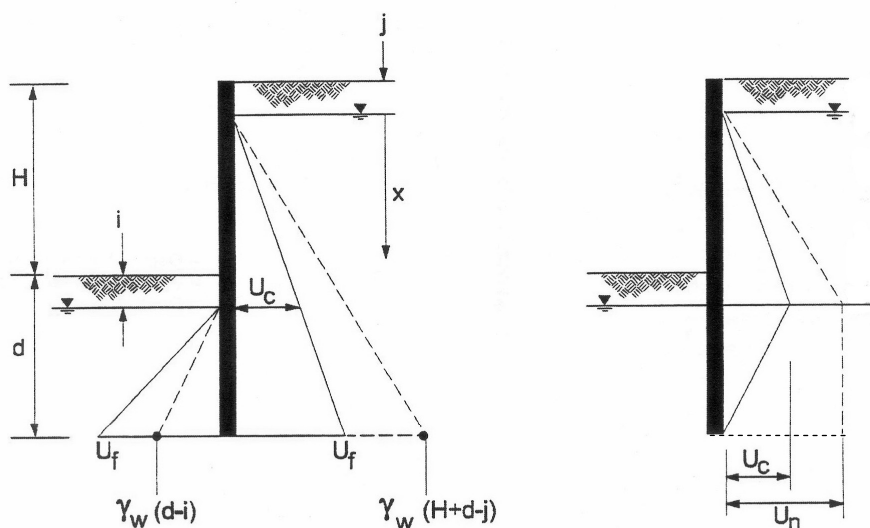
$$U_c = (H + i - j) \frac{2(d - i)}{2d + H - i - j} \gamma_w \quad (\text{ec. 3.1003.407(4).2})$$

Sólo para la comparación, en la Figura 3.1003.407(4).B b), también se muestra la presión neta del agua para la condición en la cual no hay escurrimiento. En este caso, la presión neta esta dada por:

$$U_n = (H + i - j) \gamma_w \quad (\text{ec. 3.1003.407(4).3})$$

Algunos procedimientos para calcular la presión efectiva horizontal del suelo incluyendo los efectos del escurrimiento son proporcionados en CIRIA (1984) y FHWA-HI-97-021 (1997).

FIGURA 3.1003.407(4).B
PRESION TOTAL Y NETA DE AGUA A TRAVES DE UN MURO DE CONTENCIÓN
(Modificado por CIRIA, 1984)



U_f = Presión del Agua Intersticial en el fondo del Muro

(a) Presión Total de Agua

(b) Presión Neta de Agua

3.1003.407(5) Empujes Sísmicos. Se puede considerar que la presión activa sísmica total puede ser distribuida uniformemente sobre la altura del muro, entendiendo que la resultante de la presión del suelo actúa en la mitad de la altura del muro. Por lo tanto en el diseño se puede ubicar la resultante de la presión activa sísmica P_{AE} calculada usando la ecuación de Mononobe –Okabe en la mitad de la altura del muro. La resultante de la presión activa sísmica se calcula mediante la siguiente relación:

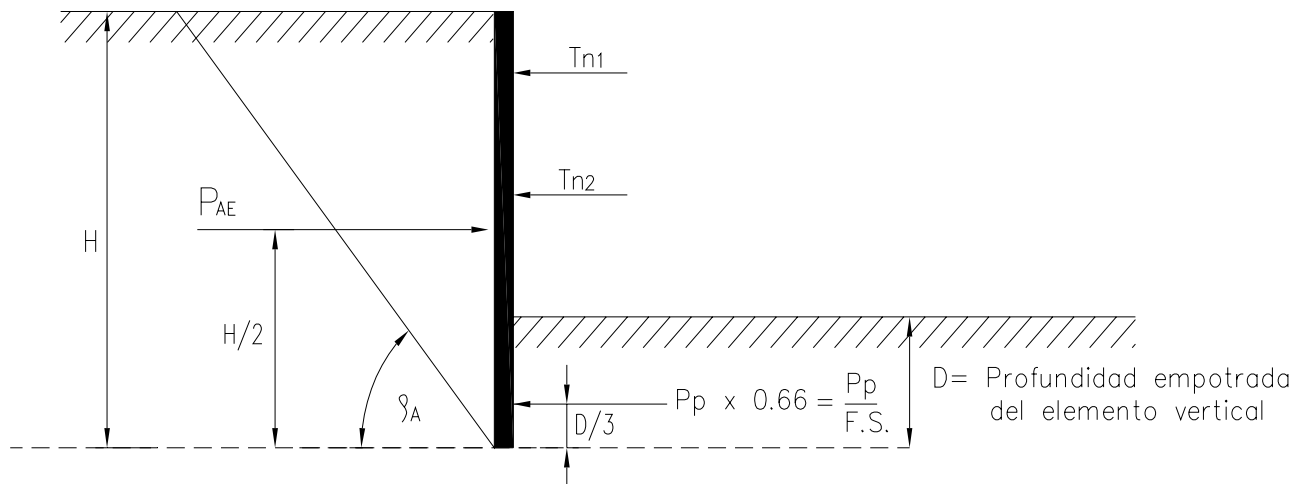
$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \quad (\text{considerar } k_v = 0) \quad (\text{ec. 3.1003.407(5).1})$$

En el diseño sísmico se considerará la resistencia pasiva deducida para condición estática considerando un factor de seguridad F.S. = 1.5. Los empujes pasivos P_p se pueden calcular de acuerdo a las recomendaciones del Artículo 3.11.5.4 de la norma AASHTO LRFD.

La figura 3.1003.407(5).A. muestra la resultante de la presión activa sísmica y la resultante del empuje pasivo en el frente de la profundidad empotrada.

En el diseño bajo condiciones sísmicas y debido a la extensión de la superficie de falla de Mononobe Okabe, la longitud de los anclajes calculados en un análisis estático deben ser incrementados para traspasar la superficie de falla sísmica.

**FIGURA 3.1003.407(5).A
DETERMINACION DE UN EMPUJE SISMICO
EN UN MURO ANCLADO PARA 1 O MAS NIVELES DE ANCLAJES**

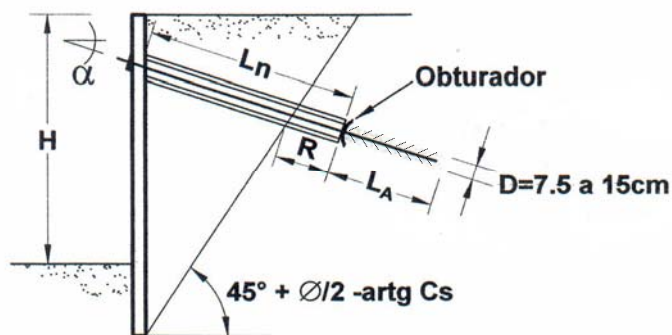


Para estimar el ángulo de inclinación, se puede considerar:

$$\rho_A = 45^\circ + \Phi / 2 - \arctg Cs \quad (\text{ec. 3.1003.407(5).2})$$

tal como se muestra en la figura 3.1003.407(5).B:

**FIGURA 3.1003.407(5).B
PARAMETROS GENERALES PARA EL DISEÑO
DE UN MURO CON ANCLAJE ACTIVO**



- D = Diámetro nominal de la zona activa o resistente del anclaje
- LA = Longitud zona activa conformado por grout inyectado con presión $\approx 10 \text{ kg/cm}^2$ (3m mínimo)
- R = Revancha igual al mayor valor entre 1,5 m y H/5
- Ln = Longitud neutra con grout de baja presión no adherido al suelo para suministrar ductilidad (4,6 m mínimo)
- α = Inclinación del anclaje con valores límites entre 10° y 60° ; normalmente se utilizan 20° a 30° .

3.1003.407(6) Consideraciones de Diseño de los Anclajes. El diseño de un elemento dúctil como el tendón de anclaje (tirante de longitud L_n) deberá estar gobernado por la deformación sísmica permanente acumulativa.

$$T_f \geq 1,1 T_t \quad \text{si } C_s = A'_0 \quad (\text{ec. 3.1003.407(6).1})$$

$$T_f = FS \times T_t \quad \text{si } C_s = 0,5 A'_0 \quad (\text{ec. 3.1003.407(6).2})$$

T_f = carga de fluencia del anclaje
 T_t = carga de trabajo, máxima esperada
 FS = Factor de Seguridad $\geq 1,25$

Al utilizar la condición $C_s = A'_0$ los desplazamientos sísmicos permanentes serán pequeños, quedando prácticamente limitados al corrimiento permanente por carga cíclica que experimente el cilindro resistente de longitud L_A .

Al utilizar $C_s = 0,5 A'_0$ pueden generarse desplazamientos sísmicos permanentes por fluencia del tendón, los que serán tanto mayores cuanto menos sea el factor de seguridad FS. Este desplazamientos permanente puede obtenerse con la Lámina 3.1003.403(2).C en la que C_s corresponderá al coeficiente sísmico para que el tendón alcance su carga de fluencia.

Deberá cuidarse que el desplazamiento sísmico permanente más el requerido para alcanzar la fluencia generen una deformación, ϵ , inferior a 0,5 veces la deformación de rotura del tendón.

El hecho de diseñar un anclaje aceptando que se alcance la fluencia del tirante (longitud no adherente, L_n), implica que la sollicitación máxima que puede actuar sobre el anclaje es igual a la sollicitación de fluencia del tirante T_f . Ello se traduce en que la sollicitación máxima que puede actuar sobre el cilindro resistente queda acotada en un valor igual a T_f , que significa incorporar un "fusible" para proteger la zona menos controlada como lo es el cilindro resistente del anclaje. Debido a lo anterior el cilindro resistente se dimensiona con un factor de seguridad $FS=1.5$ a 2.0 , es decir su resistencia última al arranque debe verificar $T_{ult} = (1.5 - 2) T_f$. El límite inferior para el rango del factor de seguridad podrá disminuirse a un mínimo de $1,25$ en tanto se cuente con suficientes ensayos de investigación que hayan generado falla del cilindro resistente.

3.1003.407(7) Protección contra la Corrosión. Este aspecto tiene relevancia en anclajes permanentes. La protección contra la corrosión se deberá aplicar de acuerdo con los requisitos de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Sección 6, "Anclajes Instalados en el Terreno."

3.1003.407(8) Ensayo de Terreno de los Anclajes. Todos los anclajes en producción se deberán someter a ensayos de carga y tesado de acuerdo con los requisitos de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, Artículo 6.5.5 Ensayo y Tesado, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.1003.407(8)a Ensayo de Investigación. Se deberá determinar la resistencia última o de falla, T_{ult} , del bulbo o cilindro resistente, mediante la realización de ensayos de arranque, previo al inicio de la fabricación y antes de ejecutar los anclajes de la obra. En ellos se implementan bulbos con longitud, L_A , reducida pero no inferior a $3(m)$, para precisamente inducir la falla en dicho elemento y no en el tirante. Si se vislumbra que el suelo que embebe al bulbo es muy resistente, el tirante se refuerza incrementando su sección para que falle en torno al bulbo y no el tirante.

3.1003.407(8)b Ensayo de Aceptación. Durante las pruebas de aceptación se evalúan las pérdidas del postensado por creep (relajación) de los anclajes. Las pruebas de aceptación se ejecutan en **todos** los anclajes aplicando una sollicitación de prueba máxima, T_p definida como:

$$T_p = 0,8 T_u \quad (\text{ec. 3.1003.407(8).1})$$

donde:

T_p = carga de prueba máxima
 T_u = mínima carga de rotura

3.1003.407(8)c) Carga de Bloqueo. Los anclajes postensados quedarán con una carga de bloqueo no menor a $0,9 T_t$

3.1003.408 Muros con Anclaje Pasivo (Soil Nailing). Los muros con anclajes pasivos deberán diseñarse de acuerdo a lo especificado en el manual de diseño "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall " Report N° FHWA- SA -96-069R, de la Federal Highway Administration.

A continuación se describen aspectos generales sobre los muros con anclaje pasivo y algunos criterios de diseño.

3.1003.408(1) Descripción de un Muro con Anclaje Pasivo. Un nail (clavo) es el elemento estructural que provee transferencia de carga al suelo en aplicaciones como excavaciones reforzadas. El nail podría consistir simplemente en un tendón ó barra de acero, pero comúnmente el tendón es recubierto mediante una lechada de cemento para otorgarle protección a la corrosión y mejorar la transmisión de carga al suelo.

3.1003.408(2) Concepto del Muro con Anclaje Pasivo. El concepto básico de un muro con anclaje pasivo consiste en reforzar y fortalecer el suelo existente mediante la colocación de barras de acero cercanamente espaciadas, dentro de un talud o una excavación que tiene un proceso de construcción de arriba hacia abajo. Este proceso crea una sección reforzada de suelo que es auto-estable y capaz de retener el suelo existente detrás de ella. Al igual que en los muros TEM, los refuerzos son pasivos y desarrollan su acción de refuerzo a través de la interacción clavo-suelo a medida que el suelo se deforma durante y después de la construcción. Los clavos trabajan predominantemente en tensión pero algunos consideran que también en ciertas circunstancias trabajan en flexión/corte. El efecto de un reforzamiento con clavos, cuando estos actúan, es mejorar la estabilidad por: (a) incrementando la fuerza normal y en consecuencia la resistencia al corte del suelo a lo largo de la potencial superficie de deslizamiento (b) reduciendo la fuerza deslizante a lo largo de la potencial superficie de deslizamiento en suelos cohesivos y friccionales. Generalmente se requiere la construcción de un revestimiento frontal, el cual puede consistir, en un shotcrete reforzado con una malla de alambre soldado centrada.

3.1003.408(3) Investigación del Lugar de Emplazamiento y Ensayes. En el Capítulo 3 del Manual de Diseño de la FHWA, se especifican recomendaciones para las exploraciones del suelo, ensayes de laboratorio para determinar el potencial de creep y la corrosión provocada por el suelo.

La verificación de la resistencia última de falla, Q_u del soil - nail, asumida en el diseño es esencial para asegurar la seguridad de la estructura. Debe ser considerado una extensión del diseño. Por lo tanto es un requisito que se realicen ensayes de arranque antes de iniciada la construcción, con el fin de verificar la resistencia de arranque utilizada en el diseño.

3.1003.408(4) Distribución y Dimensionamiento. En el Capítulo 4.4 del Manual de Diseño de la FHWA, se especifican criterios para el dimensionamiento y localización del muro, inclinación de los clavos, espaciamiento, localización del trazado de los clavos y longitud de éstos.

3.1003.408(5) Revestimientos. Los elementos de revestimiento para muros con anclaje pasivo permanentes deberán ser rígidos de hormigón, y se deberán verificar estructuralmente considerando todas las sollicitaciones horizontales actuantes. En general, para un revestimiento temporal del soil nailing es habitual usar espesores de 10 cm por parejo, reforzando la armadura en las uniones y verificando posteriormente por cálculo.

De acuerdo al Capítulo 4.7 del Manual de Diseño de la FHWA, un revestimiento de hormigón permanente debe cumplir con los recubrimientos mínimos de 7,5 cm para la cara expuesta al suelo y 5 cm para la cara expuesta a la intemperie.

Estos elementos además, le deben agregar valor estético a la obra.

3.1003.408(6) Resistencia en la Cabeza del Clavo. Hay tres mecanismos de falla crítica para un muro de revestimiento con anclaje pasivo y su sistema de conexión que debe ser chequeado. El revestimiento de shotcrete/hormigón podría fallar en cualquiera de los siguientes casos (1) flexión o (2) punzonamiento de corte. En un muro de revestimiento permanente que posea un sistema de conexión con pernos, (3) el perno

con cabeza podría fallar en tensión. Un análisis detallado sobre estos 3 modos de falla se especifica en el capítulo 4.5 del Manual de Diseño de la FHWA.

3.1003.408(7) Recomendación del Procedimiento de Diseño. En el Capítulo 4.6 del Manual de Diseño de la FHWA, se especifica un procedimiento paso a paso de diseño para los muros con anclaje pasivo.

3.1003.408(8) Consideraciones Sísmicas. El diseño sísmico de los muros con anclaje pasivo se ceñirá a las disposiciones del Capítulo 4.7 del Manual de Diseño de la FHWA.

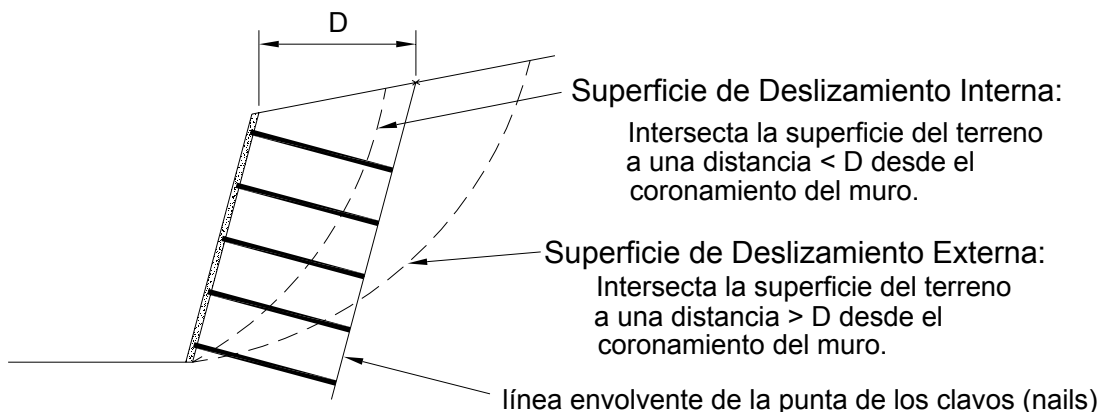
Para una superficie potencial de deslizamiento “interna” el Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima será el establecido en la Tabla 3.1004.302.A y el coeficiente de aceleración sísmico de diseño se deberá determinar como $A_m = (1.45 - A'_o) \cdot A'_o$; no se aceptarán reducciones de A_m .

Para una superficie potencial de deslizamiento “externa” el Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima será el establecido en la Tabla 3.1004.302.A y el coeficiente de aceleración sísmico de diseño se deberá determinar como $A_m = 0.5 \cdot A'_o$; no se aceptarán reducciones de A_m .

Para la estabilidad externa, el suelo reforzado con el soil-nailing se tratará como un bloque rígido verificándose la capacidad de soporte del suelo de apoyo, así como su seguridad al volcamiento y al deslizamiento. Para tal efecto se recomienda utilizar $A_m = 0.5 \cdot A'_o$.

En la Figura 3.1003.408(8).A se indican las definiciones de superficies de deslizamiento “interna” y “externa” para una condición de carga sísmica.

FIGURA 3.1003.408(8).A
DEFINICION DE SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO “INTERNA” Y “EXTERNA”
PARA UNA CONDICION DE CARGA SISMICA



D = Distancia entre el coronamiento del muro y la línea envolvente de la punta de los clavos (nails)
(Intersecta la superficie del terreno)

Los desplazamientos sísmicos permanentes para el análisis de estabilidad externa se pueden evaluar según lo establecido para muros de contención gravitacionales.

Para las zonas sísmicas 2 y 3, donde se esperen eventos sísmicos con aceleraciones efectivas máximas iguales o mayores a $0,3g$, es necesario ejecutar un análisis detallado de las deformaciones sísmicas permanentes del muro, cuya magnitud deberá estar dentro del valor admisible según lo que se indica en 3.1003.408(12).

3.1003.408(9) Protección contra la Corrosión. En el Capítulo 4.8 del Manual de Diseño de la FHWA, se especifican procedimientos de protección contra la corrosión para el tendón clavo y la cabeza del clavo.

3.1003.408(10) Drenaje del Muro. En el Capítulo 4.9 del Manual de Diseño de la FHWA, se especifican procedimientos de drenaje para un muro con anclaje pasivo.

3.1003.408(11) Consideraciones Especiales de Diseño. En el Capítulo 4.10 del Manual de Diseño de la FHWA, se especifican recomendaciones especiales de diseño tales como situaciones en las que exista una estratigrafía de suelos heterogénea, sobrecargas, estructuras escalonadas, estructuras compuestas etc..

3.1003.408(12) Tolerancias de Deformaciones. Las deformaciones admisibles totales (sísmicas + estáticas) son las que se indican a continuación:

Deformación vertical en el coronamiento: $H/250$.

Deformación horizontal: $H/250$

No obstante, la deformación admisible deberá ajustarse a la existencia de estructuras detrás del muro con anclaje pasivo que sean sensibles a asentamientos y que la magnitud de la deformación se tenga en cuenta en la formulación de las propiedades resistentes del suelo cuando se incorpora su cohesión.

3.1003.5 ESTRUCTURAS ENTERRADAS TIPO MARCO O CAJON

En el presente t3pico del Manual se entrega un modelo de an3lisis de estructuras enterradas tipo marco o caj3n, estableci3ndose un modelo cinem3tico para determinar *la componente s3smica del empuje* sobre dichas estructuras. El modelo establecido es aplicable al dise1o de pasos desnivelados tipo marco o caj3n con tablero o losa de techo que act3e como puntal, emplazados bajo la cota de terreno natural, o insertos en un relleno compactado, como por ejemplo, el relleno compactado de un terrapl3n. Tambi3n ser3 aplicable a pasos desnivelados estructurados como puentes, en los cuales el tablero act3a como puntal, existiendo continuidad entre la losa del tablero y los muros espaldares de los estribos.

El modelo de an3lisis planteado en el presente t3pico de Estructuras Enterradas Tipo Marco o Caj3n, puede ser reemplazado por otros publicados en la literatura t3cnica, siempre y cuando tengan un respaldo te3rico v3lido y cuenten con la aprobaci3n de la Direcci3n de Vialidad.

Las solicitaciones est3ticas se determinarn con los empujes est3ticos establecidos por la Norma AASHTO, los cuales se superpondrn a la componente s3smica del empuje.

3.1003.501 Empujes de Tierra S3smicos.

3.1003.501(1) Modelo de An3lisis. Se establece un modelo cinem3tico para el an3lisis s3smico de estructuras enterradas a partir de la formulaci3n propuesta por Kuesel para el Metro de San Francisco⁴. El modelo fue utilizado a partir de 1971 para el Metro de Santiago, habiendo sido perfeccionado con posterioridad por Ortigosa y Musante⁵. En la L3mina 3.1003.501(1).A se esquematiza el marco o caj3n enterrado que se conecta al suelo circundante a trav3s de resortes que representan la interacci3n s3smica suelo-estructura. En la base de los resortes horizontales, K_h , se imponen los desplazamientos s3smicos de campo libre del suelo, δ_s , relativos a la base de la estructura. La imposici3n de los desplazamientos genera los esfuerzos s3smicos en la estructura, los que ser3n tanto menores cuanto mayor sea la capacidad que 3sta tenga para absorberlos, ya sea mediante r3tulas o mediante miembros flexibles. A este respecto se hace notar que una estructura rotulada absorbe los movimientos s3smicos del suelo con mayor facilidad, por lo que la componente s3smica de los esfuerzos inducidos puede resultar poco significativa. Sin embargo, la estructura queda en precarias condiciones para absorber solicitaciones asim3tricas, producto, por ejemplo, de una excavaci3n en solo uno de sus costados.

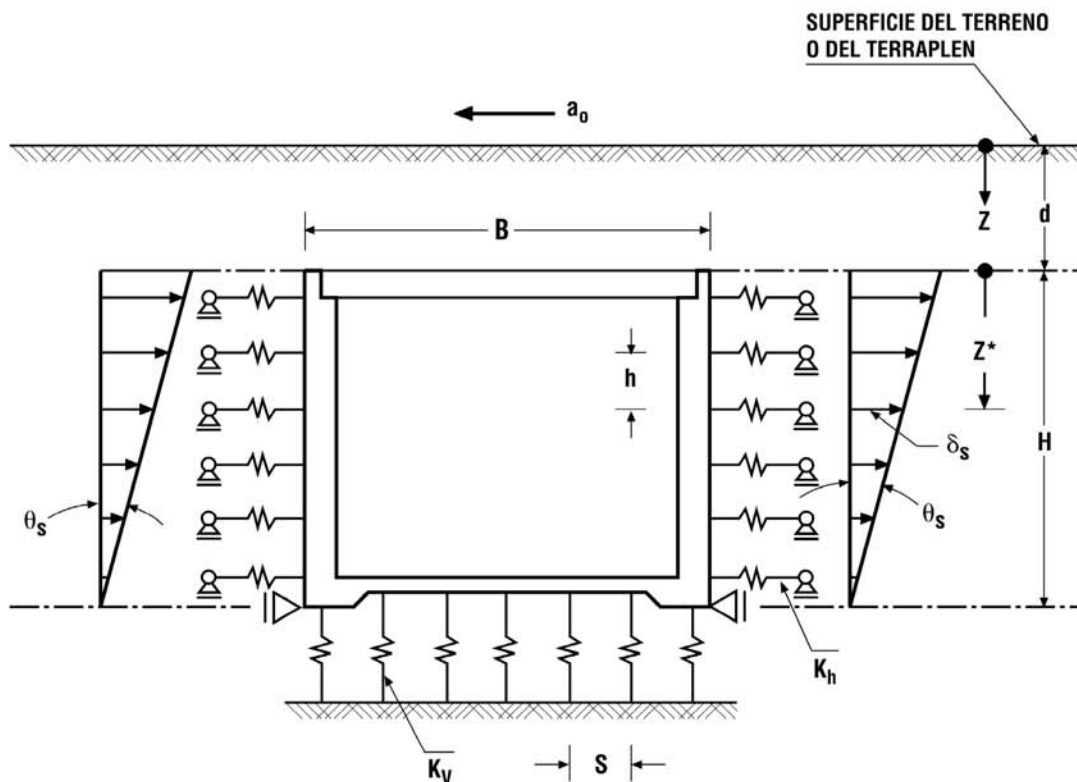
El modelo cinem3tico esquematizado en la L3mina 3.1003.501(1).A es aplicable para $d \geq 0$ y para un ancho de la estructura, B, que depende de los tipos de suelos descritos en la Tabla 3.1004.308.B:

Suelo Tipo I	$B \leq 45$ m
Suelo Tipo II	$B \leq 20$ m
Suelo Tipo III y IV	$B \leq 10$ m

En el caso que no se verifiquen estas condiciones se mantendr3 la aplicaci3n del modelo cinem3tico, modificando las condiciones de apoyo de los resortes de interacci3n horizontal. As3 entonces, para el sentido de la aceleraci3n m3xima, a_0 , expuesta en la L3mina 3.1003.501(1).A, los resortes K_h dispuestos en el muro derecho tendr3n apoyo fijo en lugar de apoyo deslizante, mientras que el desplazamiento s3smico, δ_s , se aplicar3 en la base de los resortes del muro izquierdo. Si se invierte el sentido de la aceleraci3n m3xima, el apoyo fijo se aplicar3 a los resortes del muro izquierdo, mientras que el desplazamiento s3smico se aplicar3, invirtiendo su direcci3n, en la base de los resortes del muro derecho.

⁴ T. Kuesel, "Earthquake Design Criteria for Subways", Journal of the Structural Division, ASCE, June 1969.

⁵ Ortigosa, P. and H. Musante (1991), "Seismic Earth Pressures against Structures with Restrained Displacements", Proc. 2nd Int. Conf. On Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. And Soil Dynamics, St. Louis, Miss.



- Los resortes parten comprimidos con la tensión estática, σ_e .
- En la base de los resortes horizontales se impone el desplazamiento sísmico $\delta_s = (H - Z^*) \theta_s$ o bien una fuerza según lo establecido en la Lámina 3.1003.303(3) A, en que θ_s representa la desangulación sísmica promedio del suelo en campo libre. Se determina la distribución de presiones sísmicas, σ_s , y los esfuerzos en la estructura.
- Si en algún resorte del muro derecho se verifica $\sigma_e + \sigma_s < 0$, se le elimina, repitiéndose el proceso.
- Se repite el cálculo invirtiendo el sentido de aplicación de los desplazamientos δ_s .
- Debido a que el desplazamiento sísmico se determina con la aceleración máxima del suelo, los esfuerzos sísmicos que se obtengan en la estructura no requieren ser mayorados.

Para suelos Tipo I (roca) no se considerarán empujes si los planos de fractura o clivaje de la roca tienen una disposición disconforme; en caso contrario, el problema deberá ser analizado por un especialista geotécnico.

Los esfuerzos sísmicos en la estructura determinados con el modelo cinemático planteado utilizan desplazamientos calculados con la aceleración máxima del suelo, a_0 . Por tal motivo, corresponden a esfuerzos máximos con duración de fracción de segundo, lapso en el que se desarrolla el pico de aceleración en un acelerograma. En consecuencia, no se requerirá mayorarlos.

3.1003.501(2) *Parámetros del Modelo.*

3.1003.501(2) a) Desangulación y Desplazamiento Sísmico Horizontal de Campo Libre. Estos parámetros del modelo se ilustran en la Lámina 3.1003.501(2) A1 y su determinación se hará mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{si} = \sum_i^n \theta_{si} \cdot h \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).1})$$

$$\theta_{si} = \frac{(1 - 0.0167 \cdot z_i) \cdot a_0 \cdot \gamma \cdot z_i}{G_{ci}} \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).2})$$

$$G_{ci} = 53 \cdot K_{2i} \cdot \sqrt{\sigma_{vi}}; \quad G_{ci} \text{ en (tonf/m}^2\text{) si } \sigma_{vi} \text{ en (tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).3})$$

- en que: n = número de la capa inferior en que se subdivide el suelo entre la superficie del terreno y el sello de fundación de la estructura (ver Lámina 3.1003.501(2)A1);
 i = designa la capa i ;
 h = espesor de las capas en (m);
 δ_{si} = desplazamiento sísmico horizontal en la frontera superior de la capa i en (m);
 z_i = Profundidad del centro de la capa, i , medida desde la superficie del terreno en (m);
 γ = peso unitario del suelo en (tonf/m³);
 a_0 = aceleración máxima en la superficie del suelo expresada como fracción de la aceleración de gravedad definida en la Tabla 3.1004.303.A;
 θ_{si} = desangulación sísmica de corte inducida por la aceleración, a_0 , en el centro de la capa i en (rad);
 σ_{vi} = tensión efectiva vertical en el centro de la capa i en (tonf/m²);
 K_{2i} = coeficiente de corte adimensional para solicitaciones sísmicas en el centro de la capa, i , cuyo valor depende del tipo de suelo y de la magnitud de la desangulación sísmica, θ_{si} , en el centro de la capa;
 G_{ci} = módulo de corte del suelo para solicitaciones sísmicas en el centro de la capa i en (tonf/m²).

En la evaluación del coeficiente de corte K_2 (K_{2i}) para suelos granulares en función de la desangulación sísmica, θ_s (θ_{si}), se puede utilizar la Lámina 3.1003.501(2)A2 y para suelos finos la Lámina 3.1003.501(2)A3. En ambas láminas se requiere conocer el valor del coeficiente de corte para pequeñas deformaciones, $K_{2m\acute{a}x}$, cuyo valor es muy sensible al tipo de suelo, a su grado de preconsolidación, cementación, etc.

La obtención del desplazamiento δ_{si} y de la desangulación θ_{si} mediante las ecuaciones (3.1003.501(2).1) a (3.1003.501(2).3) requiere un proceso iterativo de rápida convergencia, ya que la desangulación θ_{si} es función del módulo de corte G_{ci} y éste es, a su vez, función de la desangulación θ_{si} .

En lo que sigue, para efectos de diseño se utilizará un valor promedio de la desangulación, θ_s , según se ilustra en la Lámina 3.1003.501(2)A1.

3.1003.501(2) b) Constantes de los Resortes. Los resortes de interacción en la base de la estructura se determinarán como $K_v = 2 k_v S$, en que S es el paso de discretización de los resortes y k_v es la constante de balasto, la que debe amplificarse multiplicándola por los factores de rigidez sísmica indicados en la Tabla 3.1003.301(2).A.

Como el análisis de la estructura se efectúa por unidad de longitud, los resortes de interacción sobre sus muros laterales se determinarán a través de las relaciones siguientes:

$$K_{hi} = k_{hi} \cdot h \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).4})$$

$$k_{hi} = \frac{2.7 \cdot G_c}{H} \frac{1}{\sqrt{1 - (Z_i^*/H)^2}} \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).5})$$

$$G_c = 53 \cdot K_2 \sqrt{\bar{\sigma}_{vi}}; G_c \text{ en (tonf/m}^2\text{) si } \bar{\sigma}_{vi} \text{ en (tonf/m}^2\text{)} \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).6})$$

$$K_2 = (K_2/K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}}) \cdot K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}} \quad (\text{ec. 3.1003.501(2).7})$$

en que:

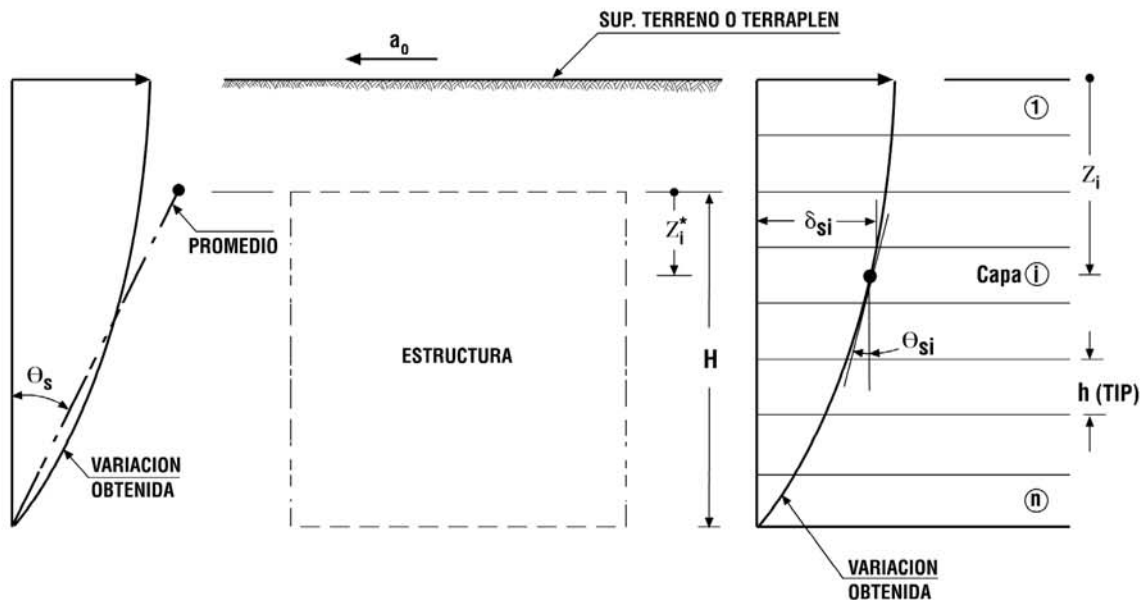
- K_{hi} = constante del resorte de interacción horizontal en el centro de la capa i en (tonf/m/m);
- H = altura de la estructura enterrada en (m);
- Z_i^* = distancia al centro de la capa, i, medida desde el nivel de techo de la estructura en (m);
- k_{hi} = constante de balasto horizontal en el centro de la capa i en (tonf/m³).

El coeficiente de corte, K_2 , se determina mediante la ecuación (3.1003.501(2).7), en la que $K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}}$ se obtiene de la Tabla 3.1003.501(2).A y $K_2/K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}}$ de la Lámina 3.1003.501(2).A2 para suelos granulares o de la Lámina 3.1003.501(2).A3 para suelos finos, entrando en dichas láminas con la desangulación sísmica promedio, θ_s , determinada en el Numeral 3.1003.501(2) a).

TABLA 3.1003.501(2).A
COEFICIENTE DE CORTE MAXIMO PARA PEQUEÑAS DEFORMACIONES, $K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}}$

Tipo de suelo	Rango $K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}}$
Arenas	50 – 85
Gravas arenosas	160 – 220
Suelos finos y suelos con cementación	25 $q_u^{(1)}$

⁽¹⁾ Relación aproximada en la que q_u es la resistencia a la compresión no confinada en (kgf/cm²).



Z_i = Profundidad del centro de la capa "i" medida desde la superficie del terreno o desde la superficie del terraplén.

Z_i^* = Idem a Z_i , pero medida desde el techo de la estructura.

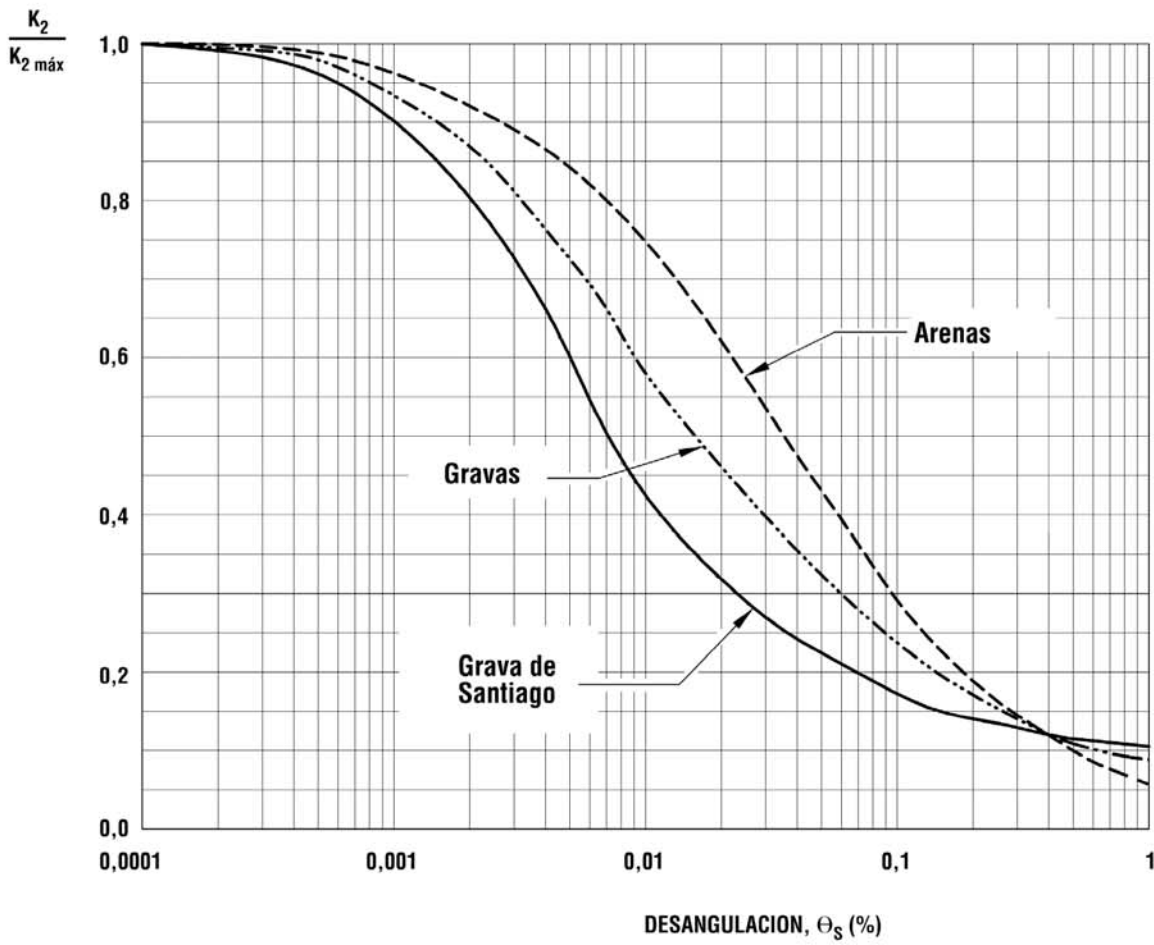
δ_{si} = Desplazamiento sísmico de campo libre relativo a la base de la estructura que se genera en la cara superior de la capa "i".

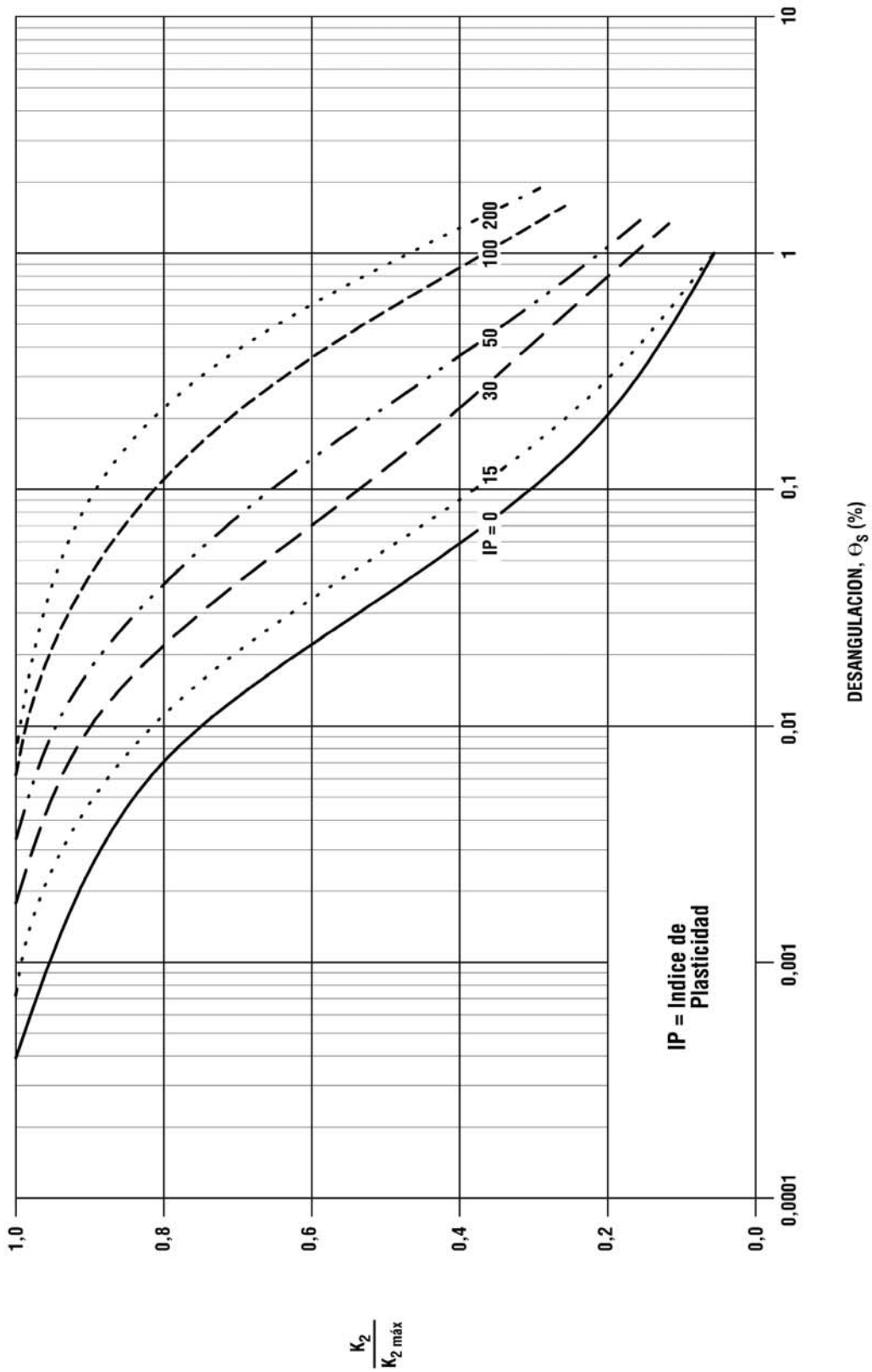
Θ_{si} = Desangulación sísmica de campo libre en el centro de la capa "i".

Θ_s = Desangulación sísmica de campo libre promedio.

h = Espesor de las capas en que se subdivide el suelo.

n = Número de las capas en que se subdivide el suelo





IP = Índice de
Plasticidad

Vucetic, M and R. Dobry (1991). "Effect of soil Plasticity on Cyclic Response",
Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 117.

3.1003.501(3) Parámetros Aproximados para el Diseño.

3.1003.501(3) a) Desangulación Sísmica Promedio. El cálculo de la desangulación sísmica promedio en suelos granulares puede evitarse utilizando la Lámina 3.1003.501(3)A que ilustra la relación aproximada entre dicha desangulación y el coeficiente de corte, $K_{2máx}$, para tres valores de la aceleración máxima del suelo, a_o , según Tabla 3.1004.303.A. En la Tabla 3.1003.501(3).A se establecen los valores de la desangulación sísmica de diseño a utilizar en el modelo de análisis de la Lámina 3.1003.501(1)A.

**TABLA 3.1003.501(3).A
DESANGULACION SISMICA DE DISEÑO**

Tipo de suelo	Desangulación de diseño, θ_s		
	$a_o = 0,3 g$	$a_o = 0,4 g$	$a_o = 0,5 g$
Arenas	$7,5 \times 10^{-4}$	13×10^{-4}	20×10^{-4}
Gravas arenosas	$2,5 \times 10^{-4}$	4×10^{-4}	$5,5 \times 10^{-4}$
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm ²)			
0,25	18×10^{-2}	30×10^{-2}	44×10^{-2}
1,00	$5,0 \times 10^{-3}$	21×10^{-3}	45×10^{-3}
2,00	$11,0 \times 10^{-4}$	22×10^{-4}	35×10^{-4}
4,00	$4,0 \times 10^{-4}$	6×10^{-4}	$8,5 \times 10^{-4}$
8,00	$2,5 \times 10^{-4}$	4×10^{-4}	$5,5 \times 10^{-4}$

3.1003.501(3) b) Resortes de Interacción Horizontal. Los resortes de interacción entre el muro y el suelo que embebe a la estructura se pueden determinar a través de la siguiente relación:

$$K_h = k_h \cdot h \quad (\text{ec. 3.1003.501(3).1})$$

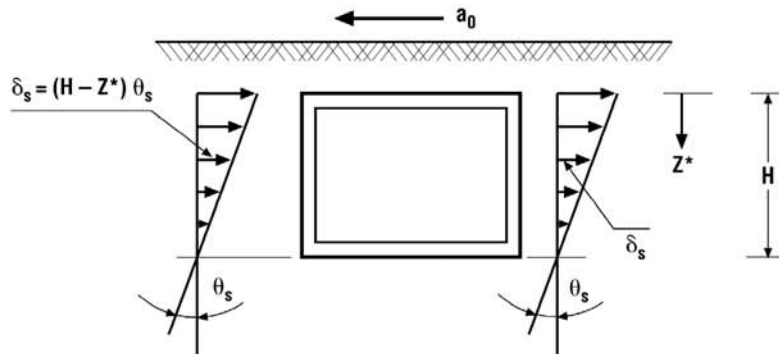
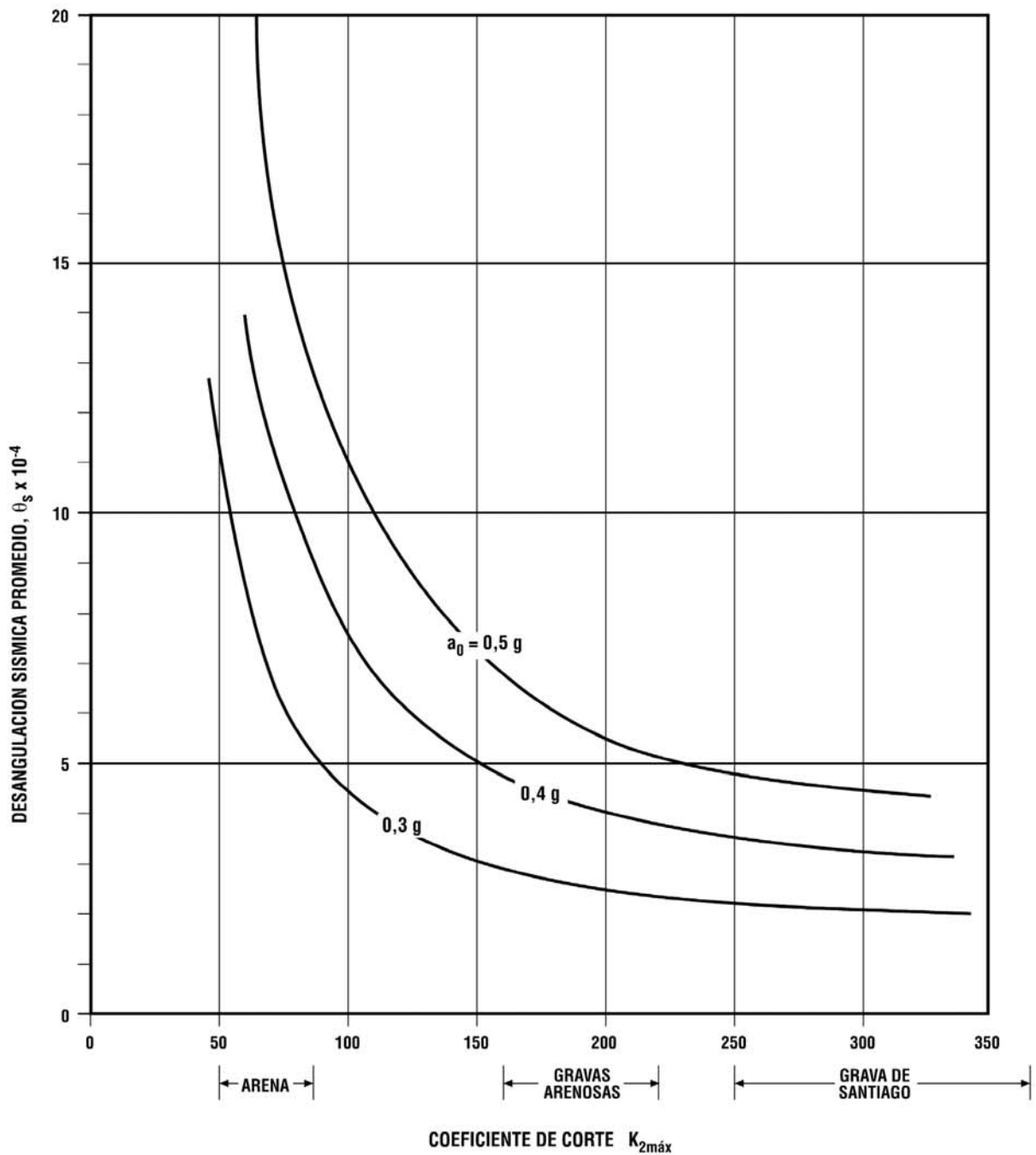
$$k_h = \frac{F_G \cdot F_R}{H} \sqrt{z}; \text{ en } [\text{tonf} / \text{m}^3]; \quad (\text{ec.3.1003.501(3).2})$$

$$\text{si } H \text{ y } z \text{ en } [m] \text{ y } F_R \text{ en } [\text{tonf} / \text{m}^{2.5}]$$

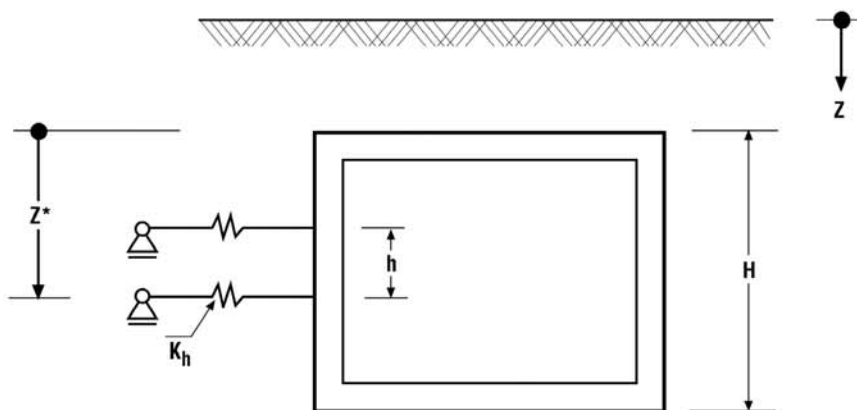
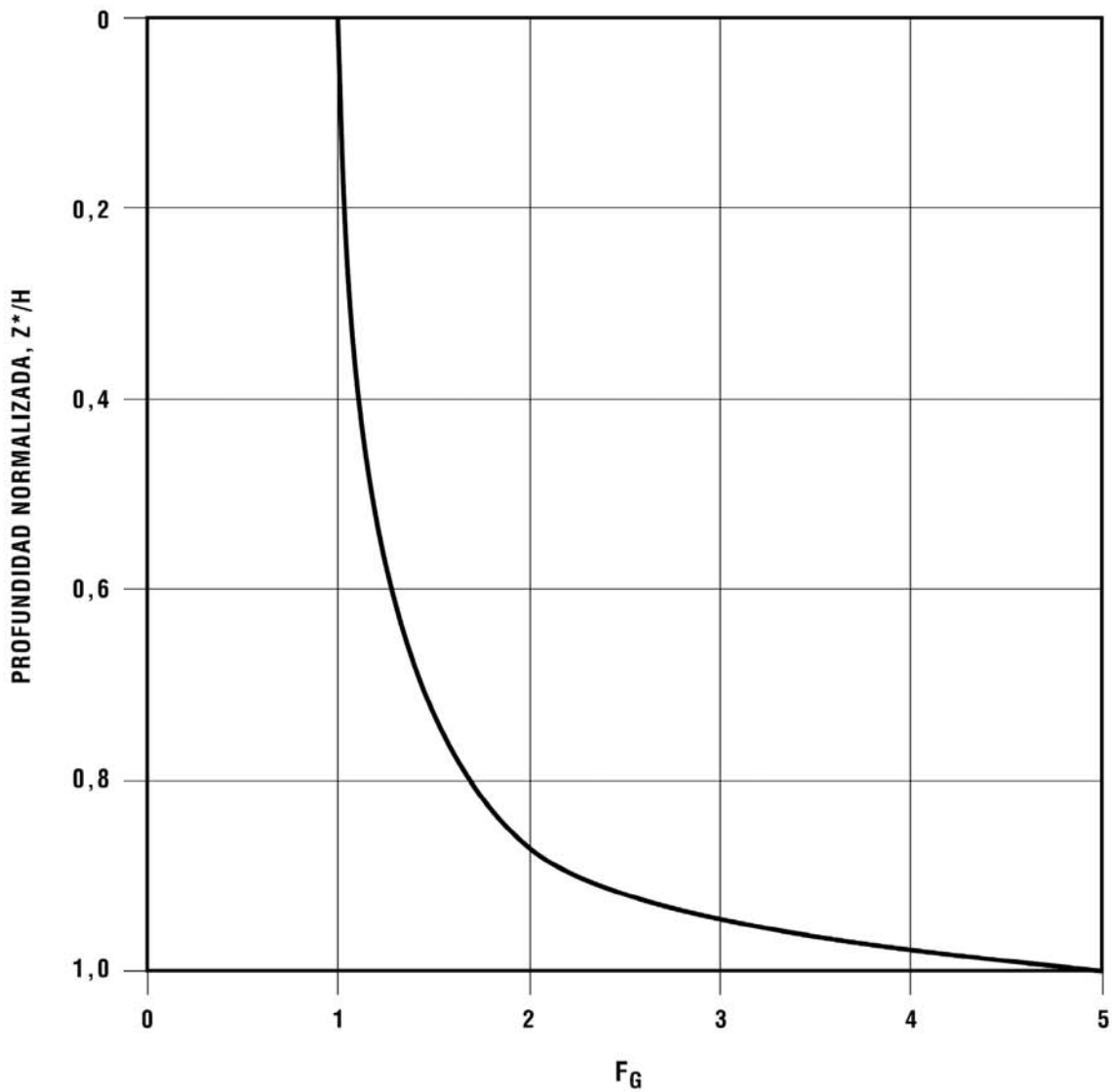
El coeficiente adimensional F_G se grafica en la Lámina 3.1003.501(3)B en función de la profundidad normalizada Z^*/H , mientras que los valores aproximados del término F_R se entregan en la Tabla 3.1003.501(3).B. Los resortes de interacción así obtenidos se utilizan en el modelo de análisis de la Lámina 3.1003.501(1)A.

**TABLA 3.1003.501(3).B
FACTOR DE RIGIDEZ PARA EVALUAR LOS RESORTES
DE INTERACCION SISMICA HORIZONTAL, F_R**

Tipo de suelo	Término F_R para el diseño, (tonf / m ^{2.5})		
	$a_o = 0,3 g$	$a_o = 0,4 g$	$a_o = 0,5 g$
Arenas	3.800	2.700	2.000
Gravas arenosas	13.500	11.300	9.300
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm ²)			
0.25	15	11	9
1,0	620	186	98
2,0	2.970	2.000	1.450
4,0	9.500	7.850	7.550
8,0	21.500	19.000	16.200



NOTA: Para suelos finos y suelos con cementación $K_{2\text{m}\acute{a}\text{x}} \approx 25 q_u$ en que la resistencia a la compresión no confinada, q_u , se expresa en (Kgf/cm²)



$$K_h = \frac{F_G \cdot F_R \cdot h}{H} \sqrt{z}$$

3.1003.501(3) c) Definición del Tipo de Suelo. Para definir la desangulación sísmica en estructuras enterradas se debe considerar el suelo natural entre la superficie del terreno y la base de la estructura, prescindiendo de la eventual existencia de rellenos colocados entre el talud de la excavación y los muros laterales de la estructura. En el caso que la estructura se encuentre embebida en un terraplén, el suelo a considerar corresponderá al relleno compactado del terraplén.

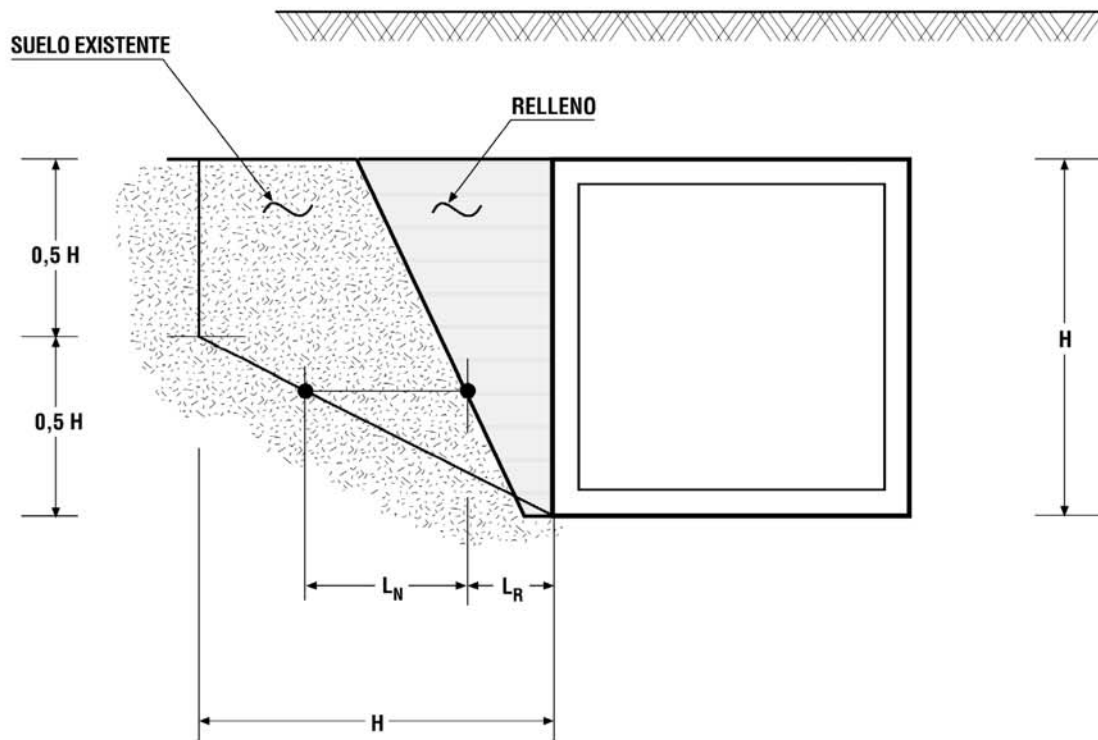
Para definir los resortes de interacción cuando existan rellenos compactados colocados entre el talud de las excavaciones practicadas en el suelo existente (natural o relleno existente) y los muros laterales de la estructura, el término FR de la ecuación (3.1003.501(3).2) se estimará a través de la relación siguiente:

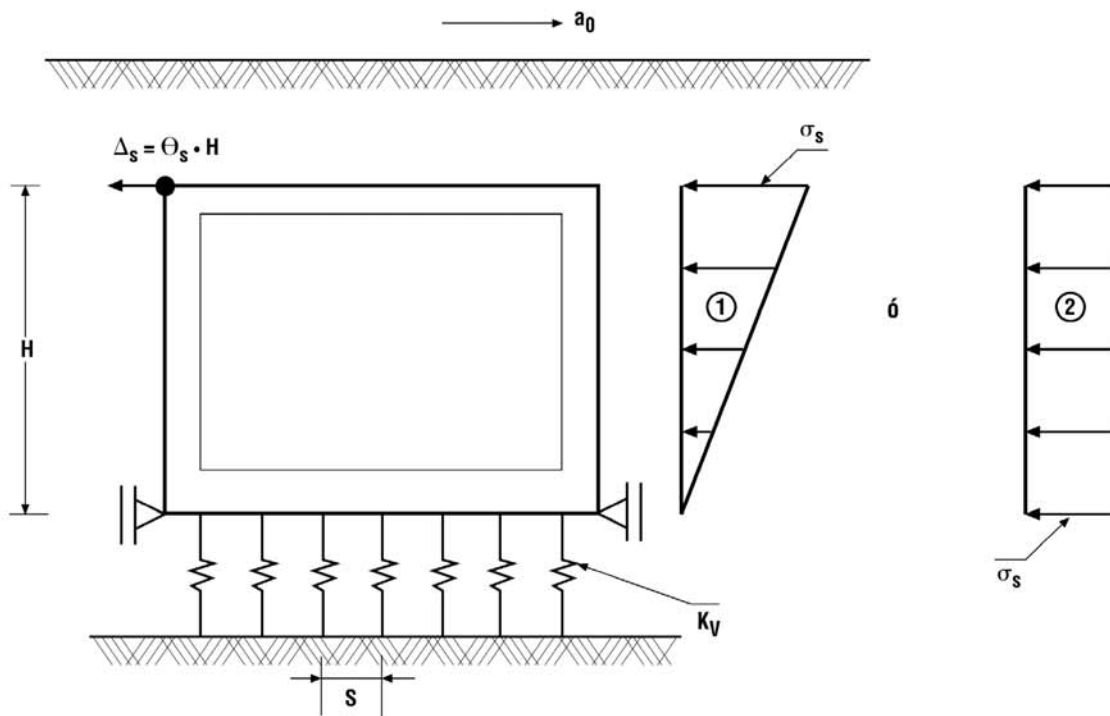
$$F_R = \frac{L_R \cdot F_{RR} + L_N \cdot F_{RN}}{L_R + L_N} \quad (\text{ec. 3.1003.501(3).3})$$

en que F_{RR} se obtiene de la Tabla 3.1003.501(3).B para el tipo de suelo constitutivo del relleno y F_{RN} para el tipo de suelo existente. Las longitudes L_R y L_N se definen en la Lámina 3.1003.501(3).C.

3.1003.501(4) Método Simplificado de Análisis. Utiliza el modelo indicado en la Lámina 3.1003.501(4)A que consiste en determinar la componente sísmica del empuje, σ_s , de modo de generar un desplazamiento Δ_s en el techo de la estructura. El desplazamiento se define como $\Delta_s = H \cdot \theta_s$, en que θ_s se obtiene de la Tabla 3.1003.501(3).A. El método entrega sollicitaciones sobrevaloradas ya que no considera la interacción suelo-estructura en los muros laterales. Se lo aplicará para un diseño preliminar, para posteriormente incorporar los resortes de interacción horizontal si los resultados del diseño preliminar indicaran la conveniencia de introducirlos. Para obras mayores se debe incorporar la interacción suelo-estructura y utilizar coeficientes de corte $K_{2\text{máx}}$ medidos mediante sísmica de terreno y/o ensayos de laboratorio.

3.1003.502 Losas de Acceso en Estructuras Enterradas. Se dispondrán simplemente apoyadas en un murete trasero dispuesto entre las alas de los estribos de puentes. En el caso de no existir alas se apoyarán en el muro frontal del estribo. En otras estructuras, como por ejemplo marcos o cajones, se utilizarán cuando la altura entre la rasante del camino y el techo de la estructura sea igual o inferior a 60 cm.





- Utilizar el caso más desfavorable entre la distribución ① ó ②.
- Repetir el cálculo aplicando los empujes sísmicos en el muro izquierdo.
- Se podrán eliminar los resortes K_v con lo cual la estructura se rigidiza, sobrevalorando los empujes sísmicos.

NOTA:

La componente sísmica del empuje, σ_s , se determina de modo de generar el desplazamiento $\Delta_s = \Theta_s \cdot H$ en la coronación de la estructura.

Considerando que la desangulación Θ_s se determina con la aceleración máxima del suelo, a_0 , según la Tabla 3.1003.501(3) A, no se requerirá mayorar la sollicitación sísmica, σ_s , obtenida.

3.1003.6 HORMIGÓN ARMADO

En la Sección 8 de la Norma AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para las obras de Hormigón Armado de puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

El Proyectista Estructural debe asignar los grados de exposición a agentes externos a los que estarán sometidas las estructuras proyectadas. La identificación de los agentes externos que afectarán la durabilidad de los elementos de hormigón que contempla el proyecto se debe efectuar antes de que se realicen los cálculos estructurales, de modo de que haya consistencia entre el grado de resistencia que se defina para el análisis estructural y el grado mínimo que se requiere por los requisitos de durabilidad del hormigón

3.1003.601 Materiales. Los materiales empleados en la confección de hormigón armado para puentes deberán cumplir con las disposiciones establecidas en las normas chilenas.

3.1003.601(1) Hormigón. El hormigón deberá cumplir con lo indicado en la Sección 5.501 Hormigones del MC-V5 y lo indicado en el Numeral 3.1003.601(1)c *Requisitos del Hormigón por Durabilidad*.

3.1003.601(1)a Resistencia Especificada. La resistencia a la compresión especificada (f_c) deberá satisfacer tanto las solicitaciones estructurales que arroje el análisis como los requisitos de durabilidad debido a la exposición a agentes externos. Lo anterior implica que la determinación de los niveles de exposición a los agentes descritos en el Numeral 3.1003.601(1)c deberá efectuarse antes de iniciar los cálculos del diseño estructural, de modo que la resistencia utilizada en este último sea congruente con los requisitos de durabilidad del hormigón.

En la Tabla 3.1003.601.A se indican los grados de hormigón estructural de acuerdo a lo definido en la norma NCh170, la cual clasifica el hormigón según su resistencia a compresión a los 28 días (f_c) medida en probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura.

**TABLA 3.1003.601.A
CLASIFICACIÓN DE LOS HORMIGONES POR RESISTENCIA A COMPRESIÓN**

GRADO DEL HORMIGÓN	RESISTENCIA ESPECIFICADA f_c MPa
G05	(*)
G10	(*)
G15	(*)
G17	17
G20	20
G25	25
G30	30
G35	35
G40	40
G45	45
G50	50
G55	55
G60	60

NOTA: Pueden existir grados mayores a los Indicados en la presente tabla.

3.1003.601(1)b) Designación del Hormigón. La designación del grado del hormigón debe incluir los niveles de exposición a agentes externos a los que estarán sometidos las estructuras. Por ejemplo, para un hormigón de grado G35 y grados de exposición: F1 (ciclos de congelación y deshielo), S0 (ataque externo de sulfatos no agresivo), C2-B (agentes que provocan corrosión severa) y P0 (hormigón que no requiere baja permeabilidad), la designación sería:

G35 F1 S0 C2-B P0

3.1003.601(1)c) Requisitos del Hormigón por Durabilidad. La durabilidad del hormigón depende de sus propiedades y de la presencia de agentes internos o externos que generen ataque al elemento estructural.

Para obtener un hormigón durable, resulta necesaria la implementación de medidas adecuadas en el diseño de la mezcla, fabricación, correctas prácticas de colocación, compactación, curado y protección. El uso de materiales adecuados y una correcta dosificación de ellos, no son suficientes para garantizar por si solo un hormigón durable.

Para definir los requerimientos que debe cumplir el hormigón debido a la exposición a agentes externos a la que estará sometido, el proyectista estructural deberá asignar los grados de exposición en cada una de las categorías que se listan a continuación:

- a) Grado de exposición a congelación y deshielo: dependiendo de los ciclos de congelación y deshielo, y contacto del elemento con humedad, se le asignará uno de los niveles establecidos en la Tabla 3.1003.601.B, que van desde F0 hasta F3.
- b) Grado de exposición al ataque externo de sulfatos: dependiendo de la cantidad de sulfatos que contenga el suelo o el agua en contacto con el hormigón, se le asignará uno de los niveles establecidos en la Tabla 3.1003.601.C, que van desde S0 hasta S3.
- c) Grado de exposición a agentes externos que provocan corrosión: dependiendo del grado de exposición a condiciones que ameriten protección adicional contra la corrosión de las armaduras, se le asignará uno de los niveles establecidos en la Tabla 3.1003.601.E, que van desde C0 hasta C2-C.
- d) Hormigones de baja permeabilidad: dependiendo del nivel de permeabilidad que se requiera que tenga el hormigón, se le asignará uno de los niveles establecidos en la Tabla 3.1003.601.G, que van desde P0 hasta P2.

Se debe tener en consideración, al asignar los grados de exposición listados anteriormente, si el proyecto contempla medidas especiales de protección al elemento estructural o a las armaduras, que permitan resguardar el hormigón de la acción de éstos agentes.

En función de los grados de exposición que se asignen al elemento estructural, el hormigón que lo compone deberá cumplir con los requisitos indicados en la Sección 5.501.

3.1003.601(1)c).1 Congelación y Deshielo. Cuando el hormigón va a estar sometido a la acción de ciclos de congelación y deshielo, la resistencia mínima a considerar debe cumplir con lo indicado en Tabla 3.1003.601.B, de acuerdo al grado de exposición previsto.

TABLA 3.1003.601.B
MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN SOMETIDO
A LA ACCIÓN DE CONGELACIÓN Y DESHIELO

GRADO DE EXPOSICIÓN		MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA MPa
F0	Hormigón no expuesto a congelación y deshielo	Sin restricción
F1	Hormigón expuesto a congelación y deshielo y ocasionalmente expuesto a humedad	G30
F2	Hormigón expuesto a congelación y deshielo y en contacto continuo con humedad	G30
F3	Hormigón expuesto a congelación y deshielo y en contacto continuo con humedad y expuesto a productos químicos descongelantes	G35

3.1003.601(1)c).2 Ataque Externo de Sulfatos. Los grados de exposición del hormigón a ataque externo de sulfatos se indican en Tabla 3.1003.601.C.

TABLA 3.1003.601.C
GRADOS DE EXPOSICIÓN
DEL HORMIGÓN A ATAQUE EXTERNO DE SULFATOS

GRADO DE EXPOSICIÓN		CONTENIDO SO ₄	
		SOLUBLE EN EL SUELO % EN PESO	DISUELTO EN AGUA ppm ⁽¹⁾
S0	No agresivo	< 0,10	< 150
S1	Moderada	0,10 ≤ SO ₄ < 0,20	150 ≤ SO ₄ < 1500 Agua de mar
S2	Severa	0,20 ≤ SO ₄ ≤ 2,00	1500 ≤ SO ₄ ≤ 10000
S3	Muy severa	SO ₄ > 2,00	SO ₄ > 10000

(1) En este caso, la conversión: 1 ppm = 1 mg/l

El contenido de sulfatos solubles en el suelo se determina según NCh1444, cuyo alcance establece los métodos de ensaye para determinar cuantitativamente el contenido de cloruros y sulfatos, solubles en agua, presentes en áridos para morteros y hormigones; aplicándose también para la determinación de sulfatos solubles en el suelo

El contenido de sulfatos disueltos en agua se podrá determinar según Nch420, UNE 77048 o alguno de los métodos indicados en APHA, AWWA (1999), Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (SMWW), Part 4000 to 6000, EE.UU., que permita determinar el contenido de sulfatos en el agua en los rangos indicados en la Tabla 3.1003.601.C.

Cuando el hormigón esté expuesto a la acción de sulfatos presentes en el agua o en el suelo, en el que estará inmerso, se pueden adoptar medidas para aislar y proteger el hormigón de la acción de éstos agentes, lo que se debe considerar para determinar el grado de exposición, según Tabla 3.1003.601.C.

Cuando el hormigón va a estar expuesto al ataque externo de sulfatos, la resistencia mínima a considerar debe cumplir con lo indicado en la Tabla 3.1003.601.D, de acuerdo al grado de exposición previsto.

TABLA 3.1003.601.D
MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN
SEGÚN GRADO DE EXPOSICIÓN A SULFATOS

GRADO DE EXPOSICIÓN	MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA MPa
S0	G17
S1	G25
S2	G30
S3	G35

3.1003.601(1)c).3 Agentes Externos que Provocan Corrosión. En la Tabla 3.1003.601.E se definen los grados de exposición frente a ataque de agentes externos que provocan corrosión de las armaduras.

TABLA 3.1003.601.E
GRADOS EXPOSICIÓN QUE PROVOCAN CORROSIÓN

GRADO DE EXPOSICIÓN		AGENTE EXTERNO	EXPOSICIÓN EN CONDICIONES DE SERVICIO
C0	No agresivo	No aplica	Hormigón seco protegido de la humedad ambiental.
C1	Leve	CO ₂	Hormigón húmedo expuesto a altas concentraciones de CO ₂ .
C2-A	Moderado	Cloruro	Hormigón sumergido completamente en agua que contiene cloruros.
C2-B	Severo	Cloruro	Hormigón húmedo expuesto a aire salino.
C2-C	Muy severo	Cloruro	Hormigón expuesto a ciclos de humedad y a una fuente externa de cloruro proveniente de productos descongelantes, sal, agua salobre, agua de mar o salpicaduras del mismo origen.

Cuando se adopten medidas especiales de protección del hormigón tales como materiales de protección de armaduras, refuerzos resistentes a la corrosión, ánodos de sacrificio (protección catódica), o cualquier otra medida de protección del hormigón o de las armaduras, estas se deben considerar al asignar el grado de exposición.

Cuando el hormigón va a estar expuesto a agentes externos que provocan corrosión, la resistencia mínima a considerar debe cumplir con lo indicado en 3.1003.601.F, de acuerdo al grado de exposición previsto.

TABLA 3.1003.601.F
MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN
SEGÚN GRADO DE EXPOSICIÓN A AGENTES EXTERNOS
QUE PROVOCAN CORROSIÓN

GRADO DE EXPOSICIÓN	MÍNIMO GRADO DE RESISTENCIA MPa
C0	G17
C1	G17
C2-A	G20
C2-B	G25
C2-C	G35

3.1003.601(1)c).4 Hormigones de Baja Permeabilidad. En estructuras en que se requiere que el hormigón tenga una baja permeabilidad se deben considerar los grados de exposición indicados en la Tabla 3.1003.601.G.

TABLA 3.1003.601.G
GRADOS DE EXPOSICIÓN PARA
HORMIGONES DE BAJA PERMEABILIDAD

EXPOSICIÓN	
GRADO DE EXPOSICIÓN	CONDICIÓN
P0	Hormigón en ambiente seco o en contacto con agua pero que no requiere baja permeabilidad.
P1	Hormigón en contacto con agua que requiere baja permeabilidad.
P2	Hormigón en contacto con agua que requiere baja permeabilidad y existe posibilidad de ataque químico no considerado en sub cláusulas anteriores.

3.1003.601(2) Acero de Refuerzo. El acero de refuerzo para hormigones deberá cumplir con la norma NCh204, Barras laminadas en caliente para hormigón armado, en todo lo que no se contradiga con la Norma AASHTO. No se aceptará el uso de acero que no cumpla en todo con las normas chilenas de calidad y resistencia, lo cual debe ser certificado por instituciones reconocidas y aceptadas por la Dirección de Vialidad.

En la Tabla 3.1003.601.H se incluyen las principales características de los aceros chilenos especificados por la Norma NCh204.

TABLA 3.1003.601.H
PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO ⁽¹⁾

Grado	Resistencia a la Tracción R _m		Fluencia Re (mínimo)		% Alargamiento de Ruptura ⁽²⁾
	Kgf/cm ²	MPa	Kgf/cm ²	MPa	
A440-280H	4.400	440	2.800	280	16%
A630-420H ⁽³⁾	6.300	630	4.200	420	7700/R _m - K ≥ 8 ⁽⁴⁾

(1) Ver NCh204.

(2) Este alargamiento porcentual corresponde a una probeta de L₀ = 200 mm entre marcas

(3) La resistencia máxima de fluencia no excederá 580 MPa. La relación R_m/R_e se estipula mayor o igual a 1,33 para permitir que la barra soporte en buena forma los esfuerzos dinámicos propios de un territorio de alta sismicidad como es el caso de Chile.

(4) K es un coeficiente que se determina en función del diámetro nominal de la barra (e) en la forma que se indica a continuación:

e (mm)	8	10	12	16	18	22	25	28	32	36
K	2	1	0	0	0	1	2	3	4	5

Como alternativa se podrá utilizar el acero de refuerzo soldable A630-420HS de acuerdo a la norma Nch3334, solo en aquellos casos en que se requiera reemplazar alambres de amarre.

También se aceptará el uso de acero internacional de calidad ASTM A706 grado 60. En el caso de utilizar el ASTM A706 grado 80, sólo se aceptará su uso en elementos protegidos por capacidad o en elementos de hormigón armado que no disipen energía (que no formen posibles rótulas plásticas) durante un evento sísmico, tales como dados de fundación, cabezales, muros estribos y muros de contención.

3.1003.602 Control de Deformaciones. Los miembros sometidos a flexión en las estructuras de puentes y obras afines deberán tener la rigidez suficiente para limitar las deflexiones y toda otra deformación que pueda afectar negativamente los esfuerzos o serviciabilidad de la estructura, para las cargas en servicio más impacto. El diseño de las estructuras deberá cumplir con las disposiciones de los Artículos 8.9 y 8.13 de la Norma AASHTO.

3.1003.602(1) Flechas Diferidas en Losas y Vigas de Hormigón Armado, debido a Cargas Permanentes. A menos que se realice una determinación más exacta, la flecha a largo plazo debida a los efectos combinados de la retracción y la fluencia lenta provocada por las cargas de larga duración, se puede estimar multiplicando la flecha instantánea Δ_{inst} provocada por la carga sostenida por el siguiente factor λ :

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50 \rho'} \quad (\text{ec. 3.1003.602(1).1})$$

dónde:

ξ = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas
 ρ' = es la cuantía de la armadura sostenida

El factor ξ dependiente del tiempo, para cargas sostenidas, puede tomarse igual a:

**TABLA 3.1003.602(1).A
FACTOR ξ EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN DE LA CARGA**

Duración de la Carga	ξ
≥ 5 años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7

Si se considera el tiempo en que comienza a actuar la carga permanente después del hormigonado, es decir por ejemplo el momento en que se descimbra el elemento, se puede utilizar el siguiente criterio: para la edad j de carga y t de cálculo de flechas, se tomará para ξ el valor:

$$\xi = \xi(t) - \xi(j) \quad (\text{ec. 3.1003.602(1).2})$$

La flecha total debe cumplir con el siguiente límite:

$$\Delta_{Total} = \Delta_{inst} + \lambda \Delta_{inst} \leq \frac{L}{400} \quad (\text{ec. 3.1003.602(1).3})$$

dónde:

Δ_{inst} = flecha instantánea debido a las cargas permanentes.

En los casos donde sea necesario cumplir con el límite anterior se deberá otorgar una contraflecha al elemento.

3.1003.603 Diafragmas o Travesaños

Todos los puentes deberán considerar travesaños extremos (sobre estribos y cepas) y central (en la mitad del vano), independiente de la ubicación o zona sísmica del puente.

Para el caso de los puentes con tableros compuestos por vigas de hormigón armado, los travesaños extremos y central serán de hormigón armado.

El travesaño central no es necesario en vanos menores a 15 m.

La interacción de los travesaños con los topes sísmicos se debe diseñar con una fuerza igual a la especificada para el tope interior y exterior en la Sección 5.4 del Anexo 3.1000-A. Adicionalmente se deben verificar las cargas de servicio, es decir, el efecto del camión de diseño.

Los travesaños de hormigón deben tener un espesor mínimo de 25 cm y deben unirse monolíticamente a la losa superior.

El eje de los travesaños extremos debe coincidir con el eje de apoyo de las vigas.

En el caso de los travesaños extremos de hormigón, durante un evento sísmico de importancia, que supere el sismo de diseño, se producirá un impacto del travesaño sobre los topes sísmicos, produciendo una grieta horizontal y diagonal en el travesaño, tal como se muestra en la Figura 5.4.A(1) del Anexo 3.1000.-A, por lo tanto los travesaños se deben diseñar como ménsulas y deben considerar el concepto de corte por fricción, donde los estribos verticales y la sección de hormigón del travesaño deben resistir el esfuerzo debido al impacto horizontal.

3.1003.604 Recubrimientos. Los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo se encuentran especificados en el Artículo 8.22 de la Norma AASHTO y son los siguientes:

	Recubrimientos	
	cm	Pulg
- Hormigón concretado contra terreno o permanentemente enterrado	7,5	3
- Hormigón de pilotes in situ	7,5	3
- Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con la tierra		
Refuerzo Principal	5,0	2
Estribos, amarras, zunchos	4,0	1,5
- Hormigón de losa en climas moderados		
Refuerzo superior: en losas con pavimento incorporado	7,5	3
losas con pavimento adicional de hormigón o asfalto	4,0	1,5
Refuerzo inferior	2,5	1
- Hormigón de losa en ambientes agresivos		
Refuerzo superior	6,5	2,5
Refuerzo inferior	2,5	1
- Hormigón de pilas o cepas concretadas contra terreno o permanentemente expuestas a la tierra	5,0	2

3.1003.605 Juntas de Dilatación. A continuación se indican las principales consideraciones que deben tenerse en cuenta al momento de diseñar juntas de dilatación en muros y losas.

3.1003.605(1) Juntas de Dilatación en Muros. Las juntas de dilatación en muros de contención y muros de estribos se deberán disponer a intervalos no mayores a los especificados en el párrafo 5.5.6.5 de la Norma AASHTO.

Valores mayores a los especificados anteriormente, deberán ser justificados y deberán incluir una especificación detallada del proceso de hormigonado. Se deberá evitar que las juntas de dilatación queden ubicadas en las calzadas.

En casos especiales debidamente justificado en que un muro de contención o muro de estribo exceda los 31(m), se deberán especificar las cuantías especificadas en la Tabla 3.1003.605.A.

3.1003.605(2) Juntas de Dilatación en Losas. En losas armadas y losas postensadas, pertenecientes a estructuras con tipologías del tipo trincheras, cajones, estructuras enterradas con el tablero unido monolíticamente al estribo, se deberán disponer juntas de dilatación a intervalos no mayores a 30(m).

En casos especiales muy justificados en los cuales no se pueda cumplir con el requisito anterior, por ejemplo cuando la losa presenta una geometría esviada o irregular siendo inevitable que la junta quede sobre la calzada, se aceptará suprimir la junta o desplazarla, debiendo especificar en los planos del proyecto una metodología constructiva por franjas alternadas donde se especifiquen juntas de construcción a un máximo de 12(m). En el caso particular que un intervalo de junta exceda los 31(m), se deberán considerar las cuantías mínimas en cada cara especificadas en la Tabla 3.1003.605.A, con el fin de

controlar los efectos de retracción y temperatura. Lo anterior deberá ser aprobado por la Dirección de Vialidad.

TABLA 3.1003.605.A
CUANTIAS MINIMAS EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCION
EN FUNCION DEL ESPESOR DEL ELEMENTO

H(m)	ρ min (o/oo)	A_{min} (cm ² x cara/m)
0,2	2,5	5,0
0,3	2,25	6,75
0,4	2,05	8,2
0,5	1,85	9,25
0,6	1,6	9,6
0,7	1,4	9,8
0,8	1,25	10
0,9	1,25	11,25
1,00	1,25	12,5

3.1003.606 Limitación de la Fisuración mediante Distribución de Armadura. La limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura deberá verificarse de acuerdo a lo especificado en el artículo 5.7.3.4 de la norma AASHTO LRFD, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que 80 por ciento del módulo de rotura, para la combinación de cargas para estado límite de servicio.

Los requisitos aquí especificados se utilizan para distribuir la armadura de tracción con el objetivo de limitar la fisuración por flexión en los elementos de hormigón armado.

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0,6 f_y \quad (\text{ec. 3.1003.606.1})$$

donde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines de cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm.

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres. Cuando la armadura por flexión consiste en barras o alambres de distintos tamaños, el número de barras o alambres se calcula como el área total de armadura dividida por el área de la barra o alambre de mayor tamaño utilizado. Al calcular A , el espesor del recubrimiento libre de hormigón no se deberá tomar mayor que 50 mm.

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

El parámetro Z deberá ser:

$Z \leq 30000$ N/mm = 30.6 Ton/cm: para elementos de exposición moderada (exposición interior)

$Z \leq 23000$ N/mm = 23.5 Ton/cm : para elementos de exposición severa (exposición exterior)

$Z \leq 17500$ N/mm = 17.8 Ton/cm : para estructuras enterradas

3.1003.607 Losas de Acceso. La armadura de refuerzo mínima de las losas de acceso será ϕ 12 a 20. En el diseño de las losas se deberá disponer juntas de construcción a no más de 6 m de distancia, y en forma tal, que la superficie de los paños no supere un área de 25 m². El espesor mínimo de las losas de acceso es de 20 cm, el cual se aumenta a 25 cm en el caso de tener pavimento incorporado, incrementando 5 cm el espesor como sobre-recubrimiento o capa de desgaste.

3.1003.608 Armadura de Retracción y Temperatura. Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por retracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura, en el hormigón masivo estructural y en las zapatas.

En la siguiente tabla se especifica la armadura mínima en cada cara y en cada dirección para distintos espesores por metro de largo.

TABLA 3.1003.608.A
CUANTIAS MINIMAS EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCION EN FUNCION DEL ESPESOR DEL ELEMENTO, POR METRO DE LARGO.

H(cm)	ρ_{\min} (‰)	A_{\min} (cm ² xcara/m)
20	1.57	3.14
25	1.255	3.14
30	1.20	3.6
35	1.1	3.85
40	1.0	4.0
50	0.9	4.5
60	0.9	5.4
70	0.9	6.3
80	0.9	7.2
90	0.9	8.1
100	0.9	9.0
110	0.9	9.9
120	0.9	10.8
130	0.9	11.7
140	0.9	12.6
150	0.9	13.5

La armadura mínima a disponer en elementos de hormigón armado de espesores menores a 120 (cm) será Ø10 @ 25 . El espaciamiento máximo permitido será 25 (cm).

En elementos con espesor mayor a 120 (cm) el diámetro mínimo a colocar será Ø18 y el espaciamiento máximo será de 25(cm).

3.1003.609 Requerimientos para Muros de Revestimiento. A continuación se presentan las disposiciones correspondientes al diseño de muros de revestimiento utilizados en estructuras tales como trincheras con pilotes espaciados a cierta distancia, muros pantallas y estribos transparentes.

3.1003.609(1) Tipología. Corresponden a muros de hormigón armado in situ o prefabricados. Se deberán proyectar con doble malla de armadura. No se aceptará el uso de material laminado en frío (baja ductilidad) para la confección de mallas, tal como los alambres Grado AT56-50H. Si se permite el uso de Acero Grado A630-420HS (NCH 3334), acero sismo-resistente con soldabilidad garantizada, para el refuerzo con mallas electro-soldadas (NCh 3335)

3.1003.609(2) Recubrimientos. El recubrimiento mínimo libre del acero de refuerzo será de 4 (cm) en ambas caras.

3.1003.609(3) Armaduras.

La armadura vertical mínima será Ø 8 a 20.

La armadura horizontal se obtendrá según cálculo y considerando como mínimo la armadura Ø 8 a 20.

Además se deben cumplir las siguientes disposiciones de espaciamientos mínimos entre armaduras, especificados en la norma AASHTO:

Muros pantalla in situ

- Máximo de: 1,5 veces el tamaño del agregado máximo.
- 1,5 veces el diámetro de la barra.
- 3,81 cm.

Muro pantalla prefabricado

Máximo de: 1,33 veces el tamaño del agregado máximo.
1,0 veces el diámetro de la barra.
2,54 cm.

3.1003.7 HORMIGÓN PRETENSADO

En la Sección 9 de la Norma AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para las obras de Hormigón Pretensado de puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.1003.701 Materiales. El hormigón y el acero dulce de refuerzo deberán cumplir con lo señalado en el Numeral 3.1003.601 de este Manual. El acero de pretensado deberá cumplir con las normas ASTM A 421-80 y A 416-80. No se aceptará el uso de cables no adheridos.

3.1003.702 Diafragmas o Travesaños

Todos los puentes deberán considerar travesaños extremos (sobre estribos y cepas) y central (en la mitad del vano), independiente de la ubicación o zona sísmica del puente.

Para el caso de los puentes con tableros compuestos por vigas postensadas o pretensadas, los travesaños extremos y central serán de hormigón armado.

El travesaño central no es necesario en vanos menores a 15 m.

La interacción de los travesaños con los topes sísmicos se debe diseñar con una fuerza igual a la especificada para el tope interior y exterior en la Sección 5.4 del Anexo 3.1000-A. Adicionalmente se deben verificar las cargas de servicio, es decir, el efecto del camión de diseño.

Los travesaños de hormigón deben tener un espesor mínimo de 25 cm y deben unirse monolíticamente a la losa superior.

El eje de los travesaños extremos debe coincidir con el eje de apoyo de las vigas.

En el caso de los travesaños extremos de hormigón, durante un evento sísmico de importancia, que supere el sismo de diseño, se producirá un impacto del travesaño sobre los topes sísmicos, produciendo una grieta horizontal y diagonal en el travesaño, tal como se muestra en la Figura 5.4.A(1) del Anexo 3.1000.-A, por lo tanto los travesaños se deben diseñar como ménsulas y deben considerar el concepto de corte por fricción, donde los estribos verticales y la sección de hormigón del travesaño deben resistir el esfuerzo debido al impacto horizontal.

3.1003.703 Control de Deformaciones. El diseño de las estructuras deberá controlar las deformaciones, cumpliendo con lo establecido en el Artículo 9.11 de la Norma AASHTO, considerando en el cálculo de ellas la acción de las cargas permanentes, cargas móviles y su efecto dinámico, fuerzas de pretensado, fuerzas de montaje, escurrimiento plástico, contracción de fraguado y relajación de los aceros.

3.1003.704 Tracciones Máximas para Vigas Pretensadas. En el Artículo 9.15.2 de la Norma AASHTO se especifican las tensiones máximas admisibles para el hormigón pretensado. En el diseño de vigas pretensadas, la tracción máxima calculada para el hormigón no deberá superar 50% de la especificada por AASHTO, tanto en condición de servicio como en transferencia. Se aceptarán valores mayores sólo en casos particulares aprobados por la Dirección de Vialidad.

3.1003.705 Recubrimientos y Separación de Cables. El recubrimiento mínimo del acero de pretensado y de la armadura pasiva deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 9.26.1 de la Norma AASHTO.

- Acero de Pretensado y Armadura Principal de Acero Convencional 4,0 cm
- Refuerzos en Losas:
 - Recubrimiento superior de losa 4,0 cm
 - (donde se usen químicos para deshielar 5,0 cm)
 - Recubrimiento inferior de losa 2,5 cm
- Estribos y amarras 2,5 cm

Cuando se usen químicos para deshielar, se deben disponer detalles de drenaje para evacuar las soluciones de deshielo de modo de impedir que entren en contacto con las vigas o elementos pretensados. Cuando ese contacto no puede ser evitado o en localidades donde los elementos pretensados estén expuestos a agua o rocío salado, o vapores químicos, se deberá disponer de recubrimientos adicionales.

La separación libre mínima entre elementos tensores deberá cumplir con lo establecido en el Artículo 9.26.2 de la Norma AASHTO.

- Acero Pretensado: el mayor valor entre 3 veces el diámetro del cable o 11/3 el tamaño máximo del árido
- Acero Postensado: el mayor valor entre 3,8 cm o 11/2 el tamaño máximo del árido

3.1003.706 Determinación del Centroide de la Fuerza de Pretensado. En vigas postensadas simplemente apoyadas se debe considerar que el centro de gravedad de los cables sube 1,5 cm con respecto al eje del ducto, debido al postensado en trazados parabólicos. Este desplazamiento se puede considerar diferente, si los catálogos del fabricante lo señalan.

3.1003.8 ACERO ESTRUCTURAL

En la Sección 10 de la Norma AASHTO Standard y Sección 6 de la AASHTO LRFD se entregan las disposiciones y criterios de diseño para Acero Estructural en los puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.1003.801 Materiales. Conforme se establece en la Tabla 10.2.A del Capítulo 10, Steel Structures, de la AASHTO Standard, o en la Tabla 6.4.1-1 de la Sección 6, Steel Structures, de la Norma AASHTO LRFD, el acero estructural deberá especificarse según la designación AASHTO M270, o ASTM A709 en grados 36, 50, 50W, HPS70W y 100/100W.

El acero de vigas y elementos soportantes de las cargas principales sometidos a esfuerzos de tensión, tendrá propiedades suplementarias de impacto según se describe en "AASHTO Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing". Los requerimientos adicionales se refieren a las propiedades de tenacidad y resiliencia del material que permiten que sea sometido a ciclos de carga, absorbiendo y regresando energía sin deformaciones permanentes. Estos requerimientos de impacto dependen del tipo de acero, tipo de construcción, tipo de unión (soldada o remachada) y el promedio mínimo de temperatura de servicio a la cual la estructura estará sujeta.

Los aceros serán de resiliencia garantizada y se podrán usar aceros equivalentes siempre y cuando sean de resiliencia certificada, o ésta sea homologada con ensayos de probeta Charpy, con probetas según ASTM E23-96 y frecuencia de ensayos según ASTM A673-95. La temperatura a la cual se deben realizar los ensayos y los valores mínimos que deben cumplir se encuentran en la Especificación ASTM A709/A709M - 97A para las tres zonas de temperatura definidas en la Tabla 10.3.3A de la Norma AASHTO que, expresada en grados Celsius, se transcribe en la Tabla 3.1003.801.A.

TABLA 3.1003.801.A
DESIGNACIÓN DE ZONAS DE TEMPERATURAS PARA
ENSAYES DE PROBETA CHARPY

Designación de Zona	Temperatura Mínima de Servicio	
	° F	° C
1	0°F y superior	-18°C y superior
2	-1°F a -30°F	-19°C a -34°C
3	31°F a -60°F	35°C a -51°C

Las secciones plegadas solo podrán fabricarse con acero cuya ductilidad para ser plegados sea garantizada de fábrica.

Los perfiles de acero estructural de origen extranjero se denominarán de acuerdo a los estándares del país de origen, indicando la norma que rige la denominación del perfil y sus propiedades físico químicas.

Es obligatorio que los aceros y perfiles provenientes del extranjero consten con los certificados de homologación a los requerimientos de la Norma AASHTO. En caso de que no cuenten con estos certificados, la homologación deberá hacerse en laboratorios nacionales reconocidos por la Dirección de Vialidad.

Se utilizarán aceros estructurales con denominación según norma chilena NCh, en espesores mayores a 5 mm, según la definición siguiente:

Acero laminado en caliente (estructural soldable), con designación A240ES, A270ES y A345ES, según NCh 203/217, o aceros autopatinables según ASTM A242. Las propiedades y características mecánicas de estos materiales se establecen en norma NCh 427.

Los perfiles chilenos de acero estructural se denominarán de acuerdo con el "Manual de Diseño para Estructuras de Acero" del Instituto Chileno del Acero (ICHA), con el objeto de facilitar la estimación del peso total de las estructuras.

El Capítulo 4.600 Puentes y Pasarelas del Volumen N° 4 "Plano de Obras Tipo" del Manual de Carreteras, considera el uso de aceros estructurales con denominación según norma chilena NCh 203 para el diseño de varios proyectos tipos, ya aprobados por la Dirección de Vialidad.

3.1003.802 Espesores Mínimos. Los espesores mínimos del metal se especifican en el Artículo 10.8 de la Norma AASHTO. No obstante lo anterior, se deberán respetar los siguientes espesores mínimos en los elementos que se detallan a continuación:

Elemento	Puentes y Viaductos (mm)	Pasarelas Peatonales (mm)
- Alma, Alas de Vigas Tipo IN en Vigas Principales	12	10
- Platabandas de Refuerzo de Vigas Tipo IN en Vigas Principales	10	8
- Atiesadores de Carga	10	8
- Atiesadores de Rigidez	8	5
- Arriostramientos	8	5
- Conectores de Corte Tipo C	5	5
- Resto de Elementos Principales	5	5
- Elementos Secundarios	4	3

3.1003.803 Conectores de Corte. En vigas de puentes, pasos desnivelados y pasarelas sólo se aceptarán Conectores de corte del tipo Canal o Espárragos (Stud). Su diseño se regirá por lo establecido en el Artículo 10.38.2 de la Norma AASHTO Standard. Cuando se utilice la norma AASTHO LRFD, el diseño se regirá por lo establecido en los Artículos 6.4.4, Stud Shear Connectors, y 6.10.6.4, Shear Connectors, de la Sección 6,

Steel Structures.

3.1003.804 Diseño de Soldaduras. El diseño de las soldaduras de vigas y estructuras metálicas deberá ceñirse a lo especificado en el Artículo 10.23 de la Norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges. Si se utiliza la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, el diseño debe ceñirse a especificado en el Artículo 6.13.3, Welded Connections, de la Sección 6, Steel Structures. Además, el diseño de las soldaduras deberá realizarse de acuerdo con lo especificado en la Norma AWS D 1.5, Bridge Welding Code.

3.1003.805 Secciones Compuestas en Vigas de Acero Continuas. El diseño de las secciones en las zonas de momentos positivos en vigas de luces continuas no difiere del diseño en tramos simplemente apoyados y deberán considerarse como sección compuesta. En las zonas de flexión negativa, las barras de refuerzo paralelas a la viga de acero y dentro del ancho efectivo de la losa se usarán para calcular las propiedades de la sección compuesta. Las barras deben anclarse apropiadamente en la región de momento positivo (ver Artículo 10.38.4.2 de la Norma AASHTO). Para transferir la fuerza de las barras de refuerzo a la viga de acero deben incluirse conectores de corte entre el apoyo interior y cada punto de inflexión adyacente. La fuerza horizontal que debe transferirse se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$V_h = \frac{A_{sr} \cdot f_{yr}}{2} \quad (\text{ec. 3.1003.805.1})$$

en que: A_{sr} = Área total de barras de refuerzo

f_{yr} = Resistencia a la fluencia de las barras de refuerzo

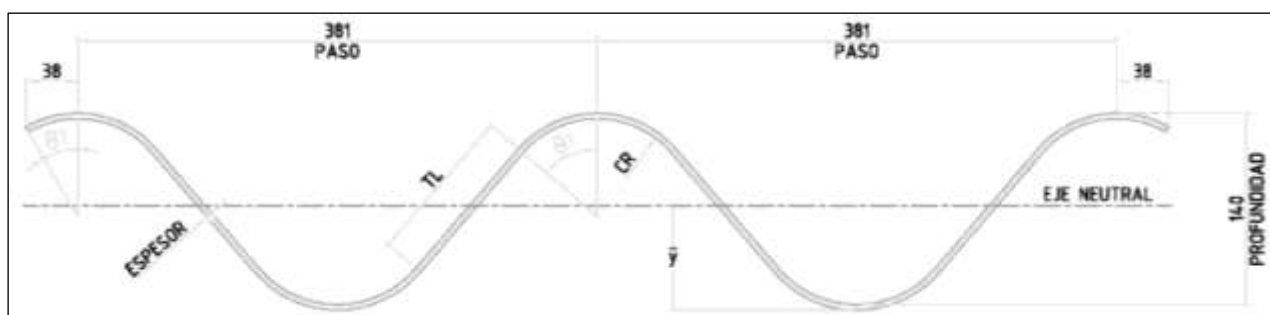
Los conectores de cortante en la zona de momento negativo pueden espaciarse uniformemente entre el punto de momento máximo negativo y los puntos de momento nulo.

3.1003.806 Verificación a la Fatiga. Los tableros con vigas metálicas y vigas cajón metálicas deben ser verificados a la fatiga. Se aceptará la metodología propuesta en el Art. 6.6 de la Norma AASHTO LRFD.

3.1003.9 ACERO ESTRUCTURAL DE CORRUGACIÓN PROFUNDA

Se entiende por corrugación profunda aquella cuya ondulación tiene profundidad de corrugación mayor que 120 mm, como por ejemplo, la indicada en la Figura 3.1003.9.A.

**FIGURA 3.1003.9.A
EJEMPLO DE CORRUGACIÓN PROFUNDA (381 X 140 mm)**



El acero estructural de corrugación profunda puede ser empleado en estructuras de puentes, pasos bajo nivel y sobre nivel, túneles excavados en suelo, y similares. Estas estructuras deberán ser diseñadas y especificadas de acuerdo con AASHTO LRFD Bridge Design Specification - Section 12. Los requerimientos para el diseño sísmico deberán ser aprobados por la Dirección de Vialidad.

3.1003.10 APOYOS ELASTOMÉRICOS

En la Sección 14 de la Norma AASHTO se entregan las disposiciones y criterios de diseño para los apoyos elastoméricos en puentes y obras afines. Estas disposiciones deberán ser respetadas en su totalidad en los diseños desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

3.1003.1001 Ensayes de los Materiales. Las placas elastoméricas deberán ser ensayadas ciñéndose a lo especificado en las Especificaciones Técnicas Generales de Construcción del MC-V5.

3.1003.1002 Módulo de Corte G de las Placas. En las placas de apoyo de neopreno se deberán utilizar los siguientes valores para el módulo de corte G:

- Estado de Carga Sísmico: 13 kgf/cm².
- Estado de Carga Estático: 10 kgf/cm².

Estos valores deberán ser especificados en planos, además de los de dureza. Valores distintos deberán justificarse con ensayos ejecutados en laboratorios reconocidos, aprobados por la Dirección de Vialidad.

3.1003.1003 Recubrimiento Lateral de los Refuerzos. Los apoyos elastoméricos deberán tener un recubrimiento lateral de 5 mm como mínimo.

3.1003.1004 Deformación Lateral Máxima Admisible. La deformación lateral para la condición sísmica, más 50% de la deformación por temperatura, no deberá superar 100% de la altura del neopreno de la placa de apoyo. Otros valores para la deformación máxima se aceptarán sólo si se justifican con ensayos ejecutados en laboratorios reconocidos, aprobados por la Dirección de Vialidad.

SECCION 3.1004 DISEÑO SISMICO

3.1004.1 INTRODUCCION

3.1004.101 Objetivo, Principios e Hipótesis Básicas. Estas especificaciones establecen las recomendaciones de diseño sísmico de puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas peatonales, con tramos con luces libres no mayores de 70 m (estructuras menores y medianas) para evitar su daño sísmico. Su alcance no se refiere a puentes de grandes luces sobre 70 m (estructuras mayores) y con tipologías especiales tales como puentes en arco, atirantados, colgantes, etc.

Los movimientos sísmicos y las fuerzas sísmicas indicadas en esta especificación están basadas en una probabilidad de no excedencia de 90% durante la vida útil de un puente o pasarela, estimada en 50 años, lo que es equivalente a un periodo de retorno medio de 475 años.⁶

Los puentes y sus componentes que son diseñados para resistir estas fuerzas y que son construidos de acuerdo con los detalles de diseño indicados en estas especificaciones pueden sufrir daño, pero tienen una muy baja probabilidad de colapsar debido a la acción sísmica.

Estas especificaciones, aplicadas en conjunto con las normas de diseño específicas para cada material, están orientadas a lograr estructuras que:

- (a) Resistan sin daño, en el rango elástico, movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- (b) Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- (c) Aunque presenten daños eviten su colapso total o parcial durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Dentro de lo posible, el daño que ocurriera debería presentarse en zonas en que puede ser detectado rápidamente y de fácil acceso para su inspección y reparación. El riesgo de vida humana en estos casos debe ser mínimo, no aceptándose como principio general.

Estas especificaciones son aplicables a todo el territorio de Chile. El peligro sísmico varía en el país de norte a sur, razón por la cual, para objetivos de diseño, se han definido tres Categorías de Comportamiento Sísmico (CCS) en base a la aceleración efectiva máxima del suelo A_0 del lugar y a un coeficiente de importancia del puente (CI).

La aceleración efectiva máxima A_0 se determina a partir del mapa de zonificación sísmica que se incluye.

El coeficiente de importancia del puente depende de un criterio de línea vital para el conjunto puente-camino. Como consecuencia de ello un puente intermedio con carácter de esencial deberá funcionar durante y después de un terremoto. Un puente será definido como esencial sobre la base de aspectos tanto económicos, como sociales, de mitigación del desastre sísmico y de defensa.

3.1004.102 Antecedentes. Estas disposiciones están inspiradas en el satisfactorio comportamiento que tuvieron los puentes diseñados según la práctica chilena durante el terremoto de carácter subductivo compresional de la zona central de Chile del 3 de marzo de 1985 de magnitud de Richter 7.8.⁷

En consecuencia, los métodos de análisis y de diseño que recomiendan estas especificaciones corresponden al ambiente sismogénico esencialmente subductivo propio de la placa de Nazca, que abarca a Chile de Arica a la latitud de la Península de Taitao. Sin embargo, ellas también cubren los casos de sismicidad cortical de carácter superficial que se presentan al Sur de la Península de Taitao y en otras zonas del país.

⁶ Los niveles de fuerzas elásticas tienen una probabilidad de no excedencia de 90% para una vida útil económica de 50 años. Sin embargo, los niveles de fuerzas elásticas de diseño por sí solas no determinan el riesgo sísmico, el riesgo es influenciado además por las prácticas de diseño y procedimiento de análisis considerados en conjunto con las demandas sísmicas de los movimientos sísmicos de diseño. El periodo de retorno medio de 475 años es igual al considerado por la Norma AASHTO 2002.

⁷ "The Chile Earthquake of March 3, 1985. Damage to Bridges and Highways". Earthquake Spectra, Vol. 2. N°2. Chapter 6, pp. 411-427, February 1986.

La comparación de la capacidad destructiva de los movimientos sísmicos de zonas de transcurción (EEUU) y subducción (Chile) se indican en la Sección 9 de la publicación *Saragoni (1981)*⁸.

El ambiente sísmico subductivo no es considerado en detalle por las normas norteamericanas y es así indicado claramente en la norma UBC 97 Tabla 16-U. Nota 1.

Especial tratamiento se hace en estas disposiciones a la alta probabilidad de ocurrencia simultánea de eventos sísmicos extremos con socavación extrema, debido al carácter de torrente de los ríos en gran parte de Chile.

La socavación extrema si bien es un evento de baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil del puente, una vez ocurrida, ella será conservada por el río, pues no se recupera el nivel de empotramiento original, de tal suerte que cuando ocurra el sismo extremo existe una alta probabilidad de encontrar el puente socavado. Por este motivo esta característica será siempre condicionante del diseño sísmico y la evaluación de la socavación para esta condición será crítica.

3.1004.2 SIMBOLOGIA

La simbología correspondiente a la Sección 3.1004 Diseño Sísmico es la siguiente:

a_0	=	aceleración máxima del suelo
A_0	=	aceleración efectiva máxima del suelo
A_0'	=	coeficiente de aceleración efectiva máxima A_0/g
B	=	boyante
CI	=	clasificación por importancia
CCS	=	categorías de comportamiento sísmico
D	=	peso muerto
E	=	empuje de tierra
E_c	=	módulo de Young de la cepa o pila.
EQM	=	fuerzas sísmicas elásticas para el Estado de Carga I o Estado de Carga II modificadas dividiendo por el correspondiente factor R
EQF	=	fuerzas sísmicas elásticas para el estado de carga I o estado de carga II divididas por un factor $R=1$
g	=	aceleración de gravedad ($=9,8 \text{ m/s}^2$).
H	=	altura de la cepa o pila en m según Numeral 3.1004.309(2) o altura de estribos, cepas y rótulas según Numeral 3.1004.315.
I	=	momento de Inercia de la cepa o pila en la dirección considerada.
K_1	=	coeficiente de importancia cuyo valor varía según el Coeficiente de Importancia (CI) y se define en Tabla 3.1004.309(1).A
K_2	=	constante definida en Tabla 3.1004.309(2).A para el coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y el espectro de aceleración de diseño y el cual depende del tipo de suelo.
K_h	=	coeficiente sísmico horizontal
K_v	=	coeficiente sísmico vertical
L	=	longitud en metros del tablero del puente a la próxima junta de expansión o al extremo del tablero del puente.

⁸ *Saragoni, R.* "Influencia de la Aceleración Máxima, Duración y Contenido de Frecuencias en los Daños Producidos por los Terremotos", Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, N° 144, pp. 15-32, Marzo-Abril, 1981, Madrid, España

N	=	largo de apoyo mínimo de los extremos de las vigas
PSS	=	peligro de socavación sísmica
P	=	peso total
R	=	factor de modificación de respuesta
r	=	razón de períodos modales T_i/T_j
S	=	coeficiente de suelo definido en Tabla 3.1004.308.A
SF	=	fuerza debido al escurrimiento
S_i	=	valores máximos modales
T_n	=	período fundamental de vibrar en segundos del sistema formado por la infraestructura y la sección de la superestructura a la que sirve de apoyo.
T_1	=	período que limita el rango del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y el espectro de aceleración absoluta.
T_i	=	período del modo
V_s	=	velocidad de propagación de onda de corte del suelo
W_p	=	peso de la cepa o pila.
W_u	=	peso de la sección de la superestructura que es apoyada por la infraestructura la cual es considerada en el análisis.
α	=	ángulo de esviaje de los apoyos medidos en grados a partir de una línea perpendicular a la luz
ξ	=	razón amortiguamiento uniforme para todos los modos de vibrar, que debe tomarse igual a 0,05
ρ_{ij}	=	coeficiente de acoplamiento modal

3.1004.3 REQUERIMIENTOS GENERALES.

3.1004.301 Alcance. Estas especificaciones establecen requisitos sísmicos mínimos para el diseño de puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas peatonales. Ellas se aplican a estructuras menores y medianas con tramos conformados por vigas de acero y concreto cuyas luces libres no excedan de 70 metros. En consecuencia ellas no son aplicables a puentes mayores con grandes luces y con tipologías estructurales especiales tales como puentes colgantes, atirantados o en arco.

3.1004.302 Aceleración Efectiva Máxima del Suelo (A_0). Los valores de la aceleración efectiva máxima del suelo corresponde a valores teóricos que, siendo menores que la aceleración máxima del suelo que se mide con los acelerógrafos durante los terremotos, permite construir espectros elásticos de diseño, calibrados por el comportamiento sísmico observado de las estructuras en los grandes sismos.

La aceleración efectiva máxima del suelo A_0 se determina de la Tabla 3.1004.302.A de acuerdo con la zonificación sísmica de Chile indicada en el Numeral 3.1004.304. Esta zonificación es igual a la considerada por la norma NCh 433, Diseño Sísmico de Edificios.

La fracción de la aceleración de gravedad g de la Aceleración Efectiva Máxima A_0 se denomina Coeficiente de Aceleración Efectiva Máxima, A'_0 ; éste es un coeficiente adimensional determinado de acuerdo a la expresión $A'_0 = A_0 / g$

TABLA 3.1004.302.A
VALOR DE ACELERACION EFECTIVA MAXIMA A_0 Y
COEFICIENTE DE ACELERACION EFECTIVA MAXIMA A'_0

Zona Sísmica	A_0	A'_0
1	0,20 g	0,20
2	0,30 g	0,30
3	0,40 g	0,40

Las fuerzas obtenidas a partir de estas aceleraciones efectivas máximas tienen una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, lo cual corresponde a un período de retorno aproximado de 475 años.

3.1004.303 Aceleración Máxima del Suelo (a_0). La aceleración máxima del suelo corresponde al valor promedio que miden los acelerógrafos en suelo duro que tienen una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, lo cual corresponde a un período de retorno aproximado de 475 años.

La aceleración máxima del suelo a_0 se determina de la Tabla 3.1004.303.A, de acuerdo con la zonificación sísmica de Chile indicado en el Numeral 3.1004.304

TABLA 3.1004.303.A
VALOR DE ACELERACION MAXIMA DEL SUELO a_0
COMPARACION CON VALOR ACELERACION
EFECTIVA MAXIMA A_0 .

Zona Sísmica	a_0	A_0
1	0,30g	0,20g
2	0,40g	0,30g
3	0,50g	0,40g

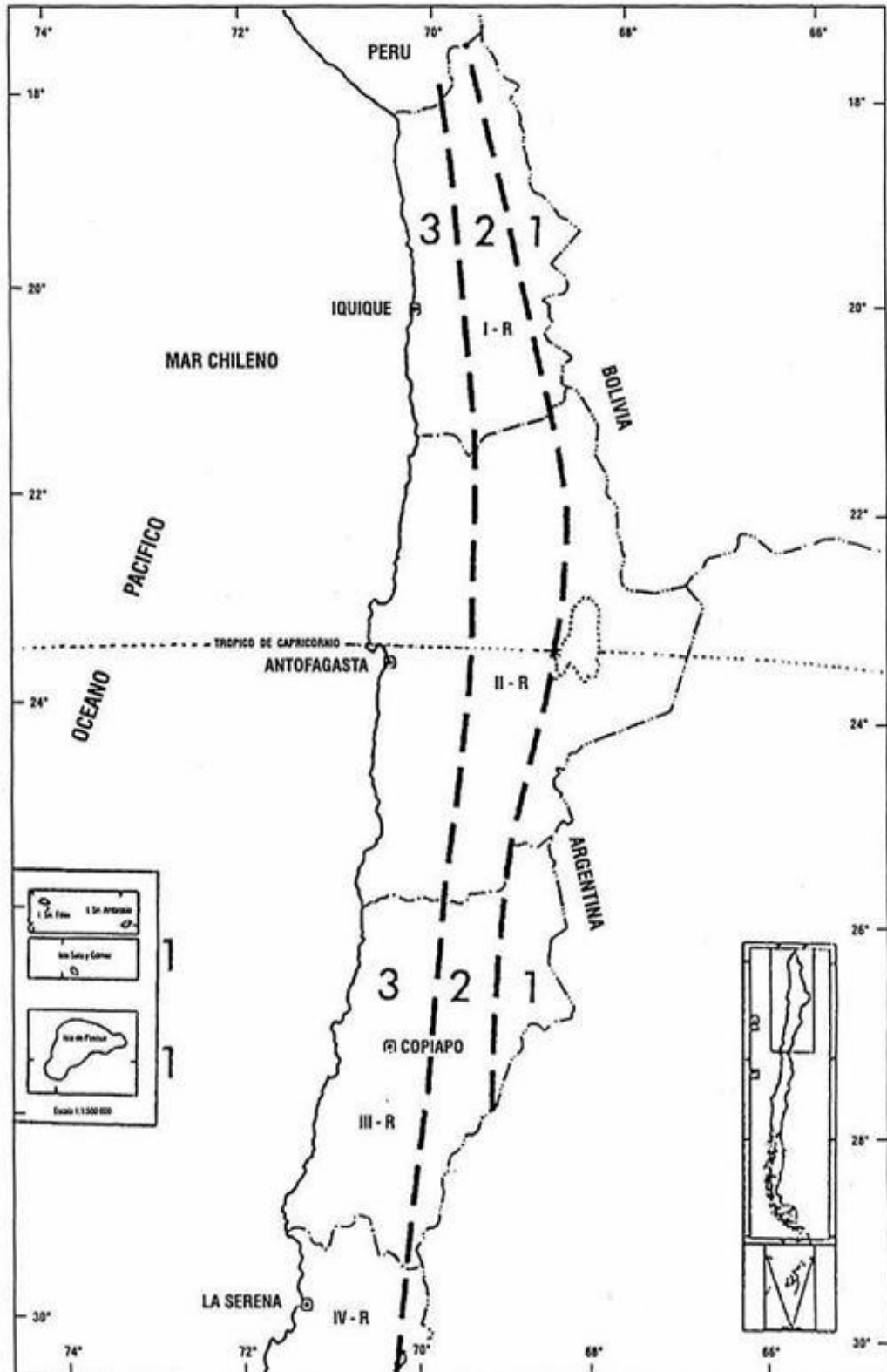
Los valores de aceleración máxima a_0 para suelos diferentes de suelos duros pueden obtenerse multiplicando por el factor de amplificación de suelo S de la Tabla 3.1004.308.A.

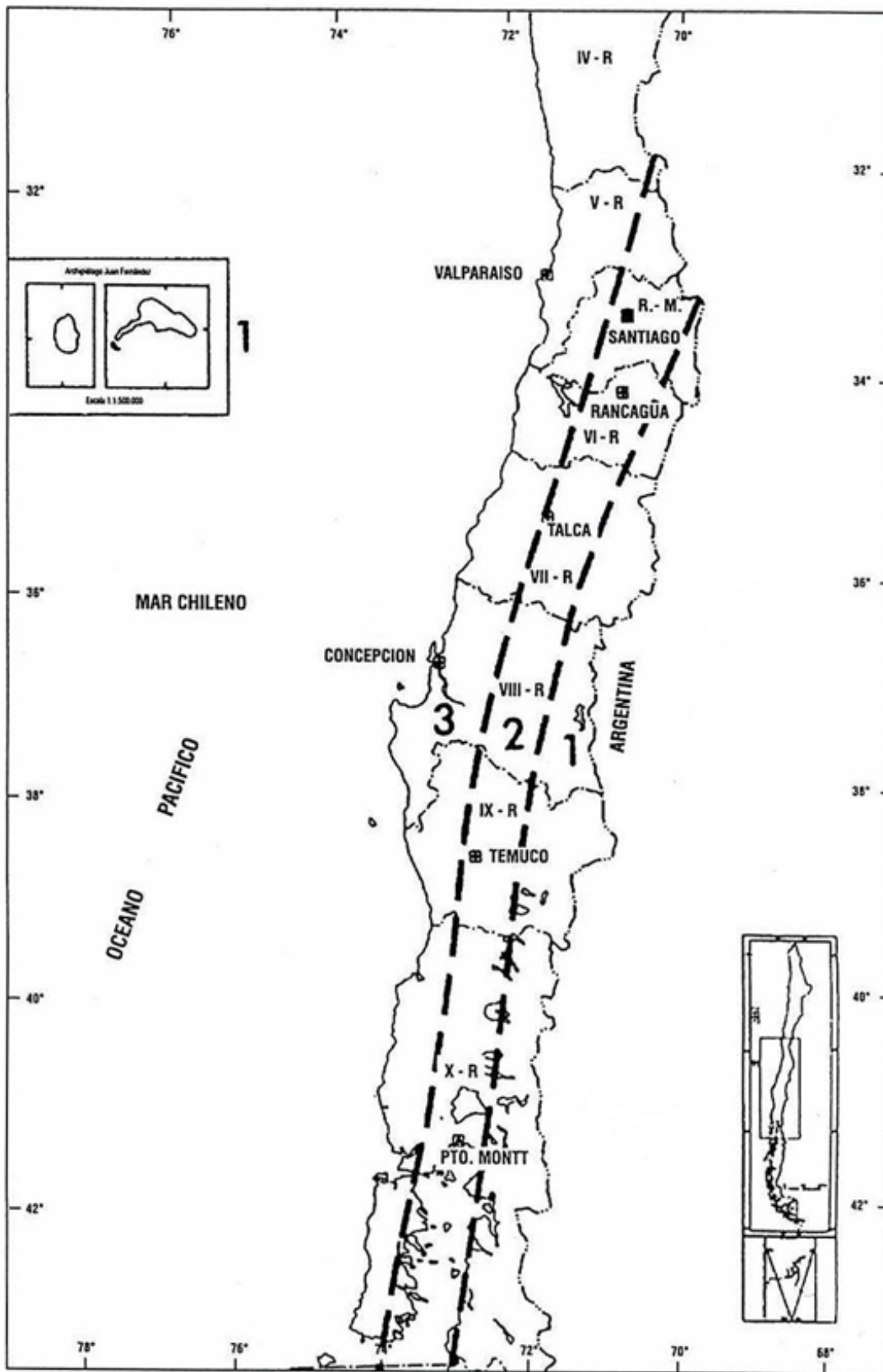
3.1004.304 Zonificación Sísmica. Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, zona 1, 2 y 3 cuyos valores van en aumento con el peligro sísmico. Ellas se indican en las Láminas 3.1004.304A, 3.1004.304B, y 3.1004.304C. Para la zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX y Metropolitana, debe prevalecer la zonificación basada en división política por comunas que se indica en la Tabla 3.1004.304.A.

3.1004.305 Clasificación Por Importancia. Un coeficiente de importancia (CI) que será calificado por la Dirección de Vialidad, deberá ser considerado para los puentes, pasos desnivelados y pasarelas ubicados en las zonas sísmicas 2 y 3, de acuerdo con el siguiente criterio:

Puentes y Estructuras Esenciales
Otros Puentes y Estructuras

CI = I
CI = II





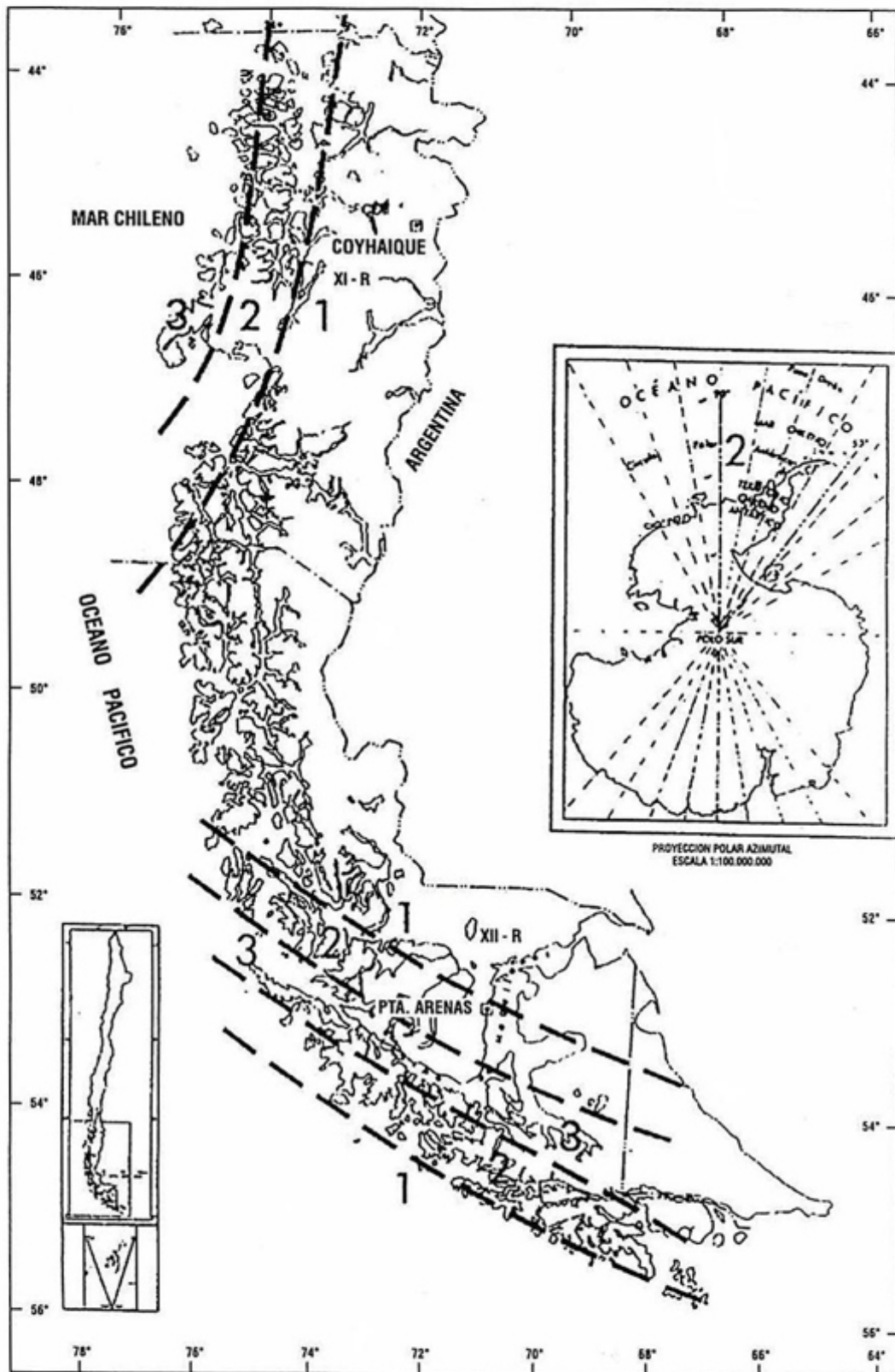


TABLA 3.1004.304.A
ZONIFICACION SISMICA POR COMUNAS PARA LAS REGIONES CUARTA A NOVENA

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
4 ^a	Andacollo Combarbalá Coquimbo Illapel La Higuera La Serena Los Vilos Mincha Monte Patria Ovalle Paiguano Punitaqui Río Hurtado Salamanca Vicuña		
5 ^a	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llayllay Nogales Olmué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

(Continúa)

TABLA 3.1004.304.A
ZONIFICACION SISMICA POR COMUNAS PARA LAS REGIONES CUARTA A NOVENA

(Continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropolitana	Alhué Curacaví El Monte Lampa María Pinto Melipilla San Pedro Tiltil	Buin Calera de Tango Cerrillos Cerro Navia Colina Conchalí El Bosque Estación Central Huechuraba Independencia Isla de Maipo La Cisterna La Florida La Granja La Pintana La Reina Las Condes Lo Barnechea Lo Espejo Lo Prado Macul Maipú Ñuñoa Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflor Peñalolén Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo San Miguel San Ramón Santiago Talagante Vitacura	

(Continúa)

TABLA 3.1004.304.A
ZONIFICACION SISMICA POR COMUNAS PARA LAS REGIONES CUARTA A NOVENA

(Continuación)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
6ª	La Estrella Las Cabras Litueche Lolol Marchigüe Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz	Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Rengo Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua	
7ª	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualañé Licantén Maule Pelluhue Pencahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente Teno Villa Alegre Yerbas Buenas	

(Continúa)

TABLA 3.1004.304.A
ZONIFICACION SISMICA POR COMUNAS PARA LAS REGIONES CUARTA A NOVENA

(Conclusión)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
8ª	Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chillán Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Penco Portezuelo Quillón Quirihue Ranquil San Carlos San Nicolás San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Treguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Angeles Mulchén Ñiquén Pemuco Pinto Quilaco Quilleco San Fabián San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	
9ª	Angol Carahue Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautín Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufquén Temuco Victoria Vilcún Villarrica	Curarrehue Lomquimay Melipeuco Pucón

3.1004.306 Peligro de Socavación Sísmica (PSS) para el Diseño Sísmico. El grado de peligro de socavación sísmica (PSS) corresponde al nivel de socavación remanente después de ocurrida la socavación máxima, y se expresa como % de ésta última.

El nivel de socavación remanente es particularmente importante en sistemas hidráulicos de torrente no considerados por la norma AASHTO.

Los grados de Peligro de Socavación Sísmica (PSS) que deben considerarse en el diseño sísmico de los puentes y estructuras afines serán los indicados en la Tabla 3.1004.306.A, considerando que el peligro de socavación sísmica 0 corresponde a estructuras que no están sometidas a este fenómeno, tales como pasos desnivelados, pasarelas urbanas, etc.

**TABLA 3.1004.306.A
PELIGRO DE SOCAVACION SISMICA (PSS)**

Peligro de Socavación Sísmica	% Socavación Total a Considerar en el Diseño	$\frac{\text{Socavación Total para } T = 25 \text{ años}}{\text{Socavación Total para } T \text{ de Diseño}} \cdot 100$
0	0	0
1	75	≤ 75
2	100	$> 75 \text{ y } \leq 100$

La Socavación Total considerada de la Tabla 3.1004.306.A corresponde a la socavación total (general más local) determinada para los períodos de retorno de diseño establecidos en la Tabla 3.1002.302.A.

Para establecer el grado de peligro de socavación sísmica (PSS) se deberá calcular, conforme se señala en el Numeral 3.1002.308 de la presente Sección, el nivel de socavación total estimado para un período de retorno de 25 años. Según el porcentaje que representa dicha socavación total estimada, de la socavación máxima determinada para el período de diseño, en la Tabla 3.1004.306.A se determinará el peligro de socavación sísmica PSS y el porcentaje de la socavación máxima a considerar en el diseño.

La Dirección de Vialidad podrá, en casos debidamente justificados, considerar socavaciones de diseño sísmico inferiores a los indicados en la Tabla 3.1004.306.A, pero en ningún caso, inferiores a 50% de la Socavación Total.

3.1004.307 Categorías de Comportamiento Sísmico. A cada puente o pasarela se le asignará una de las siguientes cuatro Categorías de Comportamiento Sísmico (CCS) de la a a la d, basado en la aceleración efectiva máxima (A_o), el Peligro de Socavación (PSS) y la Clasificación por Importancia (CI), tal como señala en la Tabla 3.1004.307.A.

TABLA 3.1004.307.A
CATEGORIAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO (CCS)

Aceleración Efectiva Máxima A_0	Peligro de Socavación	Clasificación por Importancia	
		I	II
0,20g	0	a	a
	1	b	a
	2	b	b
0,30g	0	b	a
	1	c	b
	2	d	c
0,40g	0	c	b
	1	d	c
	2	d	d

3.1004.308 Efecto del Suelo. Los efectos del comportamiento dinámico del suelo de fundación de pasos menores, pasarelas y puentes intermedios durante sismos será determinado empleando un coeficiente de Suelo (S) que depende del tipo de perfil de suelo definido en la Tabla 3.1004.308.B.

Los coeficientes de suelo (S) permiten incorporar el efecto del suelo en los coeficientes sísmicos y espectros de diseño. Sus valores se indican en la Tabla 3.1004.308.A

TABLA 3.1004.308.A
COEFICIENTE DEL SUELO (S)

Tipo de Suelo	S
I	0,9
II	1,0
III	1,2
IV	1,3

TABLA 3.1004.308.B
DEFINICION DE LOS TIPOS DE SUELOS DE FUNDACION
(SOLO PARA SER USADA CON LA TABLA 3.1004.308.A)

Tipo de Suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural, con velocidad de propagación de onda de corte v_s in-situ igual o mayor que 800m/s, o bien resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.</p> <p>Si el espesor de la roca es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente a la roca.</p>
II	<p>Suelo con velocidad de propagación de onda de corte v_s in situ igual o mayor que 400 m/s en los 10m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³ o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado, o bien:</p> <p>Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior a 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_μ igual o mayor que 0.10 MPa (resistencia a la compresión simple q_μ igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser de 20 m.</p> <p>Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I. Si el espesor del suelo tipo II sobre suelo tipo III o IV es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente, esto es tipo III o tipo IV, según corresponda.</p>
III	<p>Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55% y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa; o bien, Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>Suelo cohesivo con S_μ comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_μ entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II. Si el espesor del suelo III sobre suelo IV es inferior a 25 m, se clasificará como tipo IV.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con S_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.</p>

3.1004.309 Métodos de Análisis. Para determinar las cargas sísmicas a ser usadas en el análisis elástico de los efectos sísmicos se describen a continuación cinco métodos:

- Método del Coeficiente Sísmico.
- Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la respuesta Estructural.
- Método Modal Espectral.
- Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico.
- Método de Análisis Lineal o no-Lineal en el Tiempo.

Los dos primeros métodos consideran coeficientes de respuesta sísmica y el tercero, un análisis modal espectral basado en un espectro de aceleración de diseño. Los últimos dos son métodos más rigurosos de análisis que podrán ser requeridos por la Dirección de Vialidad para puentes que considere estructuras críticas o para aquellas estructuras de geometría compleja o próximas a fallas geológicas activas superficiales (Las Melosas, Cajón del Maipo).

Los tres primeros métodos se refieren al análisis sísmico de la estructura de puentes tradicionales y estructuras afines, constituida por la superestructura e infraestructura, sin incluir los estribos, los cuales se consideran para estos efectos, sólo como apoyos. Los métodos de análisis consideran que la superestructura es libre de vibrar sísmicamente sobre los apoyos elastoméricos o similares de los estribos, sin restricciones significativas para los desplazamientos horizontales, considerando para esto las juntas de expansión adecuadas.

En el Numeral 3.1004.312 se entregan las disposiciones y recomendaciones generales de diseño sísmico para el análisis de los estribos de un puente o estructura afín, considerando las fuerzas de incremento sísmico de los empujes de tierra, las fuerzas inducidas por los efectos inerciales de los muros y la transferencia de fuerzas sísmicas de la superestructura. Se revisan en este Numeral las disposiciones referentes a estribos independientes auto-estables (gravitacionales o muros cantilever) y estribos monolíticos en los que existe continuidad entre el tablero y el estribo.

3.1004.309(1) Método del Coeficiente Sísmico. Este método se aplicará a pasarelas, pasos desnivelados y puentes simplemente apoyados de hasta dos tramos, con luces libres que no superen los 70 metros, en los cuales la diferencia de cotas entre la mesa de apoyo de la elevación de la infraestructura y el nivel de socavación considerado en el diseño (ver Numeral 3.1004.306), no supere los 12 metros, con curvaturas en planta que permitan su reemplazo por la poligonal de los tramos.

El coeficiente sísmico horizontal de diseño K_h se obtendrá de la siguiente fórmula, con un valor mínimo de 0,10.

$$K_h = K_1 \cdot S \cdot \frac{A_0}{2g} \geq 0,10 \quad (\text{ec. 3.1004.309(1).1})$$

- Donde K_1 = Coeficiente de importancia cuyo valor varía según el Coeficiente de Importancia (CI) y se define en Tabla 3.1004.309(1).A
 S = Coeficiente de suelo definido en Tabla 3.1004.308.A
 A_0 = Aceleración Efectiva Máxima definida en Tabla 3.1004.302.A

TABLA 3.1004.309(1).A
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA K_1 .

CI = I	$K_1 = 1,0$
CI = II	$K_1 = 0,8$

En este método los valores de los factores de modificación de respuesta (R) del Numeral 3.1004.310 serán todos iguales a 1,0.

El análisis se hará independientemente en dos direcciones ortogonales. Siendo ellas la longitudinal y transversal de la estructura tal como se indica en el Numeral 3.1004.313.

3.1004.309(2) Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural. El coeficiente sísmico especificado en esta sección será aplicable a puentes simplemente apoyados de más de dos tramos y puentes continuos, con luces libres que no superen los 70 metros, en los cuales la diferencia de cotas entre la mesa de apoyo de la elevación de la infraestructura y el nivel de socavación considerado en el diseño (ver Numeral 3.1004.306), no supere los 25 metros.

$$K_h(T_n) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 / g & T_n \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{g T_n^{2/3}} & T_1 < T_n \end{cases} \quad (\text{ec. 3.1004.309(2).1})$$

donde las constantes T_1 y K_2 están definidos en la Tabla 3.1004.309(2).A y el coeficiente K_1 en la Tabla 3.1004.309(1).A.

TABLA 3.1004.309(2).A
CONSTANTES ESPECTRALES T_1 Y K_2 .

Suelo Tipo	T_1 (seg)	K_2
I	0,20	0,513
II	0,30	0,672
III	0,70	1,182
IV	1,10	1,598

Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales de puentes, así como sus correspondientes conexiones serán obtenidas dividiendo por adecuados factores R de modificación de la respuesta, los valores de las fuerzas elásticas determinadas con el presente método. Los factores R se encuentran especificados en el Numeral 3.1004.310.

En el Numeral 3.1004.311 se establece el valor mínimo que deberá verificar el esfuerzo de corte basal total del puente, determinado con el coeficiente sísmico definido en el presente método. Si el corte basal total es inferior a ese límite mínimo, las solicitaciones de los elementos estructurales deberán amplificarse por un factor tal, que dicho esfuerzo de corte alcance el valor mínimo señalado.

El período fundamental T_n se determinará de acuerdo a las fórmulas de la Tabla 3.1004.309(2).B o empleando métodos conocidos más exactos, tal como el Método de Rayleigh.

TABLA 3.1004.309(2).B
PERIODOS FUNDAMENTALES DE PUENTES
FUNDADOS EN FORMA DIRECTA O SOBRE PILOTES

Tipo de Sistema Estructural	Dirección	Fórmula para el Período Fundamental Cepas de Hormigón Armado
Puentes simplemente apoyados	Longitudinal o Transversal(*)	$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3E_c I g}} H^3$
Puentes continuos con apoyos fijos sobre la infraestructura y que tienen estribos rígidos, a uno de los cuales el extremo de la superestructura está conectado con un apoyo fijo.	Transversal (*)	Cepa de Hormigón $T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3E_c I g}} H^3$
		Cepa de Acero $T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{4.5E_c I g}} H^3$
	Longitudinal	$T_n = \frac{\pi}{8} \sqrt{\frac{W_p}{E_c I g}} H^3$

(*) La fórmula no es aplicable para determinar el período fundamental en la dirección transversal, a cepas tipo marco con grupo de columnas.

Donde:

T_n = Período fundamental de vibrar en segundos del sistema formado por la infraestructura y la sección de la superestructura a la que sirve de apoyo.

W_p = Peso de la cepa o pila en tonf.

W_u = Peso de la sección de la superestructura en tonf que es apoyada por la infraestructura la cual es considerada en el análisis.

E_c = Módulo de Young de la cepa o pila en tonf/m².

I = Momento de Inercia de la cepa o pila en m⁴ en la dirección considerada.

H = Altura de la cepa o pila en m, medido entre la mesa de apoyo de la elevación y el nivel de socavación considerado en el diseño (ver Numeral 3.1004.306).

g = Aceleración de gravedad (=9,8 m/s²).

3.1004.309(3) Método Modal Espectral. Este método se aplicará a puentes altos simplemente apoyados y continuos, con tramos con luces libres no superiores a 70 metros y en los cuales la diferencia de cotas entre la mesa de apoyo de la elevación de la infraestructura y el nivel de socavación considerado en el diseño (ver Numeral 3.1004.306), no supere los 50 m.

Este método podrá también aplicarse a los casos indicados en los Números 3.1004.309.(1) y 3.1004.309 (2) si se estima adecuado.

El valor espectral de aceleración absoluta correspondiente al modo "m", $S_a(T_m)$, se obtendrá del siguiente espectro de aceleración de diseño:

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 & T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{T_m^{2/3}} & T_1 < T_m \end{cases} \quad (\text{ec. 3.1004.309(3).1})$$

donde T_m es el período del modo m, K_1 esta definido en la Tabla 3.1004.309(1).A y T_1 y K_2 en la Tabla 3.1004.309(2).A.

Los desplazamientos, rotaciones y las solicitaciones de cada elemento estructural deberán calcularse para cada dirección longitudinal y transversal del puente, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar.

La superposición de los valores máximos modales S_i deben hacerse mediante la expresión:

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} S_i S_j} \quad (\text{ec. 3.1004.309(3).2})$$

en que las sumas \sum_i y \sum_j son sobre los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} deben determinarse de acuerdo a la siguiente expresión.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)} \quad r = \frac{T_i}{T_j} \leq 1.0 \quad (\text{ec. 3.1004.309(3).3})$$

donde:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

T_i y T_j periodos modales

ξ = razón amortiguamiento uniforme para todos los modos de vibrar, que debe tomarse igual a 0,05

Se incluirá en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes, para que en cada una de las dos direcciones de análisis sísmico, sea mayor o igual a 90% de la masa total.

Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales de puentes, así como sus correspondientes conexiones serán obtenidas dividiendo por adecuados factores R de modificación de la respuesta, los valores de las fuerzas elásticas determinadas con el presente método. Los factores R se encuentran especificados en el Numeral 3.1004.310.

En el Numeral 3.1004.311 se establece el valor mínimo que deberá verificar, en el presente método, el esfuerzo resultante del corte basal total del puente. Si éste es inferior a ese límite mínimo, las solicitaciones de los elementos estructurales deberán amplificarse por un factor tal, que dicho esfuerzo de corte alcance el valor mínimo señalado.

3.1004.309(4) Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico. La Dirección de Vialidad, para puentes que considere especiales, podrá solicitar el análisis sísmico de puente considerando el método modal espectral, en que el espectro de diseño a considerar es el resultado de un estudio de riesgo sísmico específico para el lugar de emplazamiento del puente.

3.1004.309(5) Método de Análisis Lineal o no-Lineal en el Tiempo. En casos especiales, en particular aquellos diseños que consideren aisladores o disipadores sísmicos, la Dirección de Vialidad podrá solicitar análisis sísmicos especiales, en el tiempo, considerando acelerogramas artificiales ad-hoc al riesgo sísmico y características del suelo del lugar de emplazamiento del puente. El análisis puede ser lineal o no-lineal dependiendo del caso considerado.

3.1004.310 Factores de Modificación de Respuesta (R). Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales de puentes, así como sus correspondientes conexiones serán obtenidas dividiendo los valores de las fuerzas básicas elásticas por adecuados factores de modificación de respuesta (R). Los valores de los Factores R de Modificación de Respuesta para determinar las fuerzas de diseño sísmicas para

miembros individuales de puentes, fundaciones y sus correspondientes conexiones, se indican en la Tabla 3.1004.310.A.

Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados en Chile. El uso de los valores R deberá corresponder a un detallamiento adecuado del diseño sísmico tal que permita incursiones cíclicas no lineales y la formación de rótulas plásticas en los puntos considerados correspondientes a los niveles de ductilidad considerados.

Estos factores serán empleados solo en los métodos del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y en el método modal espectral.

3.1004.311 Limitación del Esfuerzo de Corte Basal. El corte basal total del puente se define como la suma de las reacciones horizontales elásticas establecidas según los métodos señalados en 3.1004.309(2) ó 3.1004.309(3), divididas por el correspondiente factor de modificación de respuesta (R) de las elevaciones, determinado según la Tabla 3.1004.310.A. El corte basal total no podrá ser inferior a los siguientes valores:

Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural:
$$0.25 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S \quad (\text{ec. 3.1004.311.1})$$

Método Modal Espectral:
$$0.20 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S \quad (\text{ec. 3.1004.311.2})$$

Donde:

P = peso total del puente.

**TABLA 3.1004.310.A
FACTORES DE MODIFICACION DE RESPUESTA (R)**

Elemento	R _L ¹	R _T ²
ELEVACIONES		
Cepa muro	3	2
Columna individual con dado de fundación	3	3
Múltiples columnas con dado de fundación	3	4
Columnas inclinadas con dado de fundación	3	2
Pila Pilote		
a. Individual	3	3
b. Conjunto vertical	3	4
c. Conjunto inclinado	3	2
FUNDACIONES³		
Directa	1	1
Batería de pilotes	1	1
Pila-pilote	1	1
Cajón o pila de fundación	1	1

Elemento	R_L^1	R_T^2
CONEXIONES ⁴		
Junta de dilatación	0,8	0,8
Placa apoyo	0,8	0,8
Llaves de corte	1	1
Placa Base	1	1

- 1 R_L : Factor R a utilizar en el eje longitudinal de la estructura.
- 2 R_T : Factor R a utilizar en el eje transversal de la estructura.
- 3 Para puentes clasificados con categoría de comportamiento sísmico CCS b, c o d, se recomienda diseñar las fundaciones para las fuerzas máximas que son capaces de desarrollar las rótulas plásticas de la columna o conjunto de columnas especificadas en 3.1004.6. Estas fuerzas son frecuentemente menores que las que se obtienen aplicando un factor R igual a 1.
- 4 Se define como conexiones todos aquellos elementos necesarios que transfieran fuerzas de corte o axial desde una componente estructural a otra. En general no se incluyen conexiones de momento, pero si se consideran apoyos y llaves de corte. Los factores R de esta Tabla se aplican únicamente a las fuerzas elásticas que actúan en las direcciones restringidas.

3.1004.312 Requerimientos de Diseño para Estribos. En el Numeral 7.4 de la División I-A de la Norma AASHTO se entregan los requerimientos para el diseño de los estribos de los puentes o estructuras afines, los que deberán ser respetados en su totalidad en los estudios desarrollados en Chile, considerando las modificaciones o complementos que se incluyen a continuación.

El diseño de los estribos deberá considerar las fuerzas de incremento sísmico de los empujes de tierra, las fuerzas inducidas por los efectos inerciales de los muros y en particular, el mecanismo de transferencia de las fuerzas sísmicas de la superestructura. Desde este último punto de vista, los estribos podrán ser independientes auto-estables o estribos monolíticos con la superestructura, en los cuales existe continuidad entre el tablero y el estribo.

3.1004.312(1) Estribos Independientes Auto-Estables. Los estribos independientes permiten que la superestructura se encuentre libre de vibrar sísmicamente sobre los apoyos elastoméricos o similares, sin restricciones significativas para los desplazamientos horizontales. El estribo en general se diseña para las reacciones elásticas transmitidas por la superestructura a los apoyos elastoméricos, las cuales se determinan por alguno de los métodos señalados en el Numeral 3.1004.309, con un factor de modificación de respuesta (R) igual a 1,0. La interacción suelo estructura y la determinación de la componente sísmica de los empujes de tierra se detallan en el Tópico 3.1003.4 de este Manual. Para estos estribos que permiten pequeños desplazamientos horizontales sin restricciones significativas, el método pseudo – estático de Mononobe – Okabe es recomendable, con un coeficiente sísmico igual a la mitad del coeficiente de aceleración efectiva máxima ($K_n = C_s = 0,5 \cdot A'_0$).

3.1004.312(2) Estribos Monolíticos. En estas estructuras el estribo se integra con la superestructura estableciendo un nudo rígido entre los muros del estribo y la losa y vigas de la superestructura. En ciertas estructuras esta continuidad se establece entre la losa del tablero y el muro espaldar de los estribos. En estos casos, el mecanismo de transferencia de las fuerzas sísmicas de la superestructura al estribo dependerá de la rigidez de éste. La relación fuerza–desplazamiento en un estribo de un puente es un problema no lineal complejo que depende del diseño del estribo. En el numeral C6.4.3(B), C7.4.3(B) y C7.4.5 de los comentarios de la Sección 6 y Sección 7 de la División I-A de la Norma AASHTO, se establece un procedimiento que puede ser

aplicado al método modal espectral descrito en el Numeral 3.1004.309 (3), para obtener una solución iterativa del problema. En estos estribos, la máxima presión de tierras que puede actuar sobre los muros de la estructura, puede asumirse que es igual a la máxima fuerza sísmica longitudinal que puede transferir la superestructura al estribo. El estribo deberá diseñarse para resistir la máxima presión pasiva que sea capaz de movilizar el relleno posterior del estribo, el que será tanto mayor cuanto mayor sea la fuerza sísmica que transfiera al estribo la superestructura. En el caso de estructuras enterradas tipo marco o cajón, en el Tópico 3.1003.5 se establece un modelo cinemático para determinar la componente sísmica del empuje. Este modelo también es aplicable a pasos desnivelados estructurados como puentes, en los cuales el tablero actúa como puntal, en la dirección longitudinal.

3.1004.313 Determinación de las Fuerzas y Desplazamientos Elásticos. Para los puentes y pasarelas clasificados en categoría de comportamiento sísmico c y d las fuerzas y desplazamientos elásticos se determinarán independientemente en dos ejes perpendiculares. Las fuerzas resultantes serán combinadas de acuerdo con lo indicado en el Numeral 3.1004.314. Típicamente los ejes perpendiculares son el eje longitudinal y transversal del puente, pero la elección definitiva se deja a criterio del diseñador. En el caso de puentes curvos el eje longitudinal puede considerarse como la cuerda que une los dos estribos.

3.1004.314 Criterio de Combinación para las Fuerzas Sísmicas Ortogonales. Se considerará una combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales para tomar en cuenta tanto la incertidumbre en la dirección del movimiento sísmico, así como, la ocurrencia simultánea de valores máximos en dos direcciones horizontales perpendiculares. Las fuerzas y momentos sísmicos elásticos resultantes del análisis en dos ejes perpendiculares indicados en el Numeral 3.1004.309 deberán combinarse considerando los dos siguientes estados de carga:

Estado de Carga I: Las fuerzas y momentos sísmicos para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100 por ciento del valor absoluto de las fuerzas y momentos elásticos resultante del análisis en una de las direcciones perpendiculares (longitudinal) al 30 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal). NOTA: se usan los valores absolutos en atención a que las fuerzas sísmicas pueden ser positivas o negativas.

Estado de Carga II: Las fuerzas y momentos sísmicos para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal) al 30 por ciento del valor absoluto de las correspondientes fuerzas y momentos elásticos de los elementos resultantes del análisis en la primera dirección perpendicular (longitudinal).

3.1004.315 Largo de Apoyo Mínimo. Todos los puentes independientes de su categoría de comportamiento sísmico (CCS), deberán cumplir con los requerimientos de largo de apoyo mínimo de los extremos de todas las vigas. Los valores mínimos de los largos de apoyos son según la categoría de comportamiento sísmico las siguientes:

a. Para categorías de comportamiento sísmico a o b:

$$N = (203 + 1,67 \cdot L + 6,66 \cdot H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2) \text{ [mm]} \quad (\text{ec. 3.1004.315.1})$$

b. Para categorías de comportamiento sísmico c o d:

$$N = (305 + 2,5 \cdot L + 10 \cdot H) \cdot (1 + 0,000125 \cdot \alpha^2) \text{ [mm]} \quad (\text{ec. 3.1004.315.2})$$

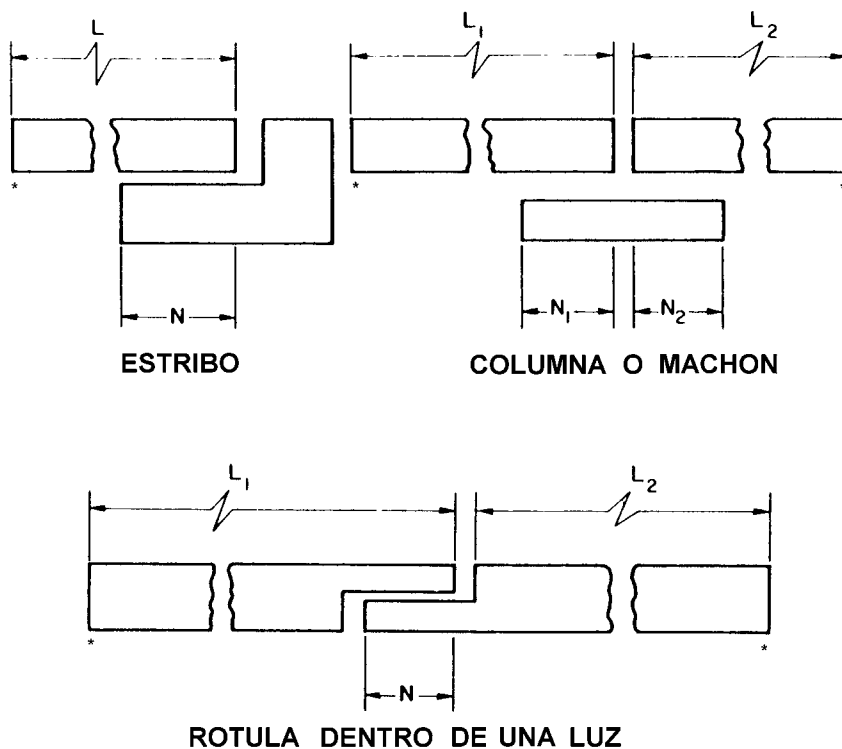
donde:

L = longitud en metros del tablero del puente a la próxima junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para rótulas dentro de un tramo, L será la suma de L_1 y L_2 , las longitudes de los tramos de tablero a cada lado de la rótula. Para puentes de un vano, L es igual al largo del tablero del puente. Estos largos se muestran esquemáticamente en la Fig. 3.1004.315A.

α = ángulo de esviaje de los apoyos medidos en grados a partir de una línea perpendicular a la luz, y

- H = Para estribos: H = 0 para puentes de un vano.
H = altura promedio en metros, de las columnas soportantes del tramo de tablero hasta la próxima junta de expansión.
- Para cepas: H = altura de la cepa en metros
- Para rótulas: H = altura promedio en metros, de las dos cepas adyacentes.

FIGURA 3.1004.315.A
DIMENSIONES MINIMAS REQUERIDAS PARA LOS APOYOS



* JUNTA DE EXPANSION O EXTREMO DEL TABLERO DEL PUENTE

3.1004.316 Puentes de un Tramo. Para el diseño de puentes de un tramo se empleará el método del coeficiente sísmico del numeral 3.1004.309(1). Las fuerzas sísmicas se considerarán actuando horizontalmente en cada una de las direcciones restringidas. La conexión entre el tablero y el estribo deberá diseñarse para el peso tributario sobre el estribo multiplicado por el coeficiente sísmico. Para este caso no se considerarán las reducciones indicadas en el Numeral 3.1004.310 por factores de modificación de la respuesta.

3.1004.4 FUERZAS MODIFICADAS DE DISEÑO

Las fuerzas modificadas de diseño serán calculadas según lo indicado en 3.1004.401 y 3.1004.402. Notar que para el caso de columnas deberá calcularse una fuerza axial máxima y una mínima para cada estado de carga teniendo en cuenta que la fuerza axial sísmica es positiva y negativa.

3.1004.401 Fuerzas Modificadas de Diseño para Elementos Estructurales y Conexiones. Las fuerzas de diseño de este artículo son aplicables a:

- La superestructura, sus juntas de expansión y las conexiones entre la superestructura y la infraestructura.
- Las elevaciones de la infraestructura, sin incluir fundaciones, cabezal de pilotes y pilotes.
- Componentes que conecten la superestructura al estribo.

Las fuerzas de diseño sísmico para las componentes mencionadas más arriba serán determinadas dividiendo las fuerzas del Estado de Carga I o del Estado de Carga II del Numeral 3.1004.314 por los correspondientes factores de modificación de Respuesta R del Numeral 3.1004.310. Las fuerzas sísmicas modificadas resultante para los dos estados de carga serán combinadas independientemente con las fuerzas correspondientes a otras cargas, tal como se señala en el siguiente grupo de combinación de cargas. Note además que las fuerzas sísmicas son cíclicas (reversibles, esto es positiva o negativa) y la carga máxima de cada componente se calculará como

$$\text{Grupo de carga} = 1.0(D + B + SF + E + EQM) \quad (\text{ec. 3.1004.401.1})$$

donde

D = peso muerto

B = boyante

SF = fuerza debido al escurrimiento

E = empuje de tierra

EQM = fuerzas sísmicas elásticas para el Estado de Carga I o Estado de Carga II del Numeral 3.1004.314 modificadas dividiendo por el correspondiente factor R

Cada componente estructural deberá diseñarse para resistir las fuerzas resultantes para cada combinación de carga de acuerdo a la División I de la Norma AASHTO y los requisitos adicionales de este capítulo. Note que la ecuación del grupo de carga de este Numeral reemplaza a la combinación de cargas VII con γ y β iguales a 1 de la Sección 3.22 de la División I de la Norma AASHTO.

3.1004.402 Fuerzas Modificadas de Diseño para Fundaciones. Las fuerzas de diseño sísmico para fundaciones incluyendo fundaciones directas, cabezal de pilotes y pilotes serán las fuerzas elásticas obtenidas del Estado de Carga I. y del Estado de Carga II del Numeral 3.100.315 por el factor de modificación de respuesta indicado más abajo. Estas fuerzas sísmicas modificados serán combinadas independientemente con las fuerzas correspondientes a otras cargas, tal como se señala en el siguiente grupo de combinación de carga para determinar dos combinaciones de cargas alternativas para las fundaciones.

$$\text{Grupo de carga} = 1.0(D + B + SF + E + EQF) \quad (\text{ec. 3.1004.402.1})$$

donde: D, B, E y SF son los definidos en 3.1004.401 y

EQF = fuerzas sísmicas elásticas para el Estado de Carga I o Estado de Carga II del Numeral 3.100.315 dividida por un factor R = 1.

Cada componente de la fundación deberá ser diseñada para resistir las fuerzas resultantes de cada una de las combinaciones de carga consideradas en la División I de la Norma AASHTO y los requisitos adicionales del artículo 7.2.6 de la División I-A de la Norma AASHTO.

3.1004.5 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO DE FUNDACIONES, MUROS DE CONTENCION Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Disposiciones referentes al diseño sísmico de fundaciones, muros de contención y estructuras enterradas se encuentran en la Sección 3.1003, Disposiciones y Recomendaciones de Diseño, a saber:

- Tópico 3.1003.3 Fundaciones
- Tópico 3.1003.4 Muros de Contención
- Tópico 3.1003.5 Estructuras Enterradas Tipo Marco o Cajón

3.1004.6 DISPOSICIONES DE DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO

3.1004.601 General. El diseño y construcción de elementos monolíticos de hormigón armado concretados en sitio, como columnas, fundaciones y conexiones, deberán cumplir con los requerimientos de la División I de la Norma AASHTO y los requerimientos adicionales establecidos en los Numerales siguientes, para constituir un hormigón armado sísmico. Si se considera el método de las tensiones admisibles, las tensiones admisibles podrán incrementarse en 33,3%. Debe hacerse notar que cuando se considera el método de diseño de tensiones admisibles para puentes, un diseño conservador puede obtenerse como consecuencia de las fuerzas elásticas que se consideran para el diseño de la mayoría de los elementos, a menos que se consideren las fuerzas resultantes de modelos que consideren el desarrollo de rótulas plásticas en columnas, cepas o pilas, como se indica en el Numeral 3.1004.607.

3.1004.602 Requisitos para Columnas. Serán las correspondientes a los de la Sección 6.6.2 de la División I-A de la Norma AASHTO para puentes con categoría de comportamiento sísmico a y b, y los de la sección 7.6.2 para puentes con categoría de comportamiento sísmico c y d.

3.1004.603 Requisitos para Cepas. Serán las correspondientes a los de la Sección 7.6.3 de la División I-A de la Norma AASHTO.

3.1004.604 Conexiones de Columna. Serán las correspondientes a los de la Sección 7.6.4 de la División I-A de la Norma AASHTO.

3.1004.605 Juntas de Construcción en Cepas y Columnas. Serán las correspondientes a los de la Sección 7.6.5 de la División I-A de la Norma AASHTO.

3.1004.606 Pilotes de Hormigón Armado. Se considerarán como de hormigón armado no sísmico en atención al factor de modificación de la respuesta $R=1$ que considera la Tabla 3.1004.310.A, lo que corresponde a un comportamiento sísmico elástico. Sin embargo, se pueden considerar las fuerzas máximas que son capaces de desarrollar las rótulas plásticas de la columna, cepa o conjunto de columnas. Estas fuerzas son frecuentemente inferiores a las que se obtiene aplicando un factor R igual a 1.

3.1004.607 Fuerzas Resultantes de Rótulas Plásticas en Columnas, Cepas y Conjunto de Columnas. Las fuerzas resultantes del desarrollo de rótulas plásticas en el extremo superior y/o inferior de columnas serán calculadas después de que el diseño preliminar de las columnas se haya terminado. Las fuerzas resultantes del desarrollo de rótulas plásticas se recomiendan para determinar las fuerzas de diseño para la mayoría de los elementos estructurales, tales como columnas y conjunto de columnas, cepas, conexiones y fundaciones.

En forma alternativa, se pueden calcular fuerzas más conservadoras, si las obtenidas del desarrollo de rótulas plásticas no son consideradas.

El procedimiento para calcular estas fuerzas para el caso de columnas simple y cepas y conjunto de dos o más columnas se indican en el párrafo 7.2.2 de la División I-A de la Norma AASHTO.

3.1004.7 VIGAS TRAVESAÑO EN SUPERESTRUCTURA

Todos los puentes deberán considerar travesaños extremos (sobre estribos y cepas) y central (en la mitad del vano), independientemente de la ubicación o zona sísmica del puente y el tipo de viga.

Para el caso de los puentes con tableros compuestos por vigas de hormigón armado, postensadas o pretensadas, los travesaños extremos y central serán de hormigón armado.

En el caso de los puentes con tableros compuestos por vigas de acero, los travesaños extremos podrán ser de hormigón armado o consistir en un diafragma de acero. Para el travesaño central se podrá utilizar un diafragma de acero o una solución que considere un arriostramiento de acero.

El travesaño central no es necesario en vanos menores a 15 m.

La interacción de los travesaños extremos con los topes sísmicos se debe diseñar con una fuerza igual a la especificada para el tope interior y exterior en la Sección 5.4 del Anexo 3.1000-A. Adicionalmente se deben verificar las cargas de servicio, es decir, el efecto del camión de diseño.

Los travesaños de hormigón deben tener un espesor mínimo de 25 cm y deben unirse monolíticamente a la losa superior.

El eje de los travesaños extremos debe coincidir con el eje de apoyo de las vigas.

En el caso de los travesaños extremos de hormigón, durante un evento sísmico de importancia, que supere el sismo de diseño, se producirá un impacto del travesaño sobre los topes sísmicos, produciendo una grieta horizontal y diagonal en el travesaño, tal como se muestra en la Figura 5.4.A(1) del Anexo 3.1000-A, por lo tanto los travesaños se deben diseñar como ménsulas y deben considerar el concepto de corte por fricción, donde los estribos verticales y la sección de hormigón del travesaño deben resistir el esfuerzo debido al impacto horizontal.

Para los tableros con vigas cajón de acero es recomendable utilizar diafragmas de acero que conecten las vigas cajón en el centro del vano especialmente en tableros curvos.

En casos especiales debidamente justificados, la Dirección de Vialidad podrá aceptar disposiciones distintas a las indicados en este numeral.

3.1004.8 BARRAS DE ANCLAJE

Las barras de anclaje se deberán calcular considerando una aceleración vertical igual a $A_{VT}S$, donde S es el coeficiente del suelo y A_{VT} se obtiene de la Tabla 3.1004.8.A.

**TABLA 3.1004.8.A
ACELERACIÓN VERTICAL DEL TABLERO SEGÚN ZONA SÍSMICA**

Zona Sísmica	A_{VT} (Aceleración Vertical del Tablero)
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Las barras antisísmicas se deben diseñar para resistir una tensión de tracción máxima de $0.7F_y$. El límite anterior garantiza que no se alcance la fluencia y en consecuencia, que no se produzca una elongación inelástica en las barras durante un evento sísmico de importancia.

. En estos elementos se permite el empleo de acero de refuerzo grado A440-280H y A630-420H de acuerdo a la norma NCh 204, siempre y cuando:

- La resistencia real a la fluencia basada en ensayos de fábrica no sea mayor que la resistencia a la fluencia especificada en más de 120 MPa (los re-ensayos no deben exceder este valor por más de 20 MPa adicionales).
- La razón entre la tensión última real de tracción y la tensión real de fluencia por tracción no sea menor que 1,25. Las propiedades mecánicas de la barra de anclaje para este caso deben corresponder a la condición de estar sometidas a solicitaciones sísmicas, y por lo tanto, a velocidades de carga muy superiores a la de la condición cuasi estática.

También se permite el uso del acero de refuerzo A630-420HS de acuerdo a la norma NCh 3334 y el acero de refuerzo grado 60 (420 MPa) de acuerdo a la ASTM A706M.

Como alternativa se pueden utilizar barras redondas de aceros SAE 1020 y 1045, utilizando en el diseño el valor del límite de fluencia condicionado por el valor de la dureza Brinell.

En casos especiales donde se requiera utilizar aceros de alta resistencia, se deberá presentar un respaldo de la calidad y límites resistentes, y su uso deberá contar con la aprobación de la Dirección de Vialidad.

3.1004.9 TOPES TRANSVERSALES

Los estribos, cepas y pilas deberán considerar topes sísmicos que restrinjan el desplazamiento transversal excesivo de la superestructura sobre las mesas de apoyo. Se deberán considerar además, topes intermedios adicionales a los topes extremos.

Los topes sísmicos, extremos e intermedios se deberán calcular considerando una aceleración igual a A_0 . Cada tope debe ser capaz de resistir toda la fuerza transversal del tablero, dividida entre el número de topes intermedios.

Los topes sísmicos intermedios deberán formar una llave de corte con los travesaños, con el fin de que un probable impacto sobre ellos, debido al sismo, dañe el travesaño y no las vigas. La distancia libre a considerar en las llaves de corte deberá ser la altura máxima del apoyo (aisladores sísmicos o neoprenos) H (cm) + 5 cm, para topes intermedios, y H (cm) + 7 cm, para los topes extremos.

En todos los topes se debe considerar un neopreno lateral de bajo espesor, para amortiguar el impacto sobre ellos. El diseño de los topes transversales deberá ser lo suficientemente dúctil para evitar la caída del tablero.

3.1004.10 JUNTAS SÍSMICAS

Las juntas sísmicas entre tableros deberán tener un espaciamiento mínimo tal que garanticen los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño.

En consecuencia la separación S_j mínima de la junta sísmica queda dada por

$$S_j \geq 6,25 \cdot \frac{A_0}{g} + S_1 + S_2 [\text{cm}] \quad (\text{ec. 3.1004.10.1})$$

donde S_1 y S_2 son los desplazamientos sísmicos de cada uno de los apoyos elastoméricos expresados en cm.

3.1004.11 AISLADORES SÍSMICOS

En este Tópico se definen los requerimientos mínimos que deberán cumplir los aisladores sísmicos destinados a estructuras tipo puentes, en las etapas de adquisición, fabricación, ensayos, manipulación y transporte e instalación. Las disposiciones son aplicables únicamente a aisladores sísmicos de caucho natural como único componente elastomérico, con o sin núcleo de plomo, revestidos por capa de neopreno.

Se incluyen, además, los requisitos que deberán cumplir las empresas fabricantes tanto nacionales como internacionales en cuanto a experiencia y certificación, así como los de los laboratorios que llevarán a cabo los ensayos.

3.1004.1101 Normativa

Se deberá considerar la siguiente normativa para el desarrollo de los trabajos de diseño, fabricación, manipulación, transporte y ensayo de los aisladores:

- AASHTO, Guide Specifications for Seismic Isolation Design.
- AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications.
- AASHTO, LRFD Bridge Construction Specifications, Chapter 18.

- ASTM D4014-03, Standard Specifications for Plain and Steel-Laminated Elastomeric Bearings for Bridges.

Todos los materiales constitutivos de los aisladores, tales como caucho natural, revestimiento de neopreno, planchas de acero, plomo, proceso de vulcanizado, etc., deberán cumplir con la normativa AASHTO y ASTM correspondiente. En particular, el caucho natural deberá cumplir con la norma ASTM D4014-03 y AASHTO M251-06.

3.1004.1102 Experiencia y Certificación de Fabricantes

El o los fabricantes de los aisladores deberán demostrar la debida experiencia y hacer entrega de los certificados que avalen sus procesos internos y autocontroles de calidad. Se deberán cumplir los siguientes requisitos:

- Experiencia en la fabricación del tipo de aislador específico a ser utilizado, para estructuras tipo puentes y/o edificios bajo los estándares de las normas AASHTO y/o NCh2745. El fabricante deberá acreditar una experiencia mínima de 5 años en la fabricación de aisladores sísmicos. En el caso que el fabricante no cumpla con la experiencia indicada, y previo al proceso de cotización, deberá haber cumplido con los requisitos de validación establecidos por el Departamento de Proyectos de Estructuras.
- Certificación de Gestión de Calidad ISO 9001 u otra similar, a satisfacción de la Dirección de Vialidad.
- Certificación externa independiente de la calibración de los equipos involucrados en los procesos de fabricación de los aisladores.

3.1004.1103 Experiencia y Certificación de Laboratorios

El o los laboratorios que ensayarán los aisladores deberán demostrar la debida experiencia y hacer entrega de los certificados que avalen, a satisfacción de la Dirección de Vialidad, sus procesos internos y autocontroles de calidad. Se deberán cumplir los siguientes requisitos en forma simultánea:

- Experiencia en el ensayo y certificación del tipo de aislador específico a ser utilizado para estructuras tipo Puentes y/o Edificios bajo los Estándares de las normas AASHTO y/o NCh2745. El fabricante deberá acreditar una experiencia mínima de 5 años en el ensayo y certificación de aisladores sísmicos.
- Certificación de gestión de calidad ISO 9001.
- Certificación internacional de los equipos involucrados en los ensayos de los aisladores, bajo el estándar ASTM E4-09a u otro similar, emitido dentro de los últimos 5 años.
- Procesos de certificación de la calibración de los equipos involucrados en los ensayos de los aisladores, relativos a desplazamientos y carga.
- El laboratorio deberá contar con maquinaria cuyas capacidades de carga y desplazamiento permitan realizar los ensayos de prototipo a escala real.

3.1004.1104 Fabricación

La fabricación de los aisladores y sus tolerancias deberán ajustarse a los requerimientos establecidos por la Norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Capítulo 18.1.4.

3.1004.1105 Inspección

Los procesos de fabricación, manipulación, transporte y ensayo de los aisladores podrán ser inspeccionados en cualquier momento por personal autorizado por el MOP, para lo cual la empresa contratista deberá proveer todos los medios necesarios para dichos efectos. En particular, se deberá considerar lo siguiente:

- En el caso de fabricantes nacionales, y previo al Inicio de fabricación, y con un plazo no inferior a 1 semana hábil, se deberá informar por escrito a la Inspección Fiscal, de tal forma de programar visitas a las instalaciones del fabricante por parte de personal autorizado, quien podrá ser el Proyectista de la Obra.
- En el caso de laboratorios nacionales, y previo al inicio de los ensayos, y con un plazo no inferior a 1 semana hábil, se deberá informar por escrito al Inspector Fiscal, quien nominará al personal profesional autorizado que estará presente durante los ensayos, pudiendo ser el Proyectista de la Obra.
- En el caso de fabricantes y laboratorios internacionales, y a juicio de la Inspector Fiscal, podrá ser designado un profesional visitador que realizará las inspecciones y actuará como ministro de fe, quien podrá ser el Proyectista de la Obra. Todos los costos asociados a dicha visita serán de cargo de la empresa a cargo de las obras, sea esta Concesionario, Contratista o el fabricante.

SECCION 3.1005 PRESENTACION DE LOS ESTUDIOS

3.1005.1 OBJETIVOS Y ALCANCES

3.1005.101 Aspectos Generales. Los estudios de puentes, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas peatonales y obras afines son desarrollados como un proyecto especial dentro del estudio de una carretera o camino, o bien, como un proyecto independiente destinado a reemplazar una estructura existente que ya cumplió su vida útil. En ambos casos el estudio constituirá una unidad que se desarrolla en forma independiente, una vez que se ha definido su emplazamiento y las relaciones que la ligan al resto del proyecto del camino, o a los caminos existentes donde se emplaza el puente que se está reemplazando.

En los casos que las estructuras sean parte del estudio de un camino, estos proyectos deberán figurar en los planos de trazado del estudio del camino, a fin de mostrar su ubicación y principales características, pero el desarrollo de su solución se presenta en láminas separadas, y normalmente, a escalas mayores que las del proyecto de trazado. En el plano de planta general del estudio de la carretera o camino se indicará claramente los límites del proyecto del puente, paso desnivelado y/o pasarela, ya que el detalle de sus cubriciones se desarrollará y se presentará separadamente. Es fundamental definir, en los planos de trazado y en los planos del proyecto del puente, paso desnivelado y/o pasarela, entre qué puntos rige uno u otro plano, a fin de evitar doble cubrición o la omisión de ciertas partidas.

En el Capítulo 2.900 del Volumen N° 2 de este Manual se entregan las disposiciones que regulan la presentación de los planos, informes y documentos del estudio de un camino. En la presente Sección se establecen las normas y procedimientos que se aplicarán en la confección y presentación de los planos, informes y documentos de los proyectos de puentes y estructuras afines, conforme se señala en el Numeral 2.902.308(2) del capítulo antes mencionado.

3.1005.102 Formatos Digitales. Los formatos digitales en que se entregarán los textos de los informes y los planos de los estudios de puentes y estructuras afines, se ceñirán a las disposiciones establecidas en los Tópicos 2.901.2 y 2.901.3 del Volumen N° 2 de este Manual. Los textos se desarrollarán en procesadores de palabra compatibles con los software "Word Perfect" o "Word". Las Tablas y Gráficos se elaborarán mediante planillas de cálculo compatibles con el software "Excel" y los Planos deberán ser elaborados en formato DWG y deberán poderse leer con Autocad, versión 12 o superior.

3.1005.103 Medios Magnéticos. Cuiéndose a lo especificado en el Tópico 2.901.4 del Volumen N° 2 del Manual, una vez aprobado el Estudio por la Dirección de Vialidad, se entregará un respaldo en Disco Compacto del Informe Final del Proyecto, cubriendo todo lo concerniente a Planos, Informes y Documentos del Estudio. Los informes de corta extensión podrán ser respaldados en diskettes de 3,5".

3.1005.104 Niveles de Desarrollo. El nivel de desarrollo de la presentación de los estudios dependerá del nivel del estudio, conforme se definieran en el tópico 3.1001.5.

3.1005.104(1) Estudio Preliminar. Dado el nivel de la información que se dispone en este tipo de estudios, no es exigible la presentación de planos de un estudio preliminar de puentes o estructuras afines. Sólo cabe detectar la necesidad de este tipo de proyectos, definir sus características principales y alternativas posibles, las que se puedan ilustrar en esquemas incluidos en el informe del Estudio.

El Informe del Estudio deberá incluir los antecedentes obtenidos en terreno en el reconocimiento ejecutado por los Especialistas, destacando la geomorfología del terreno en el lugar de emplazamiento de las obras, los niveles de crecidas alcanzados por el río o estero según los informes proporcionados por lugareños, y la apreciación personal del especialista estructural, en todo lo que se refiere a posibilidades de estructuración de la obra, tipos de fundación probable, luces de tramos, etc.

Sobre la base de los antecedentes existentes más los obtenidos en terreno, se deberán desarrollar las proposiciones de estructuración general de la obra, hecha la debida consideración del informe geotécnico desarrollado por el especialista, basado las más de las veces en el reconocimiento del terreno, antecedentes aportados por estudios previos de obras emplazadas en las cercanías, y muy especialmente su experiencia con relación a la localización geográfica de la obra, tipo de cauce o morfología del área etc.

Todo lo anterior deberá permitir una valorización de las diversas alternativas de la obra, la que se podrá ejecutar sobre la base de costos por m² de estructuras similares, con un grado de certeza razonable. Las conclusiones del Estudio Preliminar deberán procurar establecer si se puede pasar directamente al Nivel de Estudio Definitivo, o si por el contrario, dado el número de alternativas comparables, se debe pasar a una etapa de estudio al nivel de anteproyecto. Todo ello sin perder de vista que la más de las veces la obra forma parte del estudio de una Carretera o de un Camino, que a su vez puede tener diversas alternativas de trazado

Parte importante de las conclusiones del Informe Final de este nivel, estará constituido por la definición del tipo y alcance de los Estudios de Ingeniería Básica que se deberán realizar en los niveles siguientes.

3.1005.104(2) Anteproyecto. En el estudio preliminar se habrán definido las principales alternativas de emplazamiento y estructuración de la obra, que razonablemente sean convenientes estudiar a un nivel de anteproyecto. Los TRE redactados para esta etapa deberán ser lo suficientemente claros y precisos en los alcances que tendrán los estudios que serán ejecutados, en particular los de ingeniería básica, para que sea posible avanzar en la definición del emplazamiento y estructuración más adecuada, cubriendo aspectos tales como la definición de formas, dimensionamiento y estabilidad de las estructuras.

En general, los proyectos especiales de puentes, viaductos o pasos desnivelados al nivel de anteproyecto, deberán desarrollarse partir de los datos del levantamiento ejecutado para el estudio general del trazado, a no ser que éste sea insuficiente y los TRE especifiquen un levantamiento de mayor detalle en la zona de emplazamiento de la obra. Algo similar sucede respecto de la información geotécnica la que, en este nivel, consulta sólo por excepción exploración del subsuelo. Es por ello fundamental, según sean la importancia y complejidad de la obra, que los TRE especifiquen estudios geotécnicos más avanzados en la etapa de Anteproyecto, si las características de la obra así lo aconsejan, lo cual deberá definirse al nivel del Estudio Preliminar. Los estudios hidrológicos, caudales de diseño para el período de retorno seleccionado, se desarrollarán en detalle en este nivel, sin embargo, el estudio hidráulico, niveles de aguas máximas y velocidades de escurrimiento, para el caso de puentes, será sólo aproximado ya que la información topográfica del cauce en la zona de emplazamiento no será suficiente para el estudio de ejes hidráulicos, salvo que los TRE hubieran especificado el levantamiento de perfiles aguas arriba y aguas abajo de la zona de emplazamiento.

Los estudios de ingeniería básica desarrollados permitirán ejecutar los anteproyectos de las estructuras de las distintas alternativas. Estos estudios, conjuntamente con sus conclusiones, serán vaciados al Informe Final de este nivel, el que incluirá además, planos de disposición general de las distintas estructuras estudiadas y una mejor valorización de los costos de las obras involucradas en cada alternativa. Con todo esto se podrá concluir finalmente que alternativa pasa al nivel de Estudio Definitivo.

El Informe Final del Anteproyecto definirá con todo detalle la cantidad y tipo de Ingeniería Básica que se ejecutará en la etapa del Estudio Definitivo de la alternativa seleccionada, considerando que la información obtenida en la etapa de anteproyecto pudiera ser adecuada y suficiente, o que por el contrario, se requiriera complementarla, para levantar las indeterminaciones que pudieran existir.

3.1005.104(3) Estudio Definitivo. Esta etapa comprende el diseño detallado de la obra desarrollado con todos los antecedentes de Ingeniería Básica recopilados y analizados con grados crecientes de detalle a lo largo de los distintos niveles de estudio, contando finalmente con datos de terreno tomados específicamente para el proyecto.

El estudio concluye con el desarrollo de todos los Planos, Informes y Documentos Anexos definidos en este capítulo, más aquellos que se pudiesen haber establecido en los TRE como caso singular. Las escalas y grado de detalle serán los adecuados, considerando que el proyecto será empleado para llamar a licitación la construcción de la obra, permitiendo su expedita materialización, seguimiento y control.

3.1005.2 PLANOS

3.1005.201 Formatos y Carátulas. Los planos correspondientes a los diversos niveles de estudio de un proyecto se presentarán en láminas normalizadas según los formatos que se encuentran definidos en el Numeral 2.902.101 del Volumen N° 2 del Manual y cuyas dimensiones, expresadas en milímetros, se indican en la Tabla 2.902.101.A, la que se ha reproducido en la Tabla 3.1005.201.A. En general los planos se presentarán en formato A-1 y versión reducida A-3.

**TABLA 3.1005.201.A
DIMENSIONES DE LAMINAS NORMALIZADAS**

Designación	Línea de Corte	Límites de Dibujo	Margen		Tam. Mínimo Caracteres
			Izq.	Otros	
A-1	594 x 841	544 x 791	40	10	1,5 – 2,5*
A-2	420 x 594	370 x 574	40	10	1,5 – 2,5*
A-3	297 x 420	272 x 410	20	5	1
A-4	210 x 297	185 x 287	20	5	1

* Si se especifican reducciones; las que preferentemente se editarán con impresora laser o de inyección de tinta.

Eventualmente la Inspección Fiscal podrá autorizar el uso del formato A-0 cuyas dimensiones son:

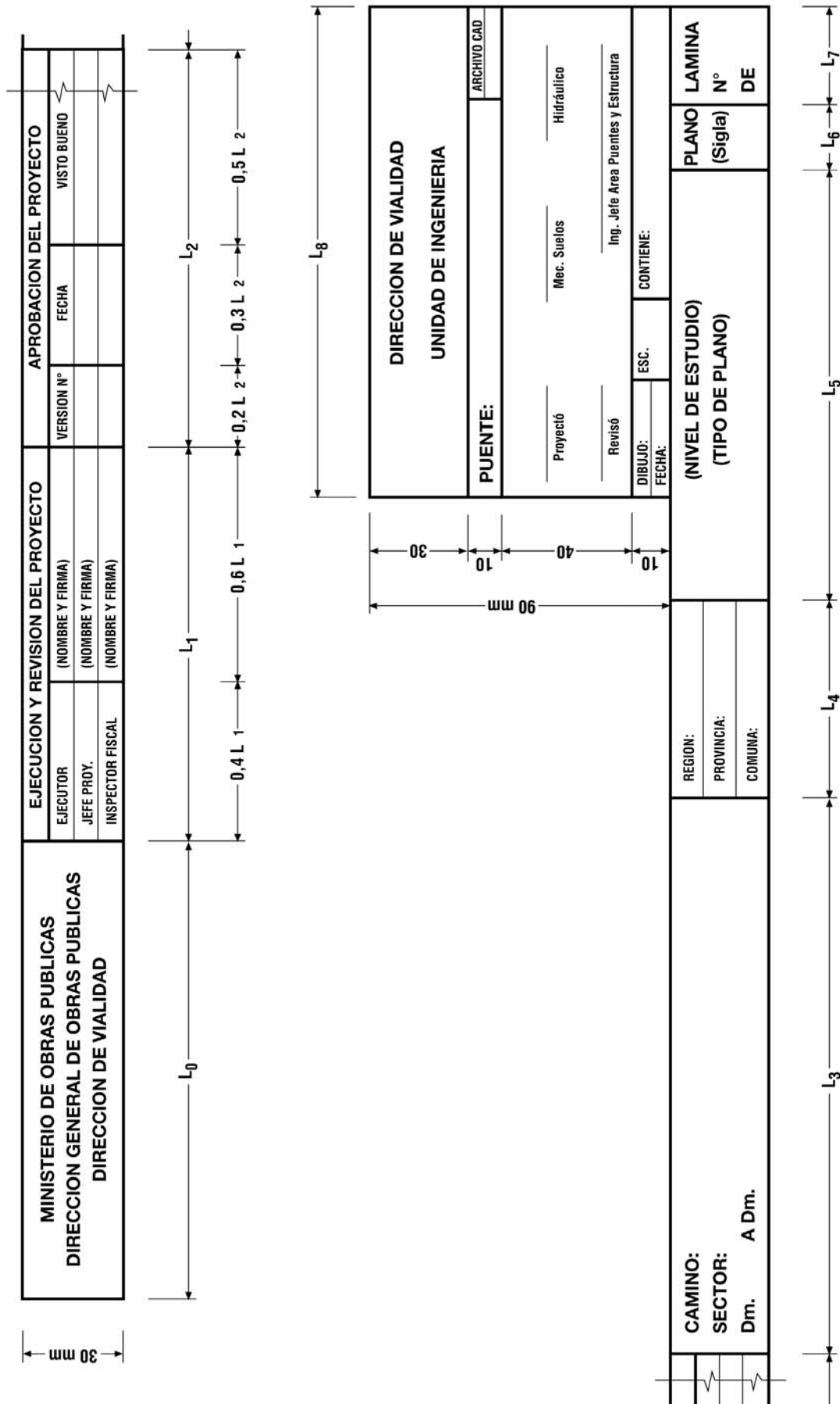
A-0	841 x 1188	791 x 1168	40	10	1,5 – 2,5*
-----	------------	------------	----	----	------------

La carátula estará contenida en una faja de 30 mm de alto, medidos a partir del trazo inferior del marco de la lámina, cubriendo todo el espacio útil existente entre las líneas verticales del marco, conforme se define en el Numeral 2.902.102 del Volumen N° 2 del Manual. La distribución de los espacios y contenidos se señalan en la Tabla 2.902.102.A y Lámina 2.902.102.A las que se han reproducido en la Tabla 3.1005.201.B. Las carátulas de los proyectos de puentes, viaductos, pasos desnivelados y pasarelas contarán además con un recuadro de 90 mm de alto por 150 mm de ancho, el que se emplazará por sobre la faja de 30 mm en el extremo izquierdo, conforme se muestra en la Lámina 3.1005.201.B. En este recuadro, en la lámina de Disposición General de los Proyectos Definitivos cuyo contenido se detalla más adelante en 3.1005.203(3), se identificarán y firmarán los responsables del Estudio Hidráulico y de Mecánica de Suelos. En el resto de las láminas bastarán las firmas del Proyectista, el Revisor y el Jefe del Area de Puentes y Estructuras. Los planos correspondientes a estas estructuras se identificarán con la sigla ES.

TABLA 3.1005.201.B
DISTRIBUCION Y CONTENIDO DE LA CARATULA

Distribución Horizontal (mm)			Leyenda	Tamaño Caracteres (mm)	
	A-1	A-2		A-1	A-2
L ₀	140	102	Ministerio de Obras Públicas	4	3
			Dirección General de Obras Públicas	4	3
			Dirección de Vialidad	4	3
L ₁	120	87	Ejecución y Revisión del Proyecto		
			Entidad Ejecutora, Jefe Proyecto, Inspector Fiscal (3 líneas horizontales, 3 casillas)	3	3
L ₂	120	87	Aprobación del Proyecto:		
			Versión – Fecha – Aprobación (4 líneas horizontales, 12 casillas)	3	3
L ₃	170	123	Nombre del Camino y Numero Rol	5	4
L ₄	60	44	Sector – Dm	4	3
			Región – Provincia – Comuna	3	3
L ₅	130	94	Nivel de Estudio (E. Preliminar, Anteproyecto, E. Definitivo)	4	4
			Tipo de Plano	4	4
			Dm cubierta por la lámina y escala	3	3
L ₆	20	15	Sigla asignada al tipo de plano	4	3
L ₇	31	22	Numeración lámina y total de ellas.	4	3
L ₈	150	108	Dirección de Vialidad - Departamento de Puentes	4	3
			Nombre del Puente	4	3
			Firmas	2	2
			Dibujo – Fecha - Escala - Contenido	2	2

DIMENSIONES EN HORIZONTAL Y TAMAÑO DE LOS CARACTERES - VER TABLA 3.1005.201 B



3.1005.202 Tipos de Plano y Escalas según Nivel de Estudio. En la Tabla 3.1005.202.A se presenta el listado de planos indispensables que requiere un estudio de puente, paso desnivelado y/o pasarela, según el nivel de estudio que se esté desarrollando.

**TABLA 3.1005.202.A
PLANOS QUE DEBEN PRESENTARSE SEGUN NIVEL DEL ESTUDIO**

TIPO DE PLANO	ESCALA	ESTUDIO PRELIMINAR	ANTEPROYECTO	ESTUDIO DEFINITIVO
Levantamiento Topográfico y Emplazamiento	1:500	—	—	✓
Disposición General	1:200 1:100	—	✓	✓
Infraestructura: Formas	1:75 1:50	—	✓	✓
Infraestructura: Enfierradura	1:75 1:50	—	—	✓
Superestructura: Tablero	1:50 1:25	—	✓	✓
Superestructura: Losa	1:25 1:20	—	—	✓
Superestructura: Vigas	1:25 1:20	—	—	✓
Superestructura: Detalles	Varias	—	—	✓
Proyectos Complementarios	1:100 1:50	—	—	✓

3.1005.203 Contenido de los Planos según el Nivel de Estudio.

3.1005.203(1) Estudio Preliminar. Como se señalara en 3.1005.104(1), en este nivel del estudio no se requiere la presentación de planos y solo basta que se incluyan en el informe del Estudio, esquemas que ilustren el tipo de proyecto que se prevé será necesario desarrollar.

3.1005.203(2) Anteproyecto. Los resultados del estudio de un Anteproyecto se mostrarán en uno o dos planos, los que incluirán, a lo menos, las siguientes vistas, desarrolladas normalmente a las escalas que se señalan en la Tabla 3.1005.202.A.

3.1005.203(2) a) Plano de Disposición General. Mostrará la elevación de la estructura desde aguas arriba, tal como se verá una vez construida, incluyendo: línea de tierra, parte visible de los estribos y sus alas, cepas, vigas y tablero, terraplenes de acceso y derrames en la zona de estribos.

Se anotarán los nombres de los poblados más representativos ubicados hacia ambos sentidos del trazado. Se indicará el nivel y cota de aguas máximas de acuerdo a los antecedentes hidráulicos e hidrológicos de que se disponga.

3.1005.203(2) b) Corte Longitudinal. Deberá mostrar un corte por el eje longitudinal del tablero, estribos y cepas que incluya: Línea de tierras actual y modificada, kilometrajes de entrada y salida del puente, Cotas de fundación estimadas y dimensiones más importantes de la estructura, Pendiente longitudinal del tablero.

3.1005.203(2) c) Planta General. Se deberá dibujar una planta general y una planta de fundaciones. Si existe simetría en la estructura se podrá dibujar una ½ planta y ½ Corte que muestre la planta de fundaciones. Se destacarán los siguientes aspectos en cada uno de los elementos:

- Estribo y cepa izquierda: vista en planta mostrando losas de aproximación, ubicación de barbacanas de pasillo, derrame de tierras al costado de los estribos, etc.

- Tablero: media planta mostrando vigas con líneas segmentadas y especificando ubicación de barbacanas de pasillo. Medio corte mostrando vigas en planta.
- Estribo y cepa derecha: mostrar corte horizontal a media altura indicando dimensiones más importantes de muros y fundaciones.
- Líneas de bordes del cauce y dirección de escurrimiento, etc.

3.1005.203(2) d) Elevaciones de Estribos y Cepas. Si las vistas anteriores omiten aspectos relevantes de la infraestructura, se incluirán elevaciones frontales de un estribo y una cepa, en las cuales se indicarán las dimensiones y detalles más importantes.

3.1005.203(2) e) Detalle del Tablero. Corresponde a un corte transversal del tablero en que se destacan los siguientes aspectos: Dimensiones más importantes, Pendientes de bombeo, Sección y Posición de las vigas, Especificación de barbacanas, Tipo de baranda.

3.1005.203(2) f) Especificaciones Técnicas. Se deberá incluir un cuadro indicando el tren de carga considerado y la calidad de materiales a utilizar, entre los cuales son de importancia los siguientes: Hormigones, Acero para hormigón armado, Acero estructural, Placas de apoyo.

3.1005.203(3) Proyecto Definitivo. Los proyectos definitivos de estructuras de puentes y obras afines, se mostrarán en planos donde se definan aspectos tales como lugar de emplazamiento de la obra, disposición general de la estructura, formas y enfierraduras de la infraestructura, formas y enfierraduras de la superestructura, vigas, detalles y proyectos complementarios. De acuerdo a la magnitud del proyecto, podrán confeccionarse láminas de la enfierradura separadas de las de formas y detalles.

Las dimensiones de los elementos de hormigón se expresarán en centímetros, salvo que en el plano se indique expresamente lo contrario. El diámetro del acero de refuerzo para hormigones se especificará en milímetros. Las dimensiones de las estructuras de acero, pernos de anclaje, insertos de acero y otros elementos se especificarán en milímetros en los planos de estructuras de acero, aún cuando en los planos de hormigón se especifiquen en centímetros. Los niveles de referencia o coordenadas respecto a un cero se expresarán preferentemente en metros, salvo indicación contraria en planos.

A continuación se señalan los aspectos más importantes que deberá contener cada plano, ciñéndose a las escalas especificadas en la Tabla 3.1005.202.A, las que podrán ser modificadas de acuerdo a las necesidades del proyecto.

3.1005.203(3) a) Levantamiento Topográfico y Emplazamiento. Esta lámina mostrará el lugar de emplazamiento de la estructura y su relación con los caminos de acceso. Si el puente o estructura afín es un proyecto especial que está inserto en un proyecto más amplio de un camino, los límites entre ambos se fijarán claramente en este plano.

En esta lámina se mostrará en la parte superior, la planta con el levantamiento topográfico del sector a escala 1:500. Esta planta mostrará el lugar de emplazamiento de la obra, el trazado de los caminos de acceso y antecedentes tales como, posición de los sondajes, calicatas, PRs topográficos, etc. Se mostrará además en esta planta las obras complementarias de la estructura tales como muros de contención, obras de protección de riberas, bajadas de agua, etc. En la parte inferior de la lámina se mostrará el perfil longitudinal de los caminos de acceso y el puente, en la zona de emplazamiento de éste.

3.1005.203(3) b) Plano de Disposición General. Deberá contener las mismas vistas y detalles que se han especificado para el Plano de Disposición general de la etapa de anteproyecto, con las siguientes complementaciones:

- Vista General. Se deberá indicar el nivel y cota de aguas máximas y mínimas determinadas en los estudios definitivos de hidrología e hidráulica.
- Corte Longitudinal. Se deberá complementar con la estratigrafía del suelo de fundación y la línea de socavación general y local.
- Planta General. En este plano no será necesario incorporar las elevaciones de estribos y cepa que se señalan para la etapa de Anteproyecto, ya que esta información se entrega con todo detalle en los planos de formas de la infraestructura.

3.1005.203(3) c) Planos de Formas de Infraestructuras. Deben considerar todas las elevaciones y cortes necesarios para poder determinar completamente las formas de los elementos y sus dimensiones. Por ejemplo:

- Elevaciones frontales y laterales. Se deberá indicar las cotas de placas de apoyo y especificación de tubos de drenaje en muros frontales de los estribos. En el caso de los estribos, puede ser importante una elevación frontal anterior y otra posterior.
- Corte longitudinal incluyendo indicación de la ubicación de cada uno de los tipos de hormigón (sí corresponde).
- Planta indicando ubicación de placas de apoyo de la superestructura.
- Corte horizontal, en los casos que la geometría del elemento varíe con la altura.
- En los casos de estribos con alas a 90°, se deberá agregar un detalle de barandas (Escala 1:25), en que se indiquen sus dimensiones, especificaciones de los elementos, soldaduras, etc. En subsidio, se hará la referencia al plano donde se muestre el detalle de la baranda.

3.1005.203(3) d) Planos de Formas de Superestructura. Al igual que en los Planos de Formas de la infraestructura, se considerarán todas las elevaciones, cortes y detalles necesarios para poder determinar la forma y dimensiones de las vigas, tableros, travesaños, etc. Se deberá incluir además:

- Detalles de apoyos de vigas en estribos y cepas. Indicar la pendiente longitudinal de las vigas si éstas no son horizontales.
- Detalles de placas de apoyo de superestructura en estribos y cepas (Escala 1:2,5).
- Detalles de barbacanas de evacuación de aguas lluvias (Escala 1:20).
- Detalle de barandas (Escala 1:25) en que se indiquen sus dimensiones, especificaciones de los elementos, soldaduras, etc.
- Detalle de anclajes antisísmicos del tablero.
- Detalle de cantoneras de protección del pavimento.
- Cuadro de Especificaciones Técnicas indicando calidad de hormigones, aceros, placas de apoyo y recubrimiento de armaduras.

3.1005.203(3) e) Planos de Enfierraduras. Si la magnitud del proyecto lo permite, los detalles de enfierraduras podrán incorporarse en los Planos de Formas de los diferentes elementos. En todo caso, los planos de enfierradura deberán considerar lo siguiente:

- De cada una de las marcas de fierros deberá especificarse la ubicación exacta que le corresponde en la estructura, diámetro, longitud y espaciamiento entre barras de igual marca.
- La forma e identificación completa de los fierros se detallará individualmente a un costado de cada vista o corte. La utilización de cuadros de enfierradura no reemplaza la exigencia anterior.
- Se deberá incluir una nota que indique las marcas de barra que contiene el plano.
- Cuadro de Especificaciones Técnicas indicando la calidad de los aceros para hormigón, anclajes, antisísmicos, anclajes de cantoneras, etc.

3.1005.203(3) f) Especificaciones y Notas Técnicas. En los planos del Proyecto se incluirán todas las especificaciones técnicas que permitan definir con exactitud los materiales de construcción, recubrimientos, normas y otros aspectos que el proyectista considere necesario incorporar para la buena ejecución del proyecto. De igual modo se incluirán notas técnicas complementarias que permitan definir acciones durante la construcción de la obra, ante situaciones que no se pueden prever totalmente durante la ejecución del proyecto.

Como ejemplos de especificaciones técnicas se pueden citar las siguientes:

- Especificaciones Técnicas: Rigen las Especificaciones Técnicas Generales del MC-V5
- Hormigones:
 - Infraestructura G20 Nivel de confianza 90%
 - Losa G25 Nivel de confianza 90%
 - Emplantillado G05
- Acero para Hormigones: A630-420H
- Acero Estructural: (Especificar calidad con designación ASTM, exigiendo Resiliencia garantizada).
- Barras Antisísmicas: A440-280H

- Longitud mínima de anclajes y traslapos: Según AASHTO
- Recubrimientos:
 - Fundaciones 5 cm
 - Elevaciones 4 cm
 - Borde superior de losa 4 cm
 - Pilotes 7,5 cm
 - Resto 2,5 cm
- Pavimento: Capa de rodadura con mezcla asfáltica modificada con polímeros según Sección 5.408 del MC-V5 (*)
- Impermeabilización: Entre losa y pavimento: con láminas asfálticas prefabricadas cumpliendo rigurosamente las especificaciones del proveedor
Muros en contacto con rellenos: tratamiento con Igol Primer e Igol Denso, o similar
- Camión de diseño: HS20-44 + 20% (AASHTO 2002)

(*) El proyectista deberá tener en cuenta que el uso de mezclas asfálticas como pavimento requiere que su colocación se haga cumpliendo rigurosamente con las condiciones de temperatura especificadas. De no cumplirse esta condición, es conveniente que se especifique la colocación de pavimentos de hormigón.

Como Notas Técnicas de uso frecuente se pueden citar las siguientes:

- Para fundaciones directas: “Los sellos de excavación y de fundación deberán contar con la aprobación de la Inspección Fiscal”.
- Para vigas pretensadas: “En caso de que las vigas pretensadas permanezcan por más de tres semanas en el patio de almacenaje, deberán ser cargadas para evitar contraflechas excesivas”.
- Para fundaciones con pilotes: “Se deberá llevar un registro estratigráfico de los pilotes a través del cual se ratifique las hipótesis del informe geotécnico del especialista de Mecánica de Suelos”.

3.1005.3 INFORMES Y DOCUMENTOS

3.1005.301 Formato y Carátula. Los estudios de puentes y obras afines, cualquiera sea su nivel, requieren de informes parciales o de avance y de un informe final que permita, conjuntamente con los planos del proyecto, una clara comprensión de los objetivos y resultados del estudio realizado.

Los informes parciales y finales de los estudios se presentarán en formato A4, de 297 mm de alto por 210 mm de ancho, tamaño final cortado. Conforme se establece en el Tópico 2.903.1 del Volumen N° 2 del Manual, los márgenes serán de 25 mm en el extremo superior y en el lado izquierdo, 20 mm en el extremo inferior y 15 mm en el lado derecho. Los documentos gráficos se presentarán en láminas formato A4 con un margen izquierdo de 20 mm por el lado izquierdo y 5 mm por los otros tres lados, o en múltiplos de 297 x 190 mm, para poder plegarlos manteniendo el tamaño del formato.

La redacción del documento será impersonal. Las unidades se presentarán en conformidad con el Sistema Internacional de Unidades (ver Numeral 3.1001.402 del presente Capítulo). Las memorias de cálculo podrán presentarse manuscritas, con letra de imprenta clara y legible.

El informe estará provisto de tapas en cartulina o material similar, empastado mediante anillos plásticos o algún sistema equivalente, y contará con la siguiente leyenda:

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE VIALIDAD
DEPARTAMENTO DE PUENTES**

**(NIVEL DEL ESTUDIO)
(NOMBRE DEL PROYECTO)**

(INFORME N° ../ INFORME FINAL)

(TOMO N° ...)

FECHA

EJECUTORES DEL ESTUDIO

3.1005.302 Estructura de los Informes. En general, el informe de un proyecto estructural estará conformado por tres partes, a saber:

- Resumen y Conclusiones.
- Informe.
- Anexos.

3.1005.302(1) Resumen y Conclusiones. En este capítulo se desarrollará una exposición sintética de los objetivos y alcances del estudio, así como también, una descripción somera de las características geomorfológicas, hidrológicas y geotécnicas del área de emplazamiento de la obra. Se incluirá además una síntesis de las alternativas estudiadas, con una breve descripción de la estructuración final adoptada y, por último, una versión resumida del presupuesto final de la obra y de las principales conclusiones y recomendaciones del proyecto.

3.1005.302(2) Informe del Proyecto. Este Informe, también denominado Memoria del Proyecto, comprenderá los siguientes aspectos:

- Memoria Descriptiva.
- Antecedentes de Ingeniería Básica.
- Memoria de Cálculo de las Estructuras.
- Especificaciones Técnicas Especiales.
- Cubicaciones.
- Análisis de Precios y Presupuesto.

En la Memoria Descriptiva del proyecto se señalará el lugar de emplazamiento de la obra, el nombre y número de rol del camino, el kilómetro de entrada y salida y una breve descripción de los caminos de acceso. Se entregará una reseña de las alternativas analizadas y se hará una descripción detallada de la estructura finalmente diseñada, señalando las causas y parámetros analizados para definir la estructuración elegida. Se revisará la consistencia de la estructura diseñada con los antecedentes obtenidos en los estudios de Ingeniería Básica, los cuales se analizarán en detalle en el segundo capítulo del Informe. Se incluirán además en esta parte del Informe, descripciones detalladas de los proyectos complementarios tales como los de protección y mejoramiento del cauce, defensas de riberas e infraestructura, proyecto de evacuación de aguas lluvias, etc. Finalmente se incluirán las conclusiones y recomendaciones derivadas del proyecto, que pudieran ser relevantes considerar durante la construcción y operación de la obra.

En la segunda parte del Informe se hará una revisión de los Antecedentes de Ingeniería Básica que se tuvieron a la vista para desarrollar el proyecto. Por lo general, el estudio del puente, paso desnivelado o pasarela, es un proyecto especial dentro del estudio más amplio de un camino, razón por la que los antecedentes de Ingeniería Básica se encuentran insertos en otros volúmenes del proyecto. Por tal motivo, en esta parte se harán las citas necesarias a los volúmenes donde se encuentra la información, no obstante lo cual, es recomendable que las partes pertinentes se reproduzcan y se inserten como anexo al Informe del Proyecto. Todo esto, con el objeto claro de facilitar la comprensión y revisión del proyecto.

En la tercera parte del Informe se incluirá la Memoria de Cálculo Estructural del Proyecto, comenzando por detallar las bases del diseño y las referencias completas a la normativa empleada. Esta es la única parte del Informe que se podrá presentar manuscrita, con letras tipo imprenta, clara y legible. Las unidades empleadas podrán ser las del Sistema MKS, siempre que los resultados se expresen, a su vez, en las unidades del Sistema Internacional.

En la cuarta parte del Informe se incluirán las Especificaciones Técnicas Especiales de todos aquellos ítems que no se encuentran incorporados en las Especificaciones Técnicas Generales de Construcción del MC-V5, como así también, de aquellos ítems que, encontrándose en las especificaciones antes referidas, requieran especificaciones complementarias.

Finalmente, en las partes quinta y sexta del Informe se incluirá un detalle de las cubicaciones, análisis de precios y presupuesto. En este aspecto, es recomendable que las cubicaciones de fierros se respalden con un Cuadro de Enfierraduras que permita efectuar una revisión detallada de las enfierraduras del proyecto. Este cuadro deberá indicar por cada barra, la marca, tipo (forma), diámetro, cantidad requerida, dimensiones parciales, largo total y peso. En estudios a nivel de Anteproyecto se deberá dejar establecido en el Informe las bases bajo las cuales se hizo la estimación de cantidades de obra y, en particular, las cuantías ocupadas para determinar la cantidad de acero para hormigones.

3.1005.302(3) Anexos. En esta parte del informe se incorporará toda aquella documentación que ha sido relevante durante el desarrollo del proyecto, sobre todo aquella que haya tenido una importancia significativa en la toma de decisiones para alcanzar la solución final. Entre éstas se pueden citar las siguientes:

- Estudios de Ingeniería Básica.
- Documentos y Correspondencia Oficial con Organismos Públicos y Privados relativos al Proyecto.
- Memorias de Proyectos Complementarios.

MANUAL DE CARRETERAS

VOLUMEN N° 3

INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO

CAPÍTULO 3.1000

PUENTES Y ESTRUCTURAS AFINES

ANEXO 3.1000-A

CRITERIOS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES EN CHILE

ÍNDICE

ANEXO 3.1000-A CRITERIOS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES EN CHILE

SECCIÓN 1. INTRODUCCIÓN

SECCIÓN 2. CONSIDERACIONES EN LA UTILIZACIÓN DEL MÉTODO DEL COEFICIENTE SÍSMICO

2.1 ACELERACIONES DE DISEÑO EN PLACAS DE APOYO

2.2 DESPLAZAMIENTOS EN JUNTAS DE DILATACIÓN

SECCIÓN 3. ESTUDIOS DE SUELO – ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

3.1 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN

3.2 MEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE CORTE V_s

3.3 DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO T_s

3.4 EVALUACIÓN DE LA LICUACIÓN DEL SUELO

3.4.1 MÉTODO SIMPLIFICADO ACTUALIZADO PARA ARENAS Y ARENAS LIMOSAS

3.4.1.1 Evaluación de la Solicitación Cíclica SCR

3.4.1.2 Resistencia Cíclica CRR

3.4.1.2(1) *Curva Base de SPT para Arenas Limpias*

3.4.1.2(2) *Influencia del Contenido de Finos*

3.4.1.2(3) *Otras Correcciones*

3.4.1.2(4) *Correcciones de la Magnitud del Terremoto*

3.4.2 MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DE LA LICUACIÓN EN SUELOS FINOS

3.4.3 EMPUJE LATERAL (LATERAL SPREADING)

3.5 REDUCCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

SECCIÓN 4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TABLEROS ESVIADOS Y CURVOS

SECCIÓN 5. SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

5.1.1 CASOS DE PUENTES QUE PUEDEN EXPERIMENTAR DESPLAZAMIENTOS EXCESIVOS Y PÉRDIDA DE APOYO

5.1.1.1 Puentes con sus infraestructuras construidas sobre suelos licuables

5.1.1.2 Puentes con una notable diferencia en las condiciones de la infraestructura o del tipo de suelo

5.1.1.3 Puentes con superestructuras contiguas muy diferentes en tipología o longitud de vano

5.1.1.4 Puentes con cepas de gran altura

5.1.1.5 Puentes continuos con múltiples vanos con la fuerza de inercia concentrada en un número pequeño de infraestructuras

5.1.1.6 Puentes esviados o puentes curvos

5.1.1.7 Puentes con pocos apoyos por eje de apoyo

5.1.2 ELEMENTOS DEL SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO

5.1.2.1 Longitud de Apoyo

- 5.1.2.2 Elemento para Evitar la Pérdida de Apoyo en la Dirección Longitudinal
- 5.1.2.3 Topes Sísmicos
- 5.1.2.4 Barras de Anclaje Vertical

- 5.2 LONGITUD MÍNIMA DE APOYO

- 5.3 ELEMENTO PARA LA PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL
 - 5.3.1 UN PUENTE DE UN VANO O UN PUENTE CON UNA SUPERESTRUCTURA CONTINUA DE MÚLTIPLES VANOS Y QUE EN SUS EXTREMOS ESTÁ APOYADO EN LOS ESTRIBOS
 - 5.3.2 UN PUENTE CON UNA SUPERESTRUCTURA CONTINUA DE MÚLTIPLES VANOS, LA CUAL ES SOPORTADA POR APOYOS ELASTOMÉRICOS FLEXIBLES O APOYOS FIJOS EN 4 O MÁS EJES DE APOYO EN LA DIRECCIÓN DEL EJE DEL PUENTE
 - 5.3.3 UN PUENTE DEL TIPO PÓRTICO, CON UNA SUPERESTRUCTURA EN LA CUAL 2 O MÁS ELEMENTOS DE SOPORTE SON CONECTADOS RÍGIDAMENTE

- 5.4. TOPES SÍSMICOS INTERIORES Y EXTERIORES

- 5.5. BARRAS DE ANCLAJE VERTICAL ANTISÍSMICAS

SECCIÓN 6. TRAVESAÑOS

SECCIÓN 7. PUENTES SEMI – INTEGALES E INTEGRALES

7.1. PUENTES SEMI-INTEGRALES

SECCIÓN 8. CONTINUIDAD EN LOS TABLEROS

SECCIÓN 9. LIMITACIONES DE USO DE PILA-PILOTES O MUROS-PILOTES EN ESTRIBOS

SECCIÓN 10. PUENTES CERCANOS AL MAR

10.1. SISTEMA NACIONAL DE ALARMA DE MAREMOTOS (SNAM)

10.2. RECOMENDACIONES DE DISEÑO

SECCIÓN 11. PASARELAS

11.1. ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO SÍSMICO

11.2. PASARELAS PREFABRICADAS

11.3. PASARELAS CON VIGAS METÁLICAS Y ENREJADOS METÁLICOS

SECCIÓN 12. PLACAS DE APOYO ELASTOMÉRICAS

- 12.1. MÓDULO DE CORTE DE G PARA PLACAS DE APOYO**
- 12.2. ESPECIFICACIONES Y DETALLES MÍNIMOS DE LAS PLACAS DE APOYOS**
- 12.3. ANCLAJE DE LAS PLACAS DE APOYO**
 - 12.3.1. CONEXIÓN CON SOLDADURA**
 - 12.3.2. CONEXIÓN CON PERNOS**
- 12.4. ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD**
- 12.5. USO DE PLACAS FABRICADAS CON GOMA NATURAL MÁS COMPUESTOS ADICIONALES**
- 12.6. USO DE AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS**

- SECCIÓN 13. OTROS SISTEMAS DE APOYO Y OTROS DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS**
 - 13.1. SISTEMAS DE APOYO MECÁNICOS**
 - 13.2. OTROS DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS**

- SECCIÓN 14. DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS Y PILOTES**
 - 14.1. REQUERIMIENTOS PARA ELEMENTOS DÚCTILES**
 - 14.1.1. MÁXIMO ESFUERZO AXIAL EN UN ELEMENTO DUCTIL**
 - 14.1.2. MÁXIMO REFUERZO LONGITUDINAL**
 - 14.1.3. TRASLAPOS DE LA ARMADURA LONGITUDINAL**
 - 14.1.4. TRASLAPOS DE ESTRIBOS CIRCULARES**
 - 14.1.5. TRABAS Y GANCHOS SÍSMICOS**

- SECCIÓN 15. CONSIDERACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO SÍSMICO**

- SECCIÓN 16. REFERENCIAS**

ÍNDICE DE FIGURAS

ANEXO 3.1000-A

- 4.A CONDICIÓN QUE PERMITE LA ROTACIÓN DE UN TABLERO ESVIADO SIN SER RESTRINGIDO POR EL TABLERO ADYACENTE O EL ESTRIBO
- 4.B CONDICIÓN QUE PERMITE LA ROTACIÓN EN TABLEROS CURVOS SIN SER RESTRINGIDO POR EL TABLERO ADYACENTE O EL ESTRIBO
- 4.C CONDICIÓN PARA LA INSTALACIÓN DE TOPES INTERIORES EN LOS PUENTES ESVIADOS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE
- 4.D CONDICIÓN PARA LA INSTALACIÓN DE TOPES INTERIORES EN LOS PUENTES CURVOS, EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE
- 5.2.A LONGITUD DE APOYO
- 5.2.B CÓMO MEDIR LA LONGITUD DE APOYO CUANDO EL TABLERO TIENE ESVAJE
- 5.2.C(1) LONGITUD DE APOYO EN PUENTE ESVIADO
- 5.2.C(2) LONGITUD DE APOYO EN PUENTE CURVO
- 5.3.A EJEMPLO DE LA CONDICIÓN DE UN PUENTE CONTINUO LOS CUALES ESTÁN APOYADOS EN MÁS DE 4 APOYOS ELÁSTICOS O FIJOS EN LA DIRECCIÓN DEL EJE DEL PUENTE
- 5.3.3.A EJEMPLO DE UN PUENTE DEL TIPO PÓRTICO EN EL CUAL LA SUPERESTRUCTURA ESTÁ CONECTADA RÍGIDAMENTE A 2 O MÁS CEPAS
- 5.3.3.B EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE CABLES CONECTANDO EL MURO ESPALDAR DEL ESTRIBO CON LA SUPERESTRUCTURA
- 5.3.3.C EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE CABLES CONECTANDO EL MURO FRONTAL DEL ESTRIBO CON LA SUPERESTRUCTURA
- 5.3.3.D EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE UN TOPE DE HORMIGÓN FRENTE AL TRAVESAÑO EN UN ESTRIBO
- 5.3.3.E EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE CABLES CONECTANDO SUPERESTRUCTURAS CONTIGUAS, EN UNA CEPA DONDE EXISTE UNA JUNTA DE DILATACIÓN
- 5.3.3.F EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE CABLES CONECTANDO LAS SUPERESTRUCTURAS AL CABEZAL DE LA CEPA, DONDE EXISTE UNA JUNTA DE DILATACIÓN
- 5.4.A(1) TOPES SÍSMICOS Y TRAVESAÑO – EJEMPLO 4 VIGAS – SIN MOVIMIENTO LATERAL EXCESIVO: CONFIGURACIÓN GENERAL DE LOS TOPES SÍSMICOS INTERIORES, EXTERIORES Y TRAVESAÑO
- 5.4.A(2) TOPES SÍSMICOS Y TRAVESAÑO – EJEMPLO 4 VIGAS – SIN MOVIMIENTO LATERAL EXCESIVO: CONFIGURACIÓN DEL TOPE SÍSMICO INTERIOR Y TRAVESAÑO
- 5.4.A(3) TOPES SÍSMICOS Y TRAVESAÑO – EJEMPLO 4 VIGAS – SIN MOVIMIENTO LATERAL EXCESIVO: CONFIGURACIÓN DEL TOPE SÍSMICO EXTERIOR Y TRAVESAÑO
- 5.4.B(1) GRIETAS PRINCIPALES EN LOS TOPES SÍSMICOS: GRIETAS EN TOPE INTERIOR
- 5.4.B(2) GRIETAS PRINCIPALES EN LOS TOPES SÍSMICOS: GRIETAS EN TOPE EXTERIOR
- 5.4.C TOPES SÍSMICOS – CONTROL DE LA GRIETA EN LA INTERFACE DE HORMIGÓN
- 7.A PUENTE SEMI-INTEGRAL: CONEXIÓN MEDIANTE LOSETA ENTRE EL TABLERO Y EL MURO ESPALDAR DEL ESTRIBO
- 7.B PUENTE SEMI-INTEGRAL: CONEXIÓN MEDIANTE LOSETA DEL TABLERO SOBRE LA CEPA
- 7.C PUENTE INTEGRAL: CONEXIÓN DEL TABLERO CON ESTRIBO
- 7.D PUENTE INTEGRAL: CONEXIÓN DEL TABLERO SOBRE LA CEPA
- 12.2.A EJEMPLO DE PLACA, CON PLACAS DE RECUBRIMIENTO INFERIOR Y SUPERIOR
- 12.3.A(1) EJEMPLO DE ANCLAJE DE PLACA CIRCULAR: ANCLAJE CON PERNOS
- 12.3.A(2) EJEMPLO DE ANCLAJE DE PLACA CIRCULAR: ANCLAJE SUPERIOR CON PERNOS, ANCLAJE INFERIOR CON PLACA ANCLAJE ADICIONAL Y SOLDADURA
- 12.3.A(3) EJEMPLO DE ANCLAJE DE PLACA CIRCULAR: ANCLAJE CON SOLDADURA
- 12.3.B DISTANCIA MÍNIMA DEL PERNO DE ANCLAJE AL BORDE DE LA MESA DE APOYO
- 12.6.A(1) EJEMPLO DE AISLADOR SÍSMICO CIRCULAR: AISLADOR HDRB – AISLADOR CON ALTO AMORTIGUAMIENTO
- 12.6.A(2) EJEMPLO DE AISLADOR SÍSMICO CIRCULAR: AISLADOR LRB – AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO

ÍNDICE DE GRÁFICOS

ANEXO 3.1000-A

- 3.4.1.1.A** **FACTOR r_d , COMPARACIÓN ENTRE LAS CURVAS DESARROLLADAS POR SEED & IDRISS (1971)**
- 3.4.1.2.A** **CURVA BASE DE SPT PARA ARENAS LIMPIAS PARA MAGNITUDES DE SISMO DE 7,5 CON DATOS DE CASOS HISTÓRICOS DE LICUACIÓN (MODIFICADO A PARTIR DE SEED ET AL., 1985)**
- 3.4.1.2(4).A** **FACTOR DE ESCALAMIENTO POR MAGNITUD VARIOS INVESTIGADORES (YOU D & NOBLE, 1977a)**
- 3.4.2.A** **REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CRITERIO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN (BRAY & SANCIO, 2006)**

ÍNDICE DE TABLAS

ANEXO 3.1000-A

3.2.A	CANTIDAD MÍNIMA DE PERFILES O TENDIDOS
3.5.A	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN C_r PARA LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS
5.4.A	CANTIDAD MÍNIMA DE TOPES INTERIORES
5.5.A	ACELERACIÓN VERTICAL DEL TABLERO SEGÚN ZONA SÍSMICA

ÍNDICE DE ECUACIONES

NUMERACIÓN	NOMBRE	ECUACIÓN
2.1.1	Coeficiente sísmico horizontal para placa de apoyo	$K_h = K_1 S \frac{A_o}{g}$
2.1.2	Coeficiente sísmico horizontal para infraestructura	$K_h = K_1 S \frac{A_o}{2g}$
3.3.1	Periodo fundamental del suelo	$T_s = \frac{4H}{V_s}$
3.3.2	Velocidad de onda de corte para más de un estrato	$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_{si}}}$
3.4.1.1	Factor de seguridad a la licuefacción	$F_s = \frac{CRR}{CSR}$
3.4.1.1.1	Razón de la sollicitación cíclica	$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$
3.4.1.1.2	Coeficiente de reducción de tensión para $z \leq 9,15$	$r_d = 1,0 - 0,00765z$
3.4.1.1.3	Coeficiente de reducción de tensión para $9,15 < z \leq 23$	$r_d = 1,174 - 0,0267z$
3.4.1.2(1).1	Curva base de las arenas limpias	$CSR_{75} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$
3.4.1.2(2).1	Corrección por el número de golpes	$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$
3.4.1.2(3).1	Corrección por número de finos	$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$
3.4.1.2(4).1	Factor de seguridad para la licuación	$F.S. = \left(\frac{CRR_{75}}{CSR} \right) MSF$
3.5.1	Factor de Resistencia a la Licuación	$F_L = F_s = \frac{CRR}{CSR}$
4.1	Condición para la rotación de un tablero esviado	$\frac{\text{sen}2\theta}{2} > \frac{b}{L}$
4.2	Condición para la rotación de un tablero en puentes curvos	$\text{cos}\theta' > \frac{b}{L}$
5.2.1	Longitud requerida de apoyo	$S_{ER} \geq S_{EM}$
5.2.2	Longitud mínima de apoyo	$S_{EM} = 0,7 + 0,005l$

5.2.3	Longitud requerida de apoyo para puentes esviados o curvos	$S_{E\theta R} \geq 2L_{\theta} \text{sen}(\alpha_E/2) \cos(\alpha_E/2 - \theta)$
5.3.3.1	Longitud mínima de apoyo	$S_F = c_F S_E$
12.3.1	Distancia entre el eje del perno de anclaje del inserto metálico y el borde de la mesa de apoyo	$S \geq 0,2 + 0,005l$
14.1.1.1	Límite máximo para la carga axial	$P_u \leq 0,2f'_c A_g$
14.1.2.1	Límite máximo de refuerzo longitudinal	$A_l \leq 0,03A_g$

ANEXO 3.1000-A CRITERIOS SÍSMICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES EN CHILE

1 INTRODUCCIÓN

Debido a los daños observados en el terremoto del 27 de febrero de 2010, se decidió emitir un documento que tuviera como objetivo especificar los lineamientos que se deben considerar en las reparaciones y los criterios a incluir en los nuevos proyectos de los puentes. Este documento fue llamado "Nuevos Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile" de julio de 2010. Es necesario precisar que los conceptos generales contenidos en ese documento fueron considerados en todas las rehabilitaciones y en los nuevos proyectos, a partir de la emisión oficial del mismo.

Desde el año 2010 a la fecha, se han recibido comentarios de consultores privados, generando variadas discusiones internas, y se han podido observar los procesos constructivos, lo que ha llevado a que sea necesario revisar y mejorar las especificaciones de diseño sísmico. Además, se ha recibido la cooperación de los expertos japoneses del MLIT (Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism), NILIM (National Institute for Land and Infrastructure Management) y del PWRI (Public Works Research Institute) a través de la JICA (Japan International Cooperation Agency), quienes han aportado su valioso conocimiento y comentarios, buscando mejorar los criterios que se presentan en este documento.

Este Anexo pretende aportar los criterios mínimos para el diseño sísmico de los puentes convencionales en Chile, con el objetivo principal de evitar que la estructura colapse en un evento sísmico de importancia o de intensidad severa, sin poner en riesgo la vida humana, aceptando daños que pueden ser reparables. Sin embargo, siempre existirán casos o situaciones de estructuras que requieren de análisis y estudios específicos, los cuales deben ser desarrollados para cada caso particular.

El presente documento fue desarrollado con la cooperación y recomendaciones de los expertos japoneses, bajo un convenio establecido entre el MOP y la JICA.

Este documento además, complementa y prevalece por sobre las especificaciones del Capítulo 3.1000 del MC-V3 vigente.

2 CONSIDERACIONES EN LA UTILIZACIÓN DEL MÉTODO DEL COEFICIENTE SÍSMICO

El método del coeficiente sísmico señalado en el Numeral 3.1004.309(1) del MC-V3, se modifica y será válido para puentes de 1 vano. Los puentes de 2 vanos que poseen juntas de dilatación en los extremos del tablero y continuidad sobre la cepa, se deben diseñar utilizando el método de coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural o el método modal espectral, con el fin de obtener el periodo fundamental de la estructura. Al utilizar estos métodos se obtiene con mayor precisión los desplazamientos en las placas de apoyo.

Cuando se utilice el método del coeficiente sísmico, se deberá considerar para el cálculo de las conexiones del tablero (placa de apoyo, juntas de dilatación), lo indicado en las Secciones 2.1 y 2.2.

2.1 ACELERACIONES DE DISEÑO EN PLACAS DE APOYO

Los puentes de 1 vano poseen periodos casi nulos, por lo que la aceleración de diseño a emplear corresponde a la aceleración efectiva A_0 . Debido a lo anterior, las placas se deberán diseñar calculando el desplazamiento máximo con una aceleración igual a A_0S , donde S es el coeficiente del suelo. El coeficiente sísmico horizontal de diseño K_h para diseñar las placas, se obtendrá de la siguiente fórmula:

$$K_h = K_1 S \frac{A_0}{g} \quad (\text{ec. 2.1.1})$$

Para cuantificar la transmisión de cargas del tablero a la infraestructura, se mantendrá el criterio de considerar una aceleración horizontal igual a $A_0S/2$, donde S es el coeficiente del suelo. El coeficiente sísmico horizontal de diseño K_h para la infraestructura, se obtendrá de la siguiente fórmula:

$$K_h = K_1 S \frac{A_0}{2g} \quad (\text{ec. 2.1.2})$$

2.2 DESPLAZAMIENTOS EN JUNTAS DE DILATACIÓN

Los desplazamientos considerados para diseñar la junta de dilatación en los extremos del tablero, deberán ser estimados en base al desplazamiento máximo de la placa de apoyo, con aceleración horizontal igual a A_0S , donde S es el coeficiente del suelo, sumado a los efectos de variación de temperatura.

3 ESTUDIOS DE SUELO – ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

3.1 PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN

Rigen las especificaciones señaladas en el Numeral 3.1002.404 del MC-V3 a excepción de las siguientes modificaciones:

- a) Se recomienda una longitud de 35 m para los sondajes, ya sea para puentes, pasos inferiores, pasos superiores y pasarelas que contemplen fundaciones profundas. No obstante, la longitud a explorar en los sondajes será la propuesta por el especialista geotécnico, la que deberá ser aprobada por la Dirección de Vialidad. Cuando exista un estrato competente como por ejemplo roca, gravas muy compactas, suelos con cementación, etc., la profundidad de exploración podrá reducirse, en cuyo caso es necesario que se avale la continuidad en profundidad de dicho suelo. Para los puentes, pasos inferiores, pasos superiores, muros de contención y pasarelas con fundación directa se recomienda considerar la longitud especificada en el Numeral 3.1002.404(1) del MC-V3. En el caso de muros de tierra estabilizados mecánicamente (TEM) se recomienda considerar al menos un rango entre 1,0 y 1,5 veces la altura del muro.
- b) La profundidad de la exploración se extenderá como mínimo 10 m bajo la punta de los pilotes o la distancia entre los pilotes exteriores, cuando sea un grupo de pilotes (no aplica para pilotes inclinados), se deberá considerar la mayor entre estas dos distancias. En el caso de encontrar la roca solo se deberá penetrar en ella 3 m tal como lo señala el Manual de Carreteras.

3.2 MEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE CORTE V_s

Se debe medir la velocidad de propagación de ondas de corte V_s , mediante el ensayo down-hole, cross-hole o sonda de suspensión (Suspension Logging). También se puede estimar a partir de mediciones de ondas superficiales (ondas de Rayleigh), por métodos como SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) o ReMi (Refracción por Microtremores). En estos casos, se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos

mediciones preferentemente ortogonales. Adicionalmente, cuando se utilice el método ReMi, se debe incluir una medición con una fuente activa de conocida ubicación. El perfil de velocidades de ondas de corte que caracteriza el terreno corresponderá a aquel que resulte en el caso más desfavorable. No se debe estimar V_s a partir de V_p .

El método ReMi puede medir velocidades de ondas de corte a mayor profundidad que los métodos SASW y MASW.

Se recomienda que la profundidad de medición de velocidad de onda de corte sea de 35 m debiendo alcanzar un estrato de suelo competente ($V_s > 400$ m/seg) o el basamento rocoso. Debido a lo anterior, la longitud del arreglo o tendido propuesto debe ser tal que garantice la profundidad anterior. En el caso que a los 35 m profundidad de medición no se alcance un estrato competente o un estrato rocoso, se deberá realizar una nueva medición considerando una mayor profundidad hasta alcanzar los estratos indicados.

La velocidad de onda de corte se debe presentar en perfiles 2D o perfiles tomográficos 2D, los que serán adicionales a los perfiles 1D.

Los perfiles de velocidades de onda de corte se deben correlacionar con los estratos de suelos obtenidos de los sondajes.

Estos ensayos se deben considerar complementarios a las prospecciones realizadas a través de un sondaje y en ningún caso lo reemplaza, por lo tanto es obligación realizar los sondajes.

El suelo se clasificará como tipo III cuando el valor promedio de V_s en la profundidad medida, esté entre $180 \text{ m/seg} \leq V_s \leq 400 \text{ m/seg}$.

El suelo se clasificará como tipo IV cuando el valor promedio de V_s en la profundidad medida, sea menor a 180 m/seg .

Se podrán utilizar mediciones de V_s , determinado en estudios previos, siempre y cuando se hayan realizado por instituciones avaladas por la Dirección de Vialidad y se encuentren cercanos (radio menor a 50 m) a la zona de emplazamiento de la estructura en estudio.

La cantidad de perfiles o tendidos sugerida para determinar la velocidad de onda de corte se indica en la Tabla 3.2.A.

Es recomendable que un perfil se ejecute a lo largo del eje de la estructura y el otro sea ortogonal, sin embargo, en el caso de existir cauces de ríos o rutas existentes, se deberá evaluar en terreno el arreglo de los perfiles. En el caso que las condiciones de terreno impidan realizar 2 perfiles preferentemente ortogonales, se aceptará como opción un arreglo cruzado y en casos debidamente justificados se aceptará que los perfiles no se intersecten. Los arreglos de los perfiles deben ser aprobados por la Dirección de Vialidad.

TABLA 3.2.A
CANTIDAD MÍNIMA DE PERFILES O TENDIDOS

Longitud del Puente	Número de Perfiles
$10 < L < 100$	1 Par de Perfiles 2D Preferentemente ortogonales
$100 < L < 200$	2 Pares de Perfiles 2D Preferentemente ortogonales
$200 < L < 300$	3 Pares de Perfiles 2D Preferentemente ortogonales

El contenido del informe de medición de ondas de corte debe cumplir con lo especificado en Numeral 2.503.503 del MC-V2.

3.3 DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO T_s

Para los puentes mayores ($200 \text{ m} < L$), puentes con vanos mayores a 60 m, viaductos, puentes con geometrías irregulares, que consideren juntas de dilatación en el tablero, de 2 o más vanos, ubicados sobre suelo tipo II, III o IV, se debe determinar el período fundamental del suelo T_s . El periodo natural del suelo se puede determinar de manera simplificada o mediante el ensayo de Nakamura.

El periodo natural del suelo se puede determinar con la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (\text{ec. 3.3.1})$$

dónde:

H = Profundidad del estrato de suelo (m) sobre el nivel de la roca.

V_s = Velocidad de onda de corte de estrato (m/seg).

Si se considera más de un estrato, se puede considerar un valor de velocidad de onda de corte equivalente, de acuerdo a la siguiente relación:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n v_{si}} \quad (\text{ec. 3.3.2})$$

El ensayo Nakamura (1989) para verificar el periodo de vibración del suelo, utiliza la técnica de los coeficientes espectrales H/V (Horizontal/ Vertical) utilizando registros de microtemblores o vibración ambiental.

Con respecto al ensayo Nakamura, todo el proceso de toma de datos en terreno, procesamiento e interpretación de resultados se deberá realizar aplicando los criterios incluidos en SESAME (Site Effects Assessment using Ambient Excitations) utilizando la guía "Guidelines for the Implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on Ambient Vibrations Measurements, Processing and Interpretation (December 2004)", la cual da recomendaciones importantes para obtener resultados representativos y confiables.

Para la comprobación de resultados de frecuencia y período fundamental, SESAME entrega nueve criterios que se enfocan en obtener una gráfica con una curva confiable y un peak claro o definido.

Antes de realizar las mediciones de H/V en el campo, es recomendable revisar la información geológica disponible sobre el área de estudio. En particular, se deben examinar los tipos de formaciones geológicas, la posible profundidad del lecho de roca y las posibles variaciones complejas en profundidad (2D o 3D) de la estructura de roca subyacente, las cuales pueden influir en el resultado del ensayo.

Los registros obtenidos de la red de acelerógrafos del Centro Sismológico Nacional (www.csn.uchile.cl) [3], pueden aportar datos para estimar el periodo del suelo, si la ubicación del acelerógrafo está cerca del emplazamiento de la estructura.

El periodo del suelo se debe comparar con el valor T_1 especificado en la Tabla 3.1004.309(2).A del MC-V3, con el fin de verificar que el espectro de diseño envuelva el periodo fundamental del suelo. En el caso que $T_s > T_1$, la Dirección de Vialidad exigirá un estudio de riesgo sísmico y/o la disminución de la clasificación sísmica del tipo suelo, dependiendo de la envergadura e importancia de la estructura.

La determinación del periodo del suelo servirá para complementar los parámetros actuales de clasificación de suelo (como la velocidad de corte V_s), y establecer en un futuro cercano una nueva clasificación de suelos en el Manual de Carreteras. Además, este parámetro servirá para el futuro análisis y evaluación de los espectros sísmicos especificados en el Manual de Carreteras.

3.4 EVALUACIÓN DE LA LICUACIÓN DEL SUELO

En los suelos compuestos por arenas, arenas limosas y limos con baja plasticidad que cumplan las siguientes 3 condiciones, la evaluación de la licuación debe ser realizada de acuerdo a lo especificado en los Tópicos 3.4.1 y 3.4.2, debido a que la licuación podría afectar el comportamiento del puente durante un sismo:

- Si existe un nivel de la napa freática dentro de una profundidad menor a 10 m bajo la superficie de terreno natural.
- Si existe un estrato de suelo saturado que está localizado a una profundidad menor a 20 m bajo la superficie de terreno natural y el número de golpes corregido $(N_1)_{60}$ del ensayo SPT es menor o igual a 30 golpes.
- Si el estrato de suelo tiene un contenido de fino (FC) igual o menor a 35% o tiene un índice de plasticidad menor a 15, incluso si su contenido de finos (FC) es mayor a 35%.

La probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación en los puentes, se debe evaluar utilizando el método simplificado actualizado de Seed & Idriss. El método de Bray and Sancio (2006), se utiliza para evaluar el potencial de licuación en los suelos finos evaluando la influencia del índice de plasticidad.

La metodología basada en el método Japonés y el método NYSDOT especificados en el Numeral 3.602.406 del MC-V3, se considerarán métodos adicionales y en el caso de discrepancia se deberá considerar la envolvente de todos los métodos.

La magnitud del sismo que se debe utilizar en la evaluación de la licuación, debe ser como mínimo una magnitud $M_w = 8,0$.

3.4.1 MÉTODO SIMPLIFICADO ACTUALIZADO PARA ARENAS Y ARENAS LIMOSAS

En los puentes, el método que se debe utilizar para evaluar la licuación del suelo es el método simplificado actualizado de Seed & Idriss (1971) recomendado en el Capítulo 6.8 de la norma "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011" [8], método que está basado en el artículo "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance in Soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Youd, et al. 2001. [14].

El método se basa en la comparación de la razón de esfuerzo cíclico resistente o resistencia cíclica (CRR) y el esfuerzo cíclico solicitante o sollicitación cíclica (CSR), el primero está en función del número de golpes del ensayo SPT y el segundo está en función del esfuerzo vertical y la aceleración máxima.

Mediante estas dos variables, se define el factor de seguridad a la licuación, de acuerdo a la siguiente razón:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (\text{ec. 3.4.1.1})$$

3.4.1.1 Evaluación de la Sollicitación Cíclica SCR

Seed & Idriss (1971) formularon la siguiente ecuación para calcular la razón de la sollicitación cíclica:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d \quad (\text{ec. 3.4.1.1.1})$$

dónde:

- a_{max} = Aceleración peak horizontal en la superficie del suelo.
- g = Aceleración de gravedad.
- σ_{vo} y σ'_{vo} = Tensiones verticales totales y efectivas, respectivamente.
- r_d = Coeficiente de reducción de tensión.

Las siguientes ecuaciones pueden ser usadas para estimar el valor promedio de r_d (Liao and Whitman 1986b):

$$r_d = 1,0 - 0,00765z, \quad \text{para:} \quad z \leq 9,15 \text{ m} \quad (\text{ec. 3.4.1.1.2})$$

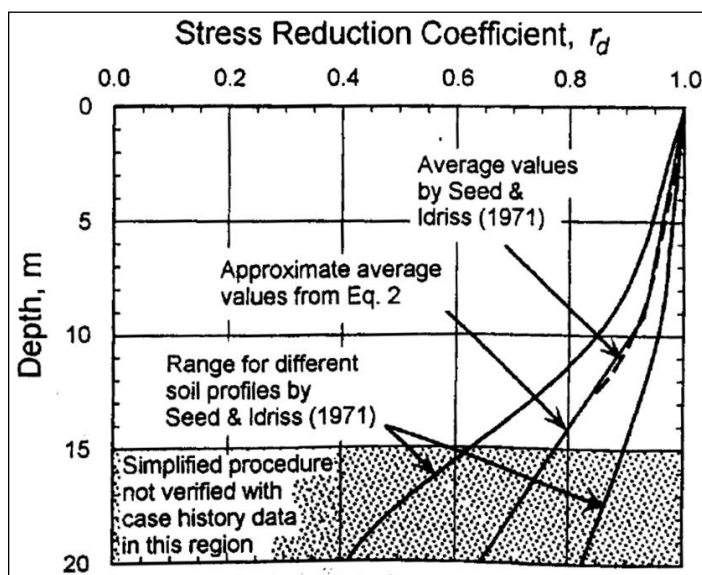
$$r_d = 1,174 - 0,0267z, \quad \text{para:} \quad 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (\text{ec. 3.4.1.1.3})$$

dónde:

z = Profundidad bajo el nivel de superficie en metros (m).

El factor r_d de la ecuación anterior es mostrado en el Gráfico 3.4.1.1.A.

GRÁFICO 3.4.1.1.A
FACTOR r_d , COMPARACIÓN ENTRE LAS CURVAS DESARROLLADAS POR SEED & IDRIS (1971)



3.4.1.2 Resistencia Cíclica CRR

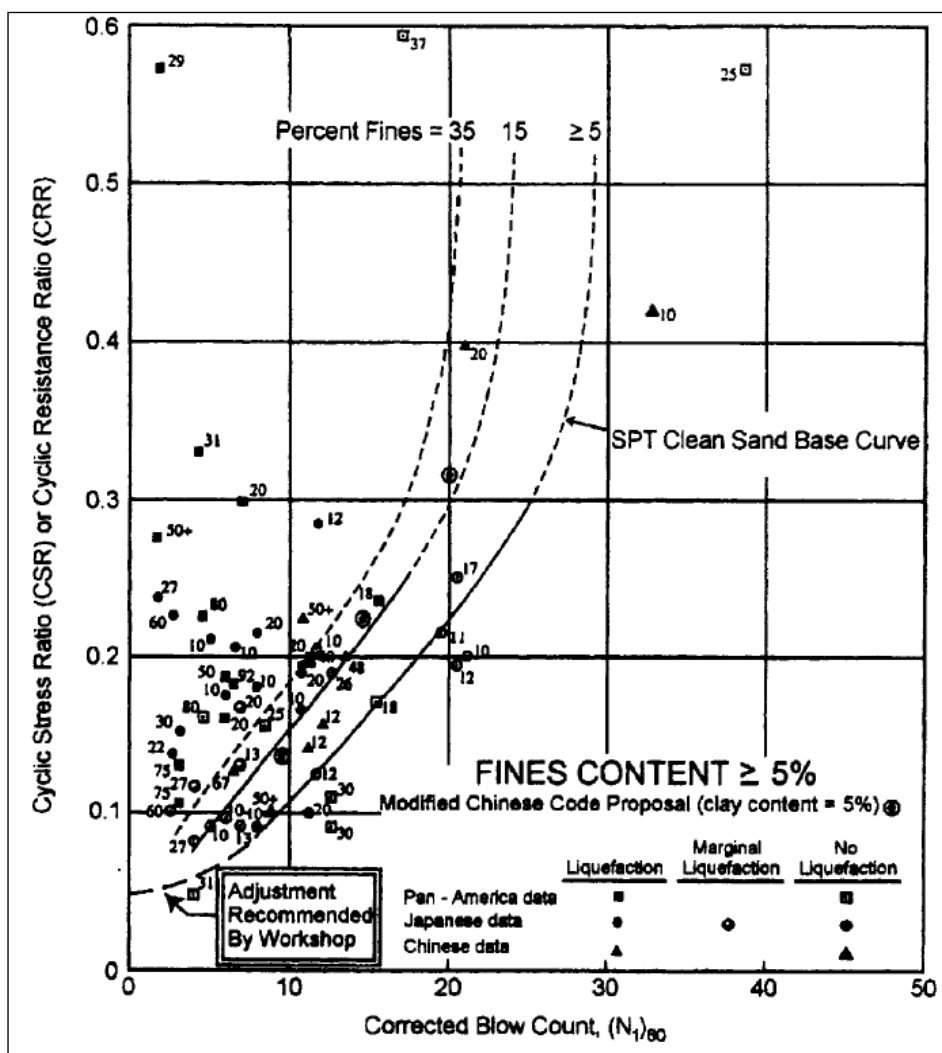
La resistencia cíclica se puede determinar por medio de ensayos de terreno. Por ejemplo, el ensayo de penetración estándar SPT permite calcular la resistencia cíclica a través de correlaciones entre la resistencia cíclica y el número de golpes corregido para arenas limpias (clean sand) $(N_1)_{60CS}$. También existen correlaciones sobre la base de ensayos de penetración de cono CPT y a través de la medición de las velocidades de onda de corte V_s .

En este numeral se presentan los aspectos más importantes del cálculo de la resistencia cíclica a través del ensayo de penetración estándar, SPT, ya que ha sido un criterio bastante robusto a través de los años y además es el ensayo más común y utilizado en las prospecciones geotécnicas. La obtención de la resistencia cíclica a través del ensayo CPT y a través de las velocidades de ondas de corte V_s se describen y explican con detalle en el documento antes mencionado.

El Gráfico 3.4.1.2.A, es un gráfico que relaciona CSR y su correspondiente $(N_1)_{60}$, obtenido de registros de datos de sitios afectados o no por licuación, observados en los terremotos pasados con magnitud

de aproximadamente 7,5 Mw. Las curvas CRR mostradas en el Gráfico 3.4.1.2.A fueron conservadoramente posicionadas para separar las regiones con datos que indicaban licuación de las regiones con datos que no indicaban licuación. Estas curvas fueron desarrolladas para suelos granulares con contenido de finos de 5% o menos, 15%, y 35%. La curva CRR para contenidos de finos < 5%, es el criterio del índice de penetración base para el procedimiento simplificado y es referido como la “Curva base de SPT para arenas limpias”. El Gráfico 3.4.1.2.A es válido únicamente para sismos de magnitud 7,5 Mw. Los factores que ajustan las curvas CRR a otras magnitudes se presentan más adelante.

GRÁFICO 3.4.1.2.A
CURVA BASE DE SPT PARA ARENAS LIMPIAS PARA MAGNITUDES DE SISMO DE 7,5 CON DATOS DE CASOS HISTÓRICOS DE LICUACIÓN (MODIFICADO A PARTIR DE SEED ET AL., 1985)



3.4.1.2(1) Curva Base de SPT para Arenas Limpias. La ecuación que aproxima la “Curva base de las arenas limpias” en el Gráfico 3.4.1.2.A, es la siguiente:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (\text{ec. 3.4.1.2(1).1})$$

La ecuación anterior es válida para $(N_1)_{60} < 30$, mientras que, para $(N_1)_{60} \geq 30$, las arenas limpias son muy densas para licuar y son clasificadas como no licuables.

3.4.1.2(2) Influencia del Contenido de Finos. Seed et al (1985), verificó que aparentemente el valor de CRR se incrementa con el contenido de finos. Basado en los datos experimentales disponibles, Seed et al (1985) desarrollaron las curvas CRR para varios casos de contenidos de finos como se muestran en el Gráfico 3.4.1.2.A.

Para considerar el contenido de finos, se procede a corregir el número de golpes $(N_1)_{60}$ a un valor de arena limpia $(N_1)_{60CS}$ usando la expresión de la Ecuación 3.4.1.2(2).1, corrección por el número de golpes:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (\text{ec. 3.4.1.2(2).1})$$

dónde:

Para: $FC \leq 5\%$

$$\alpha = 0,0$$

$$\beta = 1,0$$

Para: $5\% < FC < 35\%$

$$\alpha = \exp(1,76 - 190/FC^2)$$

$$\beta = (0,99 + (FC^{1,5} / 1000))$$

Para: $FC \geq 35\%$

$$\alpha = 5,0$$

$$\beta = 1,2$$

3.4.1.2(3) Otras Correcciones. En adición al contenido de fino varios factores influyen en los resultados del ensayo SPT. En la Ecuación 3.4.1.2(3).1, corrección por número de finos, se incorporan esas correcciones:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (\text{ec. 3.4.1.2(3).1})$$

dónde:

N_m = Número de golpes medidos en el ensayo de penetración.

C_N = Factor de normalización para una presión confinante de 1 kg/cm².

C_E = Factor de corrección de la energía del martillo a 60% de la energía.

C_B = Factor de corrección por diámetro del sondaje.

C_R = Factor de corrección por largo de barras.

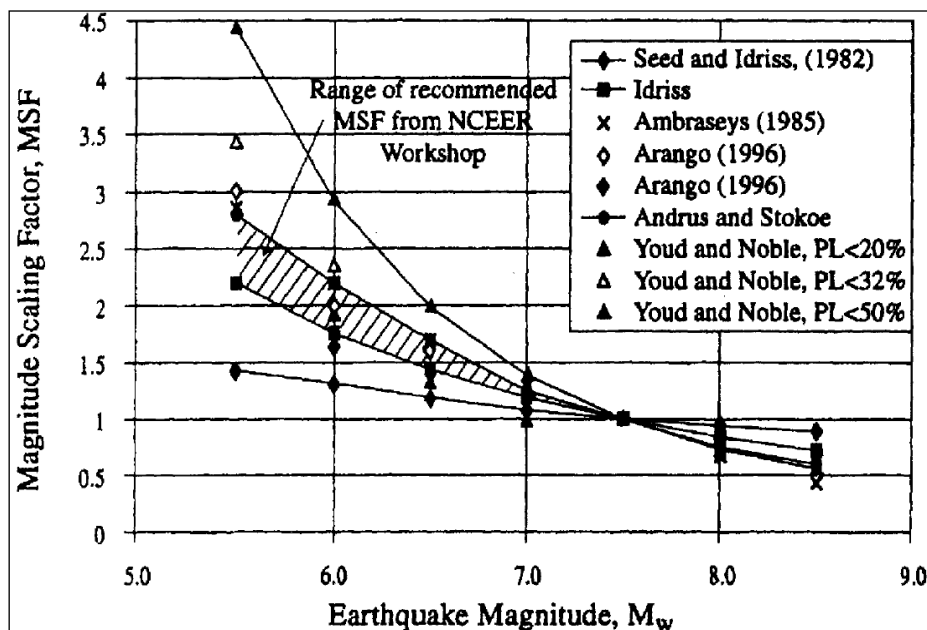
C_S = Factor de corrección para muestras con o sin liner.

3.4.1.2(4) Correcciones de la Magnitud del Terremoto. Con el fin de ajustar la curva de arenas limpias para magnitudes diferentes de 7,5 M_w , Seed & Idriss (1982) introducen el término de factor de escalamiento por magnitud MSF_s . Este factor se usa para escalar el valor de CRR final, o bien usando su inverso, para escalar el valor de CSR. La ecuación del factor de seguridad para la licuación considerando el factor de escalamiento MSF_s queda de la siguiente manera:

$$F.S. = \left(\frac{CRR_{7,5}}{CSR} \right) MSF \quad (\text{ec. 3.4.1.2(4).1})$$

En el Gráfico 3.4.1.2(4).A, se presenta las curvas del factor MSF de varios autores.

GRÁFICO 3.4.1.2(4).A
FACTOR DE ESCALAMIENTO POR MAGNITUD
VARIOS INVESTIGADORES (YOU'D & NOBLE, 1997a)



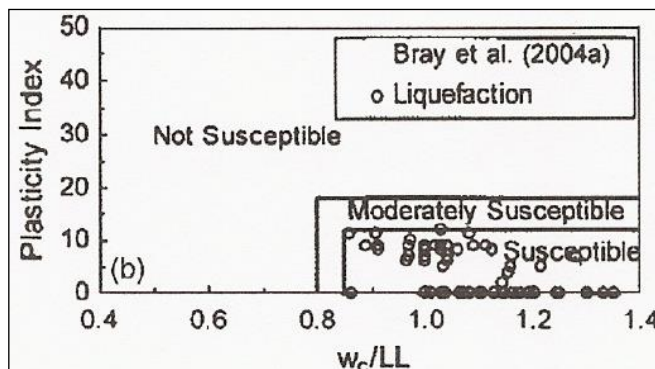
3.4.2 MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DE LA LICUACIÓN EN SUELOS FINOS

El método para evaluar el potencial de licuación de los suelos finos se basa en el artículo "Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Bray and Sancio 2006 [2], en el cual se define la posibilidad de licuación de un suelo fino de acuerdo al valor del índice de plasticidad IP y la razón entre el contenido de humedad y el límite líquido w/LL, de acuerdo a la siguientes relaciones y a lo mostrado en el Gráfico 3.4.2.A:

- Si: IP < 12 y w/LL > 0.85 : Susceptible a la licuación
- Si: 12 < IP < 18 y w/LL > 0.80 : Más resistente a la licuación
- Si: IP > 18 : No susceptible a la licuación

En el caso que el suelo fino sea susceptible a la licuación, se deberá considerar el porcentaje de contenido de finos para evaluar la resistencia cíclica CRR y evaluar la reducción de los parámetros geotécnicos especificado en la Sección 3.5.

GRÁFICO 3.4.2.A
REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL CRITERIO DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN
(BRAY & SANCIO, 2006)



3.4.3 EMPUJE LATERAL (LATERAL SPREADING)

En los casos que se estime necesario, teniendo en cuenta la ubicación de los elementos de la infraestructura y las condiciones topográficas del terreno lo ameriten, se deberá analizar el fenómeno de lateral spreading o empuje lateral del suelo debido a la licuación del suelo.

En general, el fenómeno del empuje lateral se produjo en las orillas de los ríos y los desplazamientos del terreno se observaron en dirección perpendicular hacia el cauce de los mismos. También se observó que el fenómeno se incrementa con el valor de la pendiente del terreno desde el exterior hacia el borde del río.

Debido al terremoto del 2010, en la ribera norte del río Biobío, VIII región, en Concepción, el efecto del lateral spreading produjo una falla de corte en la cepa ubicada en el borde del río en el Puente Juan Pablo II, y generó desplazamientos transversales en las cepas del Puente La Mochita, debido a que en ambos puentes el sello de fundación de las cepas estaba sobre el estrato licuable. También se observó este fenómeno en el Puente LLacolén, sin embargo, no se produjeron daños estructurales importantes (solo se observaron algunas grietas de flexión en las columnas pertenecientes a la cepa ubicada al borde del enrocado de protección) ni desplazamientos en sus cepas, ya que éstas estaban estructuradas con pilas-pilotes y el sello de fundación se ubicó bajo el estrato licuable.

En el Puente Ramadillas ubicado en la ruta 160, VIII Región, también se observó este fenómeno.

En el Puente Mataquito ubicado en la desembocadura del río Mataquito, VII Región, también se observó este fenómeno, sin embargo la robustez de las pilas-pilotes con un diámetro $D = 1.5$ m fue capaz de resistir el empuje generado por este fenómeno, sin producir grietas ni desplazamientos laterales en las cepas. En el caso anterior, el sello de fundación de las pilas-pilotes se ubicó bajo el nivel del estrato de suelo licuable.

Un artículo que describe el efecto de la licuación y el empuje lateral en los puentes antes mencionados es el reporte de "GEER Association (2010). Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake, Version 2, May 25, 2010, Report No GEER -022, Jonathan Bray and David Frost (Editors)" [7].

Para evaluar el empuje debido al efecto del lateral spreading, se puede considerar el capítulo 8.3.2 de la norma japonesa [12] o los capítulos 7.2.3 y 7.5 de la "FHWA (2011). Geotechnical Engineering Circular No 3 – LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations, FHWA-NHI-11-032, NHI Course No 130094, Reference Manual" [6].

En un futuro, a medida que las investigaciones sobre este fenómeno estén más avanzadas, se podrá establecer una metodología definitiva.

3.5 REDUCCIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Cuando un estrato de suelo es considerado extremadamente blando, lo que correspondería a un estrato de suelo tipo IV compuesto por arcillas o limos localizados a una profundidad menor a 3 m desde el nivel de superficie natural, sus parámetros geotécnicos (módulo de corte y resistencia) deben ser considerados nulos en el diseño sísmico.

Para un estrato de suelo potencialmente licuable, el cual puede afectar el comportamiento del puente, los parámetros geotécnicos deben ser reducidos de acuerdo al valor del factor de resistencia a la licuación F_L , el cual se define con la siguiente relación:

$$F_L = F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (\text{ec. 3.5.1})$$

Los parámetros geotécnicos de estrato de arena potencialmente licuable deben ser reducidos por el coeficiente C_r , indicado en la siguiente tabla, el cual corresponderá a un coeficiente mínimo de reducción.

TABLA 3.5.A
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN Cr PARA LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Rango de F_L	Profundidad desde la superficie z (m)	Esfuerzo Cíclico Resistente CRR	
		CRR ≤ 0.3	$0.3 < \text{CRR}$
		C_r	C_r
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 \leq z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 \leq z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 \leq z \leq 20$	1	1

La tabla anterior es utilizada en la norma japonesa [12].

4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TABLEROS ESVIADOS Y CURVOS

Se debe evitar proyectar puentes con un gran ángulo de esviaje y puentes curvos. De no ser posible lo anterior, se deben considerar las recomendaciones que se describen a continuación.

Para los puentes esviados y curvos se deberá considerar la relación ancho (b) v/s longitud continua del tablero (L) en función del ángulo agudo de éste, según la sección 16.1 "General" de la Norma Japonesa "Specifications for Highway Bridges, March 2012, Part V Seismic Design"[12].

La posibilidad de rotación de una superestructura puede ser evaluada usando la condición para la rotación de un tablero para puentes esviados con la Ecuación 4.1, o para puentes curvos con la Ecuación 4.2:

$$\frac{\text{sen}2\theta}{2} > \frac{b}{L} \quad (\text{ec. 4.1})$$

$$\cos\theta' > \frac{b}{L} \quad (\text{ec. 4.2})$$

dónde:

- L = Longitud continua de la superestructura (m).
- b = Ancho total de la superestructura (m).
- θ = Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero en grados (°).
- θ' = Ángulo de esviaje usado para evaluar la condición de rotación de un puente curvo en grados (°), Figura 4.B.

La Ecuación 4.1 y la Ecuación 4.2, expresan las condiciones geométricas determinadas para una superestructura como condición para permitir la rotación, sin ser restringida por los vanos adyacentes o en los estribos, tal como se aprecia en la Figura 4.A y la Figura 4.B.

FIGURA 4.A
CONDICIÓN QUE PERMITE LA ROTACIÓN DE UN TABLERO ESVIADO SIN SER RESTRINGIDO POR EL TABLERO ADYACENTE O EL ESTRIBO

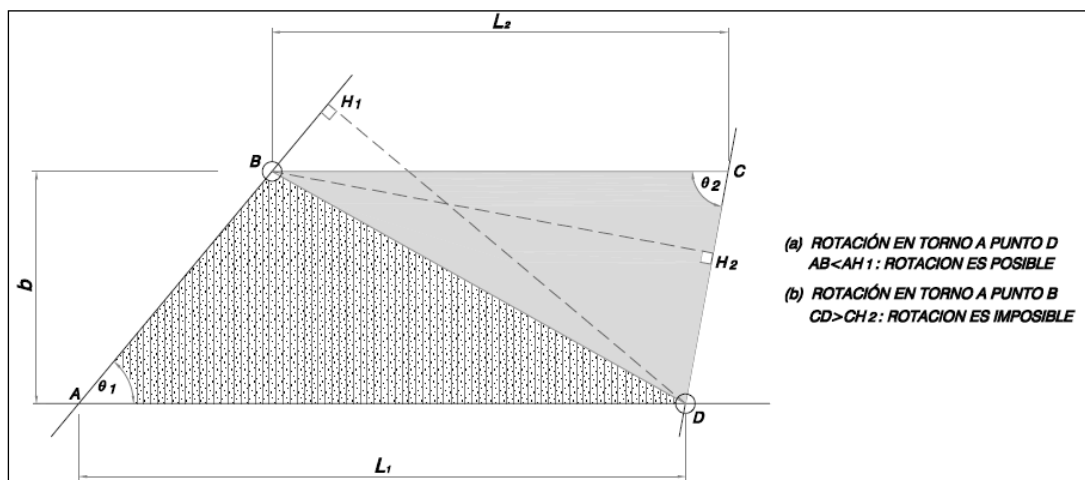
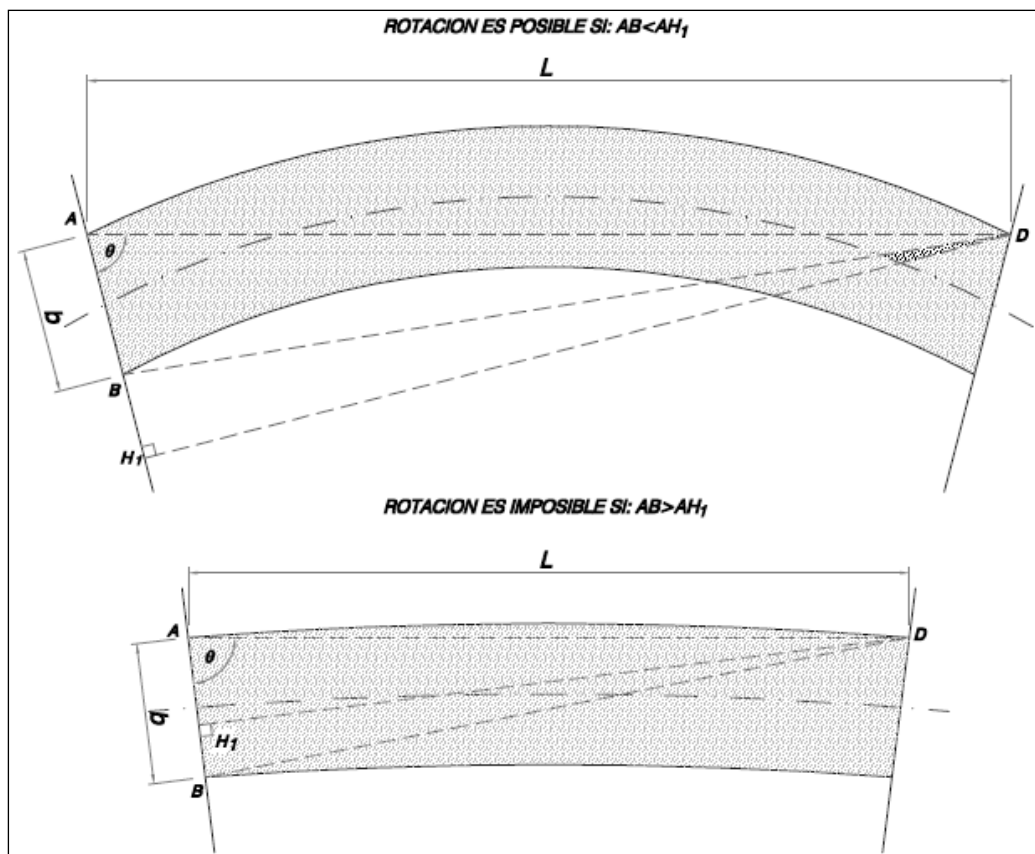
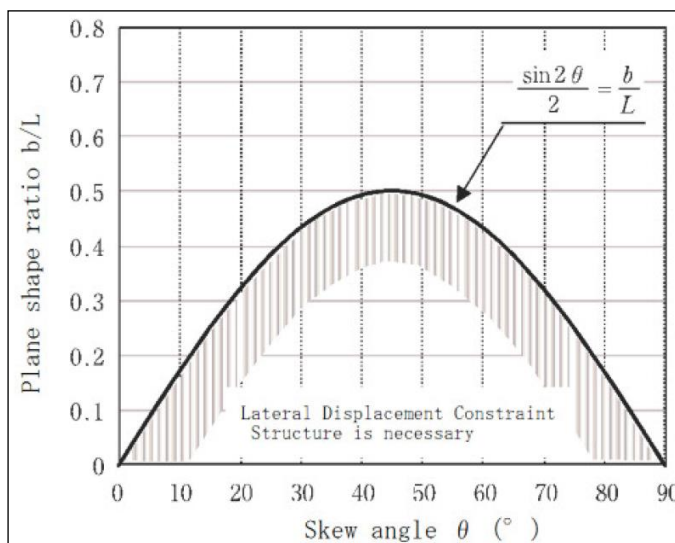


FIGURA 4.B
CONDICIÓN QUE PERMITE LA ROTACIÓN EN TABLEROS CURVOS SIN SER RESTRINGIDO POR EL TABLERO ADYACENTE O EL ESTRIBO



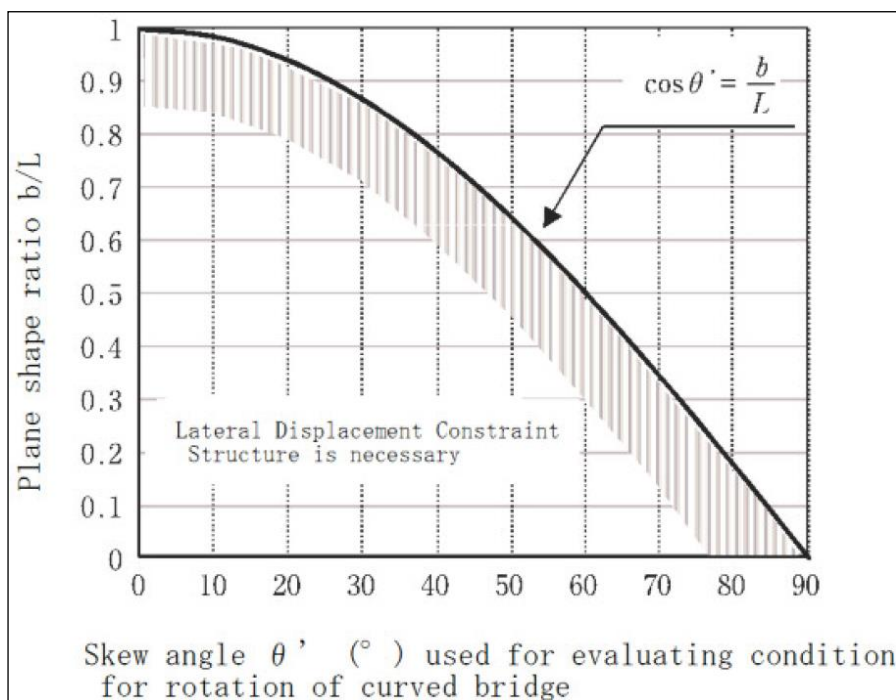
La Ecuación 4.1 se presenta en la Figura 4.C, y se deberá verificar si la geometría del tablero y el ángulo agudo de este generan un punto que queda bajo la curva, lo cual significará que existirán desplazamientos laterales excesivos del tablero, debido a la rotación, en cuyo caso se requerirá incorporar topes sísmicos interiores, de acuerdo a la Sección 5.4, adicionales a los topes exteriores.

FIGURA 4.C
CONDICIÓN PARA LA INSTALACIÓN DE TOPES INTERIORES EN LOS PUENTES ESVIADOS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE



La Figura 4.D corresponde a la Ecuación 4.2, la cual permite evaluar si se generarán desplazamientos excesivos en un tablero curvo. Al respecto se deberá verificar si la geometría del tablero genera un punto bajo la curva, lo que significará que existirán desplazamientos laterales excesivos del tablero, en cuyo caso se requerirá incorporar topes sísmicos interiores de acuerdo a la Sección 5.4.

FIGURA 4.D
CONDICIÓN PARA LA INSTALACIÓN DE TOPES INTERIORES EN LOS PUENTES CURVOS, EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE



Además, en los puentes esviados y curvos que tengan 2 o más vanos, se deberá considerar la realización de una modelación en 3D del puente, utilizando el método modal espectral, con el fin de determinar los desplazamientos en las placas y el movimiento del tablero con respecto a la infraestructura. La modelación modal espectral debe estar de acuerdo al Numeral 3.1004.309(3) del Capítulo 3.1000 del MC-V3.

5 SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Deben tomarse medidas adecuadas contra la pérdida de apoyo de las superestructuras, cuando se generan desplazamientos excesivos relativos entre la superestructura y la infraestructura, debido a la destrucción del sistema de apoyo¹, como resultado de los desplazamientos generados por la respuesta sísmica compleja del suelo o por el efecto del empuje lateral del suelo sobre el puente.

Cuando un sistema de apoyo se destruye por los desplazamientos excesivos de la superestructura, debido a las vibraciones complejas o los desplazamientos del suelo, se espera que la respuesta se amplifique aún más y se desencadene una serie de procesos de destrucción, incluyendo la pérdida de apoyo de la superestructura. Como solución a esta situación, se recomienda usar una superestructura continua para prevenir la pérdida de apoyo y se debe proporcionar una longitud suficiente de apoyo en los extremos de la superestructura, con la función de complementar o sustituir la destrucción del sistema de apoyo.

En el caso de existir una junta de dilatación, se debe evaluar el uso de un sistema de prevención de pérdida de apoyo, que limite los desplazamientos excesivos relativos generados entre la superestructura y la infraestructura después de ocurrido la destrucción del sistema de apoyo, con el fin de mejorar la seguridad frente a la pérdida de apoyo de la superestructura.

5.1.1 CASOS DE PUENTES QUE PUEDEN EXPERIMENTAR DESPLAZAMIENTOS EXCESIVOS Y PÉRDIDA DE APOYO

A continuación, se describen una serie de casos de puentes que tienen características estructurales y condiciones desfavorables, que pueden experimentar desplazamientos excesivos y la destrucción del sistema de apoyo, en los cuales deberá tenerse en cuenta las consideraciones especiales en la prevención de pérdida de apoyo de la superestructura.

5.1.1.1 Puentes con sus infraestructuras construidas sobre suelos licuables

Los suelos licuables pueden experimentar deformaciones excesivas durante un sismo, en consecuencia, las infraestructuras construidas sobre este tipo de suelo, estarán sujetas a excesivos desplazamientos, y probables empujes laterales. En estos casos es recomendable considerar múltiples apoyos fijos, superestructuras integrales con la infraestructura, puentes semi-integrales o estructuras del tipo pórtico.

5.1.1.2 Puentes con una notable diferencia en las condiciones de la infraestructura o del tipo de suelo

Cuando un puente tiene diferentes tipos de infraestructura o tiene el mismo tipo de infraestructura, pero construida en diferentes tipos de suelo, tendrá un comportamiento muy diferente durante un sismo. Tales puentes pueden estar sujetos a grandes desplazamientos relativos en los apoyos extremos durante un sismo.

5.1.1.3 Puentes con superestructuras contiguas muy diferentes en tipología o longitud de vano

Cuando un puente tiene varios vanos dilatados con superestructuras contiguas, que tienen mucha diferencia en la tipología y en la longitud de vano, o cepas con mucha diferencia en altura, cada tramo vibrará de manera diferente y se pueden producir desplazamientos relativos excesivos entre cada vano. También se pueden producir desplazamientos excesivos en las superestructuras menores debido a la colisión entre los tableros.

¹ Sistema de apoyo: Son los elementos sobre los que se apoya la superestructura y que permite el traspaso de las cargas a la infraestructura. En general son placas elastoméricas, apoyos mecánicos, aisladores sísmicos, etc.

5.1.1.4 Puentes con cepas de gran altura

Cuando un puente es soportado por cepas de gran altura, el periodo natural es largo, lo cual producirá que el desplazamiento de la superestructura también sea grande.

5.1.1.5 Puentes continuos con múltiples vanos con la fuerza de inercia concentrada en un número pequeño de infraestructuras

Los puentes continuos con múltiples vanos donde la fuerza de inercia se concentra en un apoyo fijo o en un número reducido de apoyos, tienen una complementariedad y capacidad de sustitución baja frente a la destrucción del sistema de apoyo. En estos casos, la concentración de grandes fuerzas de inercia horizontales puede provocar la destrucción del sistema de apoyo y, en consecuencia, generar grandes fuerzas de inercia en el resto de los sistemas de apoyo más débiles, causando eventualmente que todos los sistemas de apoyos fallen.

Al contrario, un puente continuo soportado por múltiples apoyos flexibles, generando un reparto de la fuerza horizontal, o por múltiples apoyos fijos, presenta una alta capacidad de complemento y sustitución cuando ocurre la destrucción del sistema de apoyo.

5.1.1.6 Puentes esviados o puentes curvos

Los puentes esviados pueden mostrar un comportamiento complejo, pueden experimentar la rotación de la superestructura durante un sismo, como resultado de que los extremos de los tableros chocan con los estribos o con los tableros contiguos. Particularmente cuando el ángulo θ (ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero) es menor a 90° , la rotación del tablero puede causar la pérdida de apoyo de los extremos del tablero desde las mesas de apoyo o cabezales de la infraestructura, causando eventualmente el colapso del puente. Para los puentes con radios de curvatura pequeños, el mismo tipo de daño puede ocurrir como la rotación del tablero o el desplazamiento hacia el lado exterior de la curva. Para este tipo de puentes, se deben tomar medidas apropiadas cuando existe la posibilidad de que el tablero pierda apoyo debido a la rotación, después que se produce la destrucción del sistema de apoyo.

5.1.1.7 Puentes con pocos apoyos por eje de apoyo

Para un puente con pocos apoyos en cada eje de apoyo, su complementariedad y capacidad de sustitución es baja frente a la destrucción del sistema de apoyo y la posibilidad de perder apoyo es relativamente alta. En los casos donde esta condición estructural sea usada por inevitables razones, es necesario tomar medidas apropiadas para la dirección longitudinal del puente y en los apoyos extremos, para prevenir la pérdida de apoyo de la superestructura.

5.1.2 ELEMENTOS DEL SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO

Un sistema de prevención de pérdida de apoyo, debe ser considerado como medida para evitar el colapso de la superestructura. El sistema de prevención de pérdida de apoyo debe ser diseñado adecuadamente y debe consistir en la determinación de una longitud de apoyo, un elemento para evitar la pérdida de apoyo en la dirección longitudinal, topes sísmicos laterales y barras de anclaje vertical.

Cada elemento del sistema de prevención de pérdida de apoyo debe tener las siguientes funciones:

5.1.2.1 Longitud de Apoyo: Tiene la función de prevenir o evitar que la superestructura pierda apoyo sobre los cabezales de la infraestructura, cuando el sistema de apoyo se destruye.

5.1.2.2 Elemento para Evitar la Pérdida de Apoyo en la Dirección Longitudinal: Tiene la función de prevenir los desplazamientos relativos entre la superestructura y la infraestructura en la dirección longitudinal o eje del puente, en la situación que se exceda la longitud de apoyo, cuando el sistema de apoyo se destruye.

5.1.2.3 Topes Sísmicos: Tienen la función de restringir el movimiento del tablero en la dirección perpendicular al eje del puente, si el sistema de apoyo se destruye.

5.1.2.4 Barras de Anclaje Vertical: Tienen la función de restringir el movimiento vertical del tablero y evitar la tracción en el sistema de apoyo.

5.2 LONGITUD MÍNIMA DE APOYO

La longitud requerida de apoyo y la longitud mínima de apoyo están determinadas por las siguientes fórmulas respectivamente:

$$S_{ER} \geq S_{EM} \quad (\text{ec. 5.2.1})$$

$$S_{EM} = 0,7 + 0,005l \quad (\text{ec. 5.2.2})$$

dónde:

S_{ER} = Longitud requerida de apoyo (m).

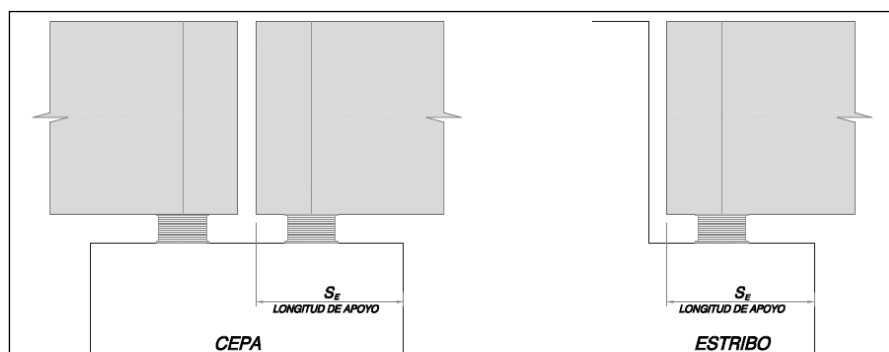
S_{EM} = Longitud mínima de apoyo de una viga en la mesa de apoyo (m).

l = Longitud del vano (m). En un cabezal de cepa que soporte dos superestructuras con diferentes longitudes de vano, se deberá considerar el vano de mayor longitud para el valor de l .

La longitud real de apoyo corresponde al valor S_E y corresponde a la longitud de la viga, desde el borde de la viga al borde de la mesa de apoyo mostrada en la Figura 5.2.A.

La longitud real de apoyo o la longitud de apoyo especificada en el diseño S_E , debe ser mayor o igual a longitud requerida de apoyo S_{ER} .

**FIGURA 5.2.A
LONGITUD DE APOYO**



Para los puentes esviados y curvos, cuyos tableros posean la condición geométrica que permita la rotación del tablero, la longitud de apoyo en las vigas $S_{E\theta}$ debe cumplir con la longitud mínima de la Ecuación 5.2.2 y simultáneamente debe ser igual o mayor que el valor calculado con la siguiente expresión:

$$S_{E\theta} \geq 2L_{\theta} \text{sen}(\alpha_E / 2) \cos(\alpha_E / 2 - \theta) \quad (\text{ec. 5.2.3})$$

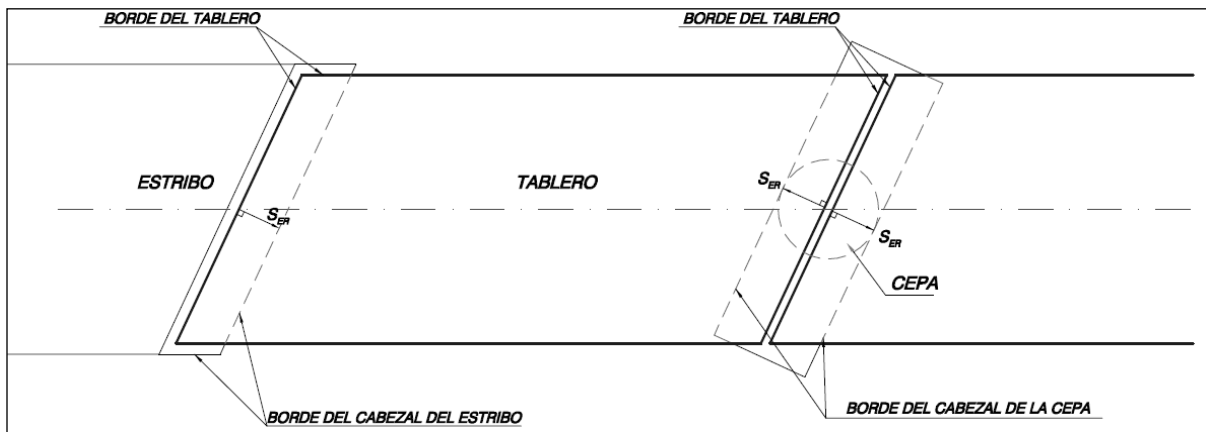
dónde:

- $S_{E\theta R}$ = Longitud requerida de apoyo en un puente esviado o curvo en (m).
- L_{θ} = Longitud continua de la superestructura en (m).
- θ = Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero en grados (°).
- α_E = Ángulo de rotación marginal, puede ser tomado como 2,5°.

Para un puente esviado asimétrico, en el cual las dos líneas de apoyo presentan ángulos de esviaje distintos, $S_{E\theta R}$, debe ser calculado utilizando el ángulo agudo menor del tablero.

En cualquier caso, los valores de S_{ER} y $S_{E\theta R}$ deberán ser medidos en forma perpendicular al borde del tablero y al borde de la mesa de apoyo, tal como se indica en la Figura 5.2.B, y las Figuras 5.2.C(1) y 5.2.C(2).

**FIGURA 5.2.B
CÓMO MEDIR LA LONGITUD DE APOYO CUANDO EL TABLERO TIENE ESVAIJE**



**FIGURA 5.2.C(1)
LONGITUD DE APOYO EN PUENTE ESVIADO**

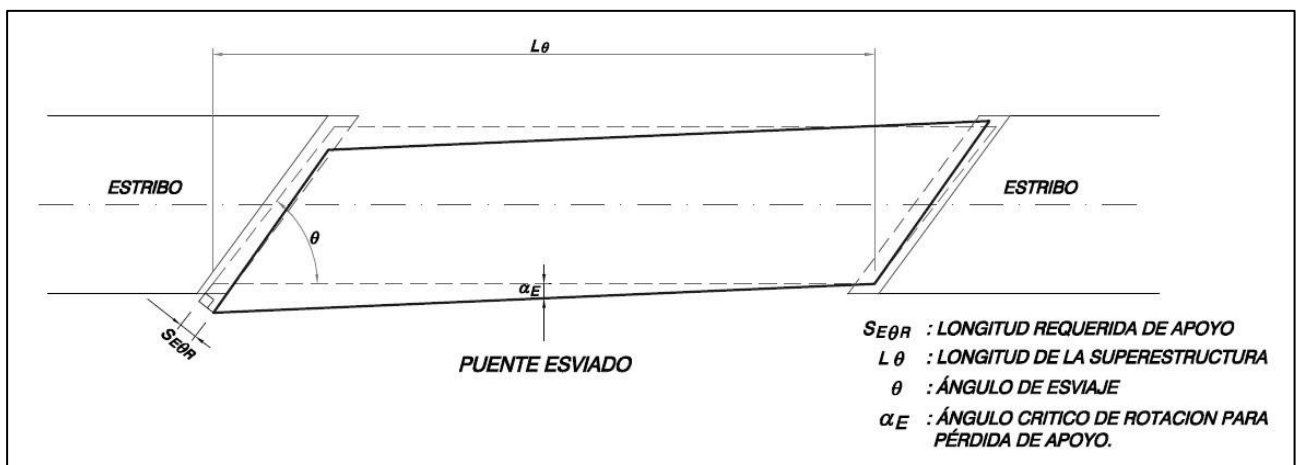
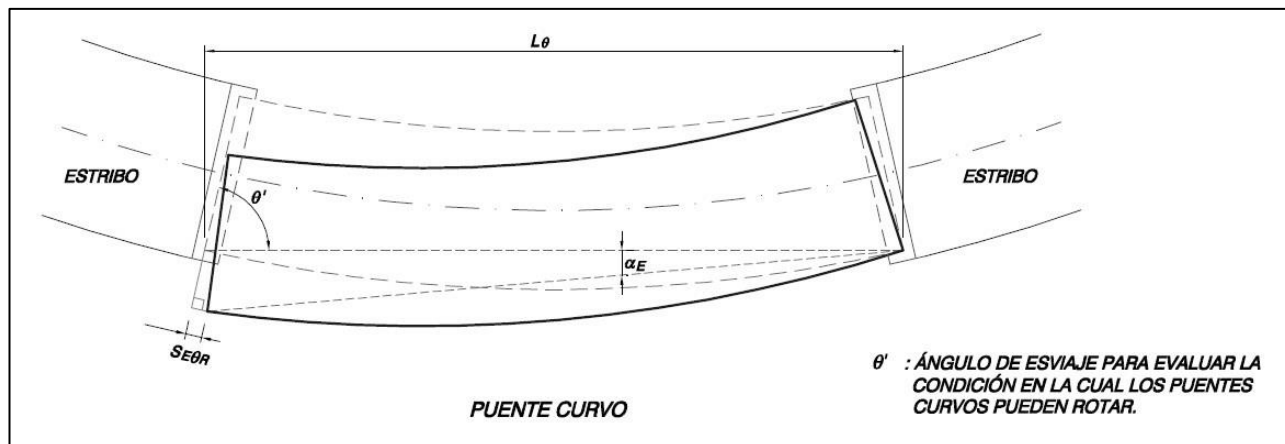


FIGURA 5.2.C(2)
LONGITUD DE APOYO EN PUENTE CURVO



En estos casos es recomendable colocar topes sísmicos en la dirección perpendicular al eje del puente de acuerdo a la Tabla 5.4.A.

Para un puente con múltiples vanos continuos con una longitud L_θ superior a 40 m, y un ángulo de esviaje importante, el valor de la longitud de apoyo S_{EOR} puede ser demasiado grande, en general se considera que una longitud de apoyo de 1,5 m es un valor límite. En estos casos se debería disminuir el ángulo de esviaje. La longitud de apoyo S_{EOR} se puede disminuir al colocar topes sísmicos interiores y exteriores, los cuales limitarán el desplazamiento de la superestructura en la dirección transversal y en consecuencia el ángulo de rotación.

5.3 ELEMENTO PARA LA PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

En los apoyos, donde existan juntas de dilatación en el tablero, se debe incluir un sistema o elementos para la prevención de pérdida de apoyo en la dirección longitudinal. Se podrá omitir su instalación cuando cumpla con los requerimientos especificados en los casos siguientes.

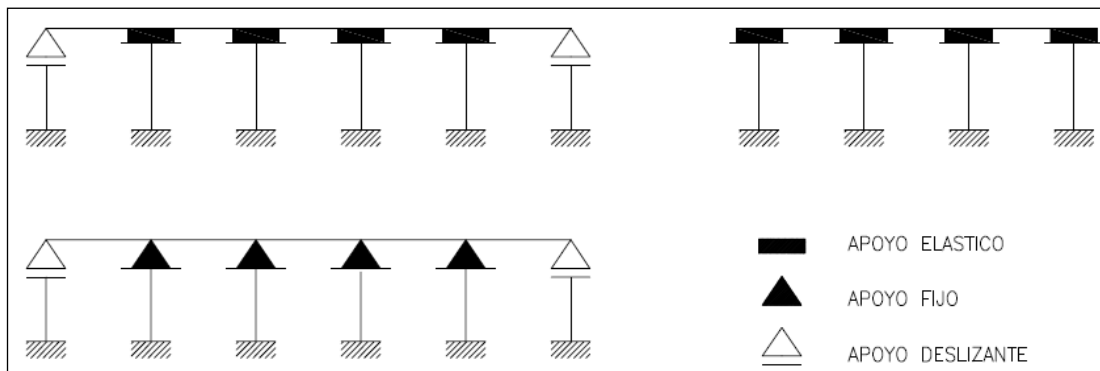
5.3.1 UN PUENTE DE UN VANO O UN PUENTE CON UNA SUPERESTRUCTURA CONTINUA DE MÚLTIPLES VANOS Y QUE EN SUS EXTREMOS ESTÁ APOYADO EN LOS ESTRIBOS

Existen antecedentes que un puente de un vano o un puente con una superestructura continua de múltiples vanos y que en sus extremos está dilatada y apoyada en los estribos, puede considerarse como un puente que tiene las características estructurales que no permiten desplazamientos relativamente grandes como para que se produzca el colapso del puente en la dirección longitudinal del eje puente, independiente de la longitud de vano y el tipo de suelo. Lo anterior es debido a que si la respuesta de desplazamiento de una superestructura es excesiva en la dirección del eje del puente, después de la destrucción del sistema de apoyo en un extremo, el otro extremo de la superestructura colisionará con el muro espaldar del estribo. Esta colisión incluirá la resistencia del estribo en especial del muro espaldar y del suelo que se encuentra detrás del estribo, y por consiguiente el desplazamiento de la superestructura será restringido. En consecuencia, el desplazamiento relativo entre la superestructura y la infraestructura será generalmente menor o igual a la longitud de apoyo sobre los estribos.

5.3.2 UN PUENTE CON UNA SUPERESTRUCTURA CONTINUA DE MÚLTIPLES VANOS, LA CUAL ES SOPORTADA POR APOYOS ELASTOMÉRICOS FLEXIBLES O APOYOS FIJOS EN 4 O MÁS EJES DE APOYO EN LA DIRECCIÓN DEL EJE DEL PUENTE.

Un puente continuo soportado por múltiples apoyos flexibles, generando un reparto de la fuerza horizontal, o por múltiples apoyos fijos, presenta una alta capacidad de complemento y sustitución cuando ocurre la destrucción del sistema de apoyo. En consecuencia, un puente continuo soportado por 4 o más ejes de apoyos, en los cuales se utilicen apoyos elastoméricos flexibles o apoyos fijos en la dirección longitudinal del eje del puente, como se muestra en la Figura 5.3.A, puede considerarse como un puente que tiene las características estructurales que no permiten desplazamientos relativos suficientemente grandes como para que se produzca el colapso del puente en la dirección longitudinal, independiente del tipo de suelo.

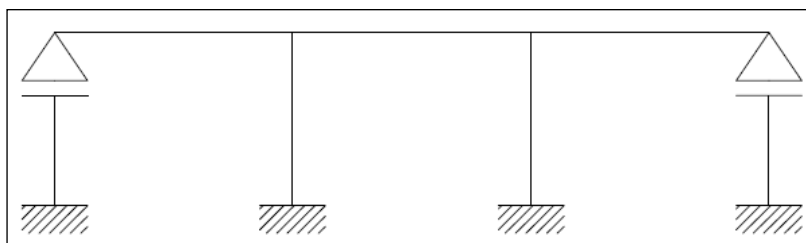
FIGURA 5.3.A
EJEMPLO DE LA CONDICIÓN DE UN PUENTE CONTINUO LOS CUALES ESTÁN APOYADOS EN MÁS DE 4 APOYOS ELÁSTICOS O FIJOS EN LA DIRECCIÓN DEL EJE DEL PUENTE



5.3.3 UN PUENTE DEL TIPO PÓRTICO, CON UNA SUPERESTRUCTURA EN LA CUAL 2 O MÁS ELEMENTOS DE SOPORTE SON CONECTADOS RÍGIDAMENTE

Un puente del tipo pórtico tiene una estructuración en la cual la infraestructura está conectada rígidamente a la superestructura. Debido a lo anterior, en un evento sísmico, se espera que la conexión no se destruya y provoque que la superestructura se separe de la infraestructura, por lo tanto, no es esperable que se produzca un desplazamiento excesivo en la dirección longitudinal del puente, aun cuando los apoyos ubicados en los extremos se destruyan. En consecuencia, esta estructura tiene una alta seguridad para evitar el colapso del puente. Por lo tanto, un puente del tipo pórtico con 3 o más vanos, donde 2 o más cepas se conectan rígidamente a la superestructura tal como se muestra en la Figura 5.3.3.A, se puede considerar que tiene las características estructurales que no permiten desplazamientos relativos suficientemente grandes, como para que se produzca el colapso del puente en la dirección longitudinal, independiente del tipo de suelo.

FIGURA 5.3.3.A
EJEMPLO DE UN PUENTE DEL TIPO PÓRTICO EN EL CUAL LA SUPERESTRUCTURA ESTÁ CONECTADA RÍGIDAMENTE A 2 O MÁS CEPAS



Un sistema de prevención de pérdida de apoyo se deberá calcular considerando una aceleración horizontal igual a AoS , donde S es el coeficiente del suelo. Para cada línea de apoyo, ya sea en un estribo o en una cepa, se debe considerar la descarga del tablero multiplicada por la aceleración antes mencionada, mayorada por un factor igual a 1,25. En el caso que un modelo computacional, utilizando el método modal espectral, entregue valores de la fuerza longitudinal mayores a las obtenidas utilizando la fórmula anteriormente descrita, ésta deberá ser utilizada en el diseño del sistema, amplificada también por un factor igual a 1,25.

El espacio o ancho de diseño de un elemento para la prevención de pérdida de apoyo debe ser lo más grande como sea posible, dentro del rango que no exceda el valor calculado, con la siguiente ecuación de longitud mínima de apoyo:

$$S_F = c_F S_E \quad (\text{ec. 5.3.3.1})$$

dónde:

- S_F = Máxima longitud de diseño permitida para un elemento de prevención de pérdida de apoyo (m).
- S_E = longitud de apoyo (definido en la Sección 5.2) (m).
- c_F = Coeficiente de desplazamiento de diseño de un elemento de prevención de pérdida de apoyo. Se debe utilizar un valor de 0,75.

Un elemento para la prevención de pérdida de apoyo no debe alterar el funcionamiento del sistema de apoyo, tales como sus movimientos horizontales y rotaciones.

Un elemento para la prevención de pérdida de apoyo debe permitir el movimiento de la superestructura en la dirección perpendicular al eje principal del puente.

A continuación, la Figura 5.3.3.B, Figura 5.3.3.C, Figura 5.3.3.D, Figura 5.3.3.E y Figura 5.3.3.F detallan algunos ejemplos referenciales de elementos de prevención de pérdida de apoyo en la dirección longitudinal del eje del puente.

FIGURA 5.3.3.B
EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE CABLES CONECTANDO EL MURO ESPALDAR DEL ESTRIBO CON LA SUPERESTRUCTURA

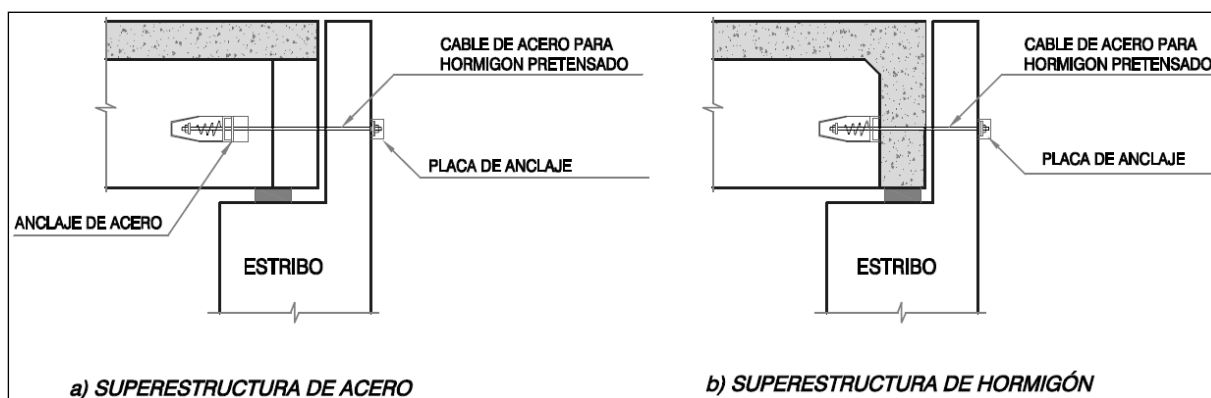


FIGURA 5.3.3.C
EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO, MEDIANTE CABLES CONECTANDO EL MURO FRONTAL DEL ESTRIBO CON LA SUPERESTRUCTURA

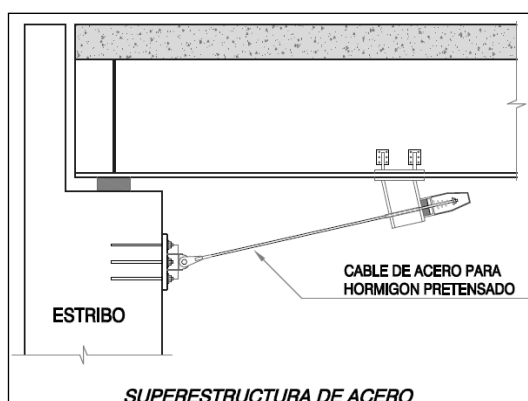


FIGURA 5.3.3.D
EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO,
MEDIANTE UN TOPE DE HORMIGÓN FRENTE AL TRAVESAÑO EN UN ESTRIBO

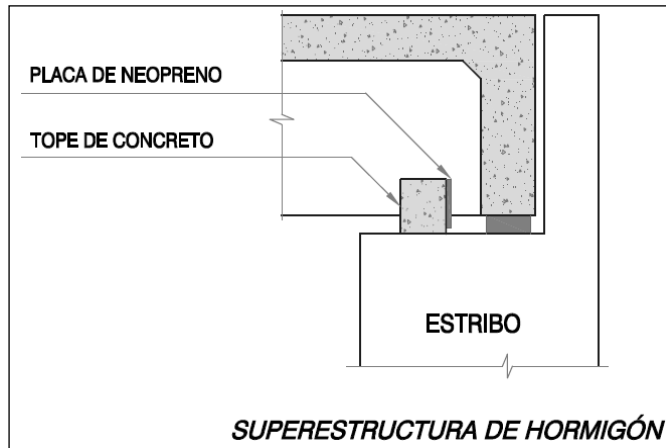


FIGURA 5.3.3.E
EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO,
MEDIANTE CABLES CONECTANDO SUPERESTRUCTURAS CONTIGUAS,
EN UNA CEPA DONDE EXISTE UNA JUNTA DE DILATACIÓN

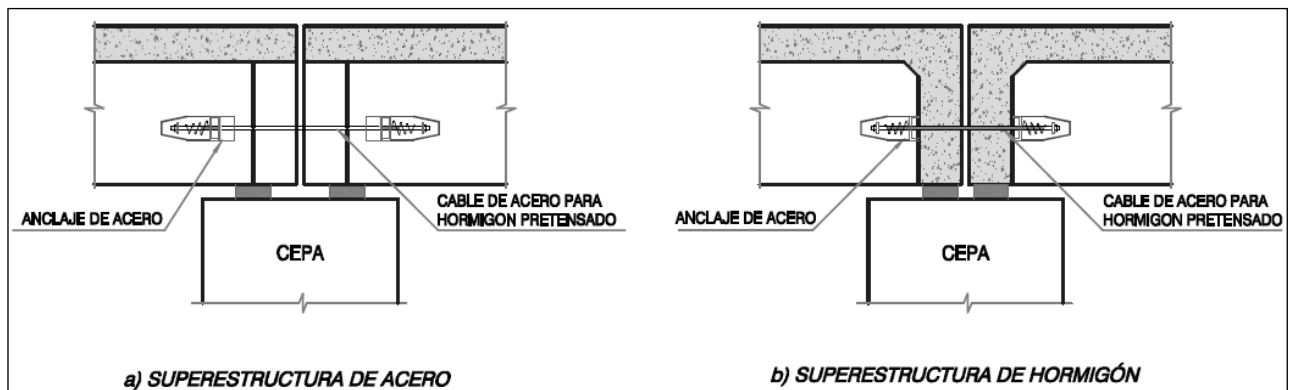
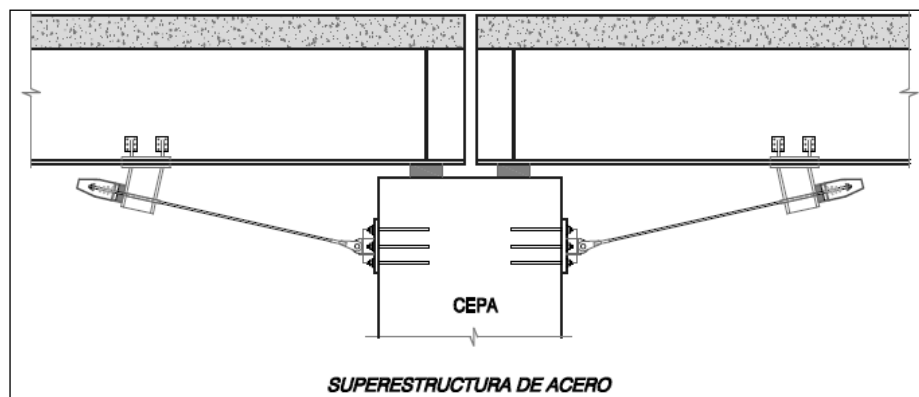


FIGURA 5.3.3.F
EJEMPLO DE SISTEMA DE PREVENCIÓN DE PÉRDIDA DE APOYO,
MEDIANTE CABLES CONECTANDO LAS SUPERESTRUCTURAS AL CABEZAL DE LA CEPA,
DONDE EXISTE UNA JUNTA DE DILATACIÓN



Si se utiliza una solución con cables, éstos se deben diseñar para resistir una tensión de tracción máxima de $0,7F_y$. El límite anterior garantiza que no se alcance la fluencia y en consecuencia, que no se produzca una elongación inelástica en los cables durante un evento sísmico de importancia que supere el de diseño. Al utilizar cables se requiere proporcionar un sistema de anclaje de acero en ambos extremos.

Al utilizar una solución de prevención de pérdida de apoyo mediante cables, se deberá detallar en los planos de diseño y se deberán presentar los diferentes certificados de ensayos que avalen su límite de resistencia a la fluencia y a la rotura, especificaciones técnicas de materialidad o cualquier otro certificado, en la medida que la Dirección de Vialidad lo requiera.

5.4 TOPES SÍSMICOS INTERIORES Y EXTERIORES

Se deberá considerar el uso de topes sísmicos interiores, adicionales a los topes exteriores de acuerdo a la Tabla 5.4.A. Siempre se debe considerar la incorporación de topes sísmicos exteriores.

Los topes interiores se deben repartir de manera simétrica. En los puentes esviados los topes interiores se deben ubicar entre las vigas extremas, debido a que estarán sometidas a los mayores desplazamientos cuando se produzca la rotación del tablero.

TABLA 5.4.A
CANTIDAD MÍNIMA DE TOPES INTERIORES

Nº Vigas en Tablero	Nº topes mínimos Interiores en Puentes Sin desplazamientos laterales excesivos	Nº topes mínimos Interiores en Puentes Con desplazamientos laterales excesivos²
3 Vigas	0	2
4 Vigas	1	2
5 Vigas	2	2
6 Vigas o más ³	2	3

Los topes sísmicos interiores deberán formar una llave de corte con los travesaños, con el objetivo de que no se produzcan daños en las vigas, en un probable movimiento lateral que supere el desplazamiento de diseño, debido a un sismo de importancia, el impacto se debe producir entre los topes y el travesaño, generando algún tipo de daño reparable en ellos.

El ancho mínimo de los topes sísmicos debe ser 40 cm y el máximo de 70 cm. No se recomienda colocar anchos mayores debido a que al ser más robustos no se comportarán como un fusible y es probable que cuando se produzca el impacto sobre ellos, se transmitan solicitaciones importantes a la infraestructura, pudiendo producir grietas en los cabezales y en los muros de los estribos.

En todos los topes se debe incluir un neopreno lateral de bajo espesor, para amortiguar el impacto sobre éstos.

La distancia libre a considerar entre el borde de los travesaños y los topes en las llaves de corte, deberá ser el mayor valor entre la altura total H (cm) del neopreno o goma natural (sin considerar las láminas o placas de refuerzo) de la placa de apoyo o el desplazamiento máximo de diseño D_d incrementado en un 25% más 5 cm, para todos los topes (interiores y exteriores), tal como se muestra en las Figuras 5.4.A(1), 5.4.A(2) y 5.4.A(3).

Los topes interiores y los externos deben tener un comportamiento similar a un fusible, es decir se espera que estos elementos fallen o tengan daño en un evento sísmico de importancia y posteriormente

² El desplazamiento lateral excesivo se define de acuerdo a la Figura 4.C.

³ La cantidad de topes interiores será aprobada por la Dirección de Vialidad.

sean reparables. Debido a las dificultades constructivas es muy probable que los topes fallen en cadena, es decir un tope fallará primero y luego el resto.

FIGURA 5.4.A(1)

TOPES SÍSMICOS Y TRAVESAÑO – EJEMPLO 4 VIGAS – SIN MOVIMIENTO LATERAL EXCESIVO: CONFIGURACIÓN GENERAL DE LOS TOPES SÍSMICOS INTERIORES, EXTERIORES Y TRAVESAÑO

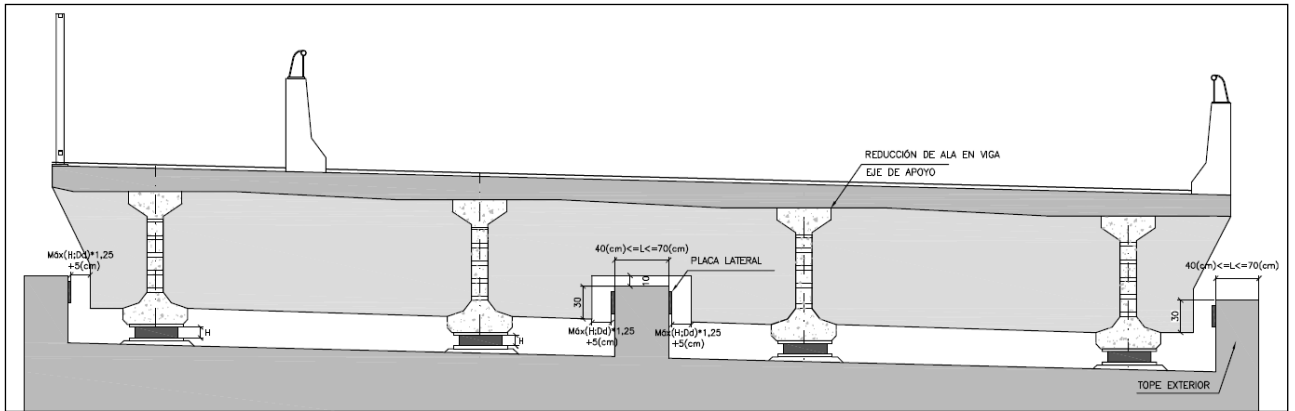


FIGURA 5.4.A(2)

TOPES SÍSMICOS Y TRAVESAÑO – EJEMPLO 4 VIGAS – SIN MOVIMIENTO LATERAL EXCESIVO: CONFIGURACIÓN DEL TOPE SÍSMICO INTERIOR Y TRAVESAÑO

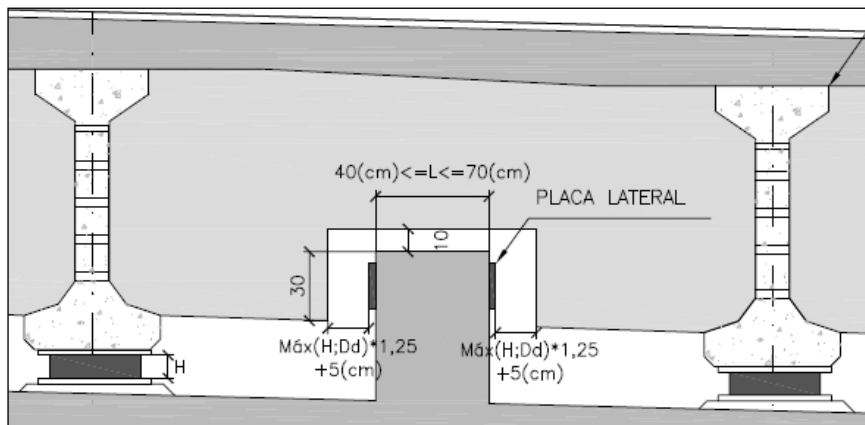
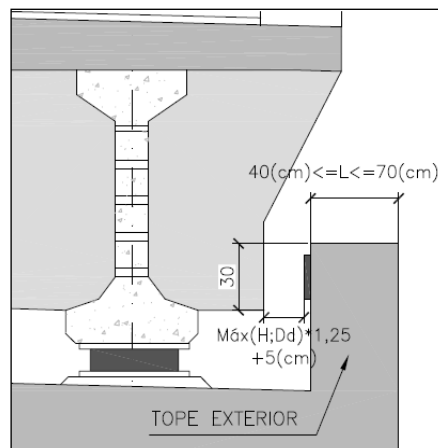


FIGURA 5.4.A(3)

TOPES SÍSMICOS Y TRAVESAÑO – EJEMPLO 4 VIGAS – SIN MOVIMIENTO LATERAL EXCESIVO: CONFIGURACIÓN DEL TOPE SÍSMICO EXTERIOR Y TRAVESAÑO



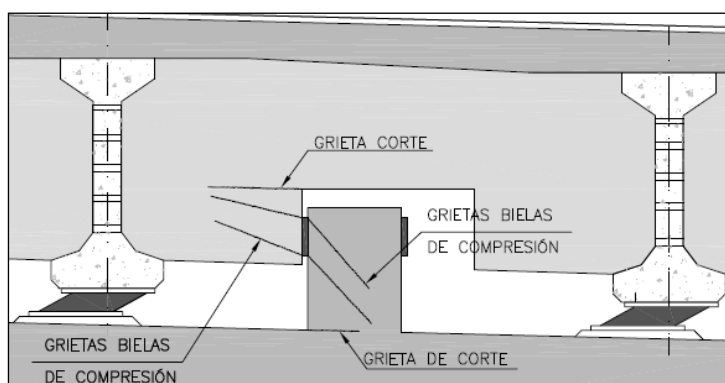
Los topes sísmicos, externos e interiores, se deberán calcular considerando una aceleración horizontal igual a AoS donde S es el coeficiente del suelo. Para cada línea apoyo, ya sea en un estribo o en una cepa, se debe considerar la descarga del tablero multiplicada por la aceleración antes mencionada.

Cada tope interior o exterior debe ser capaz de resistir la fuerza horizontal transmitida por el tablero dividido entre el número total de topes interiores y el tope exterior que se opondrá a la dirección de movimiento del tablero. En el caso que un modelo computacional, utilizando el método modal espectral, entregue valores de la fuerza horizontal mayores a las obtenidas utilizando la fórmula anteriormente descrita, ésta deberá ser utilizada en el diseño de los topes.

Para el caso de una viga cajón en donde no se consideren topes sísmicos interiores, cada tope sísmico exterior deberá ser calculado para soportar el 100% de la carga sísmica horizontal en la dirección perpendicular al eje del puente. En un puente del tipo cajón monocelular de hormigón postensado, es posible debido a su envergadura, que sea necesario colocar topes exteriores con un ancho mayor al recomendado anteriormente.

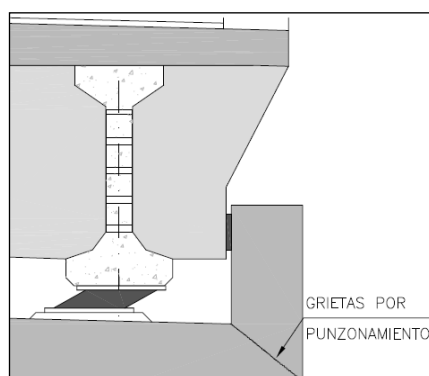
Dependiendo de la altura de impacto y el ancho de los topes interiores, se comportarán como ménsulas o vigas cantiléver. En el caso que corresponda a una ménsula se deberá considerar las recomendaciones del Artículo 5.13.2.4 de la AASHTO LRFD [1]. Una grieta importante se producirá en la base de los topes interiores tal como se muestra en la Figura 5.4.B(1), por lo tanto esta falla se debería verificar bajo el concepto de corte por fricción, siguiendo las recomendaciones de la Sección 5.8.4 "Interface Shear Transfer – Shear Friction" de la AASHTO LRFD [1].

FIGURA 5.4.B(1)
GRIETAS PRINCIPALES EN LOS TOPES SÍSMICOS: GRIETAS EN TOPE INTERIOR



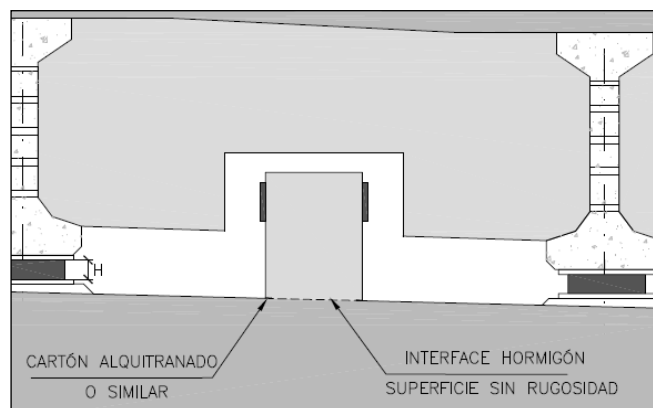
Los topes exteriores se deben diseñar como vigas de borde (Beam Ledges) de acuerdo al Artículo 5.13.2.5 de la AASHTO LRFD [1], en estos se producirá una falla por punzonamiento (punching shear), tal como se muestra en la Figura 5.4.B(2).

FIGURA 5.4.B(2)
GRIETAS PRINCIPALES EN LOS TOPES SÍSMICOS: GRIETAS EN TOPE EXTERIOR



Con el fin de inducir la grieta en el plano de interface entre el hormigón del tope y el cabezal, es recomendable que no se genere una rugosidad en éste y que se induzca la grieta colocando un cartón alquitranado (por ejemplo 3 cm de ancho) o similar en los bordes, tal como se muestra en la Figura 5.4.C. También es recomendable centrar la posición de la armadura que atraviesa el plano de la interface.

FIGURA 5.4.C
TOPES SÍSMICOS – CONTROL DE LA GRIETA EN LA INTERFACE DE HORMIGÓN



5.5 BARRAS DE ANCLAJE VERTICAL ANTISÍSMICAS

Durante el terremoto de febrero del 2010 las aceleraciones verticales que registraron los instrumentos a nivel del suelo, en muchos casos tenían valores muy cercanos a las componentes horizontales. Por ejemplo, en la zona sísmica III se verificó razones entre la aceleración vertical v/s horizontal en torno a 0.8.

Como antecedente, durante el terremoto de febrero del 2010, en el Puente Marga Marga y en la Línea 5 del Metro (ambas estructuras se encuentran instrumentadas), se pudo comprobar que la aceleración vertical del tablero se amplificó respecto a la aceleración vertical del suelo. Estas mediciones están contenidas en las siguientes referencias “Análisis del Comportamiento Dinámico del Puente Marga Marga, Sometido al Terremoto del 27 de Febrero de 2010”, [13] y “Comportamiento de un Tramo Elevado de la Línea 5 del Metro durante el sismo del 27/02/2010” [10].

La componente vertical puede contribuir a la pérdida de apoyo de la superestructura cuando se combina con la componente horizontal.

Las aceleraciones verticales pueden asumir mayor relevancia en los puentes con apoyos flexibles y aún más con aisladores elastoméricos. La utilización de apoyos flexibles en la dirección horizontal, en muchos casos implica un incremento de la flexibilidad vertical. Este aspecto tiene que ser considerado con cuidado, debido a la potencial amplificación del movimiento vertical y la posible pérdida de apoyo de la superestructura.

En aquellos casos que existan antecedentes de que se hayan medido aceleraciones verticales importantes en el suelo, se deberá generar un espectro de aceleraciones verticales y verificar la aceleración vertical que se debería utilizar en el diseño, considerando el periodo vertical predominante del tablero. Los tableros compuestos por vigas generalmente tienen periodos verticales bajos, lo que produce que este tipo de tableros puedan experimentar aceleraciones verticales importantes durante un sismo de importancia.

En los puentes segmentales postensados de vanos largos, las aceleraciones verticales podrían inducir vibraciones verticales importantes y por lo tanto momentos de flexión importantes.

Para el resto de los casos, en que no se tenga un estudio de las aceleraciones verticales, las barras antisísmicas se deben calcular considerando una aceleración vertical del tablero igual a $A_{VT}S$, donde S es el coeficiente del suelo y A_{VT} se obtiene de la Tabla 5.5.A.

TABLA 5.5.A
ACELERACIÓN VERTICAL DEL TABLERO SEGÚN ZONA SÍSMICA

Zona Sísmica	A_{VT} (Aceleración Vertical del Tablero)
1	0.2 g
2	0.3 g
3	0.4 g

Las barras antisísmicas se deben diseñar para resistir una tensión de tracción máxima de $0.7F_y$. El límite anterior garantiza que no se alcance la fluencia y en consecuencia, que no se produzca una elongación inelástica en las barras durante un evento sísmico de importancia.

Las barras antisísmicas se deben colocar en todos los apoyos, y se recomienda ubicar en un eje por delante de los travesaños, con el fin de permitir el libre movimiento lateral de éstas y de esta manera, evitar la disminución de la sección resistente de los travesaños. Para estos casos, en la losa del tablero se debe considerar un recrecido de 20 cm con el fin de garantizar el anclaje superior de las barras.

En aquellos casos que en el diseño de las placas de apoyo se obtengan desplazamientos importantes, es recomendable usar cables para restringir el movimiento vertical, ya que debido a su flexibilidad no afectará el desplazamiento y desempeño de las placas de apoyo. Cuando se utilice esta solución, se deberá considerar un inserto metálico en los elementos de la infraestructura y en la losa de los tableros. En la losa del tablero se deberá considerar un recrecido para garantizar el anclaje del inserto. Además, se deberá detallar la solución en los planos de diseño y se deberá presentar los diferentes certificados de ensayos que avalen su límite de resistencia a la fluencia y a la rotura, especificaciones técnicas de materialidad o cualquier otro certificado en la medida que la Dirección de Vialidad lo requiera.

6 TRAVESAÑOS

Todos los puentes deberán considerar travesaños extremos (sobre estribos y cepas) y central (en la mitad del vano), independiente de la ubicación o zona sísmica del puente y el tipo de viga.

Para el caso de los puentes con tableros compuestos por vigas de hormigón armado, postensadas o pretensadas, los travesaños extremos y central serán de hormigón armado.

En el caso de los puentes con tableros compuestos por vigas de acero, los travesaños extremos podrán ser de hormigón armado o consistir en un diafragma de acero. Para el travesaño central se podrá utilizar un diafragma de acero o una solución que considere un arriostramiento de acero. El travesaño central no es necesario en vanos menores a 15 m.

La interacción de los travesaños extremos con los topes sísmicos se debe diseñar con una fuerza igual a la especificada para el tope interior y exterior en la Sección 5.4. Adicionalmente se deben verificar las cargas de servicio, es decir, el efecto del camión de diseño.

Los travesaños de hormigón deben tener un espesor mínimo de 25 cm y deben unirse monolíticamente a la losa superior.

El eje de los travesaños extremos debe coincidir con el eje de apoyo de las vigas.

En el caso de los travesaños extremos de hormigón, durante un evento sísmico de importancia, que supere el sismo de diseño, se producirá un impacto del travesaño sobre los topes sísmicos, produciendo una grieta horizontal y diagonal en el travesaño, tal como se muestra en la Figura 5.4.A(1), por lo tanto los travesaños se deben diseñar como ménsulas y deben considerar el concepto de corte por fricción, donde los estribos verticales y la sección de hormigón del travesaño deben resistir el esfuerzo debido al impacto horizontal.

Para los tableros con vigas cajón de acero es recomendable utilizar diafragmas de acero que conecten las vigas cajón en el centro del vano especialmente en tableros curvos.

En casos especiales debidamente justificados, la Dirección de Vialidad podrá aceptar disposiciones distintas a las indicados en este numeral.

7 Puentes Semi – Integrales e Integrales

Se aceptará el uso de puentes semi-integrales e integrales, en puentes que tengan hasta 4 vanos, donde la luz de cada vano no exceda los 30 m y la longitud total del puente no exceda los 90 m.

Los puentes semi-integrales, son aquellas estructuras en las cuales existe una conexión monolítica entre la losa del tablero y el coronamiento del muro espaldar del estribo mediante una loseta, tal como se muestra en la Figura 7.A. En el caso que sea un puente de 2 o más vanos debe existir continuidad del tablero sobre la cepa mediante una loseta, tal como se muestra en la Figura 7.B.

Los puentes integrales son aquellos puentes donde el tablero forma uniones rígidas con la infraestructura, tanto en los estribos como en las cepas, tal como se muestra en la Figura 7.C y Figura 7.D.

Este tipo de puente no puede exceder los 10 m de altura, entre el nivel de la rasante del tablero y perfil del suelo natural.

Si la estructura tiene esviaje, se debe analizar con un modelo 3D de elementos finitos con el fin de determinar la influencia del esviaje en los elementos de la estructura.

Los puentes semi-integrales e integrales se deben diseñar considerando el modelo cinemático presentado en el Numeral 3.1003.501(1) del MC-V3. Para este tipo de estructuras se debe analizar la situación en la cual los desplazamientos sísmicos generados por el suelo se producen en un lado de la estructura y en el otro lado se produce la respuesta pasiva del suelo. En el caso que la estructura tenga algún tipo de asimetría geométrica la dirección de análisis se debe analizar en ambas direcciones.

La aceleración de la inercia de la estructura se debe evaluar considerando una aceleración igual a A_0S donde S es el coeficiente del suelo.

En las elevaciones que queden a la vista como las columnas de estribos y cepas, se aceptará el uso de un factor de modificación de la respuesta estructural $R=2$. Para el diseño de las fundaciones que consideren pilotes se debe considerar $R=1$.

En los puentes semi-integrales e integrales de 2 o más vanos, en que los estribos tengan los terraplenes contenidos por muros TEM, se considera que la losa de acceso y el relleno sobre la losa de acceso (aproximadamente de 70 cm de altura) proporciona un confinamiento o apuntalamiento superior que limita el desplazamiento de la estructura en la dirección longitudinal. Por lo tanto, en su diseño es apropiado considerar una aceleración igual a A_0S donde S es el coeficiente del suelo.

FIGURA 7.A
PUNTE SEMI-INTEGRAL:
CONEXIÓN MEDIANTE LOSETA ENTRE EL TABLERO Y EL MURO ESPALDAR DEL ESTRIBO

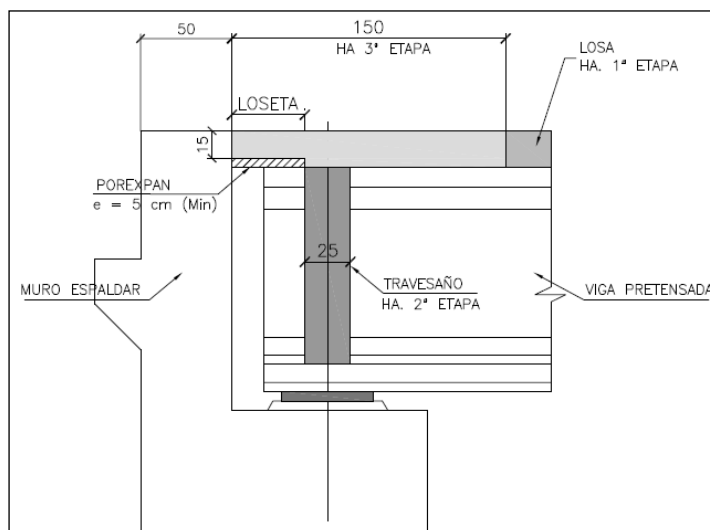


FIGURA 7.B
PUENTE SEMI-INTEGRAL: CONEXIÓN MEDIANTE LOSETA DEL TABLERO SOBRE LA CEPA

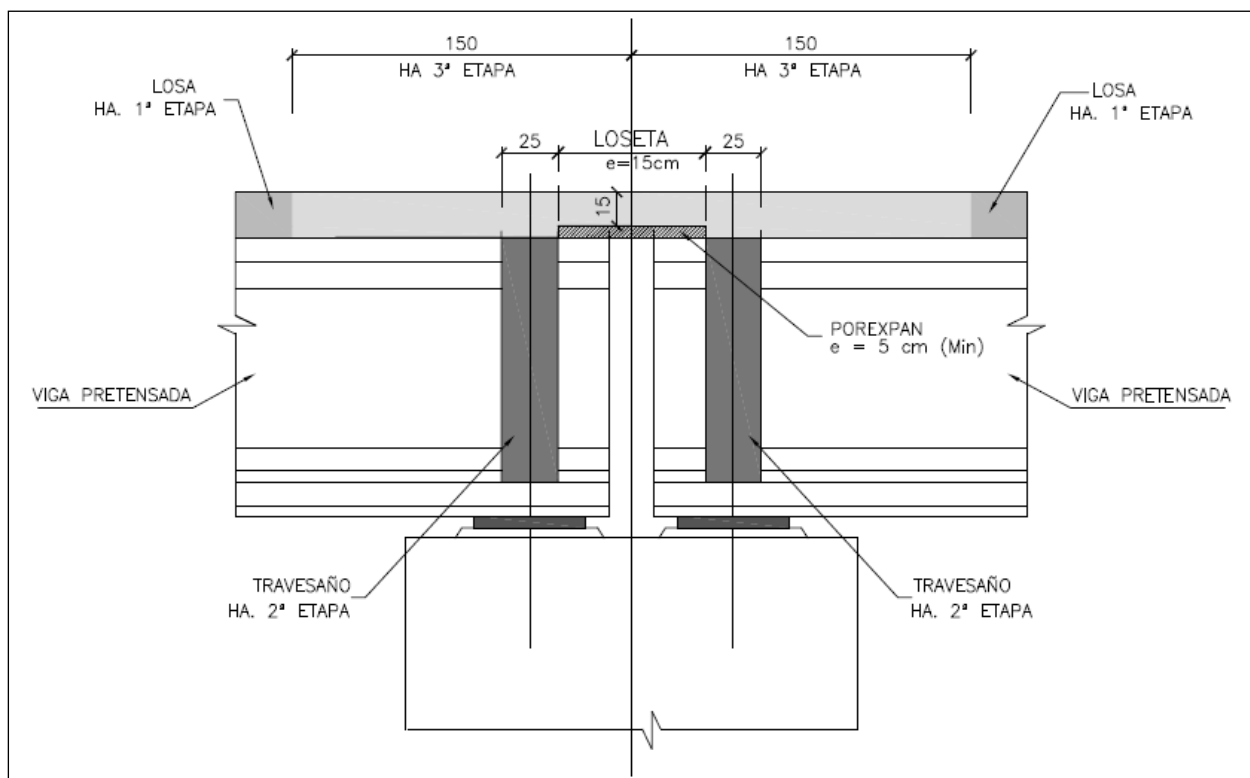


FIGURA 7.C
PUENTE INTEGRAL: CONEXIÓN DEL TABLERO CON ESTRIBO

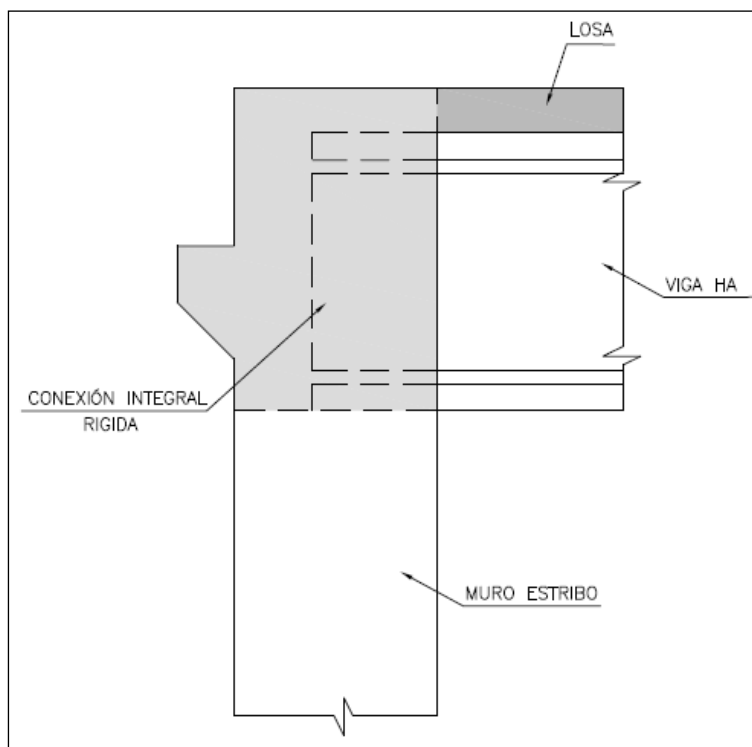
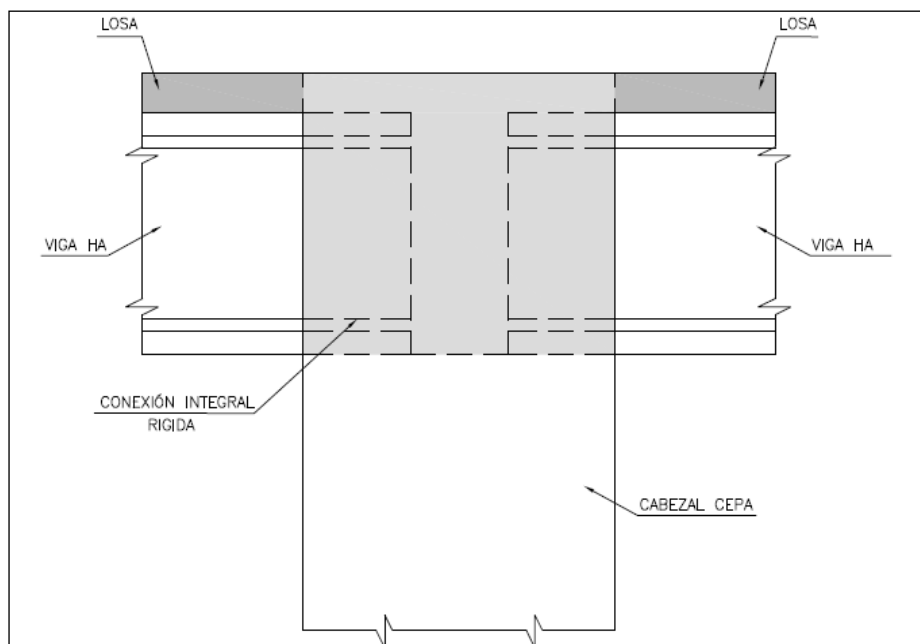


FIGURA 7.D
PUENTE INTEGRAL: CONEXIÓN DEL TABLERO SOBRE LA CEPA



7.1 PUENTES SEMI-INTEGRALES

La loseta de continuidad en los puentes semi-integrales debe tener un espesor mínimo de 15 cm.

El espesor mínimo del muro espaldar para un puente semi-integral debe ser de 50 cm.

En los estribos de los puentes semi-integrales la loseta de continuidad debe ser capaz de resistir los esfuerzos sísmicos horizontales y verticales. Es muy probable que en un evento sísmico de gran magnitud o intensidad severa, la loseta de continuidad sufra algún tipo de daño, pero es improbable que falle completamente en todo su ancho, por lo tanto en los estribos no se requieren incluir topes interiores ni las barras antisísmicas, sólo será necesario incluir los topes exteriores considerando el ancho mínimo recomendado en la Sección 5.4. En los puentes semi-integrales que tengan 2 o más vanos, es exigencia incorporar en las cepas los topes interiores, topes exteriores y barras antisísmicas, debido a que sobre estos elementos sí es posible que se produzcan movimientos relativos horizontales y verticales entre la superestructura y la infraestructura.

Considerando el mismo concepto del párrafo anterior, en los estribos de los puentes semi-integrales la loseta prácticamente impide que las placas de apoyo se deformen horizontalmente, por lo tanto no es necesario anclarlas. La deformación de las placas de apoyo ubicadas en las cepas de los puentes semi-integrales que tengan hasta 2 vanos, también puede ser muy despreciable, por lo tanto, si la deformación en las placas es menor a 3 cm tampoco es necesario anclarlas, en caso contrario las placas se deben anclar. En puentes que tengan 3 o 4 vanos se debería realizar un análisis modal espectral con un modelo 3D, para determinar la deformación de las placas ubicadas en las cepas principalmente en el sentido perpendicular al eje del puente. Estas placas no necesitan cumplir con los ensayos de control de calidad exigidos en la Sección 12.4.

En este tipo de puentes se debe considerar los travesaños extremos y en la mitad del vano.

En los estribos de los puentes semi-integrales la loseta es la que resiste el total de la fuerza horizontal por lo tanto para dimensionar los topes exteriores es suficiente considerar una fuerza horizontal igual a la reacción de la viga exterior por la aceleración A_0S .

La longitud mínima de apoyo sobre los estribos y cepas, debe ser la especificada en la Ecuación 5.2.2.

8 CONTINUIDAD EN LOS TABLEROS

El uso de losetas de continuidad evita el movimiento relativo o choque de los tableros estructurados con vigas, en un evento sísmico de gran magnitud o intensidad severa. La loseta de continuidad debe tener un espesor mínimo de 15 cm, tal como se muestra en la Figura 7.B.

Otra manera de lograr continuidad de la superestructura es considerando vigas continuas sobre cada apoyo del tipo doble T de acero, vigas cajones de acero o vigas cajones de hormigón postensado.

En el caso que un puente tenga un grado de esviaje y que a través de las losetas de continuidad o vigas continuas, se genere un tablero con una longitud L importante y además tenga un ancho b estrecho, se debe tener en cuenta las exigencias del Capítulo 4, donde se debe verificar a través de la relación b/L y el ángulo agudo del tablero, si éste experimentará desplazamientos excesivos en la dirección perpendicular al eje del puente.

9 LIMITACIONES DE USO DE PILA-PILOTES O MUROS-PILOTES EN ESTRIBOS

El Paso Superior Hospital ubicado en la Ruta 5 Sur y el Paso Inferior los Pinos ubicado en la Ruta de Acceso Sur a Santiago, estaban estructurados con estribos tipo pila-pilote y contenían un terraplén de altura mayor a 7 m. Durante el terremoto del Maule 2010, en estos casos se evidenciaron desplazamientos excesivos en el coronamiento de los estribos y la rotación del tablero producto del esviaje, ambos efectos contribuyeron al colapso de las superestructuras. El Paso Inferior Chada y el Paso Inferior Azufradero, tenían la misma estructuración y sus tableros experimentaron grandes desplazamientos, estas estructuras estaban ubicadas en la Ruta de Acceso Sur a Santiago, muy cercanas a las estructuras antes mencionadas.

En los casos que se requiera contener un terraplén de altura considerable, se deberá evitar la utilización de estribos pila-pilotes o muros-pilotes, con un eje o línea de pilotes, con junta de dilatación en el estribo. En estos casos se recomienda utilizar un estribo pila-pilote o muro-pilote conectando el muro espaldar con la losa del tablero (Puente Semi-integral o Puente Integral), para puentes o estructuras con un máximo de 4 vanos de acuerdo lo especificado en el Capítulo 7. También la pila pilote puede ser independiente, si el relleno del terraplén es contenido por un muro TEM, de tal manera que no existan empujes de suelo sobre la pila pilote.

En aquellos casos en que el pilote quede completamente fundado en suelo natural, en que sólo el cabezal y el muro espaldar quede conteniendo el relleno (con una altura menor a 3 m), y que no se encuentre afecto al fenómeno de socavación y licuación, se podrá utilizar como una solución de estribo con una línea de pilote con junta de dilatación.

10 PUENTES CERCANOS AL MAR

En algunos casos los puentes serán claves para la evacuación de la población, por lo tanto, la Dirección de Vialidad debe definir las estrategias y políticas claras en la clasificación e importancia de las rutas donde se emplazarán los puentes, de tal manera de definir aquellos puentes que deben mantener su operación después de ocurrido un tsunami. El resto de los casos serán puentes que pueden sufrir daños y ser reparados en un corto tiempo.

En los puentes cercanos al mar, se deberá presentar un estudio de los posibles efectos debido a un Tsunami, considerando los antecedentes históricos del lugar de emplazamiento de la estructura y se deberá generar una carta de inundación por tsunami cuando ésta no exista.

Es importante evaluar el efecto del Tsunami en el diseño de la estructura, principalmente se debería evaluar el posible efecto de flotación del tablero y los posibles empujes laterales sobre la estructura debido a las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas. Esto es válido tanto para puentes como pasarelas.

Se deberá tener en consideración todos aquellos estudios e investigaciones sobre mapas de riesgos de Tsunami desarrollados universidades y organismos públicos o privados a cargo de un profesional con especialidad en Oceanografía o Hidráulica Marítima, validados por la Dirección de Vialidad.

Los terraplenes de acceso y conos de derrame se deberán proteger con enrocados aguas arriba y aguas abajo del puente.

10.1 SISTEMA NACIONAL DE ALARMA DE MAREMOTOS (SNAM)

El Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA) es el organismo técnico permanente y oficial del Estado, responsable del funcionamiento, operación y mantenimiento del Sistema Nacional de Alarma de Maremotos (SNAM).

Como elemento fundamental de apoyo a su tarea operativa, el SHOA inició a partir del año 1997 la ejecución del proyecto CITSU, elaboración de Cartas de Inundación por Tsunami para la costa de Chile, herramientas que permiten definir los niveles de inundación máximos esperados para las principales zonas urbanas y portuarias del borde costero de Chile, ante la ocurrencia de eventos sísmicos tsunamigénicos de campo cercano.

En la página web del Sistema Nacional de Alarma de Maremotos, www.snamchile.cl [11], están disponibles las Cartas de Inundación por Tsunami (CITSU), los Registros Histórico de Tsunami e información adicional que puede servir de ayuda para la evaluación de este fenómeno.

10.2 RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Para estos puentes es recomendable considerar estructuras del tipo integral, semi-integral o del tipo pórtico. En el caso de elegir otra estructuración a las mencionadas anteriormente, como es el caso de puentes apoyados sobre apoyos flexibles, es recomendable incluir una mayor cantidad de topes sísmicos en la dirección perpendicular al eje del puente y una mayor cantidad de barras o cables verticales.

En la actualidad existe la norma Nch 3363 "Diseño Estructural -Edificaciones en áreas de riesgo de inundación por Tsunami y Seiche"[5], la cual se basa en la "Norma Técnica MINVU -NTM 007" [4], la que permitiría realizar una estimación de las cargas asociadas a este fenómeno, las cuales deben ser avaladas por un especialista en Hidráulica Marítima.

11 PASARELAS

El diseño de las pasarelas debe cumplir con lo exigido en el Capítulo 3.1000 del MC-V3 y lo exigido en este documento.

En particular aquellas pasarelas compuestas por elementos prefabricados deberán regirse por lo estipulado en la Sección 11.2 de este documento.

11.1 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO SISMICO

Las pasarelas hiperestáticas (donde existe una conexión rígida entre la columna y la viga) continuas ejecutadas in-situ, tuvieron un buen comportamiento durante el terremoto del Maule de Febrero del 2010. Por el contrario, una gran cantidad de pasarelas simplemente apoyadas (dilatadas en cada tramo) tuvieron un mal comportamiento, presentando grandes desplazamientos en las rampas, produciendo la pérdida de apoyo y el colapso de éstas. Además, se produjeron desplazamientos relativos excesivos entre el tramo principal y las rampas.

Debido a lo anterior, el tramo principal debe estar conectado a las rampas, con el fin de que ambos tramos se proporcionen arriostamiento ante un evento sísmico de importancia. Además, el tramo principal y las rampas deben tener continuidad sobre cada eje de apoyo.

De acuerdo a lo observado en el terremoto del 2010, es recomendable que las columnas se conecten monolíticamente con las vigas a través de una conexión rígida. Las columnas ejecutadas in-situ,

que tenían una unión monolítica con la fundación, tuvieron un buen comportamiento durante el terremoto de febrero del 2010.

Todas las pasarelas se deben modelar en 3D y utilizar el método modal espectral con el fin de obtener el periodo fundamental de la estructura y obtener con mayor precisión el reparto sísmico en cada columna de la pasarela.

El diámetro o sección mínima de las columnas en las pasarelas debe ser de 60 cm.

En los estribos de las pasarelas, se deben incluir juntas de dilatación y el largo de la mesa de apoyo debe cumplir con lo exigido en la Sección 5.2. Las placas deben ser ancladas, y los topes sísmicos se deben calcular de acuerdo a la Sección 5.4.

Las barras antisísmicas dispuestas en los estribos y cepas se deben calcular de acuerdo a la Sección 5.5.

11.2 PASARELAS PREFABRICADAS

Todos los sistemas prefabricados deberán pasar por un proceso de homologación para su aprobación, presentando modelaciones computacionales, ensayos de carga cíclica de la solución global y sus conexiones, certificados de materiales, proceso constructivo, además de los antecedentes adicionales que pueda exigir la Dirección de Vialidad.

En el caso de diseñar pasarelas con vigas prefabricadas simplemente apoyadas, se debe lograr la continuidad entre las vigas sobre las columnas con losetas de continuidad u otra solución que genere el mismo comportamiento estructural. Además, se debe lograr la continuidad entre las rampas y el tramo principal.

Cualquier mecanismo o tipología de solución que genere continuidad entre las vigas sobre las columnas, incluyendo las losetas de continuidad, deberán ser homologadas⁴ por la Dirección de Vialidad para poder utilizarlas dentro del Proyecto.

En el caso de utilizar columnas prefabricadas, se debe garantizar que su conexión a la fundación sea tal que se genere el empotramiento de la columna y se evite el giro excesivo de la columna en un evento sísmico de importancia.

11.3 PASARELAS CON VIGAS METÁLICAS Y ENREJADOS METÁLICOS

Las pasarelas que consideren vigas metálicas o enrejados metálicos, deben cumplir con las exigencias del largo de la mesa de apoyo de acuerdo a la Sección 5.2. Las placas deben ser ancladas y los topes sísmicos se deben calcular de acuerdo a la Sección 5.4.

En estos casos las columnas de las cepas deben ser de hormigón armado in-situ y unidas monolíticamente a las fundaciones.

12 PLACAS DE APOYO ELASTOMÉRICAS

12.1 MÓDULO DE CORTE DE G PARA PLACAS DE APOYO

En los puentes que tengan tres o más vanos, y en aquellos casos en que lo solicite la Dirección de Vialidad, se deberá realizar un análisis de sensibilidad verificando el comportamiento sísmico de la estructura con valores de $G = 10 \text{ kg/cm}^2$ y $G = 13 \text{ kg/cm}^2$. El rango de los valores anteriores ha sido obtenido de los ensayos a corte-compresión realizados en placas de apoyo de neoprenos y aisladores sísmicos

⁴ Proceso de certificación y verificación que incluye ensayos de la solución propuesta y su posterior seguimiento en servicio. Los distintos ensayos serán los que la Dirección de Vialidad estime pertinente.

fabricados en Chile, considerando una dureza Shore A 60. Lo anterior tiene importancia en el reparto sísmico en los elementos de la infraestructura, sobre todo en puentes rígidos de baja altura y en puentes de gran altura, especialmente cuando existen varias cepas con distintas alturas. En estos casos las placas cumplen un rol importante en el período fundamental de la estructura y en la rigidez equivalente de cada cepa.

Las placas de apoyo ya sean neoprenos, placas fabricadas con goma natural o aisladores sísmicos fabricados en el extranjero deben certificar el valor de G utilizado en el diseño.

El valor de G utilizado en el diseño de la estructura debe ser verificado mediante los ensayos de control de calidad de acuerdo al Numeral 5.514.304(5) del MC-V5 para el caso de placas de neopreno o goma natural y a la sección 15.2 “Quality Control Test” de la Norma “Guide Specification for Seismic Isolation Design” [9] de la norma AASHTO para el caso de aisladores sísmicos.

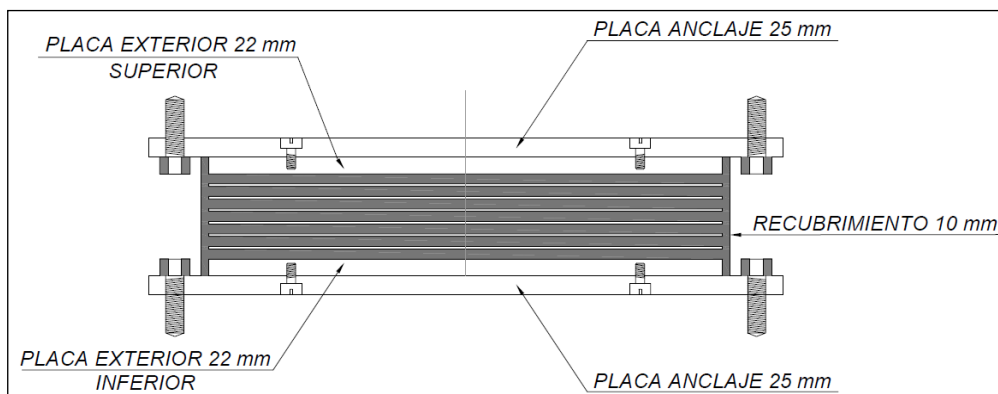
12.2 ESPECIFICACIONES Y DETALLES MÍNIMOS DE LAS PLACAS DE APOYOS

El recubrimiento mínimo lateral para las placas internas de acero debe ser de 10 mm, debido al impacto del ozono sobre el caucho y los rayos UV (ultra violeta). Todas las placas interiores de acero deben ser de 3 mm de espesor mínimo y calidad ASTM A36.

Para evitar el despegue del vulcanizado durante un desplazamiento lateral, es recomendable considerar placas de acero externas (de recubrimiento) superior e inferior de al menos 22 mm. Estas placas deben tener perforaciones con hilo interior para poder conectarse a través de pernos o tornillos a una placa de anclaje superior e inferior, tal como se muestra en la Figura 12.2.A. Los tornillos cabeza plana para la conexión de ambas placas serán del tipo “Flat Head Scket Cap Screws” de calidad ASTM F835.

Todas las capas de neopreno o goma natural deben tener el mismo espesor.

FIGURA 12.2.A
EJEMPLO DE PLACA, CON PLACAS DE RECUBRIMIENTO INFERIOR Y SUPERIOR



En general, no es necesario anclar las placas de los puentes semi-integrales, en el caso que el desplazamiento de las placas de las cepas supere los 3 cm se deberá considerar la incorporación de las placas exteriores para garantizar su anclaje.

12.3 ANCLAJE DE LAS PLACAS DE APOYO

Todas las placas de apoyo deberán ser ancladas a la infraestructura y a la viga respectiva. Ejemplos de placas circulares ancladas se muestran en la Figura 12.3.A(1), 12.3.A(2) y 12.3.A(3).

FIGURA 12.3.A(1)
EJEMPLO DE ANCLAJE DE PLACA CIRCULAR:
ANCLAJE CON PERNOS

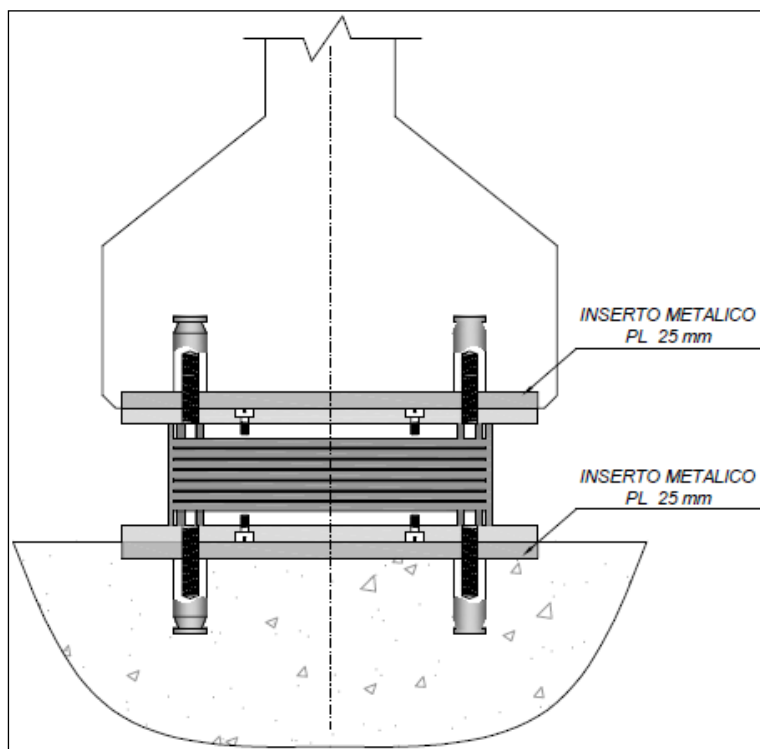


FIGURA 12.3.A(2)
EJEMPLO DE ANCLAJE DE PLACA CIRCULAR:
ANCLAJE SUPERIOR CON PERNOS.
ANCLAJE INFERIOR CON PLACA ANCLAJE ADICIONAL Y SOLDADURA

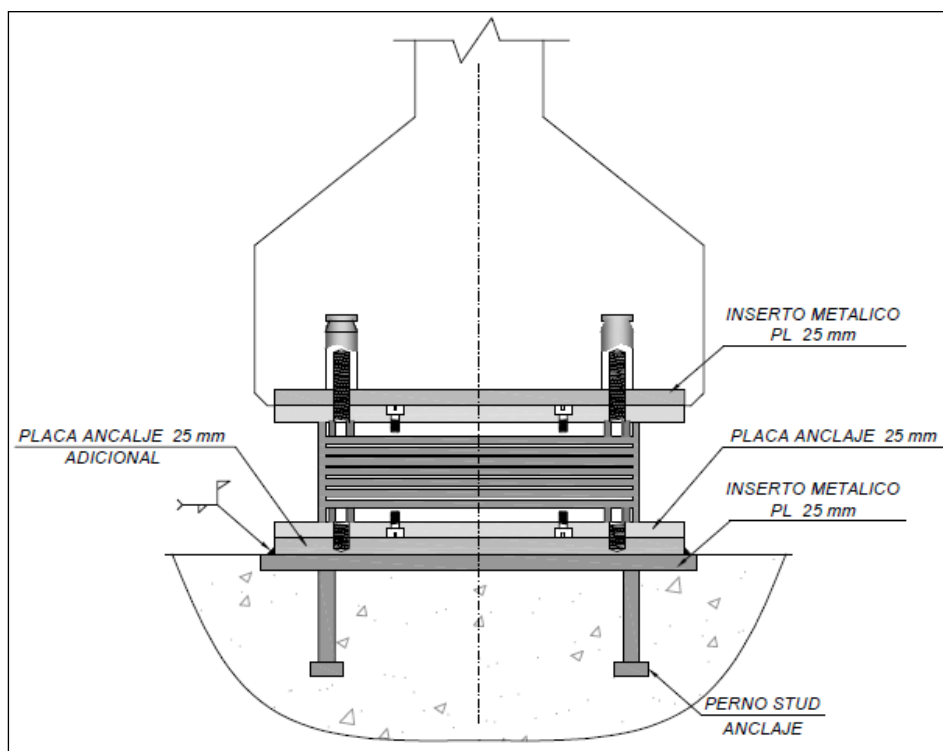
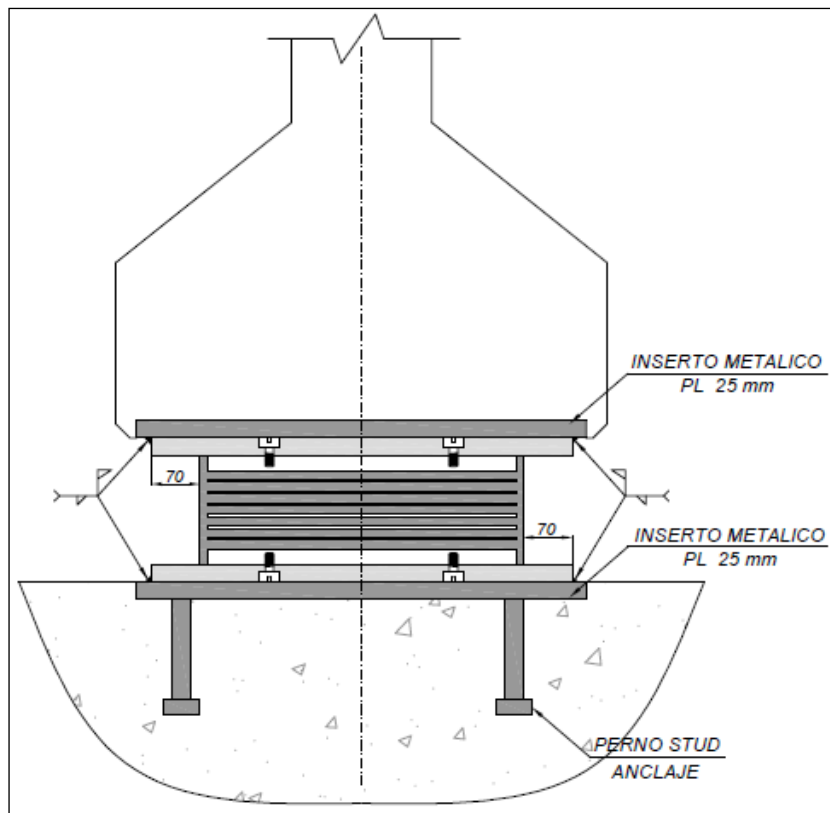


FIGURA 12.3.A(3)
EJEMPLO DE ANCLAJE DE PLACA CIRCULAR:
ANCLAJE CON SOLDADURA



La distancia mínima entre el eje del perno de anclaje del inserto metálico al borde de la mesa de apoyo debe ser como mínimo el siguiente valor:

$$S \geq 0.2 + 0.005l \quad (\text{ec. 12.3.1})$$

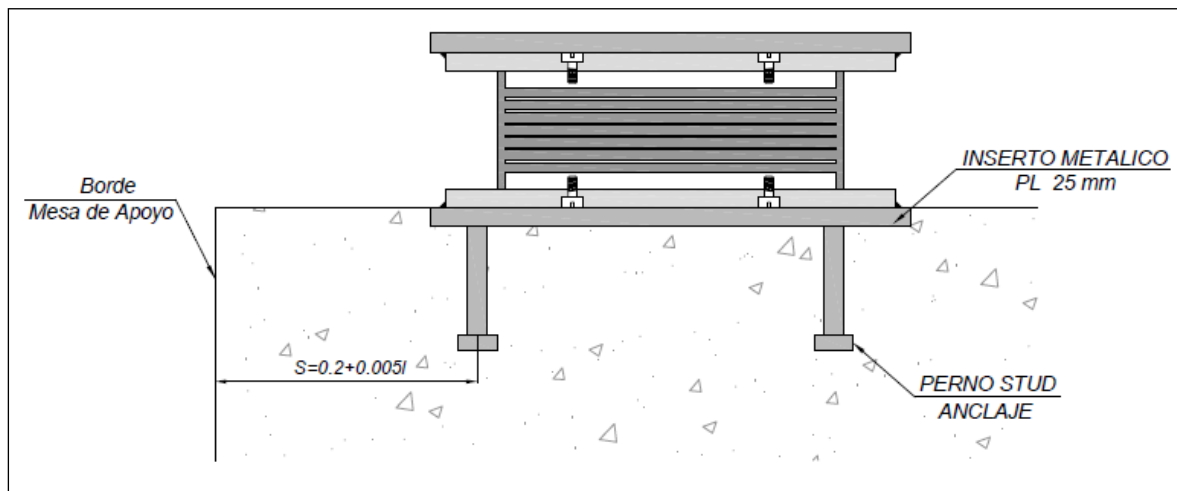
dónde:

S = Distancia entre el eje del perno de anclaje del inserto metálico y el borde de la mesa de apoyo (m).

l = Longitud del vano (m).

En el caso de los puentes esviados o curvos, la distancia S debe ser medida en la dirección en la cual se obtiene la mínima distancia con el borde de la mesa de apoyo de acuerdo a lo mostrado en la Figura 12.3.B.

FIGURA 12.3.B
DISTANCIA MÍNIMA DEL PERNO DE ANCLAJE AL BORDE DE LA MESA DE APOYO



Además de verificar la distancia anterior, se debe verificar la resistencia del hormigón al arrancamiento por corte de los pernos de anclaje de los insertos metálicos en las mesas de apoyo.

12.3.1 CONEXIÓN CON SOLDADURA

En el caso que se utilice soldadura para unir los insertos metálicos con la placa de anclaje, se deberá considerar una distancia mínima de 7 cm entre el borde de la placa y el contorno del neopreno, tal como se muestra en la Figura 12.3.A(3).

La temperatura de vulcanización del elastómero está entre los 125°C a 140°C. Debido a lo anterior, se debe establecer una temperatura máxima de precalentamiento y al momento de soldar, para que la temperatura del apoyo elastomérico sea menor a 120°C. Se recomienda que la temperatura máxima de precalentamiento en el proceso de instalación sea de 60°C.

Adicionalmente se debe ejecutar el filete de soldadura en fases, con el fin de controlar la temperatura.

Se debe asegurar la correcta conexión con soldadura en al menos tres de las cuatro caras de la placa.

12.3.2 CONEXIÓN CON PERNOS

Debido a la que la vida útil de las placas es limitada, es recomendable utilizar pernos de conexión de acuerdo a las Figuras 12.3.A(1) y 12.3.A(2), para facilitar su reemplazo en el futuro. En este caso las placas deben ser ancladas a la infraestructura y la superestructura mediante pernos. Los pernos deben tener un diámetro mínimo de 25 mm.

12.4 ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD

Los ensayos de control de calidad deben estar de acuerdo a lo especificado en el Numeral 5.514.304(5) del MC-V5.

La cantidad mínima de ensayos a ejecutar por tipo de puente debe estar de acuerdo a lo especificado en la Tabla 5.514.303.B del MC-V5.

En reemplazo de lo indicado en el artículo 15.2.2 de la “Guide Specification for Seismic Isolation Design”, el número de ciclos a corte-compresión será de 6 ciclos para el desplazamiento total de diseño. Se debe considerar el efecto de *scragging* de la placa, descartando los valores del primer ciclo, es decir, se debe considerar sólo los ciclos dos al seis (cinco ciclos). Para la realización del ensayo se deberá llevar cada placa elastomérica a una temperatura ambiente promedio del lugar de emplazamiento más o menos 3°C, y ensayar a corte-compresión a esa temperatura. Placas elastoméricas con temperaturas de trabajo, que excedan los límites de temperatura sobre 40°C y bajo 0°C, deberán ser ensayadas a las temperaturas extremas de trabajo más o menos 3°C.

El protocolo y reporte de los ensayos deberá cumplir con lo exigido en el Numeral 5.514.304(5) del MC-V5.

12.5 USO DE PLACAS FABRICADAS CON GOMA NATURAL MÁS COMPUESTOS ADICIONALES

Cuando los desplazamientos sísmicos en las placas de apoyo sean mayores a 8 cm, se deberán utilizar placas fabricadas con goma natural más compuestos adicionales de bajo amortiguamiento, en reemplazo de las placas de neopreno, con el fin de garantizar el comportamiento sísmico de las placas frente a los desplazamientos de diseño.

A pesar de utilizar una placa de mayor calidad y que otorgará amortiguamientos mayores o iguales a $\xi = 5\%$, el diseño de la estructura se realizará considerando un amortiguamiento $\xi = 5\%$.

12.6 USO DE AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS

Generalmente cuando se cumpla cualquiera de las siguientes condiciones, “NO” se debe considerar la aislación sísmica en un puente:

- a) Un puente ubicado en un suelo con mala calidad o suelo tipo IV, y en suelos que sean potencialmente licuables.
- b) Un puente con una infraestructura flexible que posee un periodo fundamental alto. Se considera un periodo alto de la infraestructura, cuando al evaluar el periodo fundamental de la estructura, considerando apoyos fijos como conexión entre las cepas y la superestructura, se obtiene un valor mayor a 1.0 s.
- c) Un puente ubicado en suelo blando que tenga un periodo fundamental T_s alto (ver Sección 3.3), lo que podría causar resonancia con el periodo del puente al introducir la aislación sísmica.

En el caso que se considere utilizar aisladores sísmicos se deberá realizar un estudio de riesgo sísmico que considere el espectro de respuesta con el amortiguamiento correspondiente de acuerdo a la materialidad del puente (5% hormigón, 2% acero) y con el amortiguamiento esperado con aislación, tanto para la componente horizontal y vertical.

Cuando se considere el uso de aisladores sísmicos el factor de modificación de la respuesta estructural R utilizado en el diseño de la infraestructura, debe ser menor o igual 1,5. La infraestructura se debe comportar de manera elástica o cuasi-elástica, la disipación de la energía se debe producir en los aisladores.

Los aisladores sísmicos, tales como los HDRB (Aisladores con alto amortiguamiento) y los LRB (Aisladores con núcleo de plomo), deben ser fabricados con goma natural más compuestos adicionales y se debe garantizar amortiguamientos mayores iguales a $\xi = 10\%$. La Figura 12.6.A(1) y la Figura 12.6.A(2) muestra un ejemplo de aisladores sísmicos circulares.

FIGURA 12.6.A(1)
EJEMPLO DE AISLADOR SÍSMICO CIRCULAR:
AISLADOR HDRB - AISLADOR CON ALTO AMORTIGUAMIENTO

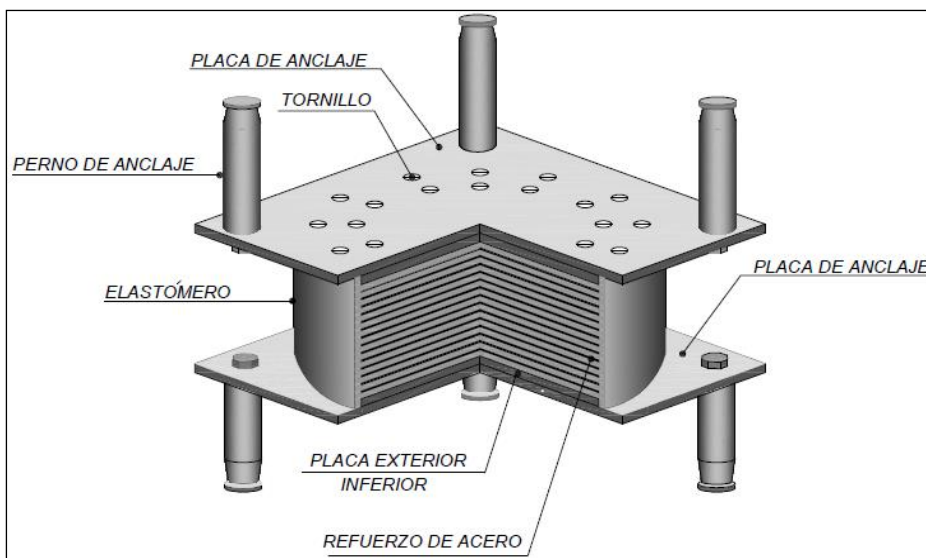
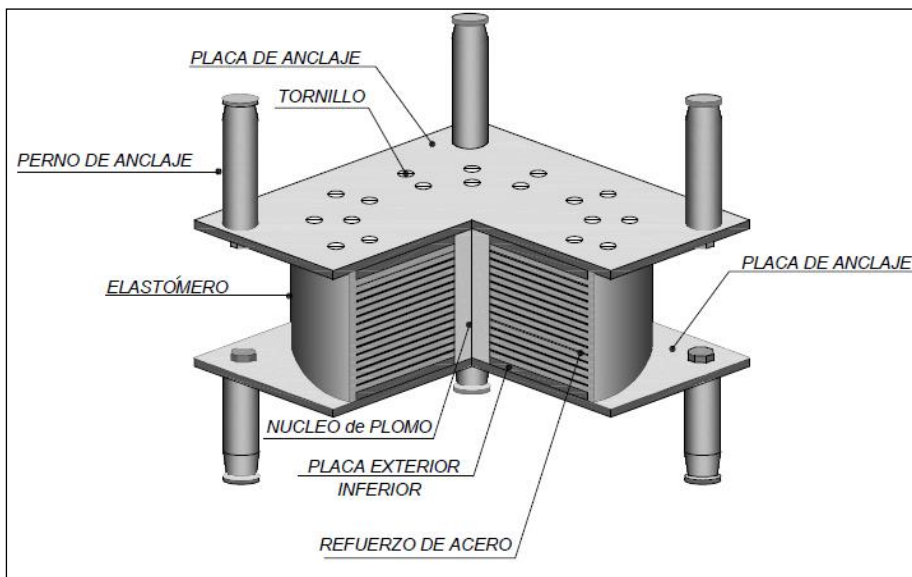


FIGURA 12.6.A(2)
EJEMPLO DE AISLADOR SÍSMICO CIRCULAR:
AISLADOR LRB - AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO



Los aisladores sísmicos se deben diseñar de acuerdo a la Norma “Guide Specification for Seismic Isolation Design” [9] de la norma AASHTO.

La decisión de utilizar aisladores sísmicos debe contar con un análisis previo, comparativo, que justifique su ventaja frente a una solución tradicional sin aislación sísmica, desde el punto de vista técnico y económico. El uso de aislación sísmica deberá contar con la aprobación de la Dirección de Vialidad.

El análisis comparativo del uso de aisladores sísmicos debe ser comparado con el caso en que todos los apoyos del puente se consideren fijos.

13 OTROS SISTEMAS DE APOYO Y OTROS DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS

13.1 SISTEMAS DE APOYO MECÁNICOS

Cuando se considere utilizar aparatos de apoyo mecánicos del tipo Esféricos o Pot, estos deben cumplir con la sección 14.7.3 "Bearing with Curved Sliding Surfaces" y 14.7.4 "Pot Bearing", respectivamente, de la norma AASHTO LRFD [1].

Estos sistemas deberán contar con su certificación correspondiente proporcionada por la empresa que lo fabrica y/o distribuye.

Se debe presentar un protocolo que contenga los ensayos y certificaciones que debe cumplir la empresa fabricante para la aprobación de la Dirección de Vialidad.

Se deberá entregar una guía o protocolo de inspección, mantención y reemplazo del dispositivo.

13.2 OTROS DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS

Cuando en el diseño de un puente se considere la utilización de dispositivos tales como los aisladores de péndulo de fricción (FIP: Friction Isolation Pendulum), amortiguadores hidráulicos (Fluid Viscous Dampers o Fluid Spring Dampers), aparatos de conexión rígida del tipo STU (Shok Transmission Units), estos sistemas deberán contar con su certificación correspondiente proporcionada por la empresa que lo fabrica y/o distribuye.

Los apoyos deslizantes utilizados como sistemas de aislación, tales como los deslizadores de superficie curva (aisladores de péndulo de fricción), deben cumplir con lo especificado en el capítulo 16 y 17 de la norma "Guide Specification for Seismic Isolation Design" [9] de la norma AASHTO.

Se deberá entregar una guía o protocolo de inspección, mantención y reemplazo del dispositivo.

14 DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS Y PILOTES

Las columnas tuvieron un buen comportamiento en el sismo que aconteció en febrero del 2010, no se detectó la presencia de rótulas plásticas ni grietas de corte en las columnas (con la excepción de algunos casos particulares correspondiente a puentes antiguos). En general los diseños de las columnas posteriores al año 1994, año que coincide con el inicio de las Concesiones, consideraron las especificaciones de la División I-A de la norma AASHTO ESTÁNDAR, por lo tanto, se incluyó la armadura de confinamiento en las zonas de posibles rótulas plásticas. En muchos casos la redundancia en el número de columnas y el bajo nivel de compresión (menor a 0.2f_c) influyeron en el buen comportamiento de éstas. Otro factor importante es que en muchos casos el tablero deslizo sobre las placas de apoyo, debido a que no estaban ancladas a las vigas ni a los cabezales, sin transmitir la carga a la infraestructura.

A partir del año 2002, el Manual de Carreteras especifica utilizar el método de las fuerzas modificada por los factores R para el diseño de las columnas basado en metodología de la División I-A de la norma AASHTO ESTÁNDAR.

La norma AASHTO LRFD [1] también especifica el uso del método de las fueras modificada por los factores R para el diseño de las columnas, pero también recomienda verificar con la metodología especificada en la "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011" [8], basada en el concepto de diseño por capacidad.

En casos especiales es recomendable realizar una verificación adicional con la metodología presentada en la "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011" [8], donde se verifica la ductilidad en la columna y el desplazamiento sísmico de la demanda v/s la capacidad de desplazamiento. Esta metodología también se especifica en la norma Japonesa [12].

14.1 REQUERIMIENTOS PARA ELEMENTOS DÚCTILES

14.1.1 MÁXIMO ESFUERZO AXIAL EN UN ELEMENTO DÚCTIL

La máxima carga axial en una columna, cepa, donde la ductilidad de demanda $\mu_D > 2$, debe cumplir con el siguiente límite:

$$P_u \leq 0.2 f'_c A_g \quad (\text{ec. 14.1.1.1})$$

dónde:

P_u = Máxima carga axial o máxima carga de compresión en la sección considerando el sismo vertical (kg).

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm²).

A_g = Área bruta de la sección de hormigón (cm²).

Los pilotes también deben cumplir con la exigencia anterior.

14.1.2 MÁXIMO REFUERZO LONGITUDINAL

El área del refuerzo longitudinal debe ser según Ecuación 14.1.2.1, también los pilotes deben cumplir con esta exigencia:

$$A_l \leq 0.03 A_g \quad (\text{ec. 14.1.2.1})$$

dónde:

A_g = Área bruta de la sección de hormigón (cm²).

A_l = Área total del refuerzo longitudinal (cm²).

14.1.3 TRASLAPOS DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

El traslapo de la armadura longitudinal debe estar fuera de las zonas de posibles rótulas plásticas. En el caso que no se pueda evitar lo anterior se deberá utilizar conectores mecánicos.

En el caso anterior y en los casos debidamente justificados, los conectores mecánicos serán del tipo II y deberán cumplir con los ensayos cíclicos especificados en la AC133 realizados en un laboratorio acreditado, además deben estar certificados por la ICC ES o IAPMO UES. Los conectores mecánicos deben estar aprobados por la Dirección de Vialidad.

14.1.4 TRASLAPOS DE ESTRIBOS CIRCULARES

Se debe utilizar 40 db (40 veces el diámetro de la barra) para la longitud mínima de traslapo de la armadura transversal correspondiente a los estribos circulares utilizados en las columnas y pilotes, para garantizar el buen comportamiento sísmico de la columna, en el caso que se produzca el estallido del recubrimiento.

Con respecto a los ganchos sísmicos (Seismic Hooks) de los estribos, un extremo debe terminar en 135° y el otro en 90°. El gancho sísmico que termina en 135° debe tener una longitud mínima de 10 db y el que termina en 90° debe tener una longitud mínima de 12 db.

Los traslajos de los estribos circulares deben estar dispuestos en Zig- Zag en la elevación de las columnas circulares y pilotes, con el fin de alternar la posición de los traslajos.

14.1.5 TRABAS Y GANCHOS SÍSMICOS

En las zonas de posibles rótulas plásticas de las columnas rectangulares de sección llena y huecas, se usarán trabas sísmicas que se enganchen a las armaduras verticales mediante ganchos sísmicos que terminen en al menos 135° en ambos extremos, con el fin de garantizar su anclaje en el núcleo de hormigón.

En las trabas, la longitud mínima de los ganchos sísmicos debe ser 10 db y el diámetro mínimo de la traba debe ser igual a la armadura horizontal y en ningún caso menor a 12 mm.

15 CONSIDERACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL DISEÑO SÍSMICO

Dada la incertidumbre de la ocurrencia de un evento sísmico de importancia en la vida de un puente, es imposible determinar si el sismo se producirá al inicio o al final de la vida útil de la estructura.

En aquellas estructuras de 2 o más vanos cuyas cepas estén dentro de la sección hidráulica socavable y cuya socavación total sea mayor o igual a 3 m, se debe hacer un análisis de sensibilidad de la estructura verificando dos situaciones, al inicio de la vida útil considerando un nivel de socavación cero y al final de la vida útil considerando un nivel de socavación determinada por el peligro de Socavación Sísmica PSS, especificado en la Tabla 3.1004.306.A del MC-V3.

Cuando no se considera la socavación la estructura puede resultar más rígida, por lo tanto, su periodo fundamental puede disminuir aumentando los esfuerzos en la infraestructura, situación que puede controlar el diseño de las columnas. Cuando se considera la situación con socavación, la estructura es más flexible, el periodo fundamental de la estructura aumenta, disminuyendo los esfuerzos en la infraestructura, sin embargo, esta condición provocará un aumento en los desplazamientos de las placas de apoyo y controlará el diseño de los pilotes.

La colocación de una protección frente a la socavación, se considera como un elemento secundario que no disminuye la profundidad de socavación de diseño, es decir la estructura, específicamente las fundaciones, deben ser diseñadas considerando el efecto de la socavación.

16 REFERENCIAS

- [1] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (2012). American Association Of State Highway And Transportation Officials.
- [2] Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- [3] Centro Sismológico Nacional. www.csn.uchile.cl.
- [4] Diseño Estructural para Edificaciones en Áreas de Riesgo de Inundación por Tsunami o Seiche (2013). MINVU -NTM 007.
- [5] Diseño Estructural - Edificaciones en Áreas de Riesgo de Inundación por Tsunami y Seiche. Nch 3363:2015.
- [6] FHWA (2011). Geotechnical Engineering Circular No 3 – LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations, FHWA-NHI-11-032, NHI Course No 130094, Reference Manual".
- [7] GEER Association (2010). Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake, Version 2, May 25, 2010, Report No GEER -022, Jonathan Bray and David Frost (Editors).
- [8] Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [9] Guide Specifications for Seismic Isolation Design (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials.

- [10] Neira, C. (2011). Comportamiento de un Tramo Elevado de la Línea 5 del Metro durante el sismo del 27/02/2010. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- [11] Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de La Armada. www.snamchile.cl.
- [12] Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design. (2012). Japan Road Association.
- [13] Venegas, B. (2013). Análisis del Comportamiento Dinámico del Puente Marga Marga, Sometido al Terremoto del 27 de Febrero de 2010”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- [14] Youd, et al. (2001). Liquefaction Resistance of Solis: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Solis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

