

CONTENIDO

	Prefacio	
	Índice	
	Desarrollo	
	Anexo I-Gráficos	
	Anexo II-HEC-RAS y HEC-GeoRAS	
	Bibliografía	
	Planos Adjuntos	

PREFACIO

Como resultado del proceso de la *Licitación Pública Internacional No. 82/2009: Servicios de Consultoría para la Elaboración de las Normas Técnicas Generales para el Diseño, Construcción y Mantenimiento de Caminos, Programa de Corredores de Integración del Occidente, Préstamo BID No. 1278/OC-PR*, en fecha 04 de Agosto de 2009 se firmó el Contrato S.G. MINISTRO No. 149/2009, suscrito entre el **MOPC** - Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (CONTRATANTE) y la Empresa Consultora **CAEM LTDA** -Centro de Asesoramiento Empresarial Multidisciplinario (CONSULTOR).

De acuerdo a lo establecido en los Términos de Referencia del Servicio de Consultoría, el Estudio se realizó en cuatro etapas (Módulos), donde al final de cada módulo se efectuaron presentaciones públicas del desarrollo de la Consultoría y los resultados parciales se pusieron en conocimiento de los actores viales de la República del Paraguay, tanto a nivel del sector público, sector privado, de las entidades profesionales, entidades académicas, así como de la sociedad civil.

Cada etapa contó con las recomendaciones, sugerencias y aportes de los diversos sectores de la sociedad vial del país.

Luego del extenso periodo desarrollado por la propia consultoría, las consultas y revisiones del MOPC y de la sociedad ingenieril, así como por el proceso de sociabilización del estudio, hoy el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC) del Paraguay tiene la satisfacción de publicar el presente Manual que contiene el conjunto de Guías, Normas y Especificaciones de todos los componentes que conforman la problemática técnica en el campo vial.

El presente Manual pretende ser un primer documento que ofrece las herramientas necesarias a las autoridades, consultores, constructores, académicos y profesionales de la ingeniería vial, para el uso correcto de los diferentes dispositivos para la regulación de los diseños y la ejecución de los proyectos de carreteras en el país.

Este documento de consulta debe ser normado por el Ministerio para su aplicación en el desarrollo de todos los proyectos viales en cada una y todas sus etapas: diseño, construcción, mantenimiento, fiscalización y correspondiente evaluación.

El presente Manual debe utilizarse como material de consulta y guía para los usuarios de las carreteras del país, para las entidades responsables de la infraestructura vial y las autoridades de tránsito nacionales, departamentales, distritales y municipales, para profesionales de la ingeniería vial, constructores, consultores y proveedores de materiales de construcción y mantenimiento vial.

En este Manual se establecen las especificaciones y normas para el diseño, construcción, mantenimiento y fiscalización de las obras viales donde su utilización debe ser la base para procesar un estudio de ingeniería vial identificado como proyecto donde tiene relevante importancia el juicio del ingeniero que lo elabora.

Este documento busca proporcionar a las autoridades responsables del desarrollo vial, la forma correcta de utilizar los diferentes dispositivos para la concreción de las vías públicas. Las recomendaciones que brinda esta guía no deben influir sobre el juicio profesional, sino que deben usarse como información base parcial, justificando convenientemente las modificaciones que sean introducidas en cada proyecto específico.

Dentro de los principales objetivos planteados para la ejecución del servicio de consultoría para la elaboración de estas Guías, Normas y Especificaciones requerido por el MOPC, se citan los siguientes:

- Diagnóstico de la situación vigente al inicio del servicio relacionado con el uso de normas técnicas generales de diseño, construcción, mantenimiento y evaluación de Caminos en la República del Paraguay.
- Recopilación y análisis del conjunto de normas técnicas internacionales relacionadas con el Diseño, construcción, mantenimiento y evaluación de caminos, aplicables a las condiciones y características de la infraestructura vial de la República del Paraguay.
- Desarrollo de un Manual único con guías, normas y especificaciones técnicas de los rubros más usuales e importantes en evaluación, diseño, construcción, mantenimiento, y fiscalización de caminos.
- Unificación de las especificaciones técnicas en uso en el país, dándole un criterio único de interpretación a la ejecución de los diversos servicios viales, métodos de medición y forma de pago.
- Difusión de las especificaciones técnicas que se vayan elaborando, con consultadas periódicas al conjunto de actores relacionados de una u otra forma al diseño,
- Construcción y mantenimiento de caminos, tales como entidades del sector público relacionadas con la temática vial (MOPC), Municipalidades, Institutos Técnicos, Universidades, Empresas de Construcción, Empresas de Consultoría, Proveedores de materiales para la construcción y mantenimiento de caminos, entre otros.

El objetivo fue establecer un documento técnico y administrativo, que deberá, con la oportunidad del caso ser establecido por el MOPC a nivel de carácter normativo, que sirva de guía a las diferentes acciones que son de competencia técnica del Contratante, fijando políticas, criterios, procedimientos y métodos que indiquen las condiciones para:

- Cumplir en el Diseño, Construcción y Mantenimiento de proyectos viales.
- Propender a uniformar el desarrollo de los procedimientos técnicos de rigor en Estudios, Construcción y Mantenimientos de proyectos viales.

De esta manera se pretende lograr cierta homogeneidad en los procedimientos, independiente del profesional o técnico que realice la labor.

Esta primera versión del Manual de Carreteras del Paraguay debe ser continuamente revisada, complementada y actualizada mediante la publicación de complementos, suplementos y comentarios a cargo del MOPC. Ha sido elaborado y procesado tomando como base y referencia inicial normas internacionales en vigencia en varios países del mundo, y en particular de países de Sudamérica - con particular énfasis a la normativa de los países limítrofes al Paraguay, sin embargo el producto generado corresponde a un documento con todos sus rubros y contenido que se adecua a las necesidades y demandas del país, lográndose un documento propio y estandarizado para las condiciones de la Red Vial del Paraguay, existente y a ser desarrollada en el inmediato futuro.

El presente Manual está dirigido a la siguiente clasificación general de carreteras - de acuerdo a la definición de la red vial del Paraguay:

- **Red Primaria** constituida por las Rutas Nacionales.
- **Red Secundaria** constituida por las Rutas Departamentales.
- **Red Terciaria** constituida por las Rutas Rurales y Municipales.
- **Red Vecinal** constituida por las Rutas Vecinales

El Manual de Carreteras de Paraguay se halla conformado en 8 Tomos compuesto por 15 Volúmenes, que contienen la siguiente información:

- Tomo No.1:** **Normas para la evaluación de proyectos y geometría vial.**
Volumen I : Guía para la Evaluación de Proyectos
Volumen II: Diseño Geométrico
- Tomo No. 2:** **Norma para la Estructura del Pavimento**
Volumen I: Guía para el diseño estructural de pavimentos y Banquinas
Volumen II: Especificaciones para la construcción del pavimento
- Tomo No. 3:** **Normas para Obras de Drenaje Vial**
Volumen I: Normas para Obras de Drenaje Vial
- Tomo No. 4:** **Normas para Estructuras y Puentes**
Volumen I : Guía para el diseño de estructuras y puentes
Volumen II: Especificaciones para la construcción de estructuras y puentes
Volumen III: Especificaciones para el diseño de estructuras y puentes
- Tomo No. 5:** **Normas para Señalización y Seguridad Vial**
Volumen I: Señalización Vertical
Volumen II: Señalización Horizontal
- Tomo No. 6:** **Normas para Materiales y Ensayos de Materiales**
Volumen I: Suelos
Volumen II: Asfalto
Volumen III: Hormigón
- Tomo No. 7** **Normas y Especificaciones para Mantenimiento de Obras**
Volumen I: Normas y Especificaciones para Mantenimiento de Obras
- Tomo No. 8:** **Medio Ambiente y Fiscalización de Obras**
Volumen I: Especificaciones técnicas ambientales
Volumen II: Fiscalización de Obras

El presente Tomo es parte del Manual y corresponde al:

Volumen I: Normas para Obras de Drenaje Vial
Tomo 3 - Normas para Obras de Drenaje Vial

RECONOCIMIENTOS

En el desarrollo de los manuales trabajaron los siguientes profesionales:

Coordinador General del Proyecto:	Ing. Juan Carlos Gottret Arce
Coordinador Adjunto del Proyecto:	Lic. Fabiola Quiroz Demmler
Especialista en Evaluación de Proyectos:	Ing. Primitivo Condarco Aguilar
Especialista Vial:	Ing. Dante Nardelli (+)
Especialista Geométrico:	Ing. Luis Caballero Ing. Juan Hurtado
Especialista en Pavimentos:	Ing. Arquímedes Delgado
Especialista Hidrología y Drenajes:	Ing. Pedro Gaete
Especialista en Estructuras:	Ing. Julio Álvarez
Especialista en Señalización y Seguridad Vial:	Ing. Roberto Montoya Ing. Willy Vargas
Especialista en Materiales y Laboratorio:	Ing. Raúl Zegarra Ríos Ing. Juan Carlos Bernie
Especialista en Dirección de Obras	Ing. Arquímedes Delgado Ing. Walter Pospischill
Especialista Ambiental Vial:	Ing. Luis Cabello
Especialista en Mantenimiento:	Ing. Roberto Jerez Jaimes Ing. Willy Vargas Ing. Walter Pospischill
Especialista Geotécnica:	Ing. Juan Carlos Bernie
Asesores:	Ing. Jhonny Cusicanqui Giles
Ingenieros de Apoyo:	Ing. Walter Pospischill Arq. Adolfo Correa Paniagua
Apoyo Técnico:	Lic. Carlos Martínez Daihana Quintana
Dibujo, Diseño y Diagramación:	Esther Mendoza

En la revisión de los manuales participaron por parte del MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y COMUNICACIONES:

Director de la Dirección de Vialidad (2009)	Ing. Jorge Vázquez
Encargado de Despacho de la Dirección de Vialidad (2010)	Ing. Félix Zelaya
Director de la Dirección de Vialidad (2011)	Ing. Fabio Riveros
Coordinador de la UEP BID N° 1278 (2009)	Ing. Roberto Bogado
Coordinador de la UEP BID N° 1278 (2010)	Ing. Fernando Rodríguez

Supervisores:

Área de Diseño y Construcción Caminos Vecinales	Ing. Alfredo Bordón
Área de Diseño y Construcción Caminos Pavimentados	Ing. Hugo Miranda
Área de Mantenimiento	Ing. Juan Carlos Balbuena Ing. Nelson Rivet
Área Seguridad Vial	Ing. José Gómez
Área Socio – Ambiental	Ing. Agr. Francisco Fracchia Arq. José María Valdez

Equipo Técnico de Revisión del Informe Final:

Área de Mantenimiento Vial – GMANS	Ing. Natalia Drozdova Ing. Javier Talia
Área de Evaluación de Proyectos	Ing. Malvina Duarte
Área de Mantenimiento Vial – Precios Unitarios	Ing. Fernando Rodríguez
Área de Estructura de Pavimentos	Ing. Nelson Figueredo
Área de Estructura de Puentes	Sr. César Bolla
Área de Hidráulica e Hidrología	Ing. Roger Monte Domecq
Área de Diagramación y Control	Ing. René Obando

INDICE

SECCIÓN 101. ASPECTOS GENERALES.....	10
101.01 OBJETIVOS.....	10
101.02 ORGANIZACIÓN Y CONTENIDO.....	10
101.03 RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO	11
SECCIÓN 201. HIDROLOGÍA.....	12
201.01 ASPECTOS GENERALES.....	12
201.02 PERÍODO DE RETORNO PARA DISEÑO	13
201.03 ANÁLISIS DE OBSERVACIONES EN EL PUNTO DE INTERÉS.....	14
201.04 CURVAS INTENSIDAD- DURACIÓN-FRECUENCIA DE LLUVIA.....	16
201.05 MÉTODO RACIONAL.....	17
SECCION 301. HIDROGRAMAS.....	23
301.01 DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA	24
301.02 UBICACIÓN, ALINEACIÓN Y PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS	26
301.03 DISEÑO HIDRÁULICO	30
301.04 CRITERIOS DE INSTALACIÓN.....	43
301.05 CONDICIONES DE SERVICIO.....	44
SECCIÓN 401. DRENAJE DE LA PLATAFORMA	47
401.01 ASPECTOS GENERALES.....	47
401.02 CUNETAS, CANALES LONGITUDINALES Y BAJADAS DE AGUA.....	48
401.03 COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES.....	53
401.04 MODELOS COMPUTACIONALES.....	59
SECCION 501. DISEÑO DE CANALES EN RÉGIMEN UNIFORME	61
501.01 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO UNIFORME.....	61
501.02 CANALES REVESTIDOS O NO EROSIONABLES.....	63
501.03 CANALES EROSIONABLES.....	65
501.04 REVESTIMIENTO.....	68
SECCIÓN 601. DRENAJE SUBTERRÁNEO.....	70
601.01 ASPECTOS GENERALES.....	70
601.02 CÁLCULO HIDRÁULICO.....	72
601.03 CONDICIONES DE INSTALACIÓN.....	75
SECCIÓN 701. PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE HIDRÁULICA MECÁNICA FLUVIAL.....	77
701.01 INFORMACIÓN BÁSICA	77
701.02 MÉTODOS DE CÁLCULOS HIDRÁULICO FLUVIAL.....	88
701.03 MÉTODOS DE CÁLCULO MECÁNICO FLUVIAL.....	96
701.04 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA SOCAVAVIÓN	126
SECCIÓN 801. DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSAS FLUVIALES.....	138
801.01 DEFINICIONES Y CONCEPTOS BÁSICOS	138
801.02 PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE DISEÑO HIDRÁULICO.....	148
801.03 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO PARA OBRAS FLUVIALES	156
801.04 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS.....	171
ANEXO I – GRÁFICOS.....	173

ANEXO II – Guía de Uso del HEC-RAS y HEC-GeoRAS..... 221

<i>Introducción</i>	222
<i>Desarrollo de un Modelo Hidráulico</i>	222
<i>Ejecutar el Programa</i>	222
<i>Cambiar la configuración regional</i>	223
<i>Comenzar un Proyecto Nuevo</i>	224
<i>Introducir datos de secciones transversales</i>	228
<i>¿Qué es HEC-GeoRAS 3.1.1?</i>	277
<i>¿Para qué sirve HEC-GeoRAS?</i>	277
<i>Instalación de HEC-GeoRAS</i>	278
<i>Activación de HEC-GeoRAS</i>	279
<i>Cartografía necesaria</i>	280
<i>Esquema de trabajo</i>	280
<i>Proceso</i>	281

BIBLIOGRAFÍA 292**PLANOS ADJUNTOS**

SECCIÓN 101. ASPECTOS GENERALES

101.01 OBJETIVOS

En esta sección se tratan los aspectos relacionados con el escurrimiento de agua, tanto superficial como subterránea. Se da particular importancia al mantenimiento de los cursos de agua existentes, tanto en cantidad y calidad como en su morfología.

Se busca eliminar el exceso de agua superficial sobre la franja del camino y 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.

El *TOMO 3, Hidrología*, 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 de este Capítulo, permitirá al Ingeniero proyectista, identificar el problema, así como contar con la visión general necesaria para interactuar con los diversos ingenieros especialistas.

101.02 ORGANIZACIÓN Y CONTENIDO

El *Tomo 3 Hidrología e Hidráulica*, se encuentra dividido en las siguientes 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.

La *Sección 201 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 301 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 401 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 de lluvias con sus distintos elementos.

La *Sección 501 Canales*, trata el diseño hidráulico de canales en régimen uniforme, en cauces revestidos y en lechos erosionables, incluyendo algunas normas sobre revestimientos.

La *Sección 601 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 sub-drenes y sus condiciones de instalación.

La *Sección 801 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.

Adicionalmente, se incluye al final de este capítulo una bibliografía que puede ser de utilidad en casos no examinados en el mismo, como también se incluye un glosario de términos utilizados y abreviaciones.

101.03 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 estas guías.

El mejoramiento del drenaje proyectado se extenderá solamente a la franja de dominio de la carretera, a menos que el Estado sea beneficiado con algún mejoramiento externo.

SECCIÓN 201. HIDROLOGÍA

201.01 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 sub superficial 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 los 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 el *numeral 201.03*, 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 los *numerales 201.04 y 201.05*, 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 el *numeral 201.05*, 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.

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:

- SWMM, Storm Water Management Model, del U.S. Environmental Protection Agency.
- 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>).
- HYDRAIN el Federal Highway Administration (<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/hydsft.htm>).
- CAP (Culvert Analysis Program) desarrollado por el US Geological Survey
- (<http://www.water.usgs.gov/software/cap.html>) de Estados Unidos de América.

El SWMM, es un modelo cinemático e hidrodinámico simplificado que permite simular conducciones cortas y largas, permitiendo evaluar el funcionamiento global de un sistema de drenaje a gravedad o presurizado.

El HEC-1, 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-RAS, es actualmente el modelo más completo ya que permite representar todo un sistema fluvial, desde la menor complejidad a sistemas entrelazados, con herramientas de diseño para puentes, alcantarillas, terraplenes, etc. También permite realizar simulaciones en régimen permanente o transitorio.

En el anexo II, se presenta un manual de procedimiento (en español) para el uso de este programa, junto a otros programas accesorios que facilitan el manejo de la información topográfica y de visualización de resultados.

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.

El CAP, es un software que resuelve la ecuación de continuidad en el paso por alcantarillas de diversos tipos, considerando las condiciones de contorno de aguas arriba y aguas abajo.

201.02 PERÍODO 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 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):

$$r = 1 - (1-1/T)^n$$

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, Rutas Primarias y Secundarias) y de los caminos (Colectores, Locales y de Desarrollo), como mínimo, los Períodos de Retorno de Diseño que se señalan en la siguiente tabla:

Tabla 2_1 PERÍODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA SEGÚN VIDA ÚTIL

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

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.

201.03 ANÁLISIS DE OBSERVACIONES EN EL PUNTO DE INTERÉS

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, aun cuando las indicaciones están redactadas para el análisis de crecidas, ellas son aplicables al estudio de lluvias u otros datos hidrológicos.

Así como en los proyectos viales se contempla el registro de la lluvia, en el período de construcción, durante el período de proyecto y construcción, deben ser hechas lecturas de escala y medición de caudales en diferentes épocas, de modo a poder validar los resultados de modelos aplicados a los estudios de puentes y alcantarillas importantes, acopiando informaciones que servirán para un mejor conocimiento del drenaje en el área del proyecto.

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.

201.03.1 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:

$$T = m / (n + 1)$$

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 el 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.

201.03.2 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 el 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.

201.04 CURVAS INTENSIDAD- DURACIÓN-FRECUENCIA DE LLUVIA

Las curvas intensidad – duración - frecuencia (IDF) de precipitaciones; 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.

Las curvas I-D-F deben ser re calculadas cada período de 5 años transcurridos, dada la cantidad de eventos estadísticamente importantes que pueden ocurrir en ese lapso de tiempo, especialmente considerando las implicancias del Cambio Climático actualmente bajo estudio a nivel mundial.

Para la Región Oriental del Paraguay, las Curvas IDF han sido elaboradas por el Departamento de Desarrollo de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción (Monte Domeq, Roger et. al.). Dichas curvas fueron elaboradas para las ciudades de Asunción, Villarrica y Concepción.

Estas fueron seleccionadas en base a la existencia de suficientes datos de precipitación y considerando que tienen cierta dispersión en la región como para ser representativas de toda la Región Oriental del País. En función de la disponibilidad de datos más recientes o de la elaboración de nuevas curvas por instituciones acreditadas, se recomienda la utilización de estos nuevos datos.

Para el cálculo de la intensidad de precipitación se tiene la siguiente ecuación:

$$i = (C * Tr ^ n) / ((t + d) ^ m)$$

Donde los parámetros son:

i = Intensidad, mm/hr.

Tr = Tiempo de retorno, minutos.

d = Duración, minutos.

t = 180 minutos.

Para Asunción: C=2943; n=0.129304; m=0.89684.

Para Concepción: C=2189; n=0.194556; m=0.86163.

Para Villarrica: C=2943; n=0.172799; m=0.87232.

201.05 MÉTODO RACIONAL

El método racional 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 de aporte se satura. El caudal máximo para un determinado período de retorno, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = C i A / 3,6$$

Dónde:

Q = Caudal en m³/seg.

C = Coeficiente de escurrimiento de la cuenca (*Tablas 2_2 a y 2_2 b*).

A = Área de aporte en km².

i = Intensidad de la lluvia de diseño en mm/h.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y de la frecuencia o período de retorno seleccionado para el diseño de la obra en cuestión. Si bien este método es relativamente sencillo, el éxito del mismo radica en la correcta selección del Coeficiente C y del tiempo de concentración de la cuenca. Las *tablas 2_2 a y 2_2 b* sirven para determinar el Coeficiente C, y además existe buena documentación en libros de textos del Hidrología.

Este método es válido únicamente para cuencas pequeñas, de hasta 25 km². Para cuencas de entre 10 y 25 km², se debe subdividir la cuenca en subcuencas, y aplicar el método a cada subcuenca. Los caudales de cada subcuenca se suman considerando sus tiempos de pico. Dada la importancia del tiempo de concentración en este método, el mismo se discute en el siguiente apartado.

201.05.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

El tiempo de concentración de la cuenca se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua hidráulicamente más alejada alcance la salida de la cuenca (coincidente con el punto donde se desea calcular el caudal). Para las cuencas pequeñas, inferiores a 5 km², se pueden utilizar las expresiones que se resumen en *las tablas 2_2 a y 2_2 b*, las cuales 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, previo a 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 2_2 a*, entrega expresiones válidas para casos en que se toma la cuenca como un todo, es decir, en cuencas propiamente tales donde el flujo escurre en una red de cauces o secciones bien definidas; la *tabla 2_2 b*, presenta expresiones desarrolladas para tiempos de concentración de superficies de aporte 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.

Para cuencas de superficies entre 5 y 25 km², se recomienda subdividir el área en subcuencas menores, y realizar el cálculo del tiempo de concentración por segmentos: por ejemplo, tiempo de viaje en superficie desde las nacientes en la cuenca alta hasta el principio de un cauce pequeño, o en áreas planas sin cauces (mediante las expresiones de la *tabla 2_2 b*), tiempo de viaje en cauce pequeño hasta canal de mayor envergadura o sección, tiempo de viaje en canal (expresión de Manning), etc. Luego cada uno de estos tiempos deben ser sumados para obtener el tiempo de viaje de la cuenca o sub-cuenca.

Cabe mencionar que el tiempo de concentración no siempre coincide con el punto más alejado de la desembocadura de una cuenca; este corresponde a la trayectoria cuyo tiempo de viaje es el mayor.

TABLA 2_2 a TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN 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 para cordilleras y cerros empinados
Giandotti	$T_c = 60 ((4 A^{0.5} + 1,5 L) / (0,8 H m^{0.5}))$	Cuencas pequeñas con pendiente
SCS(1975)	$T_c = 258,7 L^{0,8} ((1000/CN) - 9)^{0,7} / 1900 S^{0,5}$	Cuencas rurales

Notación:

T = Tiempo de concentración (min.).

L = Longitud cauce (km).

S = Pendiente (m/m).

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 = Número de Curva

TABLA 2_2 b TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN ÁREAS 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 laboratorios
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 (m/m).

i = Intensidad de lluvia (mm/h).

C = Coeficiente de escurrimiento.

n = Rugosidad superficial de Manning.

201.05.2 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 mencionada en el **numeral 201.04**.

201.05.3 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 2_3 a**, se entregan antecedentes con rangos usuales de este coeficiente para diversos tipos de situaciones.

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 2_3 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 2_3 a COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO (C)

Tipo de Terreno	Coeficiente de Escurrimiento
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%	0,80 – 0,95
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 – 0,65
Zonas de cultivo	0,20 – 0,40

TABLA 2_3 b COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA (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 Cerros 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.	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.	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.	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

SECCION 301. HIDROGRAMAS

Para estimar el caudal en cuencas superiores a 25 km² sin control fluviométrico, se deben utilizar métodos indirectos, constituidos por tres etapas secuenciales de transformación, cada una de las cuales representa un fenómeno físico del proceso de transformación de precipitación a caudal.

La primera representa el proceso de infiltración de agua de lluvia en el suelo, de manera a 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.

Para abordar la segunda etapa del proceso de transformación de precipitación a caudal se puede utilizar el Hidrograma Sintético. Existen numerosos métodos para realizar este procedimiento, entre los cuales se puede citar el Hidrograma Triangular del SCS (SCS, Soil Conservation Service, actualmente NRCS, National Resource Conservation Service, del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, USDA). Este método ha sido extensamente utilizado en cuencas de diversas topografías y usos de suelo y ya viene siendo utilizado en el Paraguay.

Métodos de validación de datos de uso del suelo

Para la determinación de los valores del coeficiente de escurrimiento C del método racional y para el número de curva CN del método del hidrograma unitario se podrá utilizar el siguiente procedimiento.

- (a) Mapa de uso de suelo elaborado por instituciones gubernamentales u ONG's, de no más de 2 años de antigüedad.
- (b) El mapa de uso de suelo será acompañado de una imagen satelital actual con antigüedad menor a un año.
- (c) Las cuencas serán caracterizadas según los tipos predominantes de uso de suelo y tomando en la cuenca, tantos puntos de muestreo del tipo de suelo como tipos predominantes existan, con los siguientes datos:
 - Fechas.
 - Coordenadas.
 - Descripción de uso del suelo (tipo de cultivo).
 - Descripción edafológica del suelo.
 - Fotografías que permitan interpretar el uso del suelo.

Estos datos de campo servirán para la validación de la interpretación de las imágenes satelitales.

- (d) Si fuere necesario se podrá realizar una clasificación supervisada por los métodos de la teledetección, apoyado con herramientas de sensores remotos y GIS.
- (e) En el caso de que la cuenca se encuentre completamente urbanizada, basta la utilización de imágenes satelitales con resolución inferior a 2 m.

Una ventaja particular de este método es que el SCS también ha desarrollado métodos para la estimación de la infiltración, para lo cual se han producido los números de curvas CN. Se tiene así, que la primera etapa del proceso de transformación, correspondiente a la infiltración, y la segunda etapa, correspondiente al escurrimiento superficial, pueden ser estimadas mediante los métodos del SCS. Para mayor información sobre estos métodos se recomienda referir a: Hidrología Aplicada (Chow, Ven T.; Maidment, David R.; Mays, Larry W.).

301.01 DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA

301.01.1 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 tráfico 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, se tratarán como puentes en lo relativo a su cálculo hidráulico. La alcantarilla debe ser capaz de soportar las cargas del tráfico 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.

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 HYDRAIN del Federal Highway Administration, que incluye un módulo para el cálculo hidráulico de las alcantarillas y otro para el estudio de la disipación de energía a la salida de estas obras. Así mismo, el US Geological Survey ha desarrollado el programa CAP, Culvert Analysis Program 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 numeral 301.03*). No obstante, se incluyen normas generales sobre elección del tipo de alcantarilla, formas de ubicación, criterios de instalación y condiciones de servicio.

301.01.2 ANTECEDENTES DE TERRENO NECESARIOS.

301.01.2 (a) Características Topográficas del Lugar.

Además del levantamiento taquimétrico necesario para definir la obra misma, debe analizarse un perfil longitudinal del cauce en al menos 300 m. aguas arriba y aguas debajo de la obra, con perfiles transversales, cada 50 o 10 m. según lo irregular del cauce. En el caso, de un cauce de pendiente baja, bastante común en la región occidental y en muchos sitios de la región oriental los efectos pueden reflejarse hasta una distancia mayor hacia aguas arriba, debido al remanso.

Debido a la necesidad de que el dominio del modelo represente adecuadamente todos las características topográficas del entorno del puente, es necesario el cruce de la información topográfica detallada levantada en el sitio, con otras de mayor escala disponibles, como cartas del IGM, información del radar topográfico SRTM, etc. Para que esto sea posible, es necesario que el levantamiento topográfico tenga datum cierto con respecto a puntos de coordenadas y cotas conocidas, de la red nacional, para lo cual la cota debe ser transportada desde dichos puntos hasta el sitio del puente u obra hidráulica, por nivelación geométrica o por GPS Diferencial, siendo todos los levantamientos referenciados al datum del IGM PY.

301.01.2 (b) Estudio de la Cuenca Hidrográfica.

Debe describirse en forma exacta la cuenca hidrográfica que se drenará, para así poder establecer los efectos de las crecidas. Debe 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 hechos por el hombre, tales como embalses, los que puedan alterar significativamente las características de la escorrentía. El uso del suelo debe ser evaluado también cada cierto período, por ejemplo 5 años, debido a la velocidad con que ocurren estos cambios y el gran impacto en la escorrentía.

301.01.2 (c) Características del Cauce.

Debe incluir todas sus características físicas. Para los efectos de diseño se requiere secciones transversales, perfiles longitudinales y alineación del cauce o canal. El perfil debe extenderse lo suficiente de tal 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.

301.01.2 (d) Datos de Crecidas.

Se procederá según lo expuesto en 201 "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.

301.01.2 (e) 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.

301.02 UBICACIÓN, ALINEACIÓN Y PENDIENTE DE LAS ALCANTARILLAS

301.02.1 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 **301.02.2** y **301.02.3**, 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.

301.02.2 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 esviaje aparecen en el *Gráfico 3_1 a. (ver Anexo I)*.

301.02.3 PERFIL LONGITUDINAL.

La mayoría de las alcantarillas se colocan 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. Sin embargo, las alteraciones de la pendiente deben ser estudiadas en forma cuidadosa de tal modo de no producir efectos indeseables.

En el *Gráfico 3_1 b (ver Anexo I)*, se indican los perfiles longitudinales de alcantarillas más usuales 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 total de la estructura.

301.02.4 ELECCIÓN DEL TIPO DE ALCANTARILLA.

301.02.4 (a) Forma y Sección.

Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, celulares y múltiples. En casos muy especiales puede resultar económico el uso de arcos parabólicos 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.

(Ver Planos de Obras Tipo: DD-01 y DD-02)

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 a 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras el diámetro mínimo será de 1 m. En obras de drenaje urbano es admisible usar tubos de 0.60 m. para conexiones cortas, como de sumidero a registro.

Las alcantarillas celulares cuadradas o rectangulares, pueden ser diseñadas 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.

Como generalmente se construyen en el lugar, deberá tomarse en cuenta, el tiempo de construcción al compararlas con las circulares prefabricadas. (Ver Planos de Obras Tipo: DD-03 a DD-12.)

En los cauces naturales que presentan caudales de diseño importante, si la rasante es baja respecto del fondo del cauce, se suelen usar 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 las zonas fuertemente onduladas las tormentas intensas, producen un importante arrastre de sólidos mezclados con vegetación, los cuales 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 sub-divisiones, aun cuando la obra sea de costo mayor, a fin de evitar posibles puntos de retención de sólidos flotantes. 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.

301.02.4 (b) Materiales.

Los materiales más usados para las alcantarillas son el hormigón armado in situ o prefabricado, y los pequeños puentes o "pontillones", con o sin solera de hormigón, muros de piedra bruta colocada y losa de hormigón armado.

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) Según sea la categoría de la carretera se deben considerar las siguientes vidas útiles:

Autopistas y Rutas Primarias > 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 cual 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, por la dificultad que conlleva el reemplazo.

En definitiva el costo de las alcantarillas está altamente influenciado 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, tales como:

- Caudal de diseño.
- Forma, pendiente y área de 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.

301.03 DISEÑO HIDRÁULICO

301.03.1 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; y luego adoptar el valor más alto de dicha profundidad, el cual indicará el tipo de control determinante. Este método para determinar el tipo de control es correcto, excepto para algunos casos, en los cuales 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 301.03.3, 301.03.4 y 301.03.5*, 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 Nº 5 del Federal Highway Administration y del Manual de Uso del Programa HYDRAIN.

301.03.1 (a) Caudal de Diseño.

El cual se determina de acuerdo con los procedimientos indicados en la *Sección 201 "Hidrología"*, o bien a partir del caudal de diseño en los canales de riego o drenaje, teniendo presente en este último caso que si el canal se emplaza en ladera, actuará como contrafoso o canal de protección durante las tormentas y el caudal puede aumentar, situación que se deberá considerar en el diseño.

301.03.1 (b) 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 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 tráfico 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 tráfico, 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 cual la carga máxima de diseño a la entrada se limita según se indica en la **Tabla 3_1 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 no permanentes. 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.

La carga máxima admisible será 0,3 m. menor que el borde exterior del Sobre Ancho de Plataforma (SAP), situación que se presenta 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, la H_e máxima se limitará según se indica en la **Tabla 3_1 a**, y siempre alcanzando como máximo la cota del borde exterior del SAP menos 0,30 m.

TABLA 3_1 a CARGA HIDRÁULICA 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	$H + 0,3$ m	H
	He máximo no puede sobrepasar la cota exterior del SAP - 0,3 m		

*Si $L > 6,0$ m revancha como en Puentes.

301.03.1 (c) Altura de Agua a la Salida.

Corresponde a la profundidad del agua medida desde el punto más bajo de la alcantarilla (umbral) en la sección de salida. Queda determinada por el cauce hacia aguas abajo cuando existen obstrucciones que remansan el agua.

301.03.1 (d) 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_1 b**.

TABLA 3_1 b VELOCIDADES MÁXIMAS 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.

$$V = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

Siendo,

Ω = sección de escurrimiento que iguala ambos términos de la ecuación (m²)

n = coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 5_1).

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 301.03.4).

301.03.1 (e) 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 301.03.2.

301.03.1 (f) 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 301.03.3 y 301.03.4.

301.03.2 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_1 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.

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 los **Gráficos 3_2 a y b (ver Anexo I)**, 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 el **Gráfico 3_2 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 ($\alpha = 100$ g). 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 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) En Caminos Colectores y en las Carreteras Primarias y Autopistas, todos los tubos y cajones se diseñarán con muro frontal, vertical en elevación y dispuesto perpendicularmente al eje del cauce $\alpha = 100^\circ$
- e) 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.
- f) 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).
- g) 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.
- h) 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).
- i) En los cajones con alas a 50g no se aprecia un aumento de eficiencia hidráulica importante al tener aristas viva, caso 7, o arista biseladas, caso 10; en tanto, la carga “ H_e ” no supere 3H, a partir de la cual el efecto del bisel se hace notar rápidamente.
- j) 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 el Gráfico 3_2 a del Anexo I, columna “Solución Analítica-Código”.

301.03.3 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 el **Gráfico 3_2 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, escurriendo 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 obtenidos de los gráficos de este manual, puedan ser mayores que las que se presentan en los casos prácticos, lo que da una mayor seguridad a la obra.

El **Gráfico 3_2 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 **Gráficos 3_2 b y c**. Estos gráficos están basados en ensayos de laboratorio y verificaciones en terreno, incluyéndose las instrucciones de uso en cada uno de ellos.

El **Gráfico 3_2 b**, permite calcular la carga hidráulica a la entrada para tubos circulares de hormigón, conocidas las condiciones de entrada, tamaño y caudal de diseño. El **Gráfico 3_2 c**, permite diseñar las alcantarillas de cajón conocidas las condiciones de entrada, tamaño y caudal.

301.03.3 (a) Expresiones Analíticas para el Cálculo de H_e en Obras con Control de Entrada.

El Federal Highway Administration (FHWA), ha generado mediante modelos de regresión, expresiones polinómicas de quinto grado que entregan la carga hidráulica a la entrada directamente. 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:

$$H_e = \left[a + bz^F + c(z^F)^2 + d(z^F)^3 + e(z^F)^4 + f(z^F)^5 - 0,5i \right] D$$

Siendo,

H_e = Carga a la entrada (m).

a...f = Coeficientes de regresión.

$F = Q/D5/2$ en alcantarillas circulares, o bien $Q/(BD3/2)$ en alcantarillas de cajón.

Q = Caudal (m^3/seg).

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_2 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 el **Gráfico 3_2 a**.

TABLA 3_2 a COEFICIENTES DE REGRESIÓN 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 $33 \leq \beta \leq 83^{\circ}$	1	0,087483	0,706578	-0,2533	0,0667	-0,00662	0,000251
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, muro frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^{\circ}$	2	0,114099	0,653562	-0,2336	0,059772	-0,00616	0,000243
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, tubo prolongado (sin muro ni alas)	3	0,108786	0,662381	-0,2338	0,057959	-0,00558	0,000205
Alcantarilla circular de acero corrugado, muro frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^{\circ}$	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	0,044505	-0,00344	0,00009
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^{\circ}$	7	0,072493	0,507087	-0,11747	0,02217	-0,00149	0,000038
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas $\beta = 17$ 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	0,144138	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

301.03.3 (b) 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 aumentar la capacidad de porteo.

En los **Gráficos 3_3 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 y celular).

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 el **Gráfico 3_3 a**, se muestran los gráficos correspondientes a tubos circulares de hormigón 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 el **Gráfico 3_3 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 tiene los muros frontales, los muros de ala y las aristas sobre la carga hidráulica necesaria para conducir el mismo caudal.

301.03.4 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. El **Gráfico 3_4**, 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 el **Gráfico 3_4**, separadamente.

301.03.4 (a) 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:

$$H = \left[1 + Ke + \frac{19,6n^2 L}{R^{1,33}} \right] \frac{V^2}{19,6}$$

Siendo:

Ke = Coeficiente de pérdida de carga en la entrada (**Tabla 3_3 a.**)

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning (**Tabla 3_3 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/seg.

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_3 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_3 b** entrega coeficientes de rugosidad de Manning para los materiales usados comúnmente en alcantarillas.

TABLA 3_3 a COEFICIENTES DE PÉRDIDA DE CARGA A LA ENTRADA EN ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA

Tipo De Estructura y Características de la Entrada	Coefficiente (K_e)
1. Tubos de Hormigón	
- Conducto prolongado fuera del terraplén	
- arista ranurada	0,2
- arista viva	0,5
- Con muro de cabecera con o sin muros de ala	
- arista ranurada	0,2
- arista viva	0,5
- arista redondeada ($r = 1/12 D$)	0,2
- arista biselada	0,2
2. Tubos Circulares de Metal Corrugado	
- Conducto prolongado fuera del terraplén	
- sin muro de cabecera	0,9
- con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con muros de ala y aristas vivas.	0,5
- con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo con o sin muros de ala y aristas biseladas.	0,25
3. Alcantarillas de Cajón en Hormigón Armado con Muro de Cabecera Paralelo al Terraplén	
- Sin muros de ala, y	0,5
- bordes de aristas vivas	
- bordes aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas	0,2
- Con muros de ala formando ángulos entre 30^0 y 75^0 con el eje del conducto	0,4
- bordes de aristas vivas	0,2
- bordes del dintel con aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas	0,5
- Con muros de ala formando ángulos entre 10^0 y 25^0 con el eje del conducto, y aristas vivas.	0,7
- Con muros de ala paralelos y aristas vivas en el dintel	0,1
- Con muros de ala alabeados y aristas redondeadas ($r = 1/4 D$) en el dintel	

TABLA 3_3 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 un 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

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.

301.03.4 (b) 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 el **Gráfico 4_3 letras B, C y D, del Anexo I.**

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 y circulares se calculan siguiendo el procedimiento y las expresiones establecidas en la Hidráulica.

Cuando la profundidad crítica cae bajo el dintel de salida, la superficie libre tiene la forma indicada en el caso C del **Gráfico 4_3**, 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 (*Gráfico 3_4, 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:

$$D + (1 + K_e) \frac{V^2}{2g}$$

Dónde: 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.

Para los fines del diseño, este método es generalmente satisfactorio para profundidades del remanso de entrada mayores a 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:

$$H_e = H_1 + H - Li; \text{ en que}$$

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 (m^3/seg), en una sección rectangular o cuadrada, está dada por:

$H_c = 0,467 (Q/B)^{2/3}$; siendo B el ancho de la obra en (m).

301.03.5 PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DEL TAMAÑO DE UNA 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/seg), 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 cual 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. *(Tabla 3_1 a)*.
- i) Anotar las características de la alcantarilla finalmente elegida, incluyendo tipo, tamaño, profundidad del remanso en la entrada y velocidad de salida.

301.03.6 PROBLEMAS HIDRÁULICOS ESPECIALES.

301.03.6 (a) 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 cual 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 de 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 está 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.

301.03.6 (b) Anclaje.

Durante las crecidas se produce en las entradas de las alcantarillas vórtices y remolinos que socavan y erosionan el relleno del terraplén. Se producen fuerzas de empuje que, de acuerdo al 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.

301.03.6 (c) Uniones.

Es indispensable que las uniones en una alcantarilla sean lo suficientemente impermeables para evitar problemas de erosión v 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.

301.03.6 (d) 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 deberá 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.

301.03.6 (e) 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, solera de hormigón o bien incluyendo obras de disipación de energía.

301.04 CRITERIOS DE INSTALACIÓN.

301.04.1 CONSIDERACIONES SOBRE RELLENOS Y APOYOS.

La altura de relleno que puede soportar una alcantarilla depende de las condiciones de su fundación, del método de instalación, de su rigidez y 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 cual 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 solo pequeños asentamientos y requieren condiciones favorables de fundación.
- Una fundación en la cual 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.

301.05 CONDICIONES DE SERVICIO

301.05.1 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 con éste, se reducirá la probabilidad de falla de la alcantarilla, cuya reparación suele ser aún 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 daño 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 con respecto a las que había en el momento en que se diseñó la alcantarilla. Por ejemplo, la urbanización de la zona, los cambios en la cuenca hidrográfica, la canalización del cauce, alteran las condiciones de diseño y deberán tomarse las medidas correctivas del caso.

Cuando existen estructuras especiales para la retención de material de arrastre, es necesario que éstas tengan un fácil acceso, ya que la mayoría de ellas requieren de 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 estas 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.

301.05.2 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 puede proteger las obras contra la abrasión usando espesores adicionales de material estructural en el fondo de la alcantarilla.

Para el caso de alcantarillas de hormigón, la consideración de espesores adicionales del radier, constituyen una buena solución, a causa de la acción de los elementos abrasivos del flujo o cuando las alcantarillas son utilizadas como paso de ganado. Para ellos 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 existe abrasión muy severa se puede considerar la instalación de rieles u otros perfiles de acero puestos longitudinalmente en el fondo de la alcantarilla.

301.05.3 CORROSIÓN.

La corrosión puede manifestarse como consecuencia de la acción de elementos activos presentes en el suelo, aguas o atmósfera.

La duración de los tubos de cemento puede ser afectada por concentración de ácidos, cloruros y sulfatos en suelos y en el agua. En relación a 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 a 2,5 cm no se aconseja si el pH es inferior a 6,5. La *Tabla 3_4* 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 puede agregar espesores mayores de recubrimiento para el 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.

TABLA 3_4 VALORES GUÍA 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) Especial (4)	Mínimo requerido por Especificaciones Mínimo requerido por Especificaciones
0,20 - 0,50	2.000 - 5.000	Portland (3) Especial (4)	7 sacos Mínimo exigido por Especificaciones
0,50 - 1,50	5.000 - 15.000	Portland (3) Especial (4)	7 sacos + Al (2) 7 sacos
Sobre 1,50	Sobre 15.000	Especial (4)	6 sacos + Al (2)

(1) Sulfatos como SO₄.

(2) Aire incorporado $4 \frac{1}{2} \pm 1/2$ % de aire.

(3) Cemento Portland sin exigencias de composición química especial.

(4) Cemento Portland Especial con un máximo admisible de 5% de aluminado cálcico.

301.05.4 SEGURIDAD Y VIDA ÚTIL.

El diseño de alcantarillas debe proporcionar seguridad para el tráfico mediante estructuras que cumplan cabalmente la función hidráulica asignada. Además, deben estar ubicadas de tal modo, que presenten el mínimo de peligro para el tráfico.

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 flotantes. 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 y corrosión, y cambios bruscos de temperatura, la vida útil de los materiales constituyentes de las alcantarillas debe ser mayor que la vida útil económica de la carretera, considerando el tipo de pavimento que ésta posea.

SECCIÓN 401. DRENAJE DE LA PLATAFORMA

401.01 ASPECTOS GENERALES

401.01.1 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.

401.01.2 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 4_1*

Los caudales de diseño para el drenaje de la plataforma, se estimarán mediante el método racional (*Numeral 201.05*), 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 o fajas separadoras, 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 (separadores) deberán disponerse sumideros de aguas lluvias que desagüen a un colector del sistema general.

TABLA 4_1 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 Autorrutas y Primarios 10 años Caminos 5 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.	
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.	
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 [Tabla 3_1 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.

401.02 CUNETAS, CANALES LONGITUDINALES Y BAJADAS DE AGUA.

401.02.1 CUNETAS PREFABRICADAS.

Las cunetas y demás obras de drenaje de la plataforma se proyectarán para satisfacer las finalidades señaladas en el [Numeral 401.01.1](#) y se diseñarán para confinar las inundaciones dentro de los límites descritos en la [Tabla 4_1](#).

En términos de las formas y dimensiones de estas obras, algunas formas de las secciones transversales de soleras y cunetas pueden consultarse en [Planos de Obras Tipo: DD-15 a DD-18](#).

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 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 lt/seg 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:

$$Q = \frac{1}{n} \Omega R^{2/3} i^{1/2}$$

Dónde:

Q = Gasto.

n = Coeficiente de Manning.

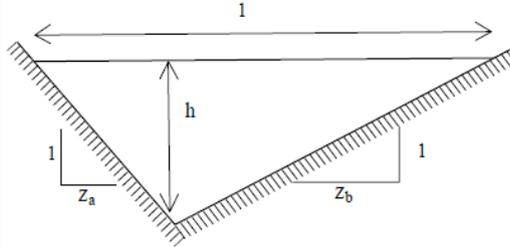
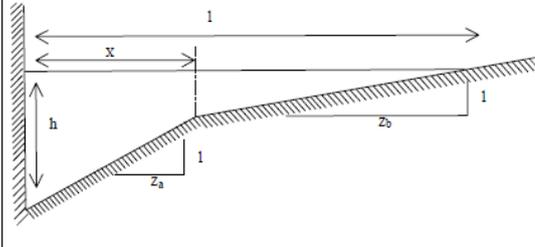
Ω = Área de la sección.

R = Radio hidráulico.

i = Pendiente longitudinal.

Las propiedades geométricas e hidráulicas de la cuneta se pueden determinar empleando las fórmulas presentadas en la *Tabla 4_2*

TABLA 4_2 CAPACIDAD HIDRÁULICA 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)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h}{2 \cdot (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2})}$	$\frac{x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)}{h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)}$

401.02.2 CANALES LONGITUDINALES.

Dependiendo de su ubicación, los canales longitudinales podrán denominarse canales interceptores (también llamados contrafosos de coronación o cunetas de protección de contrataludes) o cunetas laterales tratadas en el Numeral anterior. Algunas formas de canales interceptores se presentan en los *Planos de Obras Tipo: DD-16 ; DD-17 y DD-18*. 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 cuenca, 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_1 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 401.02.3*), 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 banquina, debe proyectarse una cuneta formada por la banquina 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/seg, siendo las velocidades máximas admisibles las que se indican en la **Tabla 3_1 b** para obras sin revestir y **Tabla 4_3** para las revestidas.

TABLA 4_3 VELOCIDADES MÁXIMAS 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 4_2**.

401.02.3 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 401.01.2**.

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 del conducto situado aguas debajo de él.

Para las bajadas de agua en canaleta se emplean conductos abiertos de hormigón prefabricado o moldeado en el sitio, de sección transversal semicircular, rectangular o trapezoidal, provistas de un embudo de entrada. *(Ver Planos de Obras Tipo: DD-15).*

Las bajadas de tubo 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 talud 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.

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 banquina 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 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 implantarán medios de anclaje idóneos al terraplén 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 hormigón. 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.

401.03 COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES.

Para los efectos de estas guías. Se definen así, los sistemas de conductos subterráneos y sistemas colectores destinados a drenar la calzada, que fluyen hacia un solo punto de descarga.

401.03.1 CRITERIOS DE DISEÑO.

El método más usado en este caso para calcular los caudales a desaguar, es el método racional (*Numeral 201.05*), pero podrán utilizarse otros métodos descritos en la *Sección 201*, 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, articuladas como protección contra reflujos (compuertas anti retorno). 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, y se cierran inmediatamente al experimentar un contraflujo.

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 401.03.3*) 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.

401.03.2 SUMIDEROS Y REJILLAS.

401.03.2 (a) 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 de 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 de un 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 banquina 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 *Planos de Obras Tipo: DD-24, DD-26 a DD-30.*

401.03.2 (b) 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 cuenca 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.

401.03.2 (c) *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 401.02.1* (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 401.03.5, 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 Planos de Obras Tipo: DD-23 ; DD-24 ; DD-29 y DD-30.*)

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:

$$Q = C.P.H^{3/2}$$

Dónde:

Q = Gasto (m³/seg).

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. Así mismo, 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.

401.03.2 (d) Tipos y Características de las Rejillas.

Los tipos de rejilla junto con sus principales características se encuentran indicados en algunos textos de referencia.

401.03.3 DISEÑO DE LOS TUBOS EN COLECTORES.

En la ubicación y alineamiento de los tubos deberá evitarse la instalación de los colectores de aguas lluvias longitudinales, destinados a evacuar el drenaje de la plataforma, bajo las calzadas y banquetas. Sin embargo, cuando su ubicación bajo la calzada es inevitable, deberán considerarse registros (ver Numeral 401.03.4) provistos de accesos que se ubicarán fuera de los límites determinados por las banquetas.

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 4_4 DIÁMETROS MÍNIMOS 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 y de concreto son los mismos consignados en la Sección 301 para las 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 301).

Una excepción es el factor rugosidad que generalmente adquiere mayor importancia en drenes de aguas lluvias (Tabla 5_1).

En el Numeral 401.03.1, Criterios de Diseño, se aborda el diseño hidráulico de conductos cerrados para colectores de aguas lluvias.

401.03.4 REGISTROS Y ESTRUCTURAS DE UNIÓN.

401.03.4 (a) 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 instalan 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 piso de la cámara.

401.03.4 (b) 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.

401.03.5 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 tipo caja de captación.

Los ensanches pavimentados de cuneta unen el borde exterior de la banquina 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 banquina.

Deberá cuidarse de no introducir en su forma modificaciones que pudieran implicar una depresión de la banquina. 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 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.

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 banquina 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 fijadas con mortero de 10 cm de espesor.

En términos globales, y como norma general de diseño, salvo por razones de seguridad de tráfico 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.

401.04 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.

Otro modelo computacional susceptible de ser empleado es el SWMM de la EPA (Environmental Protection Agency, de los E.U.A.), también de dominio público, que permite simular el sistema en régimen transitorio y por el método hidrodinámico.

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 501. DISEÑO DE CANALES EN RÉGIMEN UNIFORME

501.01 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO UNIFORME

Este tipo de flujo tiene las siguientes propiedades:

- a) La profundidad, área de la sección transversal, velocidad media y gasto son constantes en cada sección del canal.
- b) 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. Aun 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:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

A la que se asocia un gasto:

$$Q = V \cdot \Omega$$

En que

V = Velocidad media (m/seg).

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 1_5).

Q = Gasto (m³/seg).

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 5_1**. 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 5_1 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

TABLA 5_1 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD O DE MANNING EN CANALES (CONTINUACIÓN)

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	
		0,030		0,500
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
b) Tierra, con curvas y sin mantención	Sin vegetación	0,023	0,025	0,030
	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
c) Excavado mecánicamente o dragado	Fondo de guijarros y lados limpios	0,030	0,040	0,050
	Sin vegetación	0,025	0,028	0,033
	Lados con algo de vegetación y matorrales	0,035	0,050	0,060
d) Excavado en Roca	Liso y uniforme	0,025	0,035	0,040
	Irregular, dentado	0,035	0,040	0,050
e) Canales sin mantención, malezas y matorrales sin cortar	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).

501.02 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:

501.02.1 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.

501.02.2 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/seg.

501.02.3 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 5_2](#).

501.02.4 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/seg 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 5_2 TALUDES RECOMENDADOS PARA LA SECCIÓN TRAPEZIAL

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

501.02.5 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 un 5% y un 30% de la altura de agua. El U.S.B.R. ha preparado las curvas de diseño que se incluyen en el [Gráfico 5_1 \(Ver Anexo I\)](#) 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.

501.02.6 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 el *Gráfico 5_2 (Ver Anexo I)* 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:

- a) Reunir la información, estimar el coeficiente de rugosidad y elegir la pendiente de fondo.
- b) Calcular el valor de $R^{2/3}$ de la expresión de Manning.
- c) 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.
- 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.

501.03 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.

501.03.1 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, así mismo los canales más bajos.

Sin embargo, existen ciertas recomendaciones prácticas como las de la *Tabla 5_3*, 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 5_3 VELOCIDADES Y FUERZAS TRACTICES MÁXIMAS 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 los *Gráficos 5_3, 5_4 y 5_5. (Ver Anexo I)*

Estos valores se aplican a canales rectos y se recomienda reducirlos en un 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:

- Estimar el coeficiente de rugosidad n , forma y taludes de la sección y velocidad máxima permisible.
- Calcular el radio hidráulico con la fórmula de Manning.
- Calcular el área como la razón entre el caudal y la velocidad máxima permisible.
- 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.
- Agregar una revancha adecuada y modificar la sección, si es necesario, para adecuarla a criterios económicos y/o constructivos.

501.03.2 FUERZA TRACTRIZ PERMISIBLE.

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 tractiva 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 tractiva en suelos no cohesivos los cuales se resumen en el *Gráfico 5_4 (Ver Anexo I)*.

El USBR recomienda para suelos no cohesivos gruesos una fuerza tractiva en Kg/m^2 , igual a 0,8 veces el diámetro de la partícula (en cm), tal que el 25% del material en peso tiene diámetro mayor. En suelos finos, la fuerza tractiva queda especificada en términos de la mediana del diámetro, es decir, el diámetro tal que el 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 tractiva permisible se especifica en el [Gráfico 5_5 \(Ver Anexo I\)](#) 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 tractiva crítica son válidos en una superficie horizontal (fondo del canal). Los valores de fuerza tractiva 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:

$$\tau_s = \tau_f \cdot \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \theta}}$$

Dónde:

τ_s = fuerza tractiva crítica en el talud.

τ_f = fuerza tractiva 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 $\tau_f = \tau_l$.

En suelos no cohesivos más gruesos, el ángulo de reposo puede estimarse utilizando el [Gráfico 5_6 \(Ver Anexo I\)](#) en función del tamaño de la partícula (diámetro para el cual, sólo el 25% del material en peso es mayor) y de su forma.

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 trapeziales 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:

$$\tau_f = \gamma \cdot R \cdot i$$

Dónde:

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, aun 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.

501.04 REVESTIMIENTO

El revestimiento en un canal previene 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 drenes para drenar el suelo adyacente al canal y así eliminar 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 5_4 resume** algunas recomendaciones sobre espesores de revestimientos.

TABLA 5_4 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.

SECCIÓN 601. DRENAJE SUBTERRÁNEO

601.01 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, sólo 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.

601.01.1 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, 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.

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.

601.01.2 TIPOS DE DRENES.

Los tipos más utilizados son los que se describen a continuación.

601.01.2 (a) Pozos de Drenaje.

Pueden ser superficiales o profundos y tienen por objeto infiltrar el exceso de agua de estratos superficiales o capas permeables profundas o bien, producir el alivio de los acuíferos para entregar a sistemas de drenaje superficial, ya sea gravitacionalmente o por bombeo.

601.01.2 (b) Drenes Horizontales o Subdrenes.

Consisten en tuberías de 40 mm de diámetro, perforadas o con juntas abiertas colocados en una zanja que se rellena con material filtro.

Este dren se utiliza en los siguientes casos:

- a) Colocado longitudinalmente a los pies de los taludes de cortes 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 sub base de la carretera para sanear el área.
- d) Transversalmente en las transiciones de corte a terraplén para sanear la sub base 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.

601.01.2 (c) 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.

601.01.2 (d) 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 sub-drenes, 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.

La selección del tipo de dren a usar dependerá de la función que debe cumplir aspectos económicos y de la seguridad del diseño. Por otra parte, los métodos de cálculo hidráulico que se incluyen a continuación, son aplicables primordialmente a los sub-drenes y a las zanjas de drenaje y no incluyen los pozos de drenaje y los sondajes horizontales, los cuales se presentan muy eventualmente.

601.02 CÁLCULO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico de los sub-drenes y zanjas de drenaje incluye la determinación del caudal a evacuar, el cálculo del espaciamiento de ellos y la definición del diámetro y pendiente de los tubos.

601.02.1 CRITERIOS DE DISEÑO.

El diámetro mínimo de los tubos será 150 mm para longitudes iguales o menores a 150 m. Este diámetro es suficiente para la mayor parte de los suelos. Si la longitud del lateral o colector es superior a 150 m, el diámetro mínimo será de 200 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 6_1** entrega algunas recomendaciones generales para la profundidad de instalación y espaciamiento de sub-drenes en distintos tipos de suelos.

TABLA 6_1 RECOMENDACIONES PARA EL ESPACIAMIENTO DE SUB-DRENES

Tipo Suelo	Composición del Suelo			Espaciamiento (m) para Profundidades indicadas (m)			
	% Arena	% Limo	% Arcilla	1,00	1,25	1,50	1,75
Arena	80-100	0-20	0-20	35-45	45-60	-	-
Greda arenosa	50-80	0-50	0-20	15-30	30-45	-	-
Greda	30-50	30-50	0-20	9-18	12-24	15-30	18-36
Greda arcillosa	20-50	20-50	20-30	6-12	8-15	9-18	12-24
Arcilla arenosa	50-70	0-20	30-50	4-9	6-12	8-15	9-18
Arcilla limosa	0-20	50-70	30-50	3-8	4-9	6-12	8-15
Arcilla	0-50	0-50	30-100	máx.4	máx.6	máx.8	máx.12

Fuente: California Highway Manual (1997).

601.02.2 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.

- b) Ocurren pérdidas por infiltración hacia acuíferos más profundos.
- c) Se presentan afloramientos de agua subterránea proveniente de otros estratos permeables.
- d) Parte de la lluvia escurre superficialmente y no contribuye a la recarga del agua subterránea.
- e) 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.
- f) 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.
- g) Existe así mismo, 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 un 60% y un 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 201.04**. 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.

601.02.3 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):

$$E^2 = \frac{4 \cdot k \cdot h}{1} \cdot (h + 2 \cdot d) - 8 \cdot (h + d)^2 \cdot \frac{h}{3 \cdot h + d}$$

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).

I = 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 5_6 (Ver Anexo I)* 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 sub-drenes y zanjas de drenaje.

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:

$$K = 523.000 \cdot \frac{a^2}{\Delta t} \cdot \log_{10} Y_0 / Y_1$$

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 6_2](#), que figura a continuación.

TABLA 6_2 VALORES DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

Tipo de Suelo	Conductividad hidráulica (cm/h)
Arena	11,78
Greda arenosa	1,09
Greda	0,34
Greda arcillosa	0,10
Arcilla arenosa	0,06
Arcilla limosa	0,05
Arcilla	0,03

601.02.4 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 5_1](#)). 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.

601.03 CONDICIONES DE INSTALACIÓN

Los sub-drenes están constituidos por zanjas en las cuales se colocan uno o más tubos con orificios perforados, juntas abiertas o tubos fabricados en base a material poroso. Los tubos se rodean de un material filtrante que evita el arrastre de finos, está compactado adecuadamente y aislado de las aguas superficiales por una capa impermeable que sella la parte superior de la zanja.

Las zanjas serán de paramentos verticales si las condiciones del terreno lo permiten, estando su profundidad definida por los requerimientos del sistema de drenaje.

En *Planos de Obras Tipo: DD-19*, se muestra la disposición de los tubos, material filtrante y dimensiones generales de las zanjas para un dren de tubo perforado y uno de hormigón con juntas abiertas.

El relleno de las zanjas necesita precauciones especiales y tiene gran importancia pues de ello depende el funcionamiento de los drenes. La disposición del material filtro y sus características dependen del tipo de sub-dren y de las condiciones de fundación en la zanja.

El material filtro debe cumplir ciertos requisitos para impedir el arrastre de finos que puede obstruir las perforaciones de los tubos o bien, penetrar al interior de los tubos. En el caso de drenes con juntas abiertas, se recomienda el empleo de dos materiales filtrantes diferentes para el relleno. Uno más grueso colocado en contacto con el tubo para evitar el arrastre del filtro fino y un material filtrante fino para evitar el arrastre de las partículas finas del suelo.

Las tuberías deberán cumplir las condiciones de diseño e instalación que se han especificado.

Su vida útil deberá ser compatible con la duración de la carretera. La disposición de los orificios en las tuberías perforadas debe ser especificada.

601.03.1 MATERIALES.

Los materiales usuales para sub-drenes son el hormigón, cerámica y plástico rígido o corrugado. Últimamente, también se están desarrollando otros materiales porosos en base a fibras sintéticas no tejidas con la cual se rodea un material granular de alta porosidad.

601.03.2 VIDA ÚTIL.

La vida de servicio de diseño de las instalaciones debe cumplir con las siguientes recomendaciones. Los sub-drenes bajo la calzada deben tener la misma vida de servicio exigida para las alcantarillas y los sub-drenes 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.

601.03.3 REGISTROS.

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 del dren.

Se deberá instalar un registro terminal en el extremo superior del tubo, formado por un tubo a 45° que alcance la superficie del suelo. Deberán disponerse también, registros en todos los cambios de alineación de la tubería de drenaje.

SECCIÓN 701. PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE HIDRÁULICA 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.

701.01 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 tomas de agua, puentes, defensas, etc., que pudieran ser de interés para el desarrollo de estudios integrales de un sistema fluvial.

701.01.1 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 sedimentación, 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 sub-cauce.

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 la medida de lo posible las cotas del levantamiento topográfico deberán estar referenciadas a algún mojón altimétrico con valor de cota establecido, el cual podrá vincularse por medio de nivelación geométrica o por métodos de GPS diferencial.

En cada sector donde se realice este tipo de levantamiento se deben colocar como mínimo, dos mojones georeferenciados para el posterior replanteo de los perfiles y de las obras proyectadas.

701.01.2 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.

701.01.2 (a) 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.

Para el caso de proyecto de puentes y alcantarillas celulares, debe ser realizado el análisis de los sedimentos en el curso de agua o suelos adyacentes, de modo a poder evaluar con mayor precisión el potencial de erosión o sedimentación existente.

- i. *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.

701.01.2 (b) 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.

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.

701.01.2 (c) 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, semejante 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. D_{16} es el diámetro de la fracción en peso igual o menor que 16% de la muestra.

En ocasiones se utiliza el diámetro medio de la distribución obtenido de:

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100}$$

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.

701.01.3 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 específico, relacionado a un determinado riesgo de falla y a una vida útil de la obra. En el *Numeral 201.2*, 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.

701.01.4 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 7_1 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:

$$n = m (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

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 7_1 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:

$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

Dónde:

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 701.02.2.*

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 sub-secciones de distinta rugosidad.

Existen métodos alternativos para evaluar la rugosidad compuesta de una sección con rugosidad no homogénea, como se describe más adelante.

TABLA 7_1 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)	Áreas 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)	Árboles			
	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 7_1 b ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE MANNING SEGÚN MÉTODO 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

701.01.5 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.

701.01.5 (a) 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 sub-áreas donde se manifiesta la influencia de cada superficie.

Si adicionalmente se supone que para cada sub-área 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:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^m (n_i^{1/3} X_i)}{X} \right]^{3/2}$$

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 sub-área i cuyo perímetro mojado es X_i , para $i = 1, 2 \dots m$ sub-áreas, y X 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.

701.01.5 (b) 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:

$$n_c = \frac{xR^{5/3}}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{x_i R_i^{5/3}}{n_i} \right)}$$

Donde, R_i y R representan respectivamente, el radio hidráulico de la sub-área i y de toda la sección.

Nuevamente aquí $i = 1, 2 \dots m$, sub áreas.

701.01.5 (c) Fórmula de Colebach

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^m (\Omega_i n_i^{3/2})}{\Omega} \right]^{2/3}$$

Donde, Ω_i y Ω representan la sección de escurrimiento de la sub-área i ($i = 1, 2 \dots m$) y de la sección total, respectivamente.

701.01.5 (d) Fórmula del Distrito de Los Ángeles, EEUU

$$n_c = \frac{\sum_{i=1}^m (\Omega_i n_i)}{\Omega}$$

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 sub-secciones 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 sub-secciones, las líneas verticales trazadas a partir de los puntos de cambio de rugosidad.

701.01.6 CATASTRO DE OBRAS EXISTENTES EN EL CAUCE Y OTRA INFORMACIÓN**701.01.6 (a) 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 tomas de agua, descargas de alcantarillado y aguas lluvias, defensas fluviales longitudinales y transversales, puentes, pasarelas y cruces de tuberías.

Se debe tener en cuenta que generalmente 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 bocas de toma, la SEAM, actualiza los catastros de bocas de toma 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. El MOPC 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.

701.01.6 (b) 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, autoridades locales, juntas de vecinos, propietarios ribereños, prensa local, etc.

701.02 MÉTODOS DE CÁLCULOS HIDRÁULICO 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.

701.02.1 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-RAS, desarrollado por el Corp of Engineers de Estados Unidos.

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 despreciar 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.

701.02.1 (a) 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 sub-secciones.

Además, en los límites de separación de las sub-secciones 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.

i. 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.

701.02.1 (b) Régimen de Esguerrimiento 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 esguerrimiento 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 esguerrimiento pueda ser considerado cuasi-uniforme.

Para describir las ecuaciones se utilizará la nomenclatura definida en el [Gráfico 7_2 \(Ver Anexo I\)](#)

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:

$$\Lambda = i_s L + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

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 esguerrimiento es convergente. Sin embargo, cuando el esguerrimiento 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:

$$J = \frac{\Lambda}{L} = i_s + \frac{C}{L} \left(\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

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 esguerrimiento 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 , 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 $J_s = i$ 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:

$$Q = K \sqrt{i_s}$$

$$K = \sqrt{K_1 K_2}$$

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 $Q = K J$, 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.

701.02.1 (c) Régimen de Escurrimiento Gradualmente Variado.

El escurrimiento gradualmente variado a analizar aquí, se refiere al régimen permanente con paralelismo de líneas de flujo 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:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - F^2}$$

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:

$$B_2 = B_1 \pm \Lambda$$

Con:

$$B_1 = Z_1 + \alpha_1 \frac{Q^2}{2g\Omega_1^2} \quad \text{y} \quad B_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{Q^2}{2g\Omega_2^2}$$

en qué; $\Lambda = J_m \cdot \Delta x$ 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: $J_m = (J_1 + J_2) / 2$

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.

701.02.2 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 promediado 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 influye en 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.

701.02.2 (a) 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 aun 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

sub-secciones 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 macrorugosidad 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 mencionan 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.

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.

701.02.2 (b) 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.

Los siguientes métodos son aplicables para el cálculo:

- i. Método de Einstein – Barbarossa.*
- ii. Método de Engelund.*
- iii. Método de Lovera, Alam y Kennedy.*

- iv. *Método de Van Rijn.*
- v. *Método de la Teoría del Régimen.*

701.02.2 (c) Recomendaciones Generales para el Uso de los Métodos.

Todos los métodos presentados plantean hipótesis simplificadas y verificaciones limitadas que son importante tener en cuenta en sus aplicaciones prácticas. Entre las simplificaciones más relevantes cabe señalar las 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.
- Ninguno 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.

701.03 MÉTODOS DE CÁLCULO MECÁNICO 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.

701.03.1 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 rizos es pequeña, normalmente inferior a 30 cm y su amplitud alcanza a unos pocos centímetros. Desde el punto de vista hidrodinámico la formación de rizos 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 rizos.

- Si la velocidad 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 el [Gráfico 7_3 \(Ver Anexo I\)](#)

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:

$$\psi\left(\text{Re}_g, \frac{h}{D_{50}}, F\right) = 0$$

Dónde:

Re_g , es un número de Reynolds del grano basado en el diámetro mediano de las partículas, D_{50} , 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 define como sigue:

$$\text{Re}_g = \frac{D_{50} \sqrt{g D_{50}}}{\nu}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

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 el **Gráfico 7_3** (ver **Anexo I**), 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 el **Gráfico 7_4** 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.

701.03.2 PROCESOS DE ACORAZAMIENTO EN CAUCES CONSTITUIDOS POR SEDIMENTOS
GRUESOS BIEN GRADUADOS

701.03.2 (a) 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, donde $\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$.

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.

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 podrá 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, aun 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.

701.03.2 (b) 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:

$$q = \frac{1}{\sigma(2\pi)^{1/2}} \int_{-\infty}^{\left(\frac{\tau_c}{\tau_o}\right)^{-1}} \exp\left(\frac{-x^2}{2\sigma^2}\right) dx$$

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, 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:

$$P_o(D) = \int_{D_{\min}}^D P_o(x) dx$$

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:

$$p_a(D) = Cq(D)p_o(D)$$

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:

$$\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} P_a(x) dx = C \int_{D_{\min}}^{D_{\max}} q(x) P_o(x) dx = 1$$

La función de distribución de frecuencias acumuladas del material de la coraza P_a , viene dada por lo tanto por la siguiente expresión:

$$P_a(D) = \frac{\int_{D_{\min}}^D q(x) P_o(x) dx}{\int_{D_{\min}}^{D_{\max}} q(x) P_o(x) dx}$$

La función de distribución de frecuencias acumuladas asociada al material transportado desde el lecho $P(D)$ t, 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 $mc D$ y por lo tanto, del esfuerzo de corte máximo τ_{cmax} se recomienda graficar los valores obtenidos para este parámetro D_{mc} en función del esfuerzo de corte τ_o . El esfuerzo de corte máximo τ_{cmax} 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.

701.03.3 TRANSPORTE INCIPIENTE O CRÍTICO DE SEDIMENTOS NO-COHESIVOS.

701.03.3 (a) 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.

701.03.3 (b) 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 $3 \leq D \leq 140$ mm y rangos de altura relativa de $2 \leq h/D \leq 100$:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gD}} = 1.41(s-1)^{1/2} \left(\frac{h}{D} \right)^{1/6}$$

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.

701.03.3 (c) 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:

$$\tau_c = K(\gamma_s - \gamma)D \operatorname{tg}\theta$$

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:

$$\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = K \operatorname{tg} \theta$$

701.03.3 (d) 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:

$$\tau_c^* = \varphi(\operatorname{Re}_*)$$

Dónde:

$$\operatorname{Re}_* = \frac{V_* D}{\nu}$$

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 el *Gráfico 7_5 (ver Anexo I)* de datos experimentales, que corresponde específicamente a un ajuste propuesto por Rouse y en ella el rango de $\operatorname{Re}_* \leq 0.2$ 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 $0,04 \leq \operatorname{Re}_* \leq 4$. 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.

701.03.3 (e) 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:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh}} = \alpha (s - 1)^{1/m} \left(\frac{h}{D} \right)^{-n} (\cos \phi)^m$$

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 7_2](#) se entregan los valores para α , m y n propuestos por distintos investigadores.

Tabla 7_2 VALORES DE α , m y n EN EXPRESIÓN DE VELOCIDAD CRÍTICA 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	$h/D < 20$

701.03.4 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.

701.03.4 (a) 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.

i. 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.

ii. 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:

$$cV_s + \varepsilon_s \frac{dc}{dy} = 0$$

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.

iii. 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) :

$$\frac{c}{c_a} = e^{-\frac{V_s}{\varepsilon_s}(y-a)}$$

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 una concentración de sedimento (c_a) a una distancia ($y = a$) del fondo:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{(h-y)}{y} \frac{a}{(h-a)} \right)^z$$

En que el exponente de la ecuación está dado por:

$$z = \frac{V_s}{(\beta \kappa V_*^3)} \quad \text{donde} \quad V_* = \sqrt{g h i}$$

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)

$\kappa = 0,4$ = 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.

iv. *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:

$$g_s = \int_a^h c(y) u(y) dy$$

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.

701.03.4 (b) 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 cursos de agua de zonas serranas, que frecuentemente 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 de topografía accidentada, los cauces tienden a ensancharse, lo que sumado a una disminución paulatina de la pendiente, da origen a la deposición 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.

i. Método de Einstein.

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:

$$\frac{A_w \phi_w}{(1 + A_w \phi_w)} = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_w \psi_w - 2}^{+B_w \psi_w - 2} e^{-t^2} dt$$

Siendo:

$$\phi_w = \frac{E_{SF}}{\gamma_s} \frac{1}{[(s-1)(gD^3)]^{1/3}} \left(\frac{i_F}{i_L} \right)$$

$$\psi_w = EY \psi' \left(\frac{b}{b_x} \right)^2$$

$$\psi' = (s-1) \frac{D}{R'J}$$

$$\left(\frac{b}{b_x} \right) = \frac{Ln(10.6)}{Ln(10.6x)}$$

ξ e Y son funciones gráficas dadas respectivamente en los *Gráficos 7_6 a y 7_6 b (ver Anexo I)* en tanto las demás variables que intervienen son las mismas del método de Einstein-Barbarossa mencionado en el *Numeral 701.02.2 (b)* 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 del *Gráfico 7_2 (ver Anexo I)*

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:

$$g_{SF} = \sum_{j=1}^m (g_{SF}^j i_F)_j$$

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 ($2,65 \text{ ton/m}^3$).

g = Aceleración de gravedad ($9,8 \text{ m/seg}^2$).

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.

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 (i_s) 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:

$$g_{SS} i_s = g_{SF} i_F \left[\text{Ln} \left(\frac{30.2hx}{K_S} \right) I_1 + I_2 \right]$$

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 [Gráfico 7_2 \(ver Anexo I\)](#) del [Numeral 701.02.2 \(b\)](#), $K_S = D_{65}$ e I_1 e I_2 las integrales siguientes:

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y'}{y'} \right) dy'$$

$$I_2 = 0.216 \frac{A^{(z-1)}}{(1-A)^z} \int_A^1 \left(\frac{1-y'}{y'} \right) \text{Ln}(y') dy'$$

Dónde:

$$z = \frac{V_s}{\beta K V_*'} \quad y' = y/h \quad A = 2D/h$$

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:

$$i_T g_{ST} = i_F g_{SF} \left[\text{Ln} \left(\frac{30.2hx}{D_{65}} \right) I_1 + I_2 + 1 \right]$$

De la expresión anterior se obtiene el gasto sólido total por unidad de ancho sumando sobre todas las fracciones granulométricas ($j = 1...n$) :

$$g_{ST} = \sum_{j=1}^n (i_T g_{ST})_j$$

ii. *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.

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} :

$$\frac{g_{SF}}{\gamma_S} \frac{1}{\sqrt{(s-1)gD_{50}^3}} = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}}$$

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; s y 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 701.02.2](#)

Diámetro de las partículas adimensional:

$$D_* = \left[\frac{(s-1)gD_{50}^3}{\nu^2} \right]^{1/3}$$

Exceso del esfuerzo de corte adimensional sobre la condición crítica de arrastre:

$$T = \left\{ \left(\frac{V_*'}{V_*'^c} \right)^2 - 1 \right\}$$

Esfuerzo de corte crítico adimensional (Shields):

$$\tau'_{*c} = \frac{V'^2_{*c}}{(s-1)gD_{50}}$$

Donde, la función de Shields'

$T' = \tau'_{*c}(D_*)$ es la graficada en el **Gráfico 7_2** del **Numeral 701.02.2**

2) Transporte en Suspensión y Transporte Total.

El transporte de sólidos en suspensión se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$g_{SS} = F V . h . C_a . \gamma_s$$

Donde, V es la velocidad media del escurrimiento, h su altura, γ_s el peso específico de los sólidos, y las funciones F y C_a se definen como sigue:

$$F = \frac{\left[\frac{a}{h}\right]^{Z'} - \left[\frac{a}{h}\right]^{1.2}}{\left[1 - \frac{a}{h}\right]^{Z'} [1.2 - Z']}$$

$$Z = \frac{V_s}{\beta k V_*} \quad Z' = Z + \varphi$$

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:

$$\beta = 1 + 2 \left(\frac{V_s}{V_*} \right)^2 \quad \text{para} \quad 0.1 \leq \frac{V_s}{V_*} \leq 1$$

$$\varphi = 2.5 \left(\frac{V_s}{V_*} \right)^{0.8} \left(\frac{C_a}{C_0} \right)^{0.4} \quad \text{para} \quad 0.01 \leq \frac{V_s}{V_*} \leq 1$$

Con

$$V_* = \sqrt{ghi}$$

Y, C_0 es la concentración máxima en el lecho ($\approx 0,65$). Por otro lado, la concentración C_a está dada por:

$$C_a = 0.015 \frac{D_{50} T^{1.5}}{a D_*^{0.3}}$$

$$a = 0.5\eta \quad \text{o bien} \quad a = k_s \quad (a_{\min} = 0.01 h)$$

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 701.02.2 \(b\)](#).

La velocidad de sedimentación del material suspendido puede calcularse a partir de las siguientes ecuaciones:

$$V_s = \frac{1}{18} \frac{(s-1)gD_s^2}{\nu} \quad (\text{Stokes}) \quad \text{si} \quad D_s \leq 100 \mu m$$

$$V_s = 10 \frac{\nu}{D_s} \left\{ \left[1 + \frac{0.01(s-1)gD_s^3}{\nu^2} \right]^{0.5} - 1 \right\} \quad \text{si} \quad 100 \leq D_s \leq 1000$$

$$V_s = 1.1 [(s-1)gD_s]^{0.5} \quad \text{si} \quad D_s \geq 1000 \mu m$$

El diámetro medio del sedimento suspendido se obtiene de la relación:

$$\frac{D_s}{D_{50}} = 1 + 0.011(\sigma_g - 1)(T - 25)$$

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.

701.03.4 (c) 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 prácticas aplicadas con mayor frecuencia:

i. 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 / seg*:

$$g_{SP} = 1.273(\tau' - \tau_c)^{3/2}$$

τ' : Esfuerzo de corte efectivo asociado a la rugosidad granular del lecho (kg/m²).

τ_c : Esfuerzo de corte crítico de los granos del lecho (kg/m²) 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 sobreestimar  el gasto sólido por cuanto no toma en cuenta los efectos de escondimiento que las partículas más gruesas ejercen sobre las más finas.

ii. *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:

$$g_{SF} = G_{gr} \gamma_s \frac{V^{n+1}}{V_*^n} D$$

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:

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m$$

En que F_{gr} es el parámetro de movilidad del lecho definido como:

$$F_{gr} = \frac{V_*^n}{\sqrt{(s-1)gD}} \left[\frac{V}{2.46 \text{Ln} \left(10 \frac{h}{D} \right)} \right]^{1-n}$$

Donde: $s = \gamma_s / \gamma = 2.65$ $s = \gamma_s / \gamma = 2,65$ 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:

$$D_* = \left[\frac{(s-1)gD^3}{\nu^2} \right]^{1/3}$$

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, $D > 2,5mm$), se cumple:

$$n = 0; A = 0,17; m = 1,5; C = 0,025$$

- Si $1 \leq 60 D_*$ (sedimento fino), se cumple:

$$n = 1 - 0.56 \log_{10} (D_*)$$

$$A = \frac{0.23}{\sqrt{D_*}} + 0.14$$

$$m = \frac{9.66}{D_*} + 1.34$$

$$\log_{10} (C) = 2.86 \log_{10} (D_*) - [\log_{10} (D_*)]^2 - 3.53$$

- Si $D_* < 1$ las ecuaciones anteriores no son válidas puesto que se trata de material con características cohesivas.

701.03.4 (d) 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.

1) *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.

2) *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 pueden ser empleados para calcular los gastos sólidos de fondo (capacidades de arrastre) de un conjunto de cursos de agua serranos 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:

$$g_{SF} = a \cdot q^b$$

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:

$$a = 7.09 \cdot 10^5 \cdot i^{1.779} \quad r^2 = 0.97$$

$$b = 0.726 \cdot i^{-0.104} \quad r^2 = 0.66$$

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 dado, 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.

701.03.5 (a) Socavación en Contracciones (ver Gráfico 7_7, Anexo I)

Para la socavación que experimenta el lecho de un río en una contracción brusca, puede usarse la fórmula de Straub siguiente:

$$\frac{S + h_0}{h_0} = \frac{1}{\left(1 - \frac{B_2}{B_1}\right)^{0.8}}$$

Donde:

S = Socavación (m).

B = Ancho del río (m).

h_0 = Profundidad del flujo aguas arriba de la contracción (m).

701.03.5 (b) Socavación en Curvas (ver Gráfico 7_8 a, Anexo I)

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:

$$\frac{S}{h_0} = 1.07 - \log_{10} \left(\frac{r}{B} - 2 \right) \quad 2 \leq \frac{r}{B} \leq 22$$

Dónde:

S = Socavación en la curva (m).

h_0 = 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 del **Gráfico 7_8 b (Ver Anexo I)**.

Dónde:

$$A_s \sqrt{\psi} = 10.6 \left[1 - \frac{1}{\ln \left(12 \frac{R}{K_s} \right)} \right] \frac{V_*}{\sqrt{(s-1)gD}}$$

Con

R = Radio hidráulico del escurrimiento no perturbado (m).

K_s = Rugosidad equivalente del lecho (m) que vale $90 D$ para flujo rugoso y $2 D$ 50 para flujo liso.

V_* = Velocidad de corte del lecho (m/seg) = $(g R J)^{0.5}$.

s = Peso específico relativo de los sólidos ($s = 2,65$).

g = Aceleración de gravedad (9,8 m/seg²).

D = Diámetro de la partícula (m).

J = Pendiente del plano de energía.

701.03.5 (c) Socavación en Confluencias (Ver Gráfico 7_9, Anexo I)

Para estimar la socavación que se produce aguas abajo de una confluencia se puede utilizar la relación de Breusers y Randkivi siguiente:

$$\frac{S}{h_0} = 2.24 + 0.037\theta$$

Dónde:

h_0 = profundidad del flujo promedio de los dos brazos que confluyen (m).

θ = ángulo que forman los Brazos expresado en radianes.

701.03.6 PROCESOS DE DEGRADACIÓN INDUCIDOS Y SU CUANTIFICACIÓN

701.03.6 (a) 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 bocas de tomas de canales, estribos, apoyos, columnas 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 esta última 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.

701.03.6 (b) 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 el *Gráfico 7_10 (Ver Anexo I)*, se muestra un esquema del perfil del lecho degradado que se obtendría mediante este cálculo simplificado.

701.04 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

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.

701.04.1 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 estas guías 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.

701.04.2 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.

701.04.2 (a) Pilas de Sección Circular en un Lecho de Arena

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 el **Gráfico 7_12 (Ver Anexo I)** 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):

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$$

Envolvente de datos experimentales (EDE) de diversos autores:

$$\frac{S_c}{b} = 2\left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} \quad \text{para} \quad \frac{h}{b} \leq 2$$

$$\frac{S_c}{b} = 2,5 \quad \text{para} \quad \frac{h}{b} > 2$$

Relación de Richardson (R) para Números de Froude mayores a 0,5:

$$\frac{S_c}{b} = 2\left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} F^{0.43}$$

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 ($F = V / (gh)^{0.5}$; 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 un 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 el 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 7 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.

701.04.2 (b) 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:

$$S = K S_C$$

Donde el coeficiente K está dado por el producto siguiente:

$$K = K_s K_w K_g K_{gr} K_R K_d$$

Siendo, K_s es el factor de forma de la pila, K_w 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.

i. 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 7_3](#).

TABLA 7_3 FACTOR DE FORMA DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE PILAS (KS)

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

ii. *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 el **Gráfico 7_12 (ver Anexo I)** en función de la razón largo/ancho de la sección.

Alternativamente puede emplearse el factor K_ω recomendado por Froelich a través de la ecuación:

$$K_{\omega} = \left(\cos \omega + \frac{L}{b} \operatorname{sen} \omega \right)^{0.62}$$

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 ω = 0 y K_ω = 1.

iii. *Factor de Dispersión Granulométrica (K).*

El factor que toma en cuenta la dispersión granulométrica de sedimento no uniforme del lecho cuando éste es arena o gravilla, viene dado por el **Gráfico 7_13 (Ver Anexo I)**; en función de

$\sigma_g = D_{50} / D_{84}$, 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 este gráfico hay que hacer notar lo 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).

Ver Anexo I - GRÁFICO 7_13 a y b FACTOR POR GRADUACIÓN DE TAMAÑOS K_g EN FUNCION DE σ_g

Alternativamente a las curvas del gráfico 7_13a puede emplearse el factor K_g recomendado por Johnson, el que se expresa por la relación siguiente:

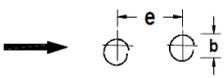
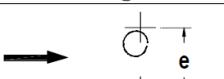
$$K_g = \sigma_g^{-0,24}$$

Esta relación entrega valores más altos que el del gráfico 7_13a, 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.

iv. 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 7_4, 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 7_4 FACTOR DE GRUPOS DE PILAS SECCIÓN 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 e, es la propuesta por Kothyari et al, para $e > b$:

$$K_{gr} = \left(\frac{e-b}{e} \right)^{-0.3}$$

v. *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 el **Gráfico 7_14** 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:

$$b^* = \left(\frac{a}{h} \left(\frac{B}{b} - 1 \right) + 1 \right) b$$

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 7_5**

Ver Anexo I - GRÁFICO 7_14 - FACTOR K_R POR AFLORAMIENTO DE BASE EN PILAS RECTANGULARES

TABLA 7_5 FACTOR K_R EFECTO DE LA BASE DE FUNDACIÓN PARA PILAS DE SECCIÓN 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

vi. *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	Sedimento intermedio	Sedimento grueso	Socavación no observable
$\frac{b}{D_{50}} > 130$	$130 > \frac{b}{D_{50}} > 30$	$30 > \frac{b}{D_{50}} > 8$	$\frac{b}{D_{50}} < 8$

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:

$$K_d = 0,25 \ln \left(2,24 \frac{b}{D_{50}} \right)$$

Chiew y Melville sugieren el siguiente coeficiente K_d

$$K_d = 0,398 \ln \left(\frac{b}{D_{50}} \right) - 0,034 \left(\frac{b}{D_{50}} \right) \quad 1 < \frac{b}{D_{50}} < 50$$

$$K_d = 1,0 \quad \frac{b}{D_{50}} \geq 50$$

En la **Tabla 7_6** se consignan los valores que toma K_d para las dos ecuaciones anteriores, limitados al rango de $b / D_{50} \geq 8$.

TABLA 7_6 VALORES DE K_d SEGÚN FÓRMULAS 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

701.04.3 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 longitudinales del [Gráfico 7_15](#).

VER GRÁFICO 7_15 - VISTA EN PLANTA Y CORTE DE UN ESTRIBO O ESPIGÓN AFECTADO POR SOCAVACIÓN LOCAL, Anexo I

701.04.3 (a) 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:

$$\frac{S_e}{h} = K_\phi \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_\sigma \cdot k_I$$

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.

701.04.3 (b) Factores de Corrección de la Socavación Local al Pie de Estribos

i. *Factor de Angulo de Esviaje ($K\phi$)*

La influencia que produce el ángulo de esviaje (ϕ) del estribo con respecto al flujo, se traduce en la incorporación del coeficiente $K\phi$, 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 7_7**.

La relación de Froelich que se indica a continuación, permite estimar valores similares por lo cual también se han incluido en la tabla anterior:

$$K_{\phi} = \left(\frac{\phi}{90} \right)^{-0,13}$$

En que ϕ se mide en grados sexagesimales.

TABLA 7_7 COEFICIENTE $K\phi$ ÁNGULO DE INCLINACIÓN

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

ii. *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 del **Gráfico 7_16 (Ver Anexo I)** se puede observar un detalle de cada uno de ellos.

El coeficiente que toma en cuenta la forma del estribo o espigón K_F viene dado en la **Tabla 7_8** de acuerdo al tipo arriba señalado.

TABLA 7_8 COEFICIENTE DE FORMA K_F PARA SOCAVACIÓN 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

iii. *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:

$$K_\phi \cdot K_F \cdot K_h = 2K_F \frac{L}{h} \quad \frac{L}{h} < 1$$

$$K_\phi \cdot K_F \cdot K_h = 2K_F \cdot K_\phi \left(\frac{L}{h}\right)^{0,5} \quad 1 \leq \frac{L}{h} \leq 25$$

$$K_\phi \cdot K_F \cdot K_h = 10K_\phi \quad 25 \leq \frac{L}{h}$$

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 un 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:

$$K_h = 2,4 \left(\frac{L}{h}\right)^{0,4} F^{0,33} \quad \frac{L}{h} < 25$$

$$K_h = 4,0 F^{0,33} \quad \frac{L}{h} \geq 25$$

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 del 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 ($< 0,5$).

iv. *Factor de Influencia de la Dispersión Granulométrica de Arenas No-Uniformes ($K\sigma$).*

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 $K\sigma$ 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 701.04.2 (b)* aplicables a pilas.

v. *Factor de Intensidad del Flujo (K_I).*

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_I Melville recomienda utilizar la siguiente relación.

$$K_I = \frac{V}{V_c} \quad \text{si} \quad \frac{V}{V_c} < 1,0$$

$$K_I = 1 \quad \text{si} \quad \frac{V}{V_c} \geq 1,0$$

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.

$$(K_I = 1)$$

Extensión Lateral del Bulbo de Socavación al Pie de Estribos.

La extensión lateral “e” del bulbo de socavación definida según la figura siguiente, se puede calcular según la fórmula de Laursen verificada también con datos de la Universidad de Chile obtenidos por Ayala, Durán y De Jourdan:

$$e = 2,75Se$$

701.04.4 SOCACCIÓN 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 las 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).
- Fondos y soleras: 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.

701.04.4 (a) 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.

SECCIÓN 801. DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSAS FLUVIALES

801.01 DEFINICIONES Y CONCEPTOS BÁSICOS

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 esta sección 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.

801.01.1 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.

801.01.1 (a) 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 los *Gráficos 8_1 y 8_2 (Ver Anexo I)*, se muestran esquemas con los tipos y disposición de las defensas longitudinales.

801.01.1 (b) Protecciones de Pilas 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 Pilas, 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 Pilas 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 Pilas. Esta solución puede resultar pertinente en Puentes existentes que han experimentado problemas de socavación.
- Apoyar las Pilas 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 Pilas como una hilera de pilotes o columnas, hincándolas a profundidades suficientes compatibles con la socavación máxima y la capacidad de soporte del terreno.

En el *Gráfico 8_3 (Ver Anexo I)*, se muestra un esquema con algunas de las alternativas de solución para el control de la socavación en Pilas.

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 Pilas, 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 el *Gráfico 8_4 (Ver Anexo I)*, se ilustra un ejemplo del uso de muros guías para la protección de estribos de puentes.

801.01.1 (c) 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, podría 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 *tomas de agua*, 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 paletas curvas 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.

801.01.1 (d) Obras de Retención de Sedimentos en Cauces.

Considerando la conformación geomorfológica de nuestro territorio, la mayoría de los ríos y cauces presentan escasa pendiente, excepto en las zonas de mayor relieve y cabeceras de cuencas.

Lo anterior deriva en que, desde un punto de vista mecánico fluvial, los ríos y esteros presenten generalmente un régimen semi-torrencial en las zonas altas, con una gran capacidad de arrastre de sedimentos, mientras en las zonas medias y bajas, la escasa pendiente condiciona velocidades bajas y condiciones favorables a la sedimentación.

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 mantenimiento periódico 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.

801.01.2 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 mantenimiento, vida útil, disponibilidad de materiales, facilidades constructivas, etc.

801.01.2 (a) 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 área de préstamo 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 un mantenimiento periódico, 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.

801.01.2 (b) 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 concreto proyectado 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 sub-presiones.
- 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 escaso mantenimiento 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 con apreciable cantidad de material de arrastre es muy inconveniente el uso de gaviones, aun cuando las mallas galvanizadas se protejan con revestimientos plásticos.
 - No resulta recomendable emplearlas con revestimientos concreto proyectado 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.

801.01.2 (c) 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 pilas 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 tablestacas que confinan vallados 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.

En *Planos de Obras Tipo: DD-20 y DD-21* se muestran algunas aplicaciones de gaviones.

801.01.2 (d) 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.

801.01.3 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 esta sección en el *Numeral 801.01.1*, son aplicables principalmente a las defensas longitudinales y transversales de riberas.

801.01.3 (a) 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 vallado, 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 proveniente de un área de préstamo.

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 hincadas 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 vallado, 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.

801.01.3 (b) 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.

801.01.3 (c) 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 701.02.1

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.

801.01.3 (d) Talud.

Corresponde a la cara perfilada de la ribera de un cauce o de ambos lados de un vallado 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.

801.01.3 (e) 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.

801.01.3 (f) 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.

801.01.3 (g) Radieres (Revestimiento de Fondo).

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.

801.02 PROCEDIMIENTOS Y TÉCNICAS DE DISEÑO HIDRÁULICO

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 mantenimiento de las obras.

801.02.1 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 mecánicos 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.

801.02.2 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, MOPC, ANNP, Dirección Nacional de Meteorología y diversas empresas tales como empresas eléctricas, sanitarias, 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.

801.02.2 (a) 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 periodísticos (crecidas importantes y sus consecuencias).
- Obras existentes en el cauce.
- Daños generados por inundaciones.

i. 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.

ii. 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 *Numeral 701.04* de esta sección, 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 Paraguay. Entre las instituciones más importantes se cuentan la DINAC que opera una red meteorológica propia y algunos departamentos de la Entidades Binacionales Itaipú y Yacyreta.

iii. Información Fluviométrica.

Como se ha indicado, la única institución que recolecta en forma sistemática datos fluviométricos es la DINAC. Sin embargo, también existe alguna información de este tipo en empresas sanitarias, navieras, 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 ANNP y en la DINAC.

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.

iv. 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 Paraguay es relativamente reciente ya que se inició principalmente con motivo de los proyectos de presas de aprovechamientos hidroeléctricos y de mantenimiento de cauces como en el caso del río Pilcomayo.

801.02.2 (b) 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 (rastros 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 sedimentación 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 801.02.2** de esta sección.

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.

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 **Numeral 701.02** de estas guías.

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 801.02.2** de esta sección.

801.02.2 (c) Estudios Básicos.

i. 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 201** de estas guías.

ii. 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 **Numeral 701.02** de estas guías. Como resultado de este análisis se obtendrá el eje hidráulico con los niveles y principales parámetros del escurrimiento para diferentes condiciones de diseño.

iii. 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.

iv. 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 sedimentación 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.

801.02.3 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.

801.02.3 (a) 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 áreas de préstamos 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 provisionales, 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 las 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.

801.02.3 (b) 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 294/93 Evaluación de Impacto Ambiental y su Decreto Reglamentario 14.281/93*. En esta reglamentación queda establecido el tipo de proyectos que deben someterse al RIMA o procedimiento abreviado.

El organismo encargado de administrar el EIA es la Secretaria del Medio Ambiente (SEAM). Los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental y que por lo tanto, deben someterse al Estudio de Impacto Ambiental (EIA) se identifican en la Ley y en su Decreto Reglamentario. También, todos los proyectos con relación a cursos y cuerpos de agua deberán ser evaluados por la Unidad del Agua, del MOPC.

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.

801.02.3 (c) 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 toma de agua.

801.03 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.

801.03.1 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, 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.

801.03.1 (a) 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 rectificadado (véanse los Gráficos 8_5 a y 8_5 b – Anexo I), 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 los Gráficos 8_5 a y 8_5 b (Ver Anexo I). 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 rectificadado 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 rectificadado 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:

$$2 B \leq r \leq 8 B$$

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.

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 rectificadado, 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 el Gráfico 8_5 b – Anexo I) 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 el Gráfico 8_5 b (Ver Anexo I)*.

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.

801.03.1 (b) 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 el *Gráfico 8_6 (Ver Anexo I)*.

$$L = L_t + L_e$$

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: $h \leq L_t \leq B / 4$ 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. *(Ver Gráfico 8_6, Anexo I)*.

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.

801.03.1 (c) 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 *figura (a) de el Gráfico 8_7 (Ver Anexo I)*.

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 *figura (b) del Gráfico 8_7 (Ver Anexo I)*. 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.

801.03.1 (d) 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 el *Gráfico 8_6 (Ver Anexo I)*.

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 los *Gráficos 8_6 y 8_8 (Ver Anexo I)*.

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 un 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 el 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.

(Ver Anexo I Gráficos 8_7 y 8_8)

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 volquete, los cuales entrarán en reversa para descargar la roca, la que será posteriormente empujada por un tractor. Un ancho típico es de 4 m.

801.03.1 (e) 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 el *Gráfico 8_7 (Ver Anexo I)*.

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 $B/2$. 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 aún 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° .

801.03.1 (f) 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 el *Gráfico 8_9 (Ver Anexo I)*. 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.

801.03.1 (g) 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 figura (a) del Gráfico 8_10, Anexo I*).

Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y por ser más económicos. Los espigones con forma de L ó T son los más costosos, ya que su parte extrema debe construirse en la zona más profunda del río.

801.03.1 (h) 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.

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 figura (b) del Gráfico 8_10, Anexo I). 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 figura (c) de el Gráfico 8_10, Anexo I).

$$S_s = L_t \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen} \beta}$$

Al sustituir los valores de α y β señalados arriba, S_s varía entre los límites.

$$4 L_t \leq S_s \leq 6,3 L_t$$

+ 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:

$$2,5 L_t \leq S_c \leq 4 L_t$$

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 $1,5 B$, 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 *figura (d) del Gráfico 8_10 (Ver Anexo I)*.

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 intercepte 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.

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.

801.03.2 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.

801.03.2 (a) 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 deberá 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 (*Ver Gráfico 8_2, Anexo I*). 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.

801.03.2 (b) 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.

801.03.2 (c) 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 701.02.2** de estas guías.

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 desee 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.

801.03.2 (d) Fundaciones.

La fundación de una obra de defensa queda definida por el nivel de la socavación tanto local como generalizada del lecho. 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 el *Gráfico 8_11 (Ver Anexo I)*, 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 reajuste 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 un 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 ubicación 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.

Es necesario destacar que 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.

801.03.2 (e) 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, tabla, estacas 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 nacionales como extranjeras de uso común en nuestro país (ASSTHO, ASTM, 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.

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 incertidumbre en la vida útil de la mallas de alambre, según lo señalado en el *Numeral 801.02.1*, 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 el *Gráfico 8_12 (Ver Anexo I)*, 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°.

i. Dimensionamiento del Enrocado.

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:

$$W = \frac{0,0113sV^6}{K-1 \left[\text{sen } \phi - \theta \right]^3}$$

Dónde:

W = Peso del enrocado (kg); aproximadamente el 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/seg).

ϕ = Ángulo de reposo del enrocado (°).

θ = Angulo de inclinación del talud ($^{\circ}$) medido con respecto a la horizontal ($<90^{\circ}$).

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 un 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 un 50% a 100% superior al de la roca del talud.

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”

$$W = \frac{0,106sh^3}{K-1 \left[\sin \phi - \theta \right]^3}$$

Dónde:

W = Peso mínimo de las rocas (ton).

h = Profundidad máxima del agua al pie de la defensa (m) considerando el lecho socavado. Para defensas en cuerpos de agua como lagos o reservorios.

s = Densidad o peso específico relativo del enrocado (referido al agua).

ϕ = Angulo de reposo del enrocado ($^{\circ}$).

θ = Angulo de inclinación del talud ($^{\circ}$), medido con respecto a la horizontal.

Oleaje dominado por olas en “aguas poco profundas”.

$$W = \frac{0,082sH^3}{K-1 \left[\sin \phi - \theta \right]^3}$$

Donde, las variables tienen el mismo significado de la fórmula precedente, salvo $H(m)$ que representa la altura de ola significante (promedio de las olas 33% más altas).

ii. *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 8_1** se incluyen tres posibles distribuciones granulométricas para enrocados.

Donde	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 8_1 DISTRIBUCIONES GRANULOMÉTRICAS DE ENROCADOS DE PROTECCIÓN

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	180	750	600
a lo menos 80% mayor que	400	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 demuestra que el peso mínimo de diseño es generalmente 300 kg.

iii. *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.

iv. *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.

v. *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 los 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 sí, 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.

801.03.2 (f) 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. Las relaciones a emplear están descritas en la *Sección 701* 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.

801.03.2 (g) 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.

i. 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:

$$q = 0,2335D^{1,5} \left(\frac{1}{s} - 1 \right)^{1,667} i^{-1,167}$$

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.

801.03.3 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 más 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 barrancos, pozas de decantación o en áreas abiertas que no representan peligro para los sectores urbanos o agrícolas adyacentes, para ser limpiadas periódicamente.

801.03.3 (a) 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 el **Gráfico 8_13, Anexo I** 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 pre-excavada, asignándole este valor a la socavación "S" de las relaciones anteriores.

801.04 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE MANTENIMIENTO 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 obras de construcción y de mantenimiento una vez que la obra de protección se encuentre en operación.

801.04.1 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 801.02.1** de esta sección. 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.

801.04.2 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 a los estados finales del río materializados y operados 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 obras, o el cierre parcial o total del cauce principal o cauces secundarios, mediante la colocación de material fluvial o conglomerados de canteras.

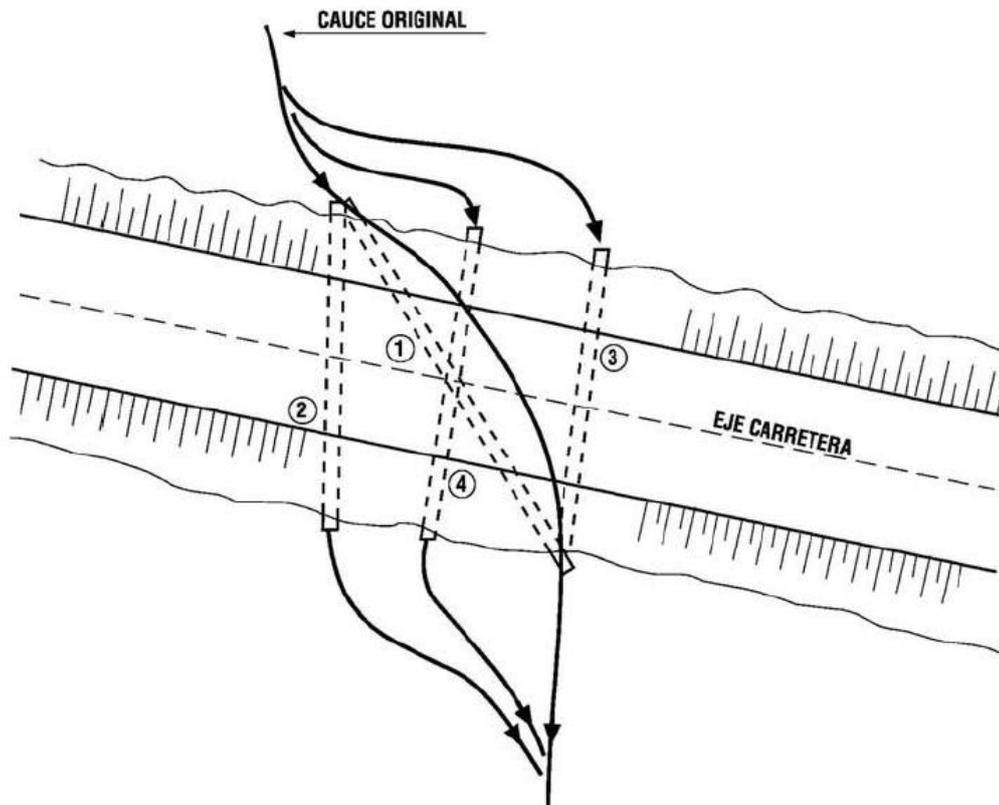
En todos los casos señalados, deben tomarse los debidos resguardos de manera que dichas obras temporales no afecten el comportamiento global del río, y que cumplan la función de resguardar la zona de faenas durante el paso de las crecidas frecuentes durante el período utilizado para la construcción de 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.

801.04.2 (a) Mantenimiento Periódico 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 mantenimiento periódico 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 801.01.1 de este Tomo*, el mantenimiento del cauce debe enfocarse a preservar la capacidad de acumulación de sedimentos en las pozas habilitadas para ello, retirando periódicamente aquellos depósitos de material que pudieran disminuir la capacidad de retención diseñada originalmente a fin de restituírle tal capacidad.

GRÁFICO 3_1 a CAUCE CON FUERTE ESVIAJE RESPECTO DEL EJE DEL CAMINO



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.

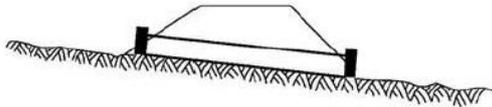
Caso 3: Se ha desplazado la entrada de modo que la salida descargue directamente en el canal natural. El canal de acercamiento a la alcantarilla debe tener una buena alineación con ella para no necesitar una entrada o salida especial. El tamaño de la alcantarilla puede ser influenciado por el hecho que 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.

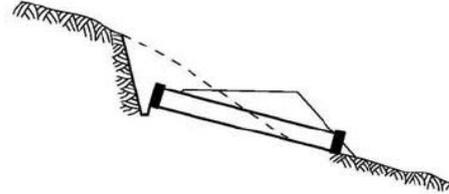
GRÁFICO 3_1 b

UBICACIÓN DE LA ALCANTARILLA RESPECTO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE

a) SIGUIENDO LA PENDIENTE NATURAL DEL CAUCE

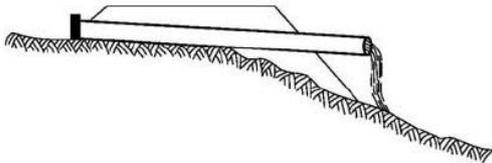


b) ENTRADA BAJO LA PENDIENTE NATURAL

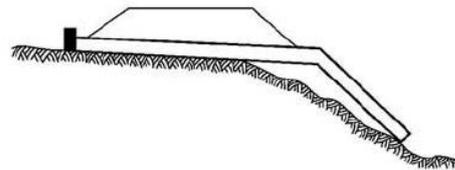


c) SALIDA SOBRE LA PENDIENTE NATURAL

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.

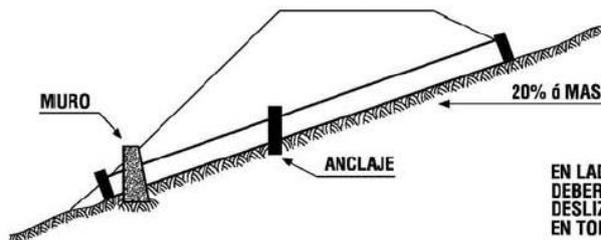


d) ENTRADA BAJO Y SALIDA SOBRE LA PENDIENTE NATURAL



ALCANTARILLAS PEQUEÑAS PUEDEN DESCARGAR CON SEGURIDAD SOBRE UN TALUD DE ENROCADO

e) PENDIENTES PRONUNCIADAS

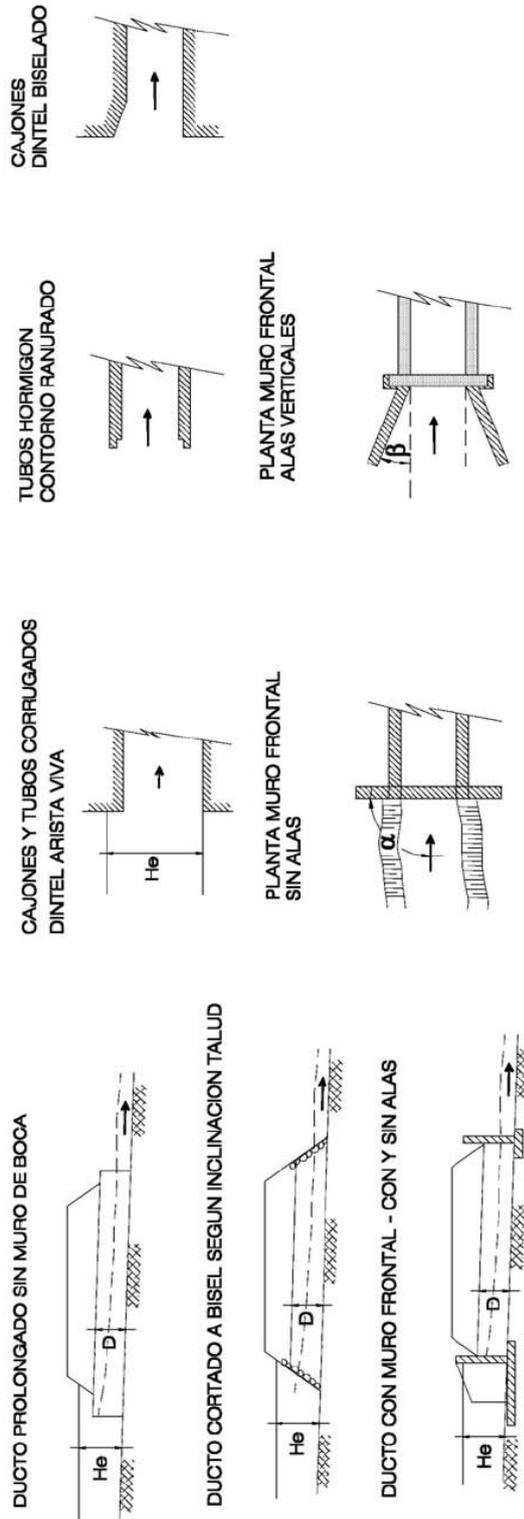


EN LADERAS CON 20% O MAS EL TUBO DEBERA ANCLARSE PARA EVITAR EL DESLIZAMIENTO.

EN TODO CASO SI $D \geq 1,0m$ i máx. 20%
 SI $D \leq 0,6m$ i máx. 25%

GRÁFICO 3_2 a
CLASIFICACIÓN DE TUBOS Y CAJONES SEGÚN CONDICIONES DE ENTRADA
PARA CÁLCULO DE He CON CONTROL DE ENTRADA

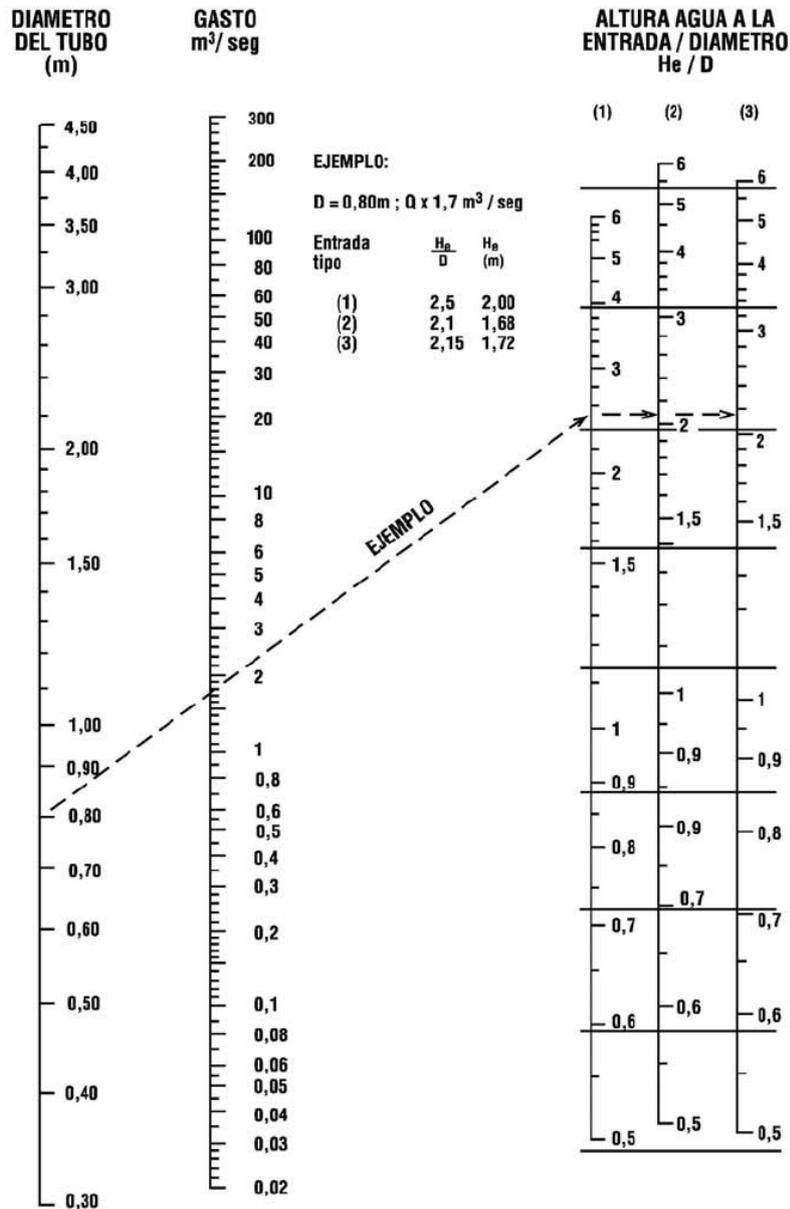
TIPO DE OBRA	SOL. GRAFICA (Abacos) LAMINA ESCALA He/D	SOL. ANALITICA CODIGO	TIPO DE ARISTA	DISPOSICION ELEMENTOS A LA ENTRADA			CON O SIN ALAS β^a
				DUCTO PRO- LONGADO SIN MURO FRONTAL	DUCTO COR- TADO A BISEL CON O SIN REV. TALUD	MURO FRONTAL α^a	
Tubo Circular de Hormigón Prefabricado	3.703.303B (1)	1	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303B (2)	2	Ranurada *	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303B (3)	3	Ranurada *	Si	-	No	Sin muro ni alas
Tubo Circular de Acero Corrugado	3.703.303C (1)	4	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303C (2)	5	Viva	-	Si	No	No
	3.703.303C (3)	6	Viva	Si	-	No	No
Cajón Rectangular de Hormigón construido en sitio	3.703.303D (1)	7	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$33 \leq \beta \leq 83$
	3.703.303D (2)	8	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$\beta = 17.6 \cdot 100$
	3.703.303D (3)	9	Viva	-	-	$\alpha = 100$	$\beta = 0$
	3.703.303D (4)	10	Biselada	-	-	$\alpha = 100$	$\beta = 50$



* ARISTA RANURADA = LADO DEL TUBO DE HORMIGÓN CORRESPONDIENTE AL LADO DEL 'ENCHUFE'

GRÁFICO 3_2 b

ALCANTARILLA TUBO CON CONTROL DE ENTRADA

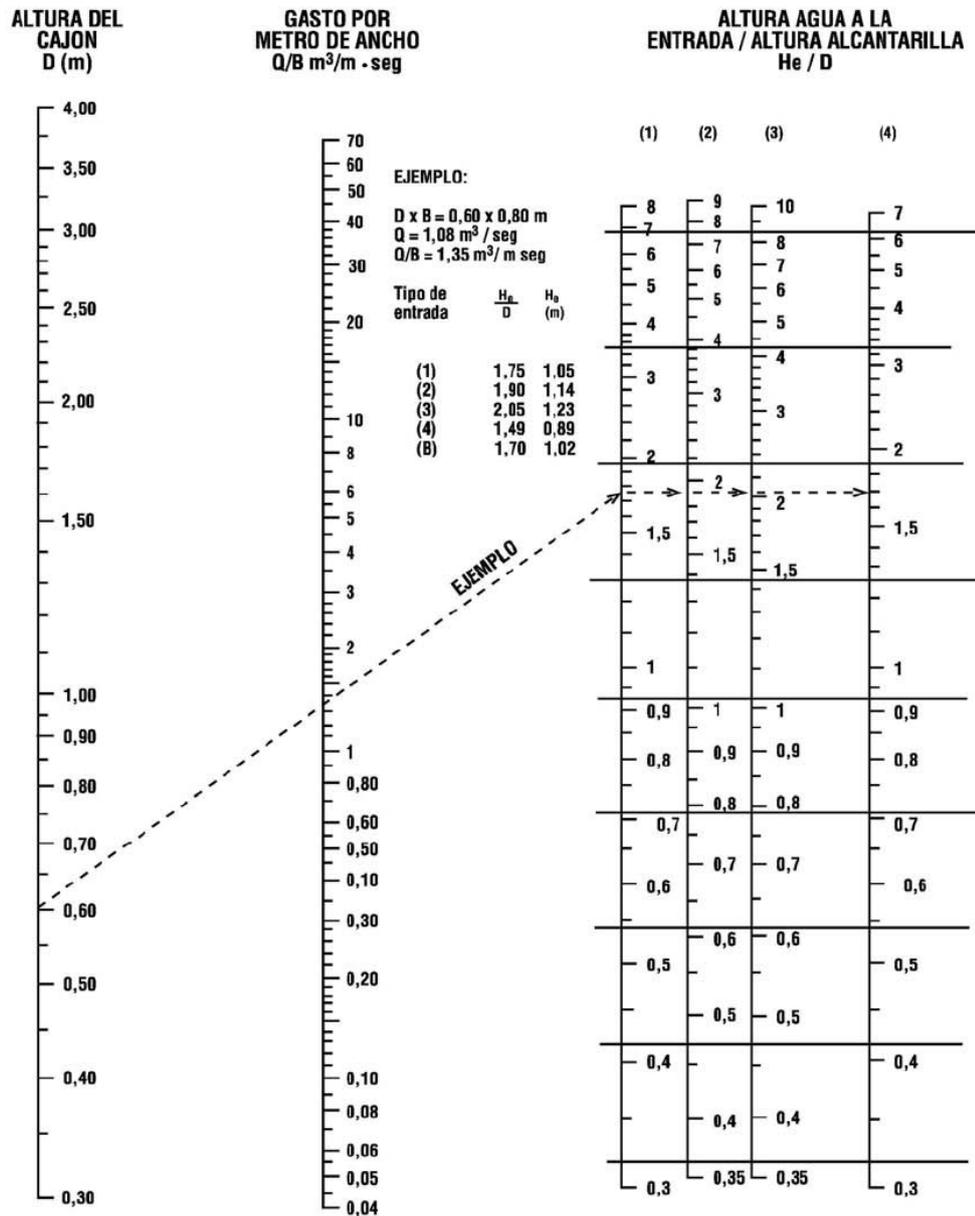


INSTRUCCIONES:

- 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.

GRÁFICO 3_2 c ALCANTARILLA CAJÓN CON CONTROL DE ENTRADA



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."

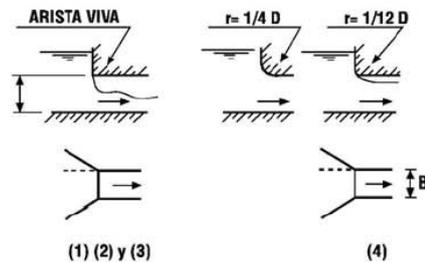
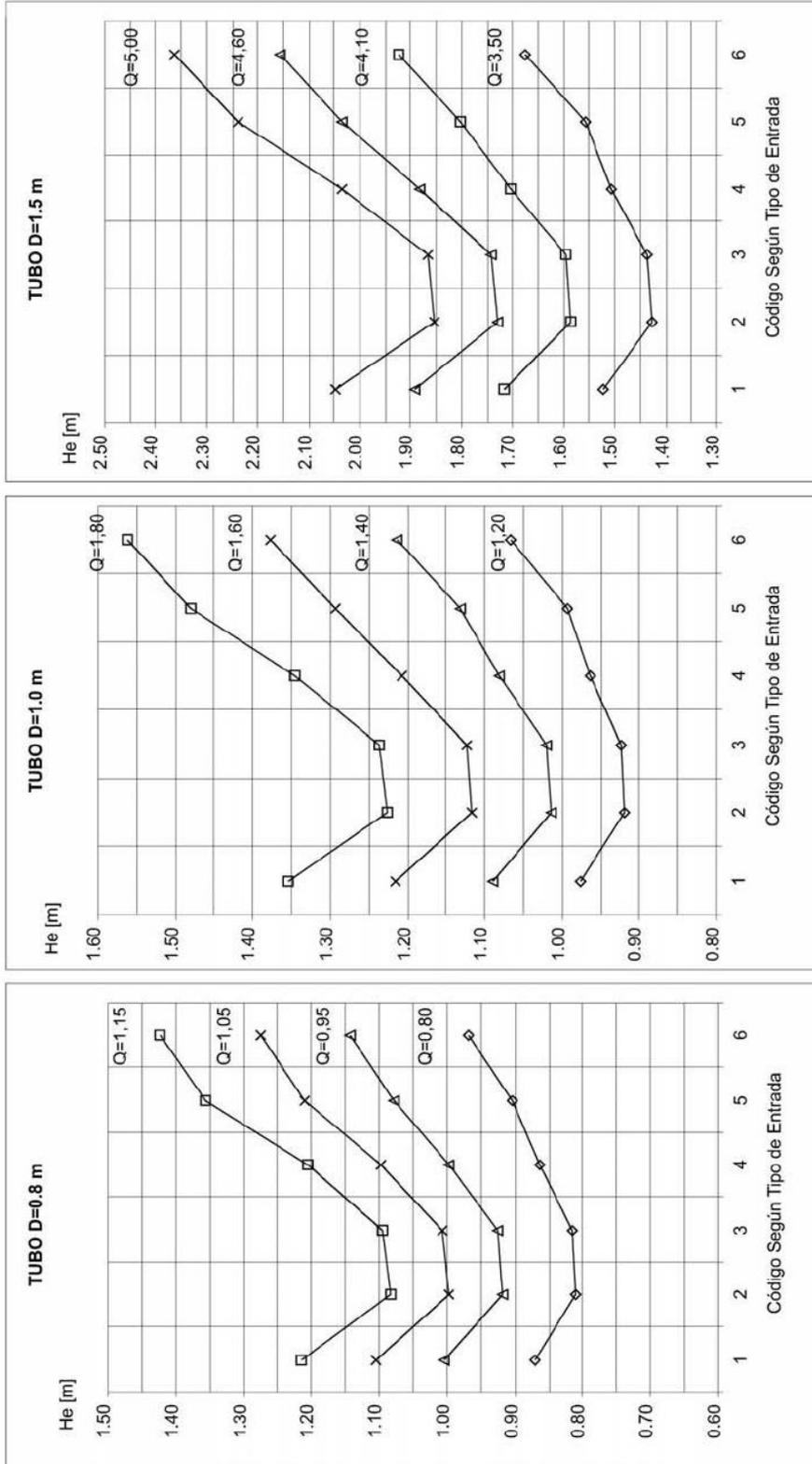


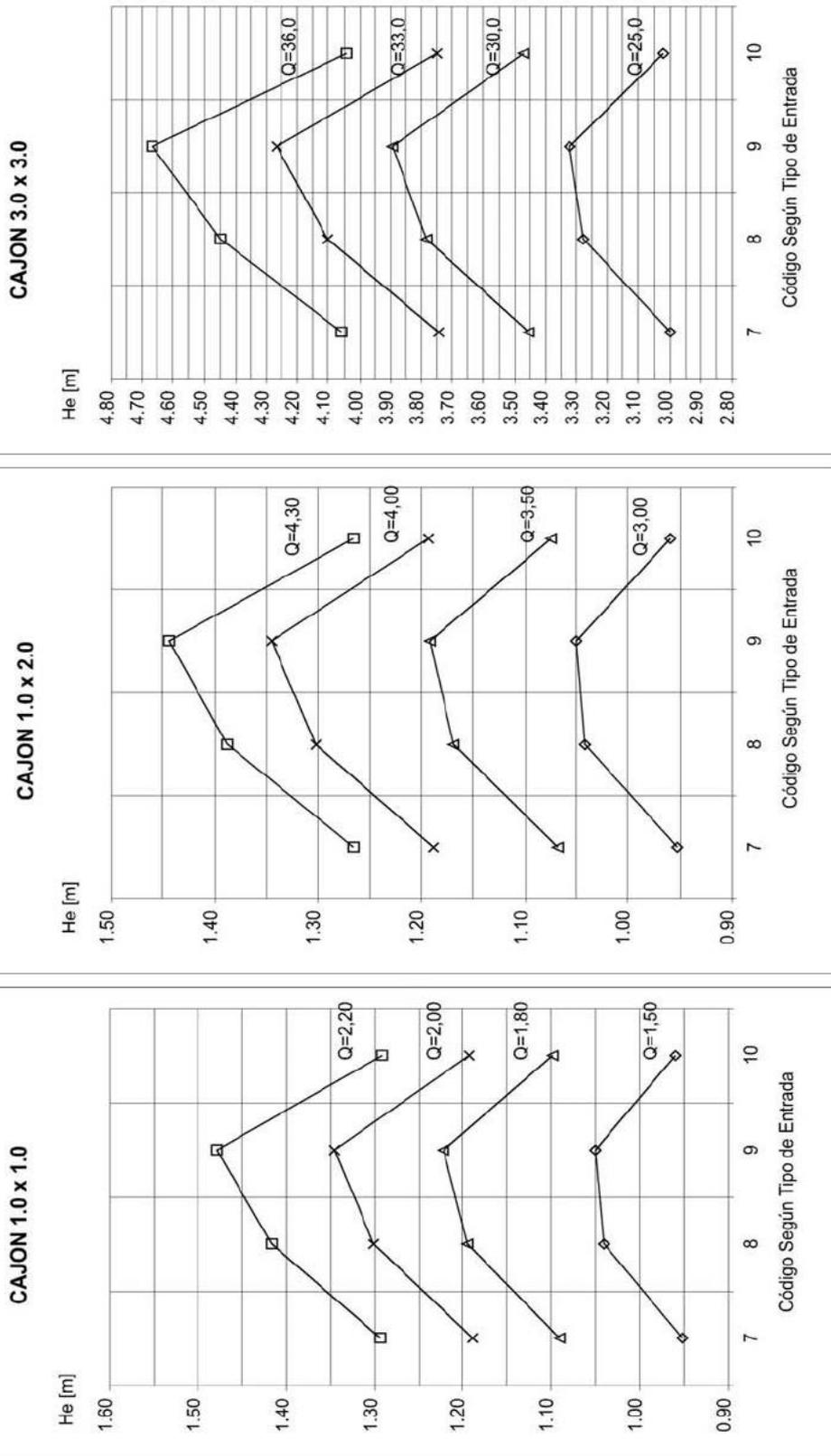
GRÁFICO 3_3 a
TUBOS CIRCULARES CON CONTROL DE ENTRADA



1-2-3: TUBOS PREFABRICADOS DE HORMIGON
4-5-6: TUBOS CORRUGADOS

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.

GRÁFICO 3_3 b
TUBOS CIRCULARES CON CONTROL DE ENTRADA



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.

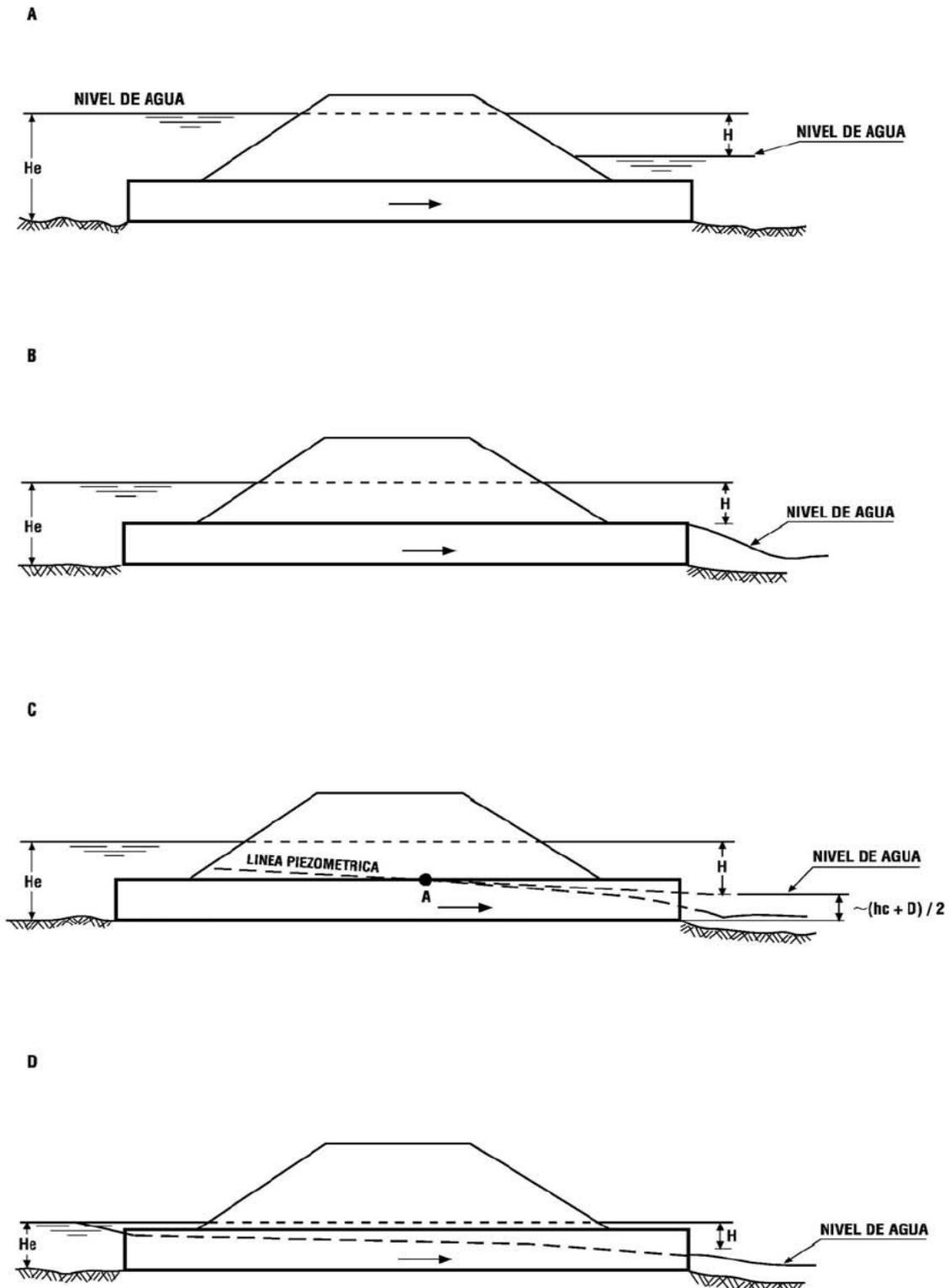
GRÁFICO 3_4
TUBOS CIRCULARES CON CONTROL DE SALIDA

GRÁFICO 5_1
REVANCHAS RECOMENDADAS POR EL USBR



F_L = REVANCHA DEL REVESTIMIENTO
 F_B = REVANCHA DEL TERRAPLEN

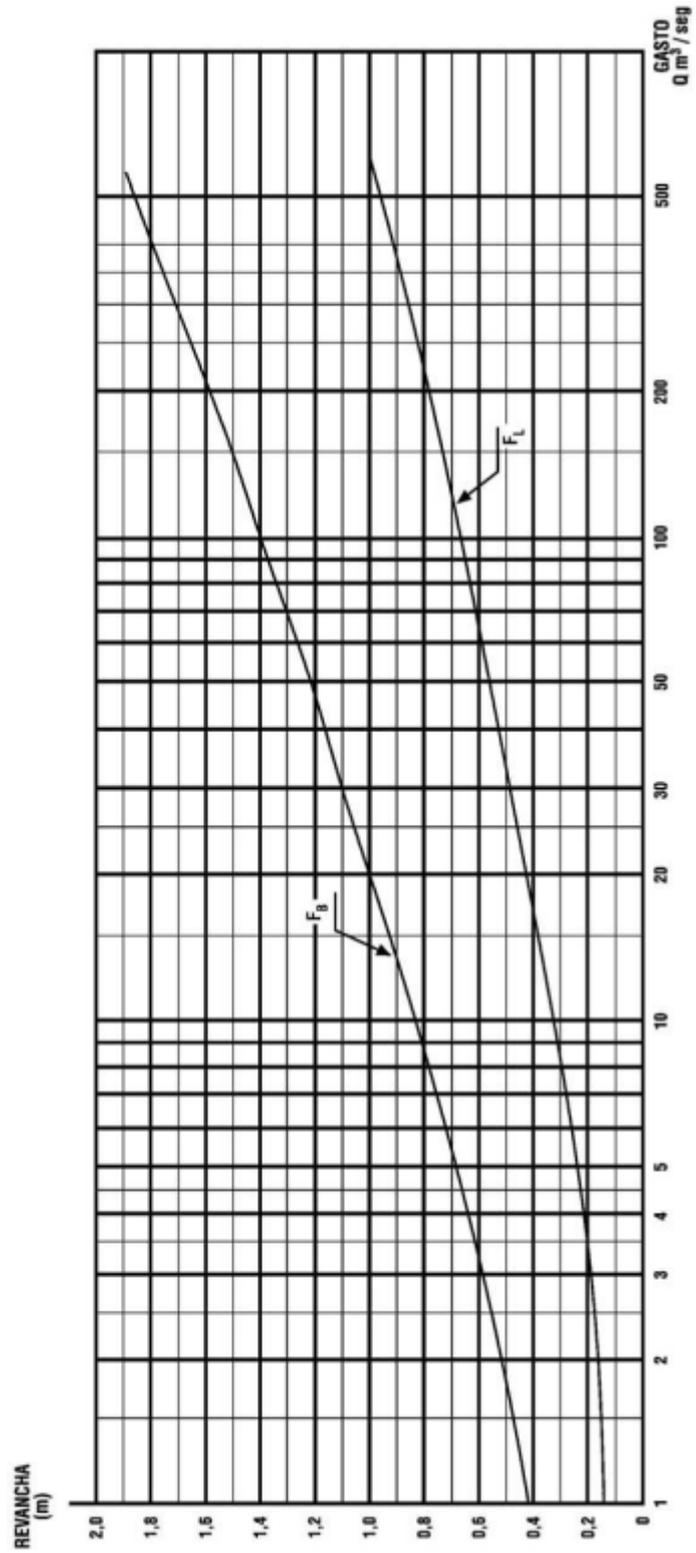


GRÁFICO 5_2

CURVAS EMPÍRICAS DEL USBR PARA DIMENSIONAR CANALES REVESTIDOS

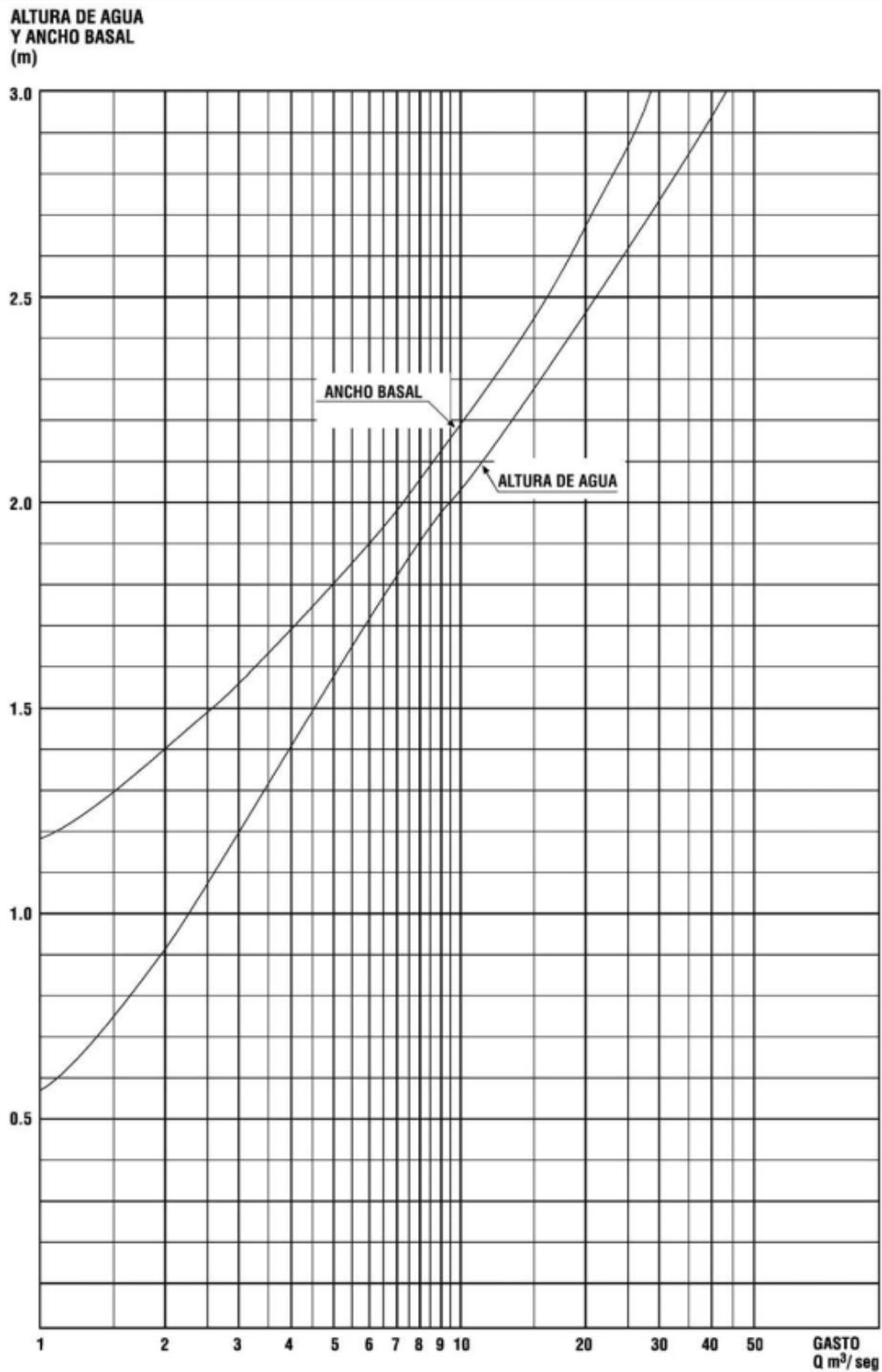


GRÁFICO 5_3
VELOCIDADES MÁXIMAS PERMITIDAS EN SUELOS NO COHESIVOS

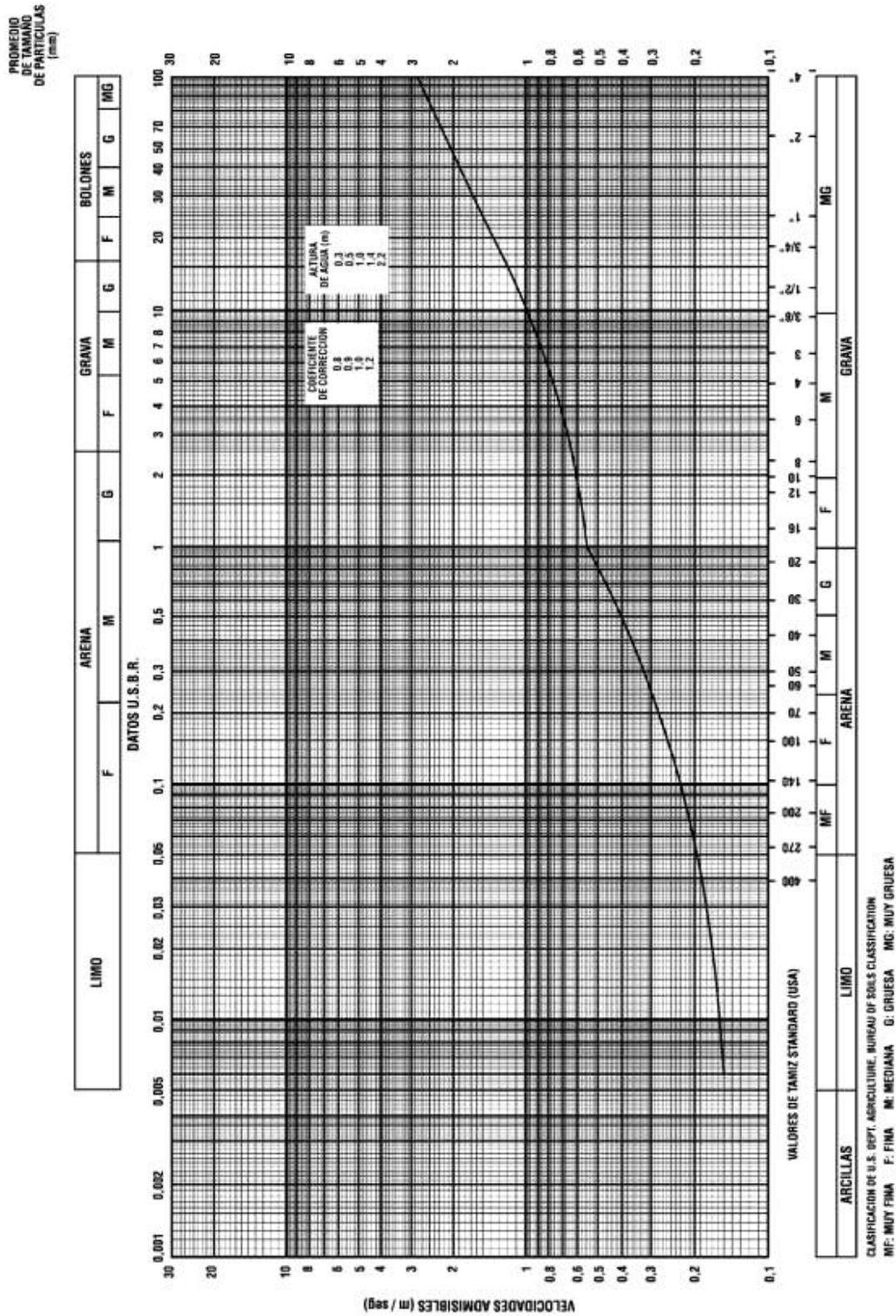


GRÁFICO 5_4 FUERZA TRACTRIZ PERMISIBLE EN SUELOS NO COHESIVOS

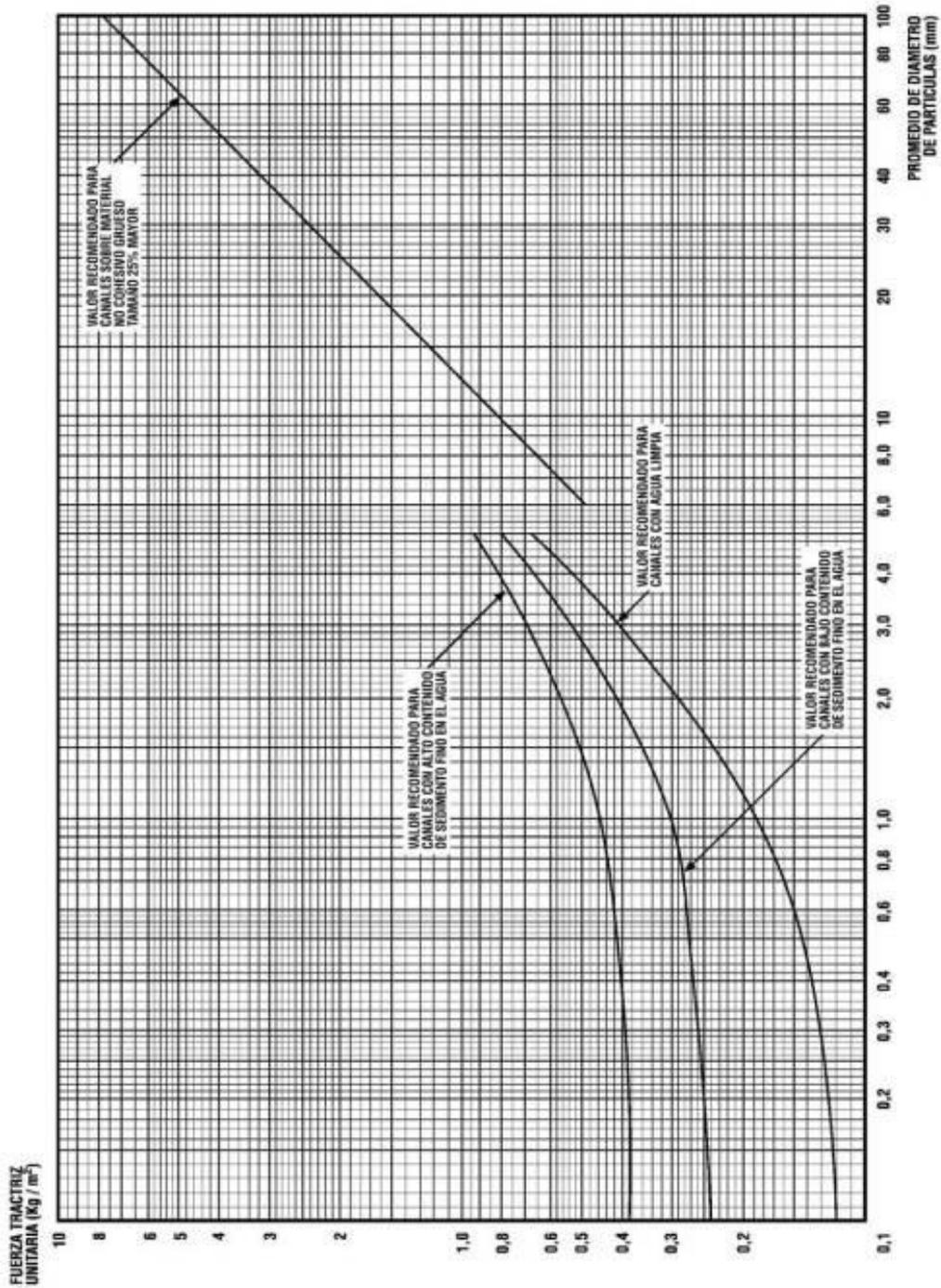


GRÁFICO 5_5
VELOCIDADES MÁXIMAS PERMISIBLES EN SUELOS COHESIVOS

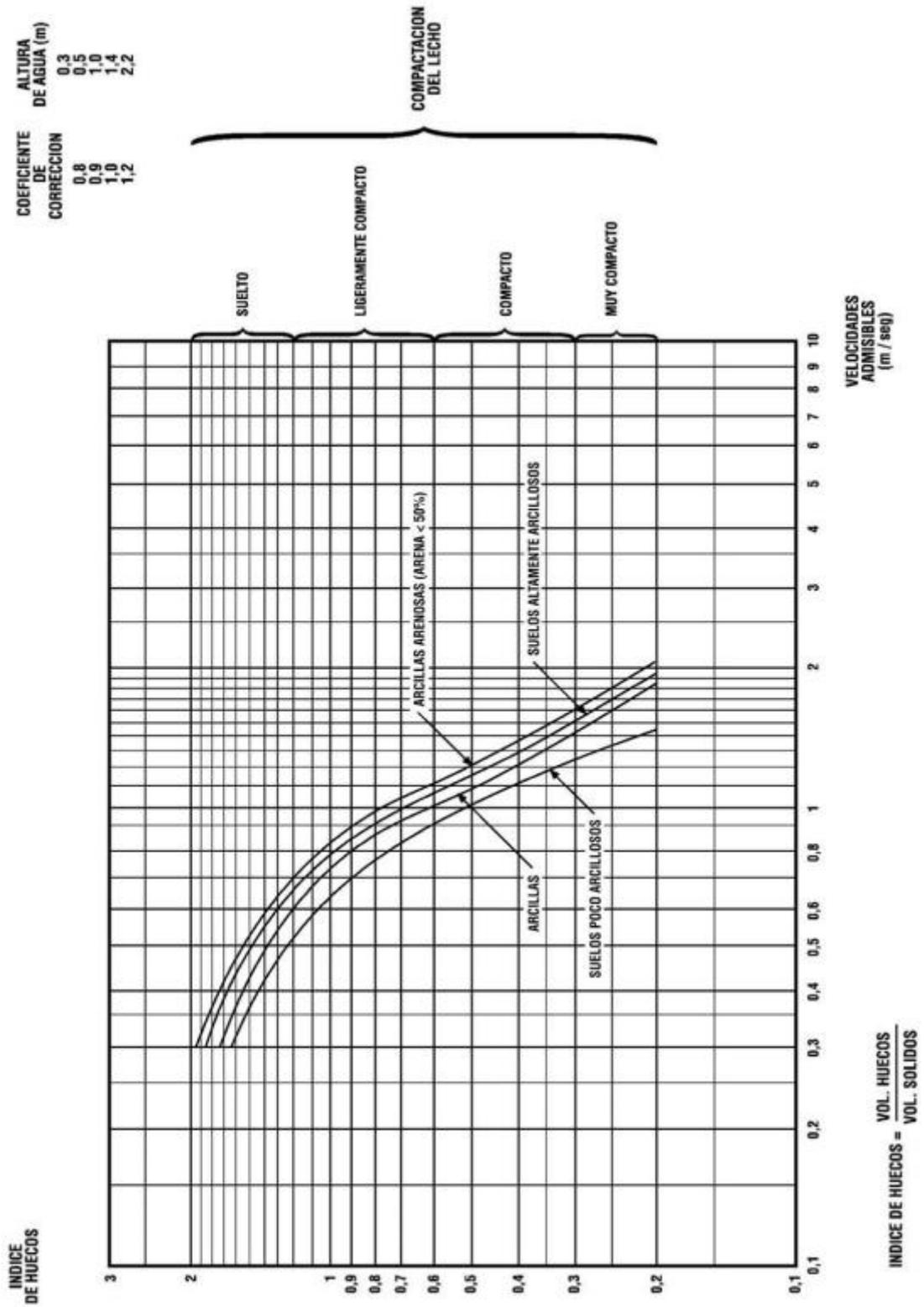


GRÁFICO 5_6
ÁNGULO DE REPOSO EN MATERIAL COHESIVO

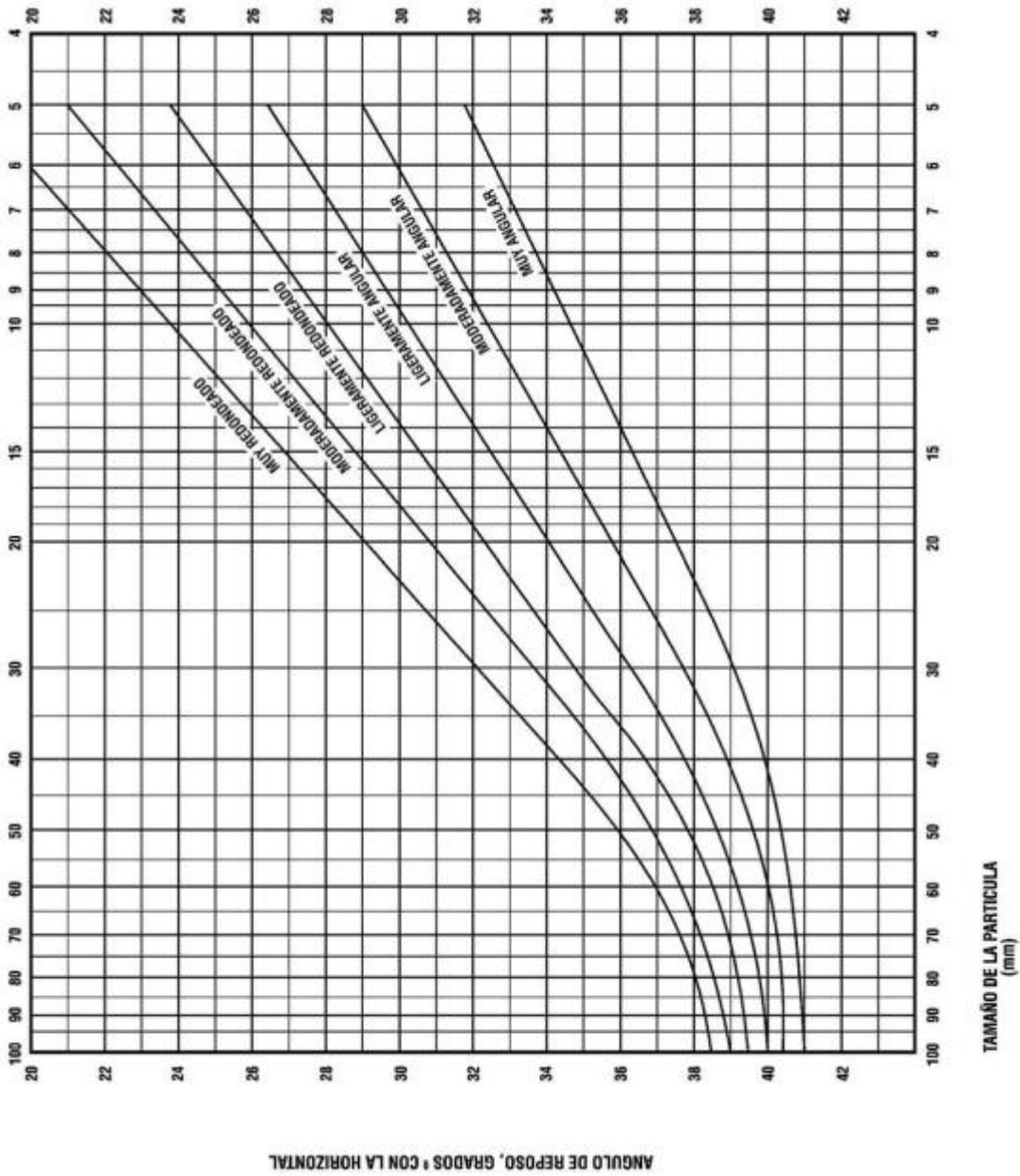


GRÁFICO 7_1 DISTANCIA FICTICIA d' EN FUNCIÓN DEL ESPACIAMIENTO DE LOS SUB-DRENES

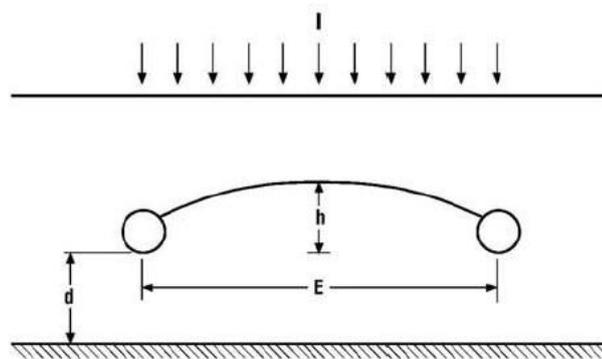
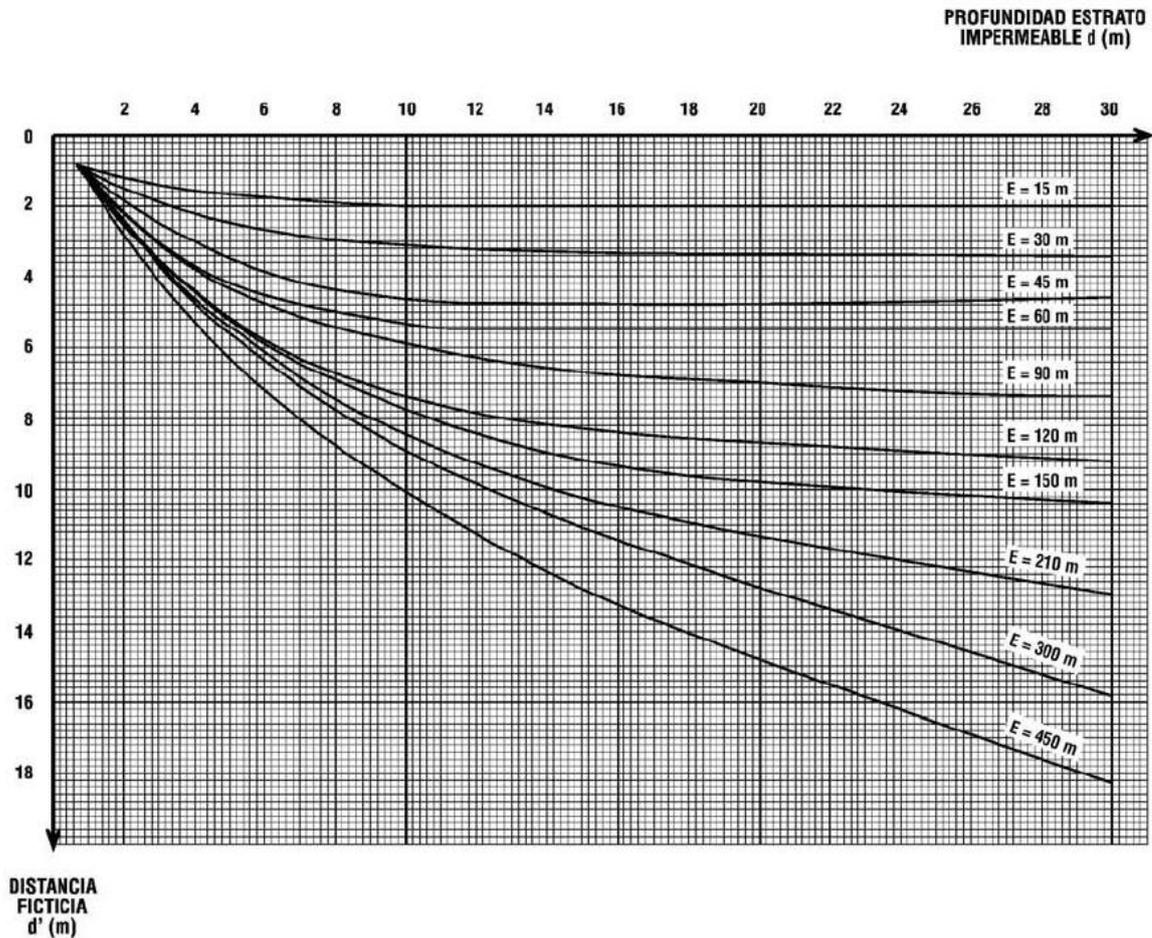


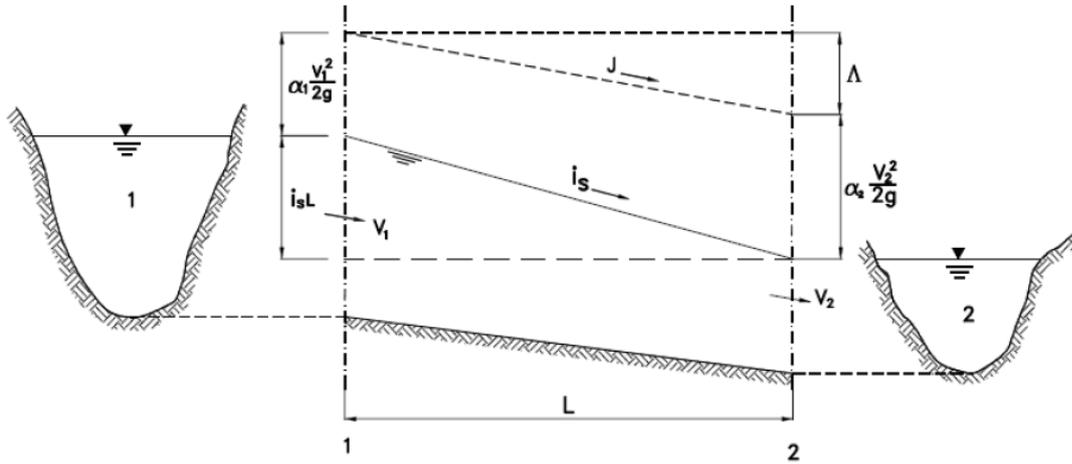
GRÁFICO 7_2
DEFINICIÓN DE VARIABLES EN LOS ESCURRIMIENTOS CUASI-UNIFORMES

GRÁFICO 7_3 a ONDAS SEDIMENTARIAS EN CAUCES ALUVIALES (Lecho Móvil Fino Arenoso)

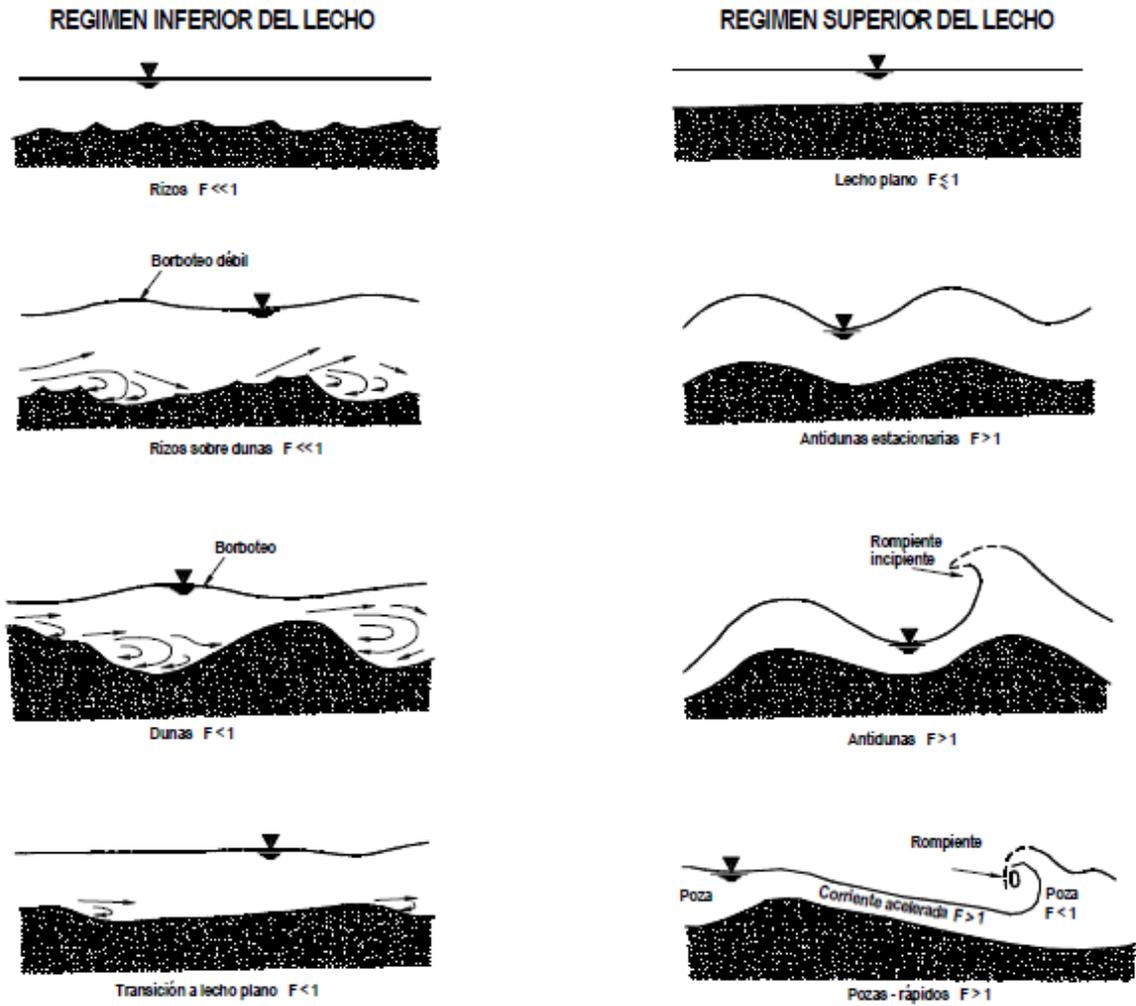
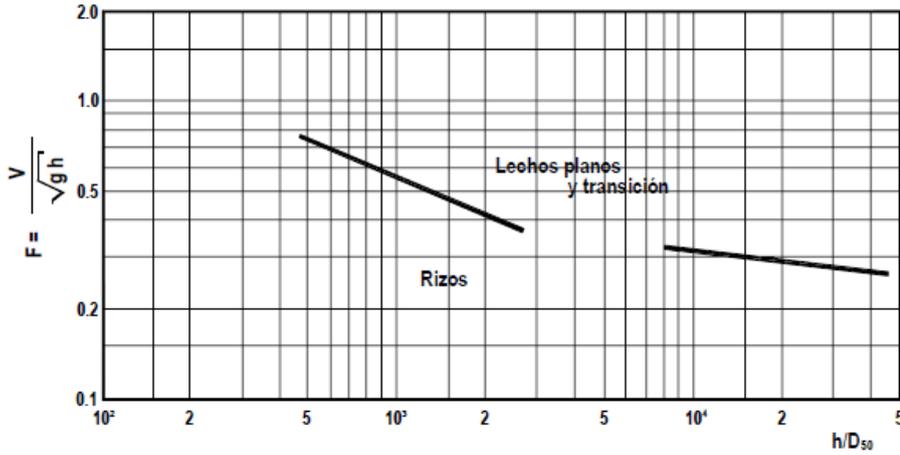
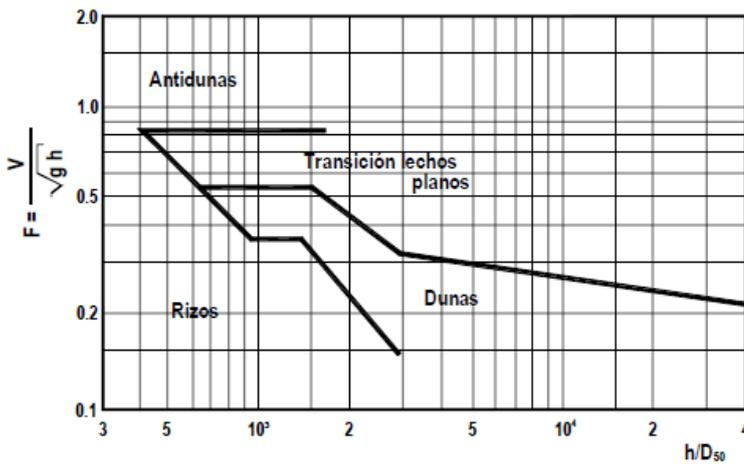


GRÁFICO 7_3 b
DIAGRAMAS PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ONDAS SEDIMENTARIAS

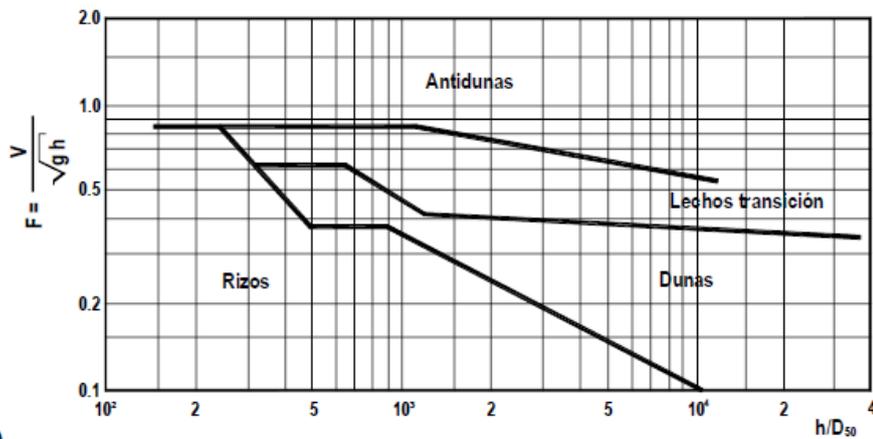
a) $2,7 < Re_g < 4,5$



b) $4,5 < Re_g < 10$



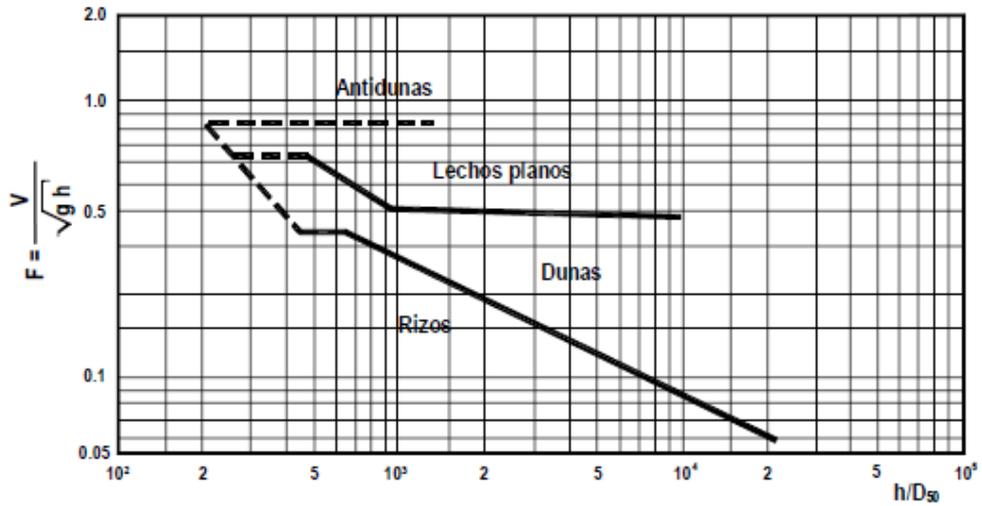
c) $10 < Re_g < 16$



(VANONI)

GRÁFICO 7_3 b (cont.)
DIAGRAMAS PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ONDAS SEDIMENTARIAS

d) $16 < Re_g < 26$



e) $24 < Re_g < 48$

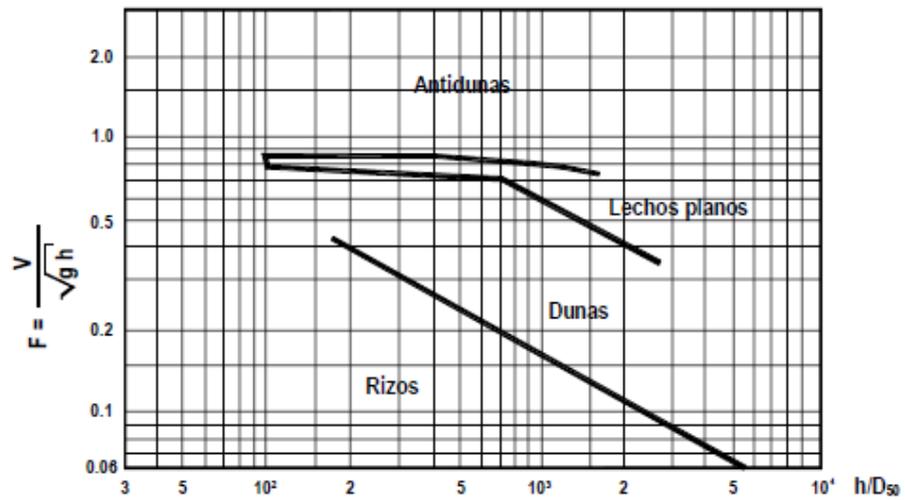


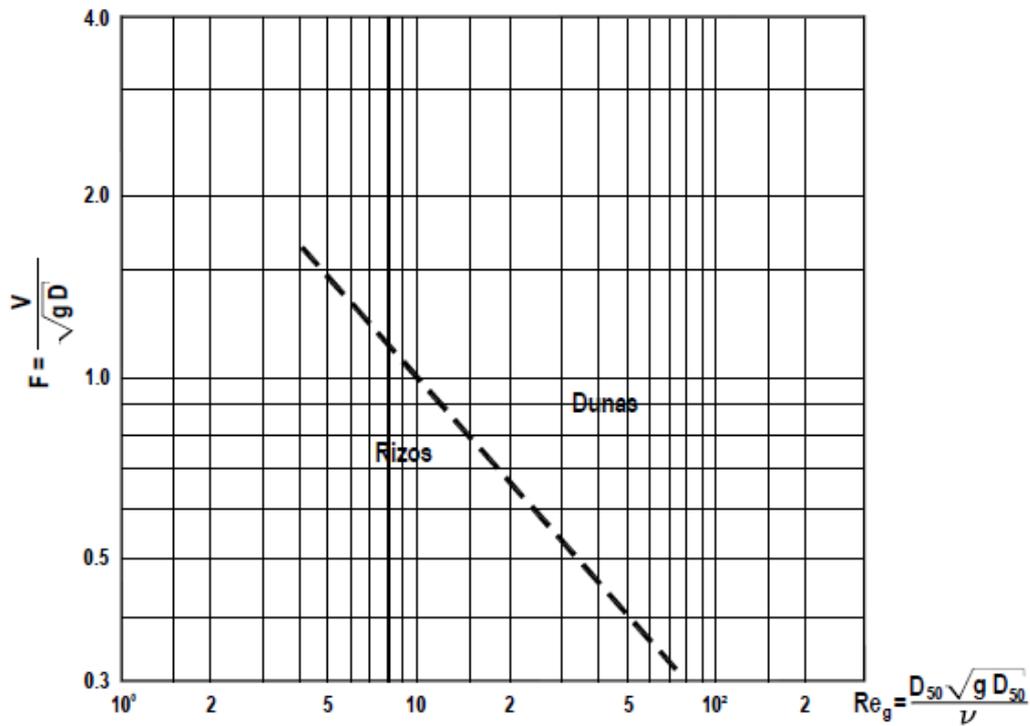
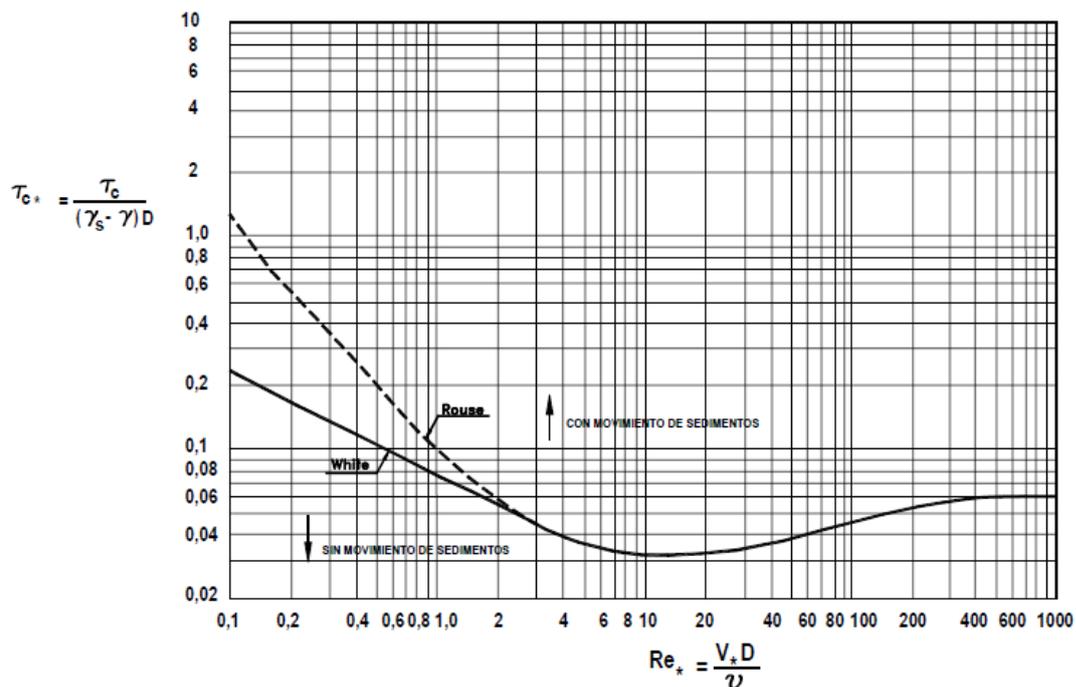
GRÁFICO 7_4 DIAGRAMA PARA IDENTIFICACIÓN DE RIZOS Y DUNAS DEL RÉGIMEN INFERIOR (VANONI)**GRÁFICO 7_5 DIAGRAMA DE SHIELDS**

GRÁFICO 7_6 a
FUNCIÓN Y MÉTODO DE EINSTEIN

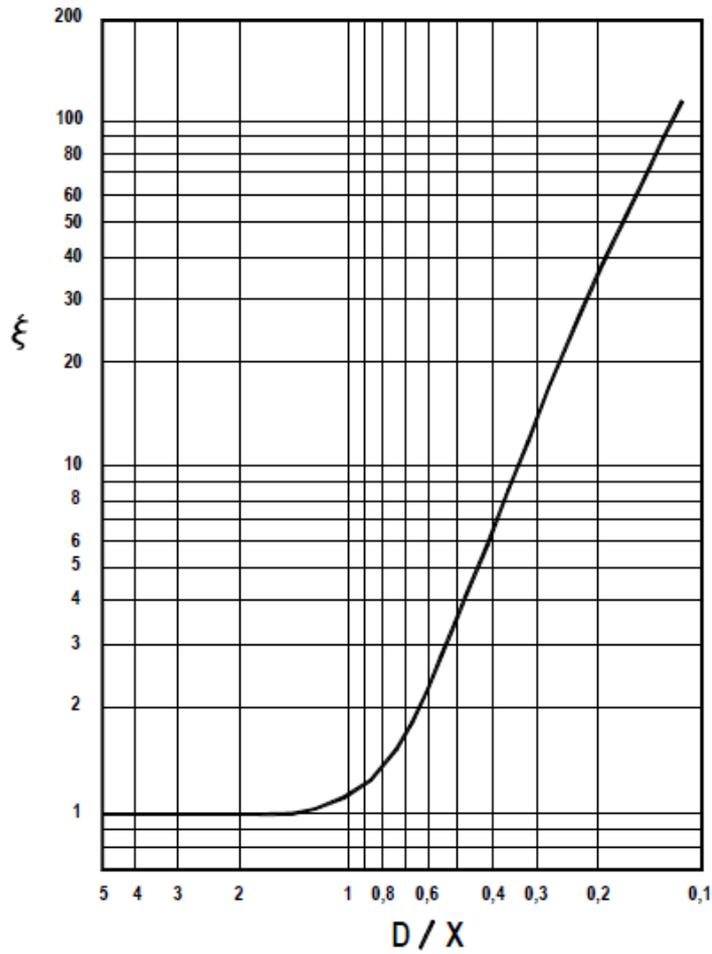


GRÁFICO 7_6 b
FUNCIÓN Y MÉTODO DE EINSTEIN

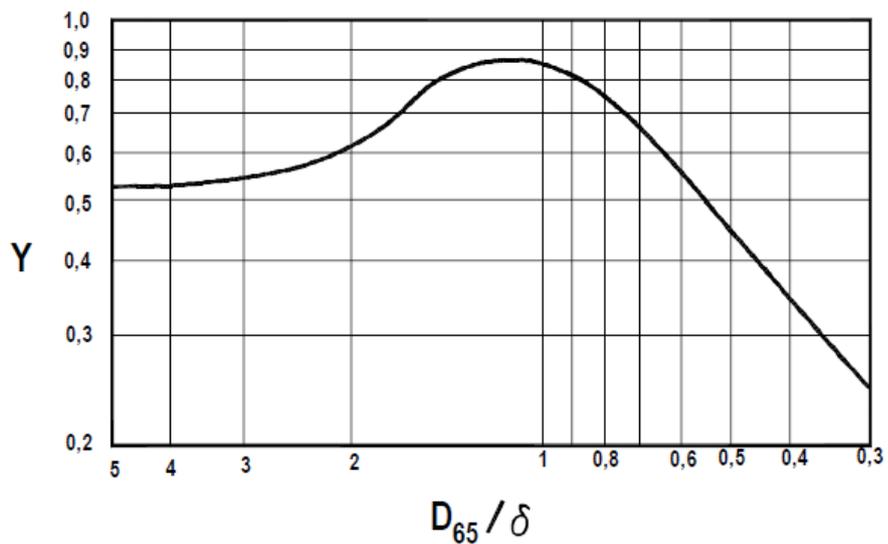
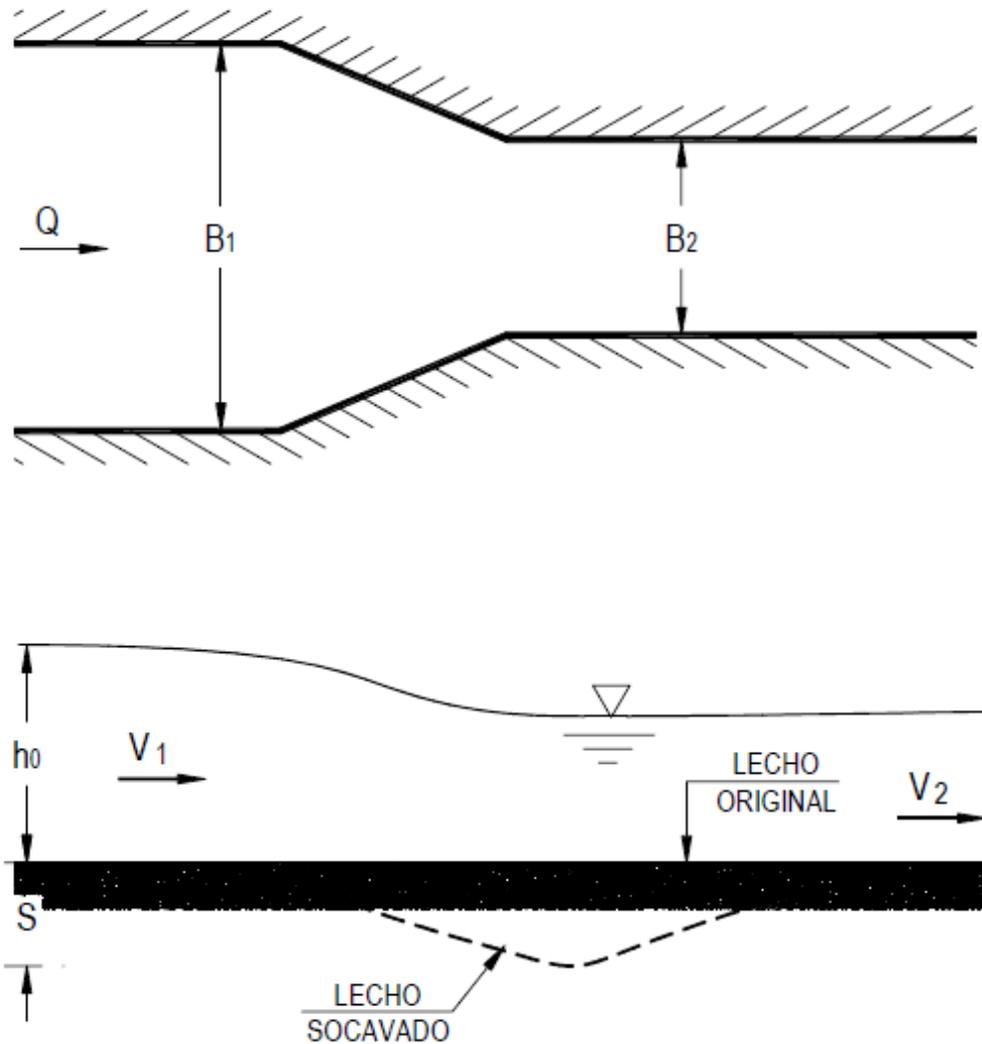


GRÁFICO 7_7 SOCAVACIÓN EN CONTRACCIONES



Para la socavación que experimenta el lecho de un río en una contracción brusca, puede usarse la fórmula de Straub siguiente:

$$\frac{S + h_0}{h_0} = \frac{1}{\left(1 - \frac{B_2}{B_1}\right)^{0.8}}$$

S = Socavación (m).

B = Ancho del río (m).

h_0 = Profundidad del flujo aguas arriba de la contracción (m).

GRÁFICO 7_8 a
SOCAVACIÓN EN CURVAS

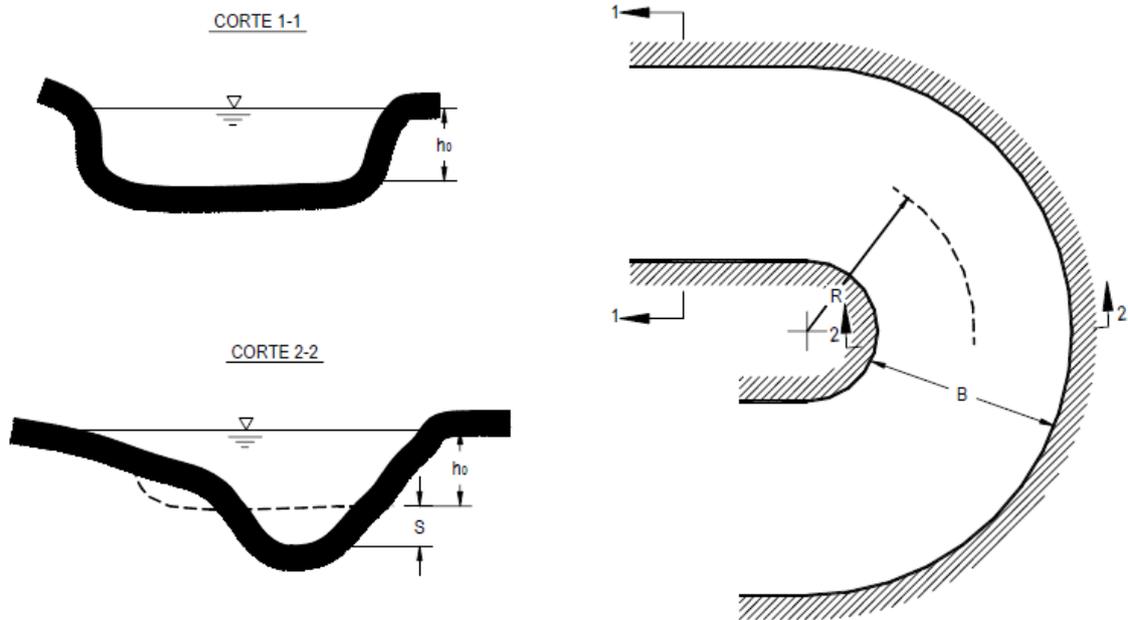
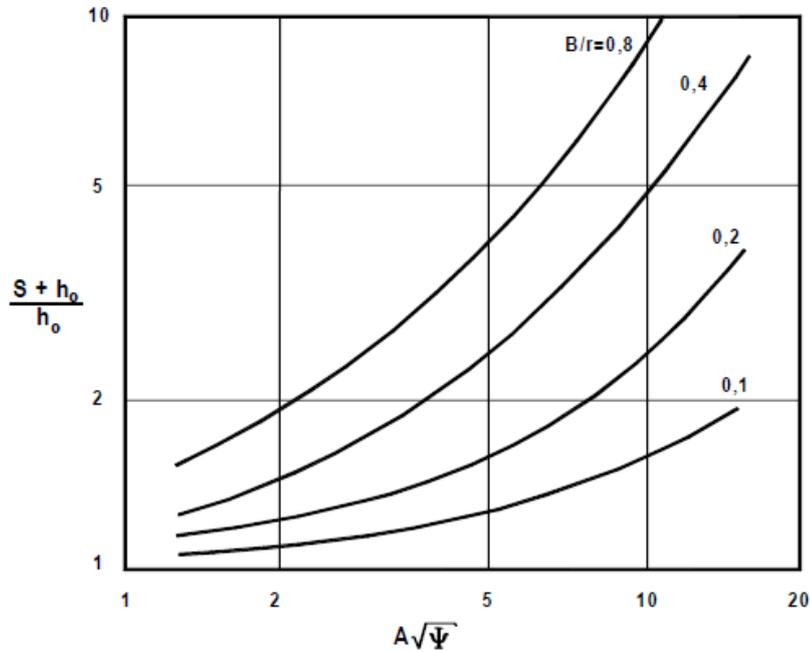


GRÁFICO 7_8 b SOCAVACIÓN EN CURVAS SEGÚN ODGAARD



Donde:

$$A\sqrt{\psi} = 10.6 \left[1 - \frac{1}{\text{Ln} \left(12 \frac{R}{K_s} \right)} \right] \frac{V_*}{\sqrt{(s-1)gD}}$$

Con:

R = Radio hidráulico del escurrimiento no perturbado (m).

k_s = Rugosidad equivalente del lecho (m) que vale $90D$ para flujo rugoso y $2D_{50}$ para flujo liso.

V_* = Velocidad de corte del lecho (m/s) = $(gRJ)^{0.5}$.

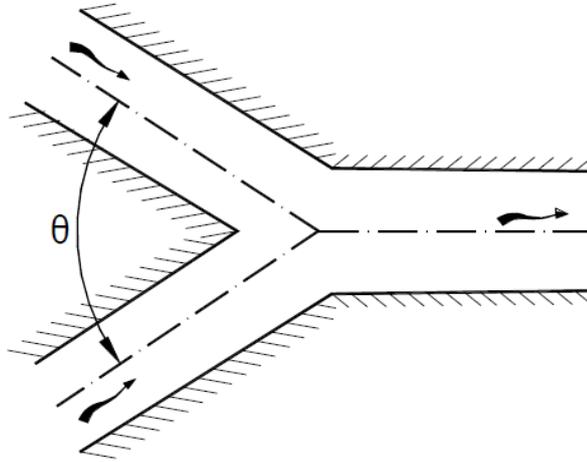
s = Peso específico relativo de los sólidos ($s = 2,65$).

g = Aceleración de gravedad ($9,8 \text{ m/seg}^2$).

D = Diámetro de la partícula (m).

J = Pendiente del plano de energía.

GRÁFICO 7_9 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:

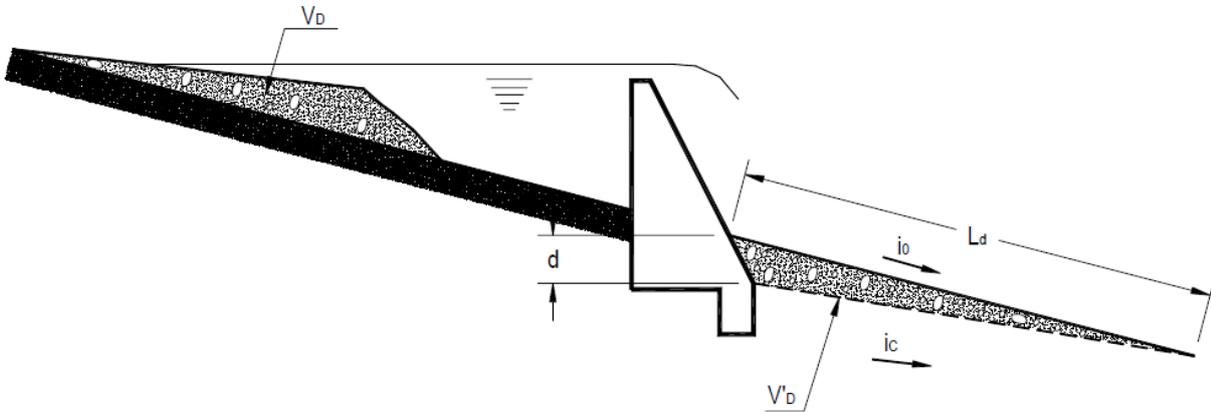
$$\frac{S}{h_0} = 2.24 + 0.037\theta$$

Donde:

h_0 = profundidad del flujo promedio de los dos brazos que confluyen (m).

θ = ángulo que forman los brazos expresado en radianes.

GRÁFICO 7_10
PERFIL DEL LECHO DEGRADADO



Nota: Para calcular d y L_d debe cumplirse que $V'D = VD$.

GRÁFICO 7_11
PILA CILÍNDRICA DE SECCIÓN CIRCULAR AFECTADA POR SOCAVACIÓN

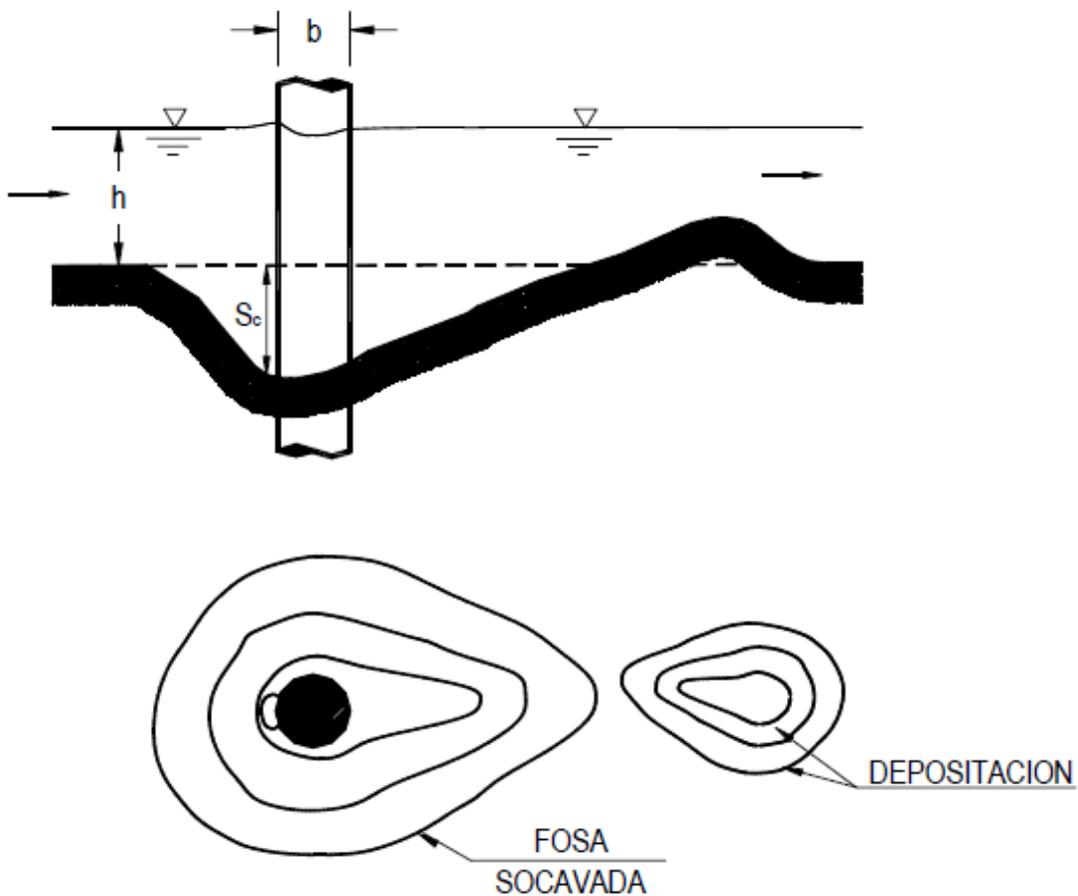


GRÁFICO 7_12
FACTOR DE ALINEAMIENTO PILAS DE SECCIÓN RECTANGULAR
CON LA CORRIENTE (K_{ω})

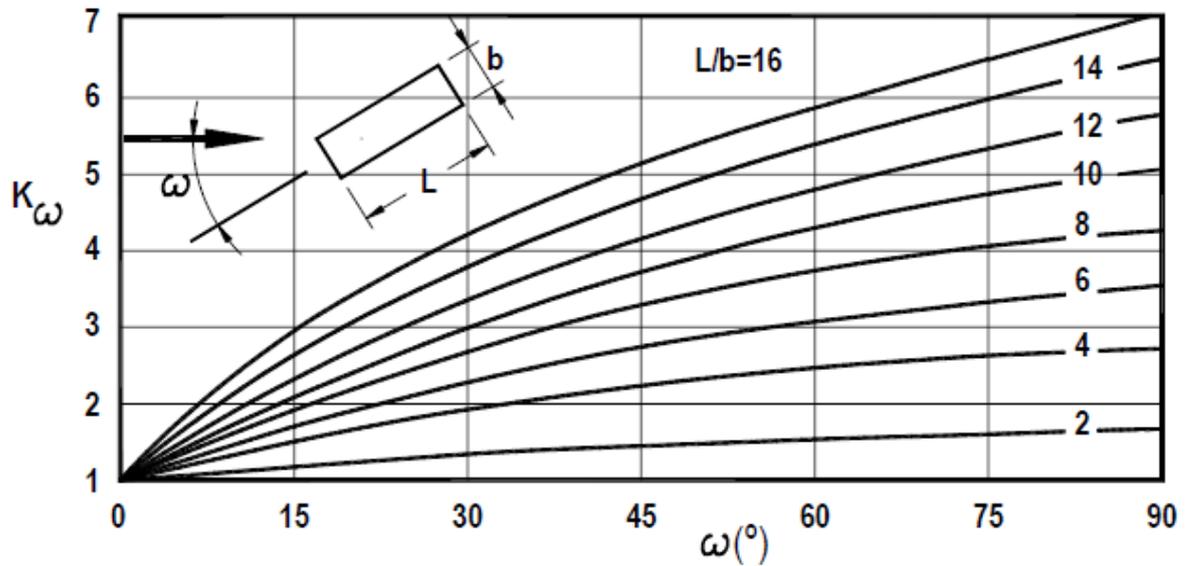
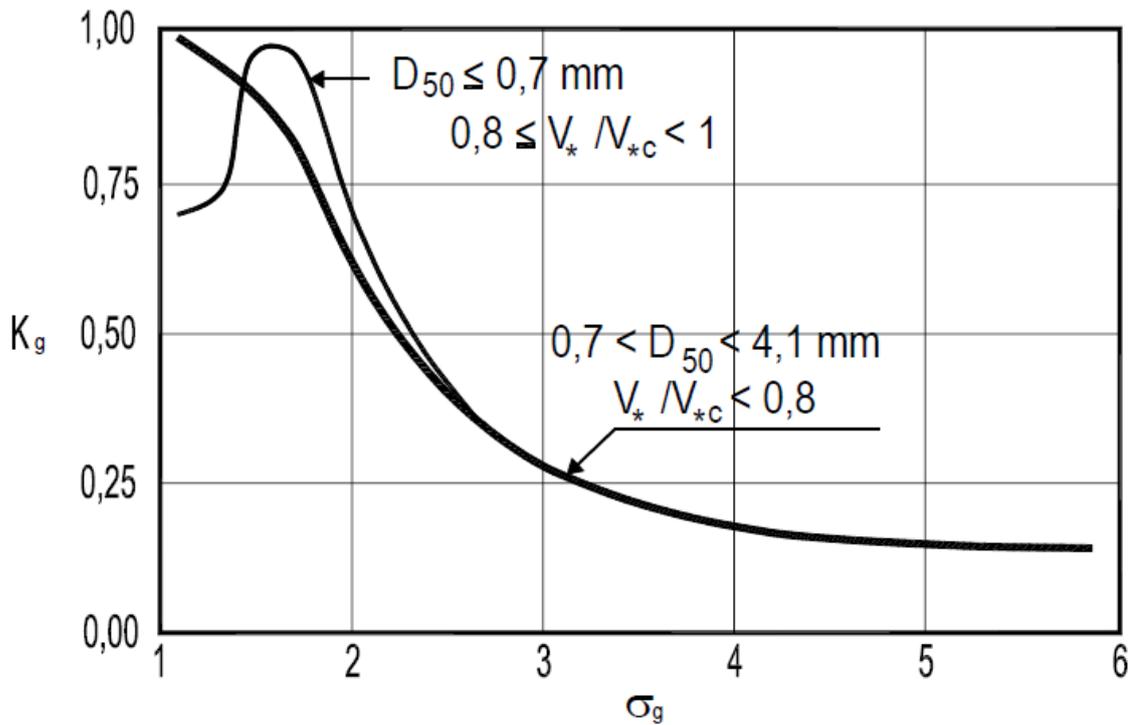


GRÁFICO 7_13 a
FACTOR POR GRADUACIÓN DE TAMAÑOS K_g EN FUNCIÓN DE σ_g



FICO 7_13 b
DEFINICIÓN DE VARIABLES EN LOS ESCURRIMIENTOS
CUASI-UNIFORMES

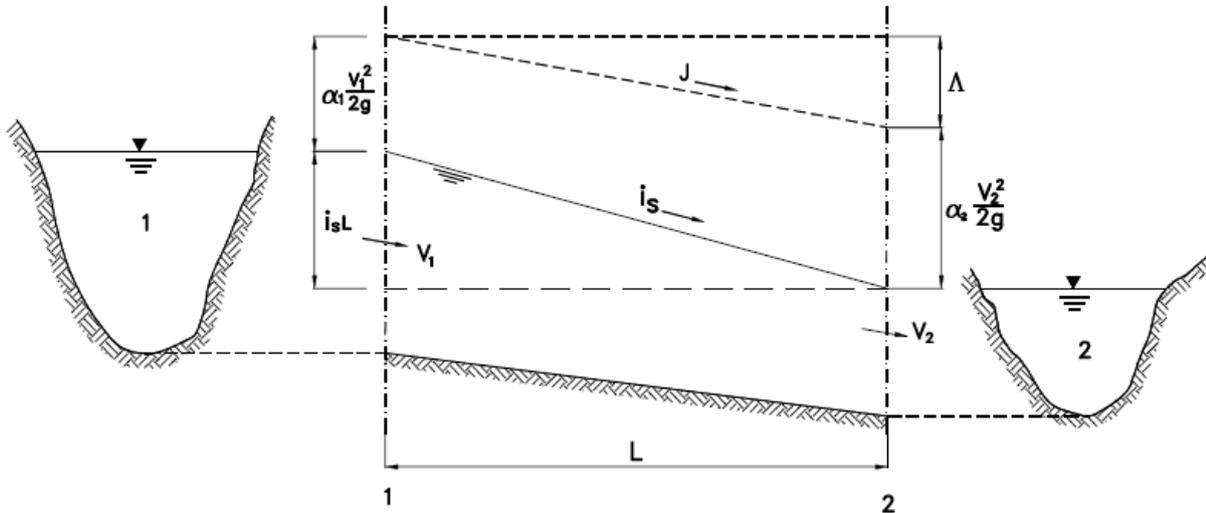


GRÁFICO 7_14
FACTOR KR POR AFLORAMIENTO DE BASE EN PILAS RECTANGULARES

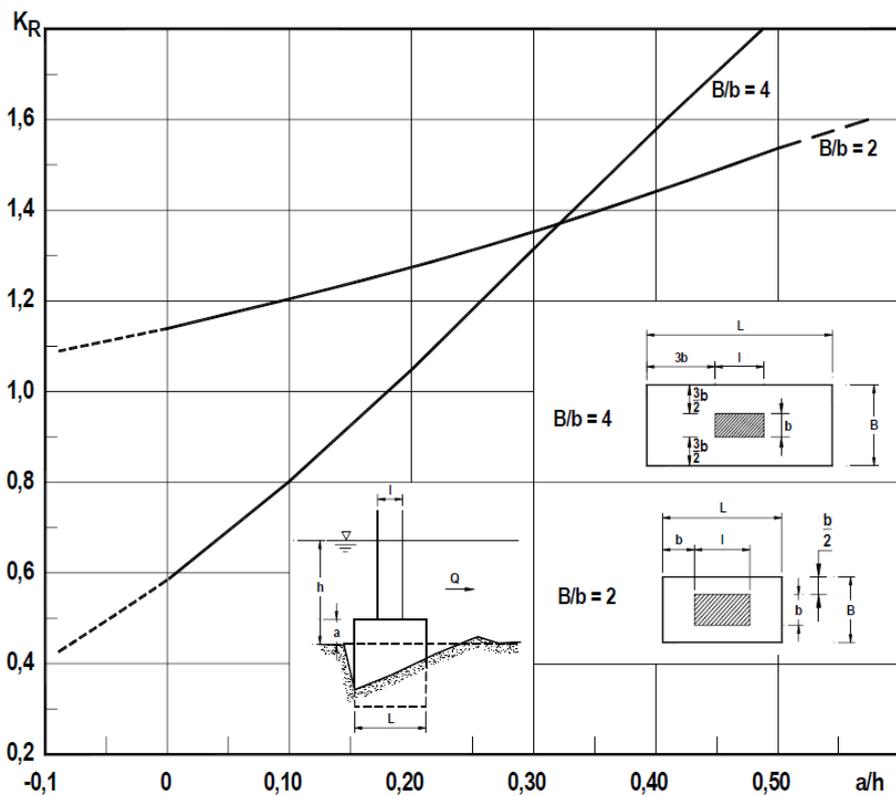
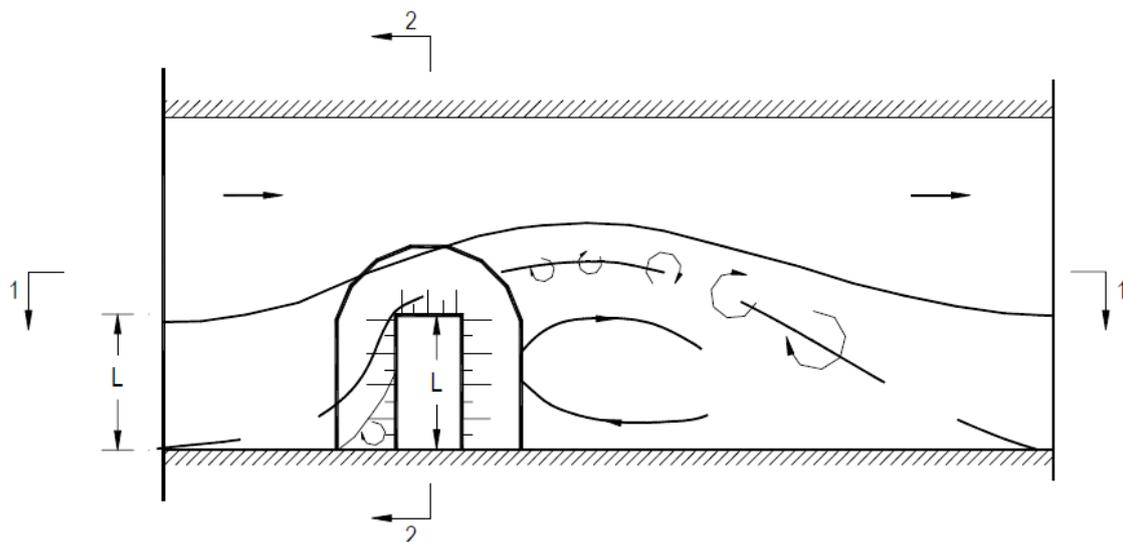
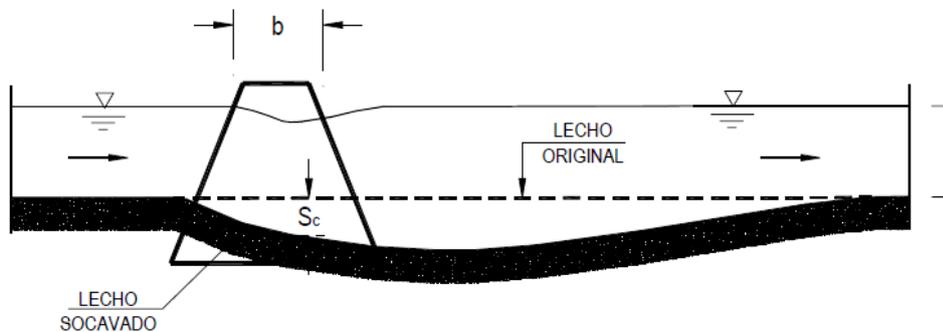


GRÁFICO 7_15
VISTA EN PLANTA Y CORTE DE UN ESTRIBO O ESPIGÓN
AFECTADO POR SOCAVACIÓN LOCAL



CORTE 1-1



CORTE 2-2

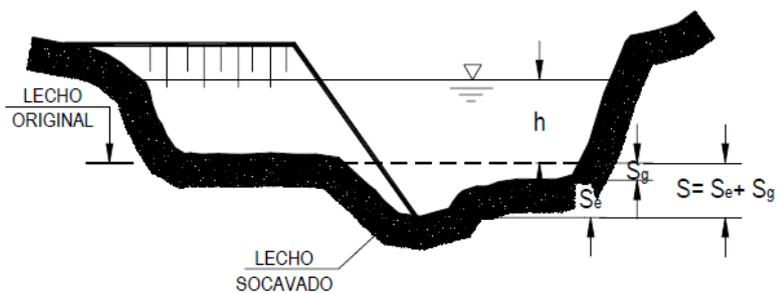


GRÁFICO 7_16
FACTOR DE ÁNGULO DE ESVAIAJE ($K\phi$)

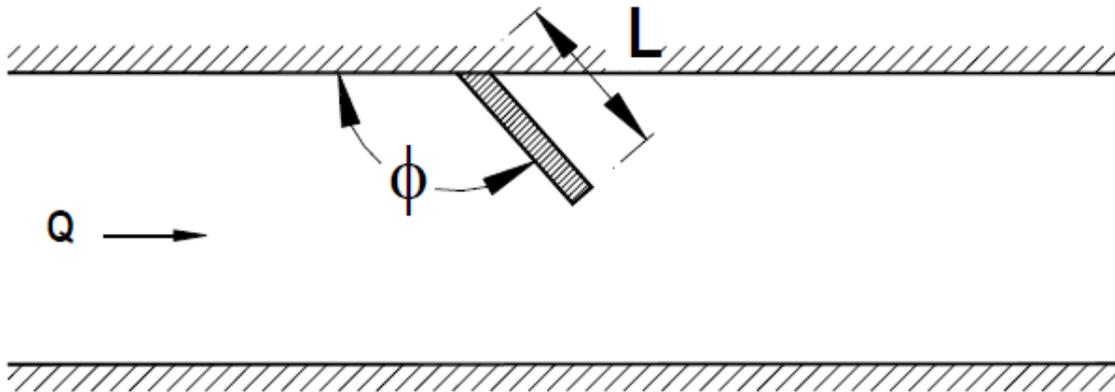
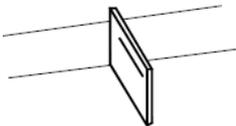
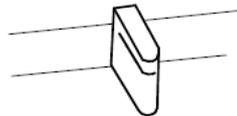


GRÁFICO 7_17 a

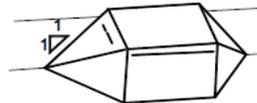
TIPOS DE ESTRIBOS



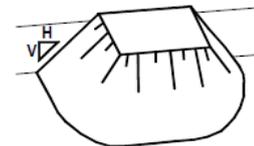
Pared Vertical



**Pared Vertical
y Nariz Semicircular**



**Pared Vertical
Alas Tendidas**



**Pared Inclinada
Talud H : V**

GRÁFICO 7_17 b
EXTENSIÓN LATERAL DEL BULBO DE SOCAVACIÓN
AL PIE DE ESTRIBOS

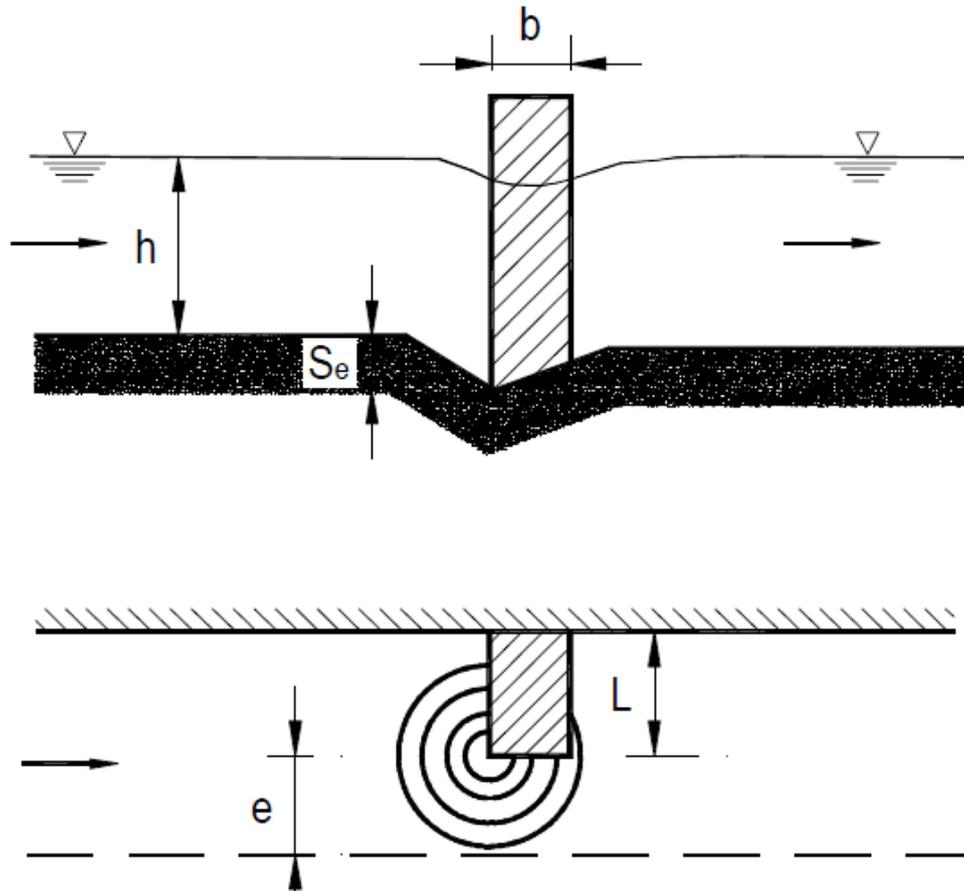


GRÁFICO 7_18

SOCAVACIÓN AL PIE DE VERTEDEROS ESQUEMA

DE DEFINICIÓN DE VARIABLES

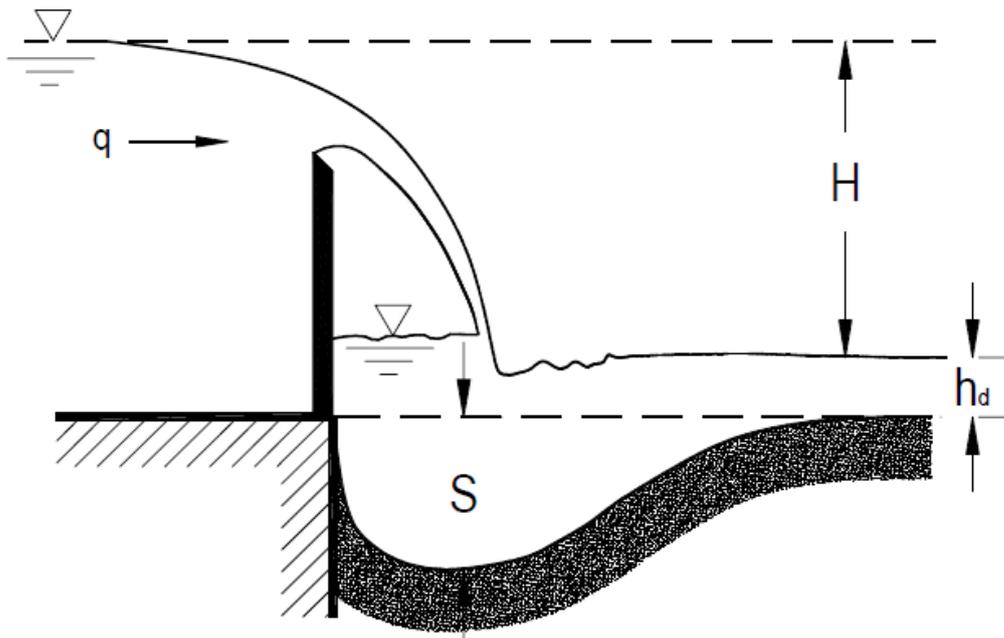
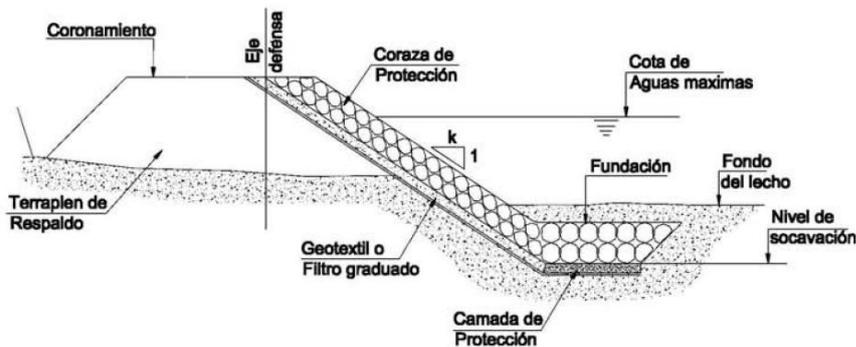
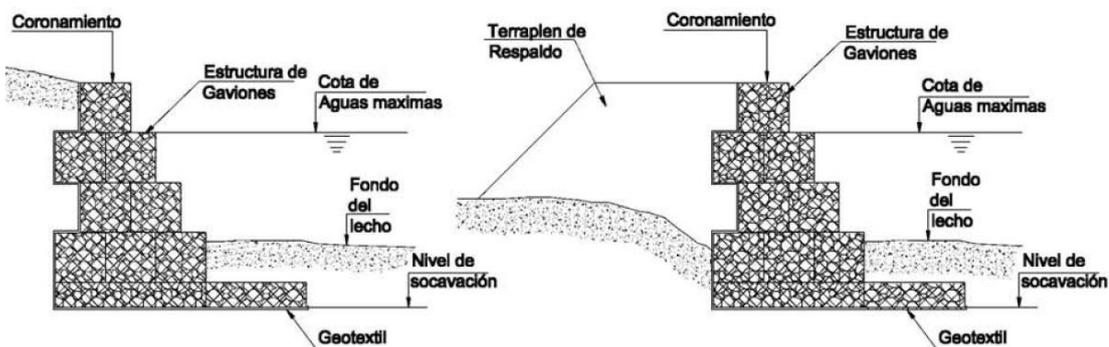


GRÁFICO 8_1 TIPOS DE DEFENSAS LONGITUDINALES

a) DEFENSA LONGITUDINAL DE ENROCADO



b) DEFENSA LONGITUDINAL DE GAVIONES



c) DEFENSA LONGITUDINAL IMPERMEABLE

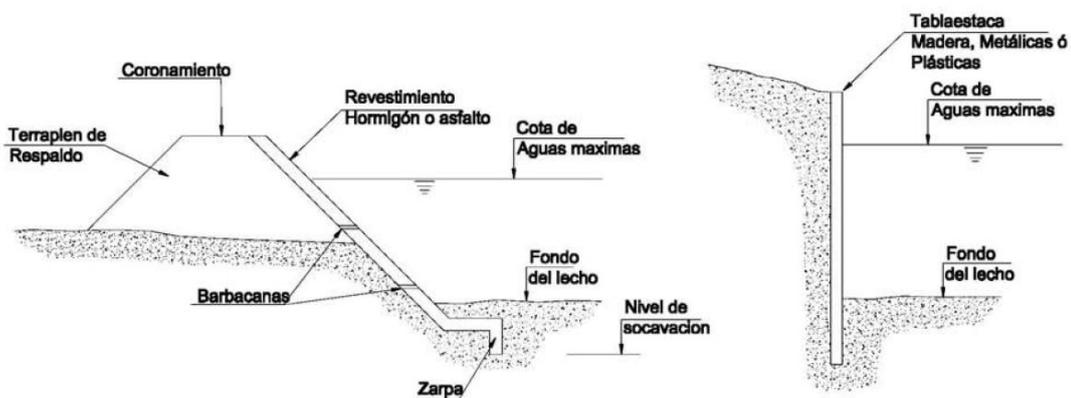
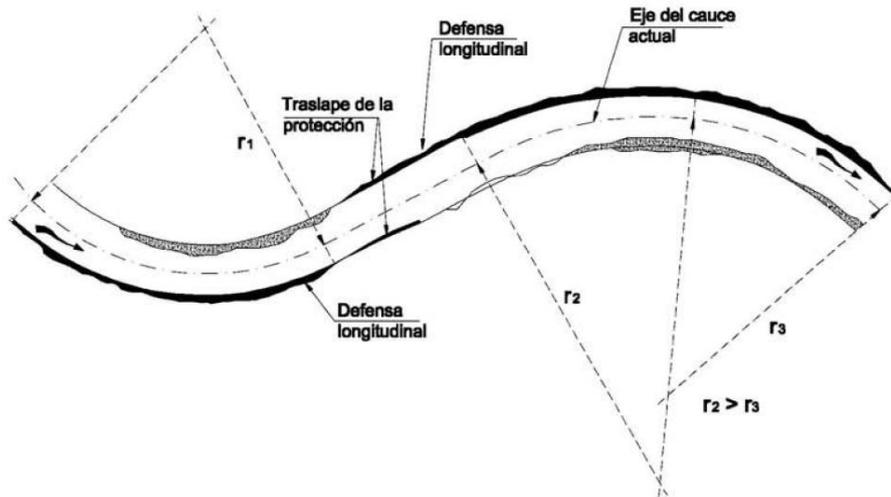


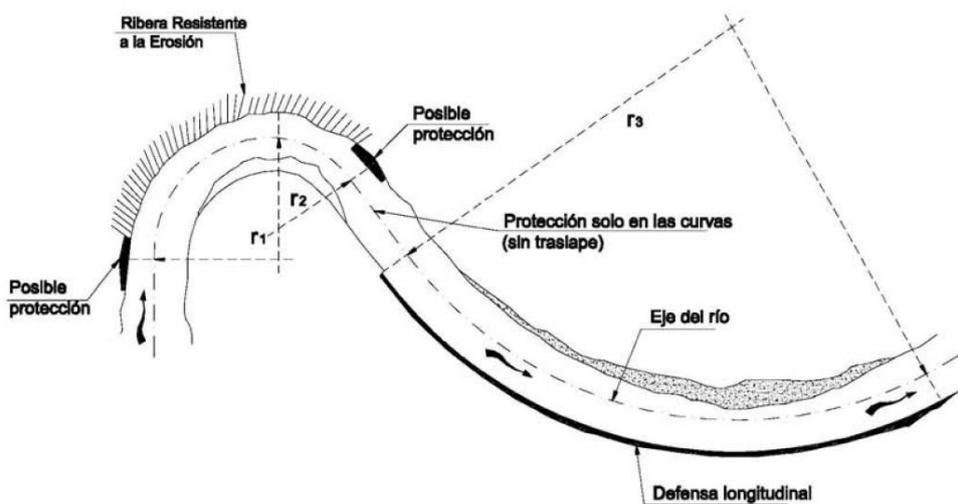
GRÁFICO 8_2 DISPOSICIÓN TÍPICA DE LAS DEFENSAS LONGITUDINALES PARA FIJAR EL CAUCE

Fig. a) DEFENSAS LONGITUDINALES CORRIDAS EN CURVA Y CONTRA CURVA



NOTA:
La defensa longitudinal debe ser paralela al eje del río

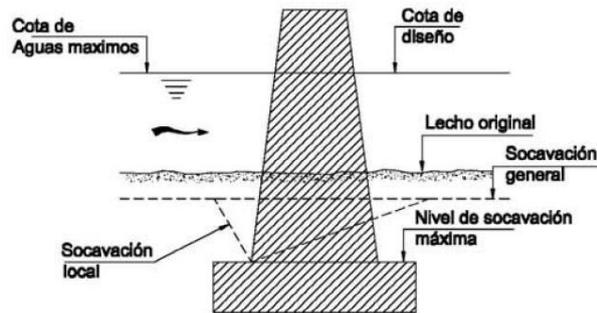
Fig. b) DEFENSAS LONGITUDINALES EN PUNTOS LOCALIZADOS EN CURVA Y CORRIDAS EN CONTRA CURVA



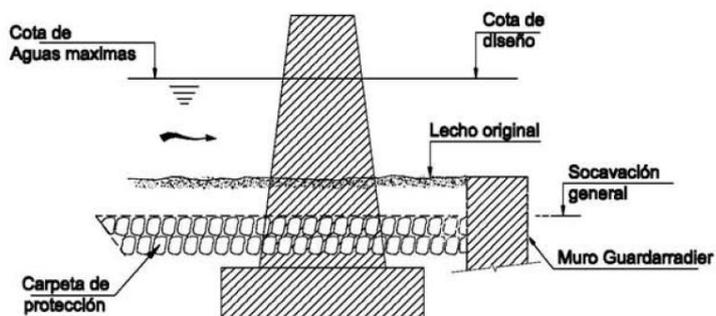
NOTA: Si la ribera es resistente no requiere protección.

GRÁFICO 8_3 SOLUCIONES POSIBLES PARA ATENUAR EFECTOS DE SOCAVACIÓN EN PILAS 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

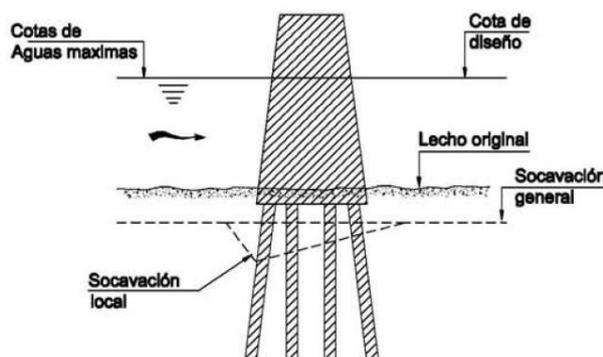
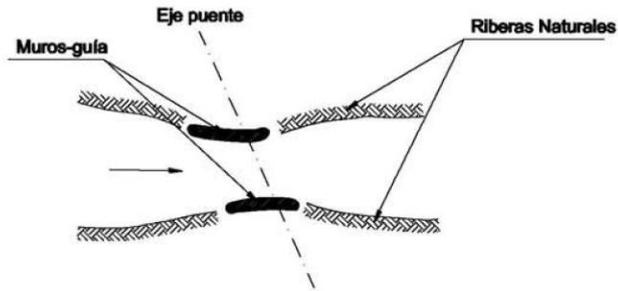
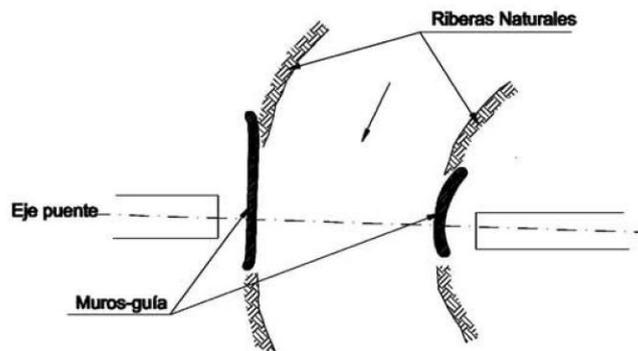


GRÁFICO 8_4 SOLUCIONES POSIBLES PARA ATENUAR EFECTOS DE SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES

a) MUROS-GUIA EN CRUCE OBLICUO



b) COMBINACION DE MUROS-GUIA RECTO Y CURVO



c) USO DE MUROS-GUIA PARA ESTABILIZAR AVANCE DE MEANDROS

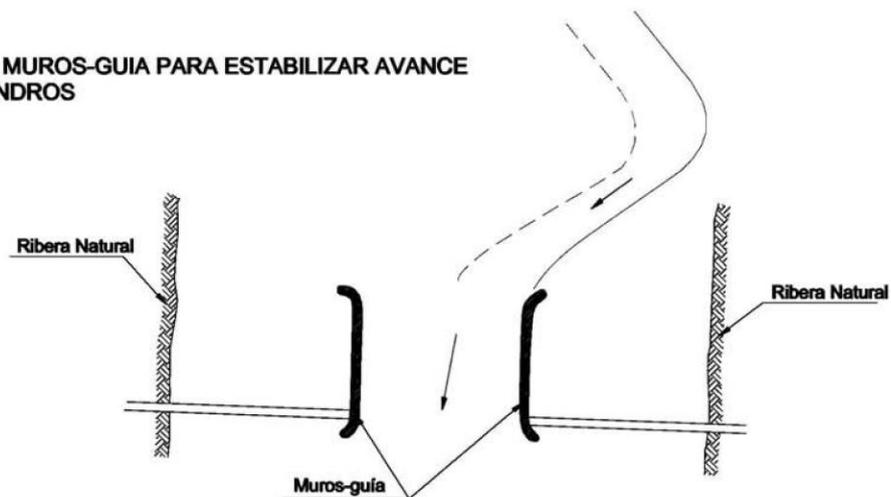


GRÁFICO 8_5 a

TRAZADO DEL EJE DEL RÍO Y LÍNEAS EXTREMAS DE DEFENSA EN UNA RECTIFICACIÓN DE CAUCE

Fig. a) TRAZADO DEL EJE DEL RIO Y LINEAS EXTREMAS DE DEFENSA EN UNA RECTIFICACION DE CAUCE

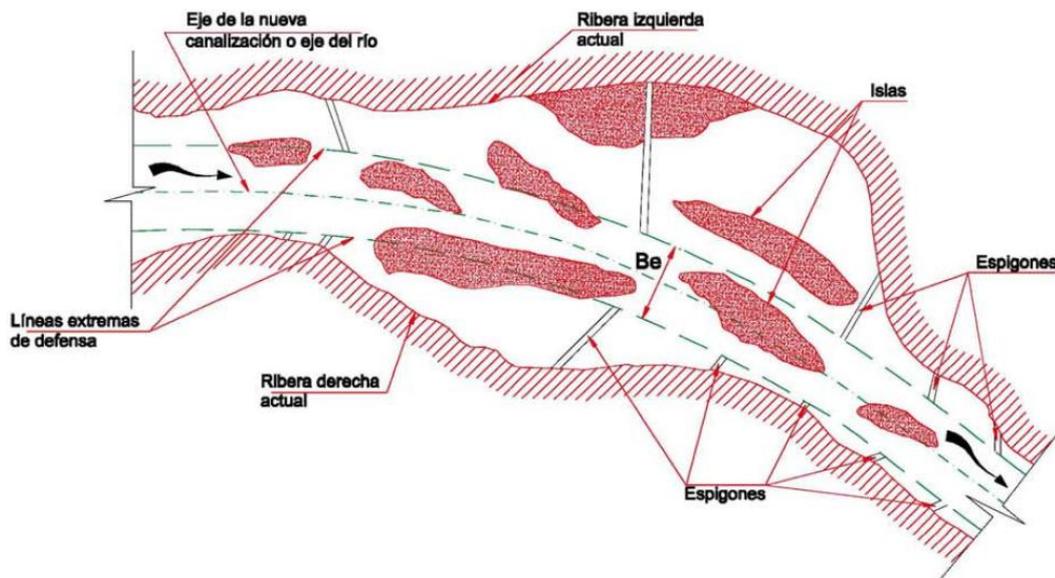


Fig. b) TRAZADO DEL EJE DEL RIO Y LINEAS EXTREMAS DE DEFENSA PARA PROTEGER RIBERAS SENSIBLEMENTE PARALELAS AL EJE DEL RIO

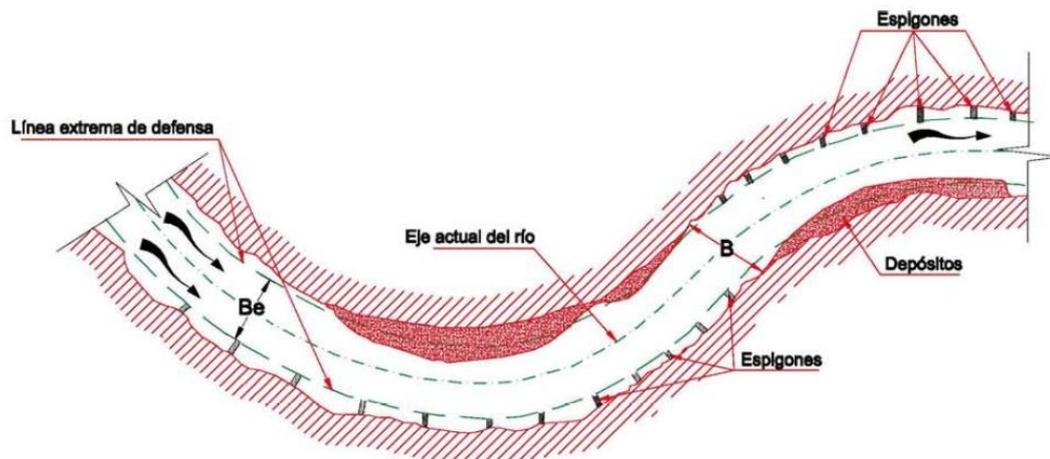


GRÁFICO 8_5 b

TRAZADO DEL EJE DEL RÍO Y RADIOS DE CURVATURA

Fig. c) TRAZADO DEL EJE DE UN RIO

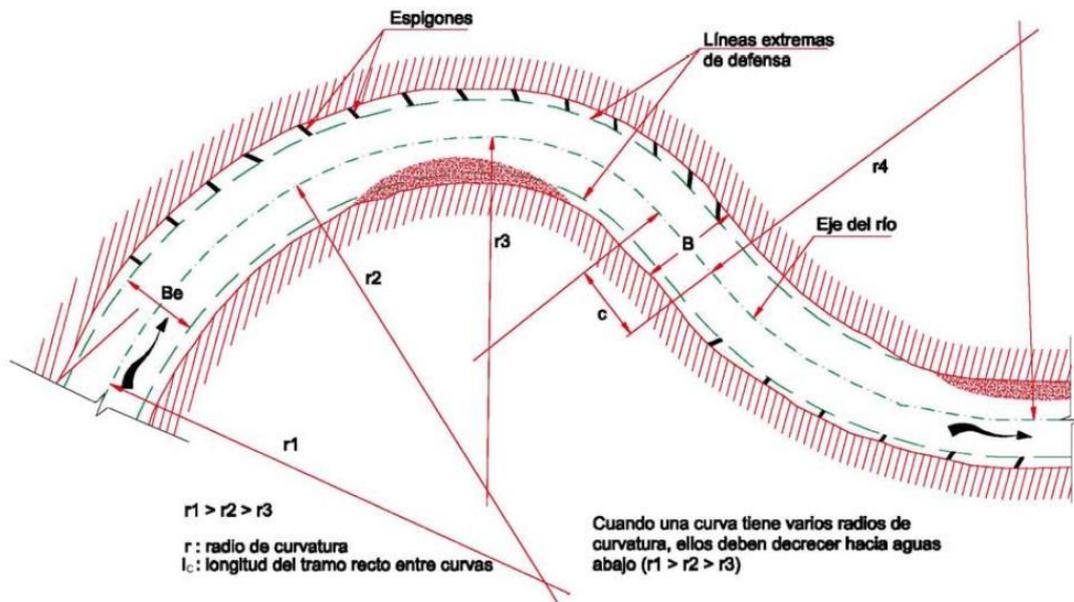


Fig. d) EJE DEL RIO Y RADIOS DE CURVATURA

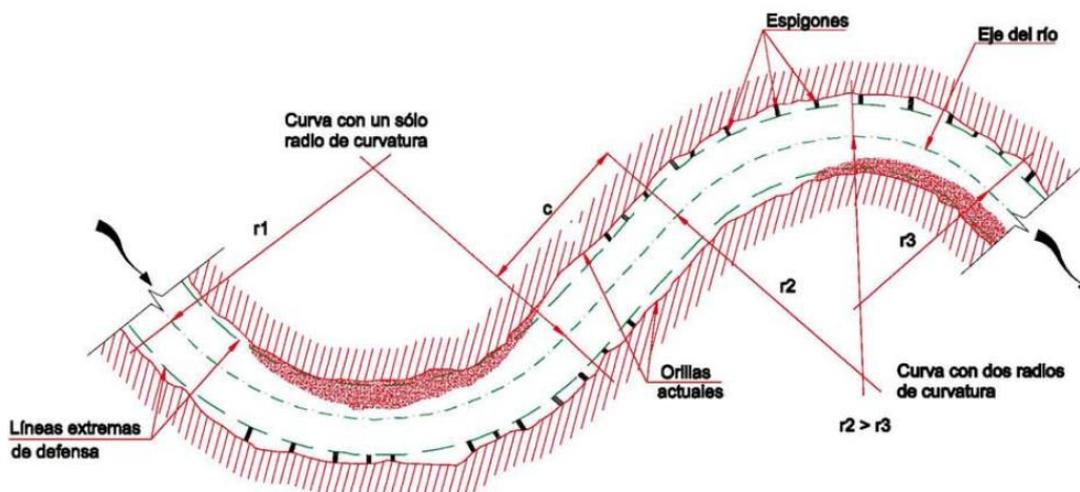
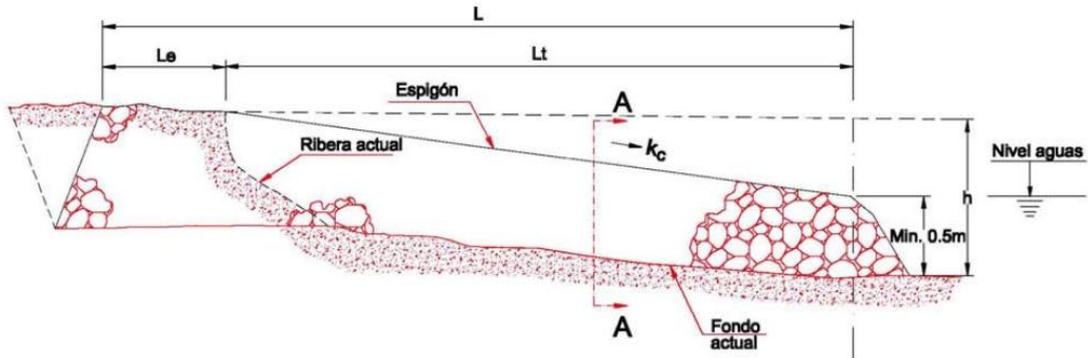
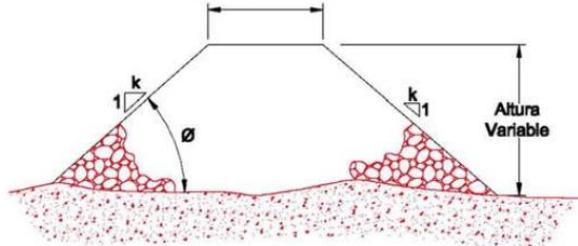


GRÁFICO 8_6 ESPIGÓN EMPOTRADO EN LA RIBERA

a) VISTA LATERAL



SECCION TRANSVERSAL A-A Ancho del coronamiento



b) PLANTA

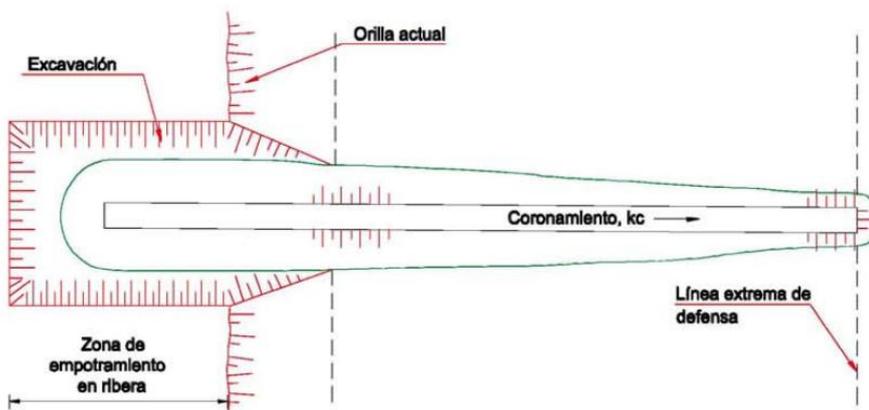
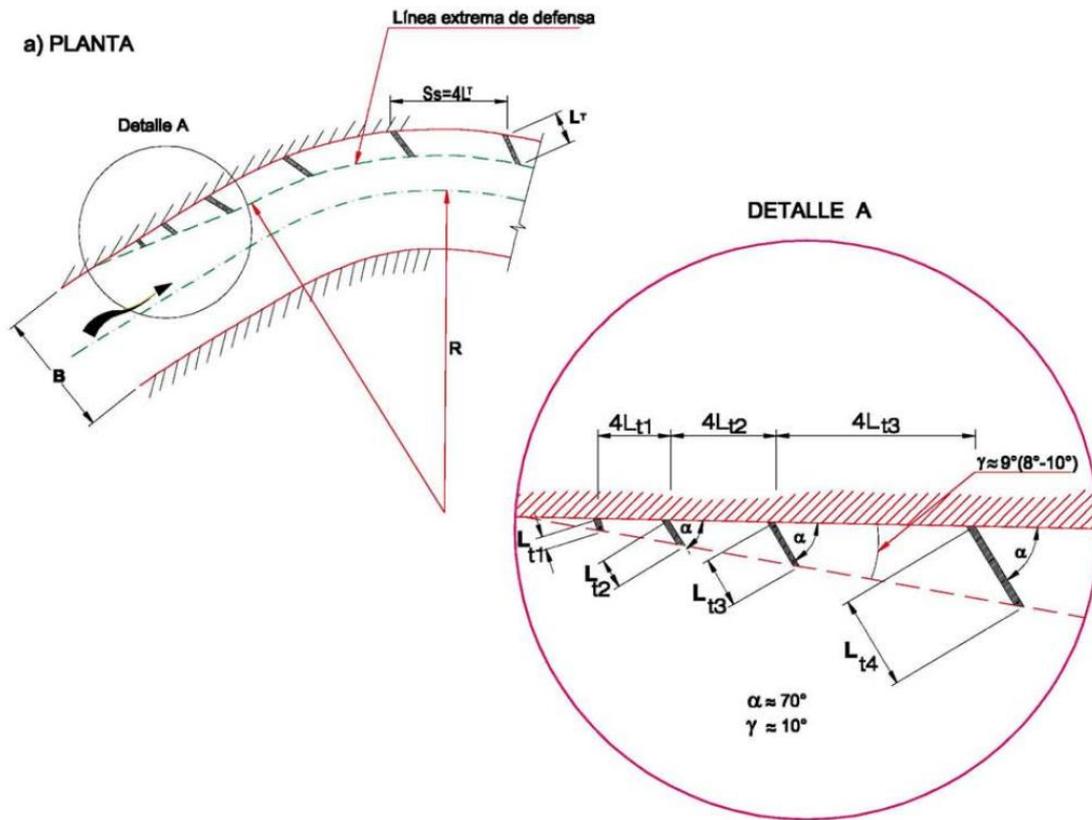
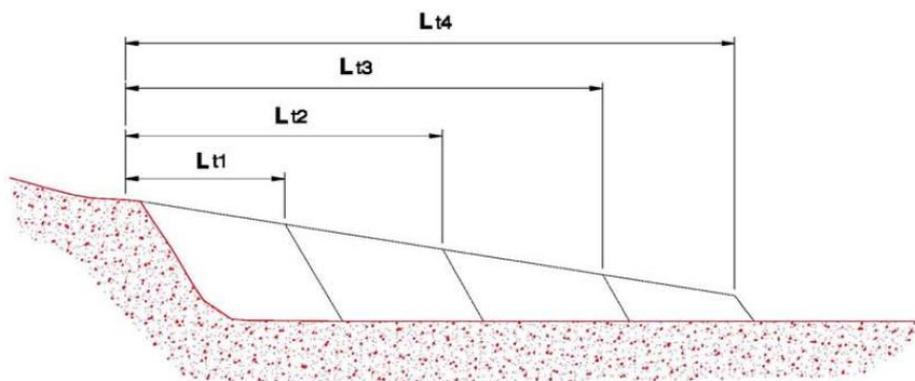


GRÁFICO 8_7 DISEÑO DE LOS PRIMEROS ESPIGONES EN UNA OBRA DE PROTECCIÓN



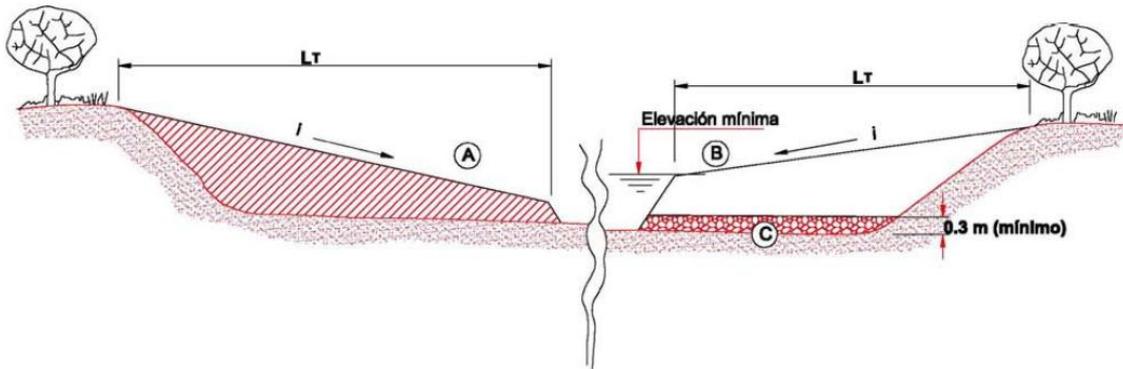
b) VISTA LATERAL



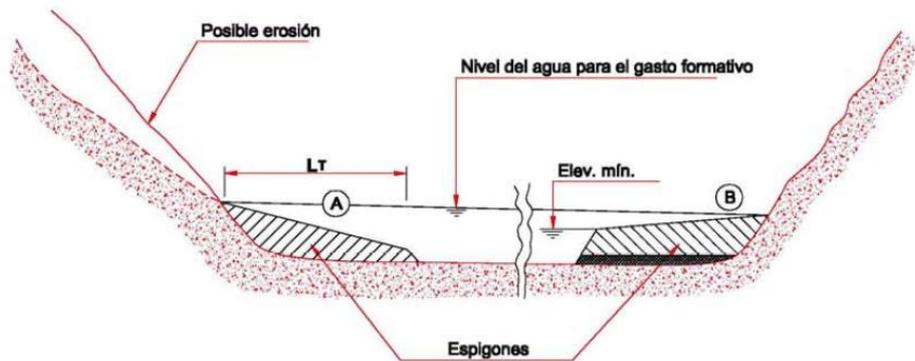
NOTA:
El coronamiento de todos los espigones debe tener la misma pendiente longitudinal

GRÁFICO 8_8 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPIGONES EN FUNCIÓN DE LAS ALTURAS DE LAS RIBERAS

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

GRÁFICO 8_9

RECOMENDACIONES PARA EVITAR SOCAVACIÓN LOCAL DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN ESPIGÓN

Fig. a) SOCAVACION LOCAL DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN ESPIGON

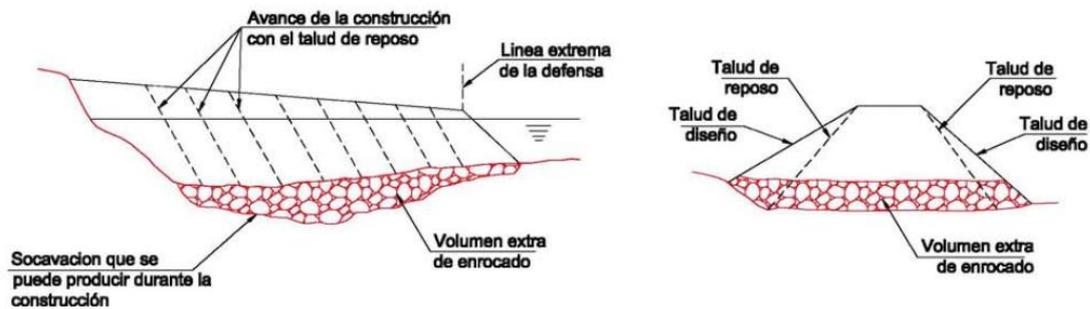


Fig. b) FORMA DE EVITAR LA SOCAVACION DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN ESPIGON

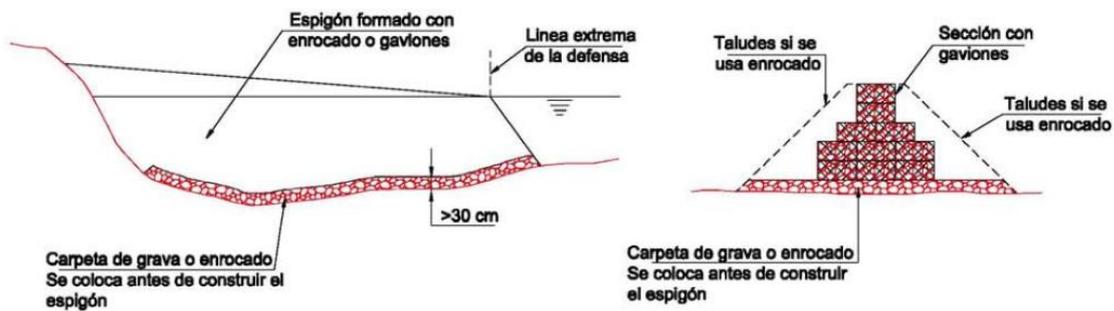
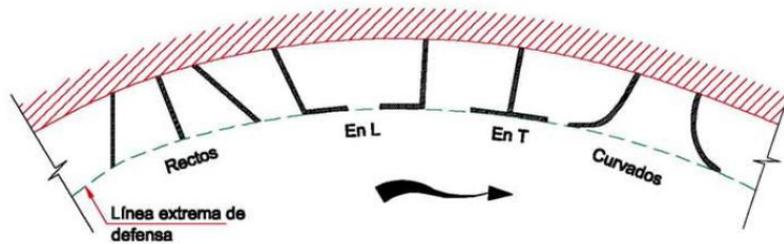
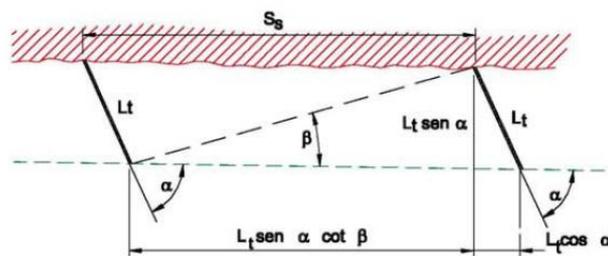


GRÁFICO 8_10 RECOMENDACIONES PARA LA FORMA Y ESPACIAMIENTO

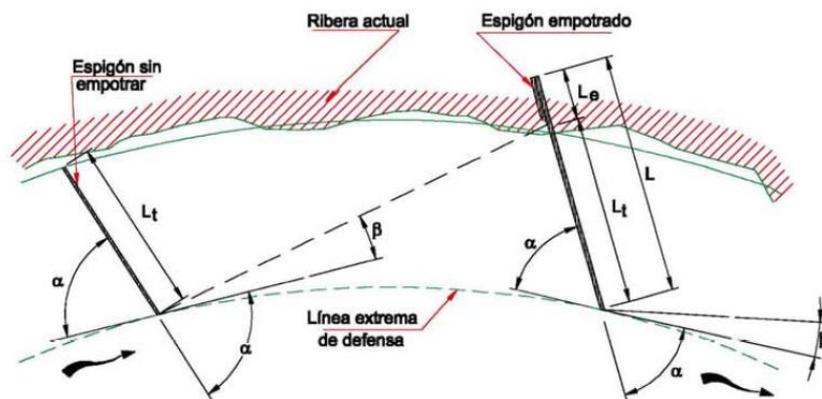
a) FORMA EN PLANTA DE LOS ESPIGONES



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

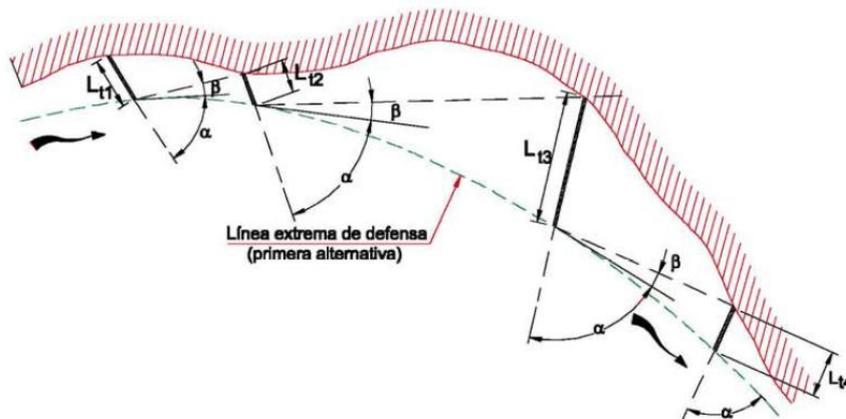
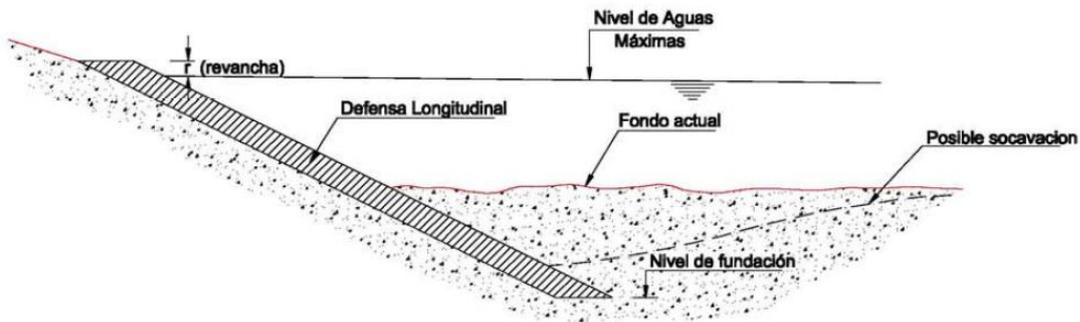


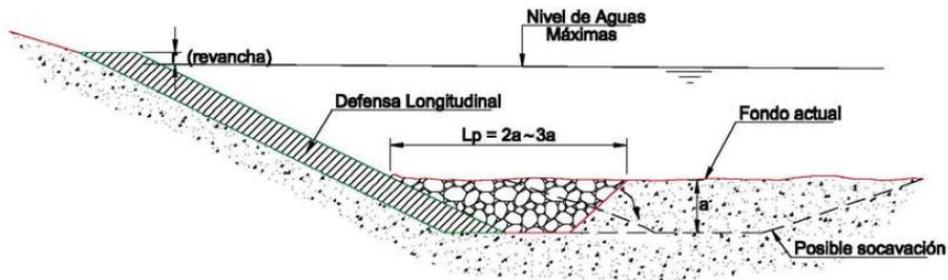
GRÁFICO 8_11

FORMAS DE DEFENDER UNA DEFENSA LONGITUDINAL CONTRA SOCAVACIÓN

a) DEFENSA FUNDADA A UN NIVEL INFERIOR AL DE SOCAVACION



b) FUNDACION RELLENA CON ENROCADO



c) FUNDACION PARA UNA DEFENSA DE ENROCADOS

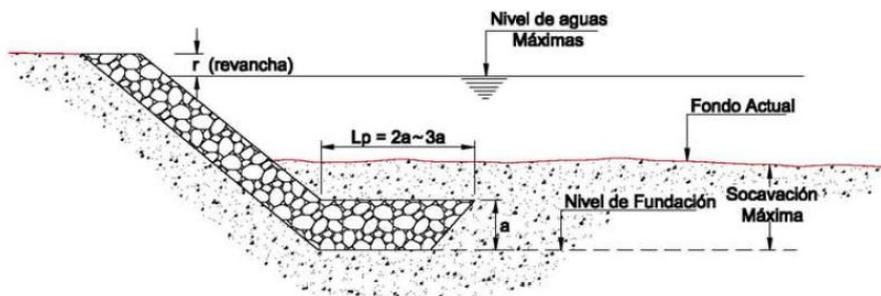


GRÁFICO 8_12 ÁNGULO DE REPOSO PARA MATERIAL NO COHESIVO COLOCADO POR VOLTEO

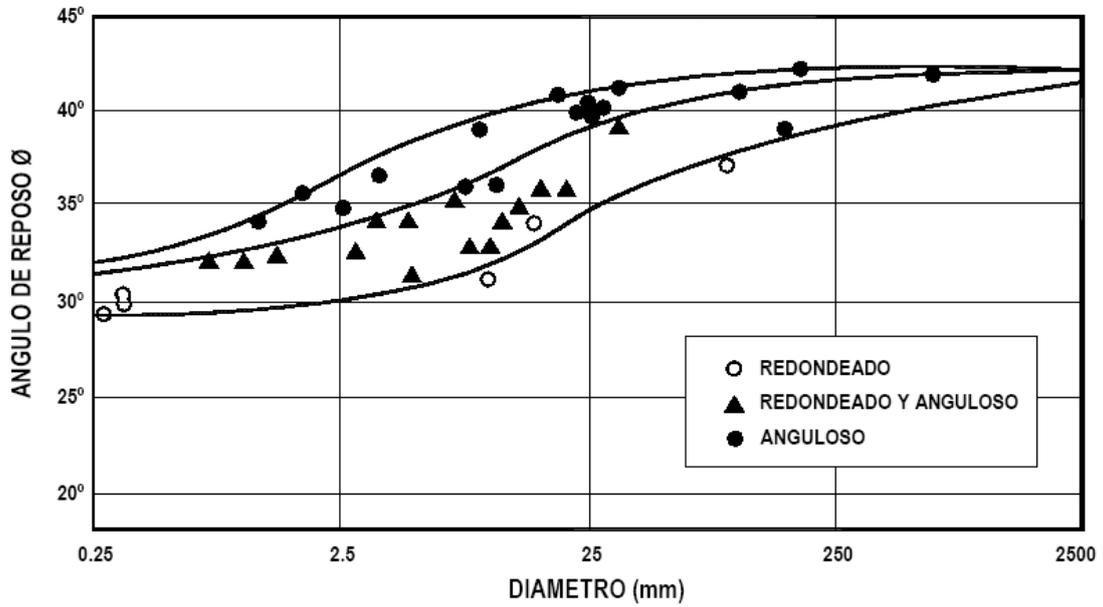
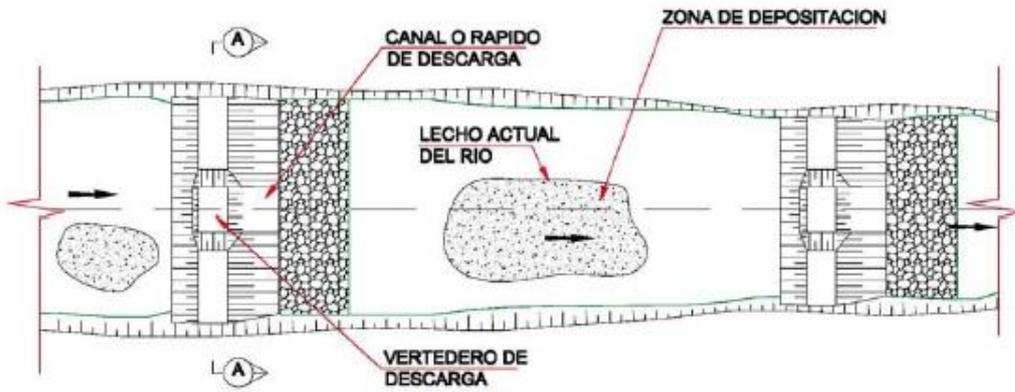


GRÁFICO 8_13 BARRERA DE DETENCIÓN

PLANTA



SECCION LONGITUDINAL



CORTE A-A

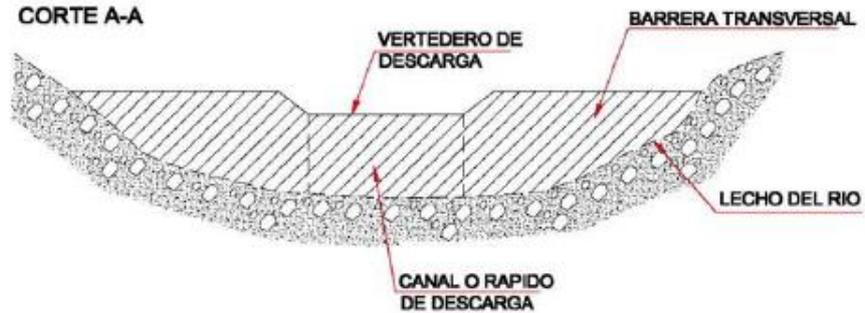
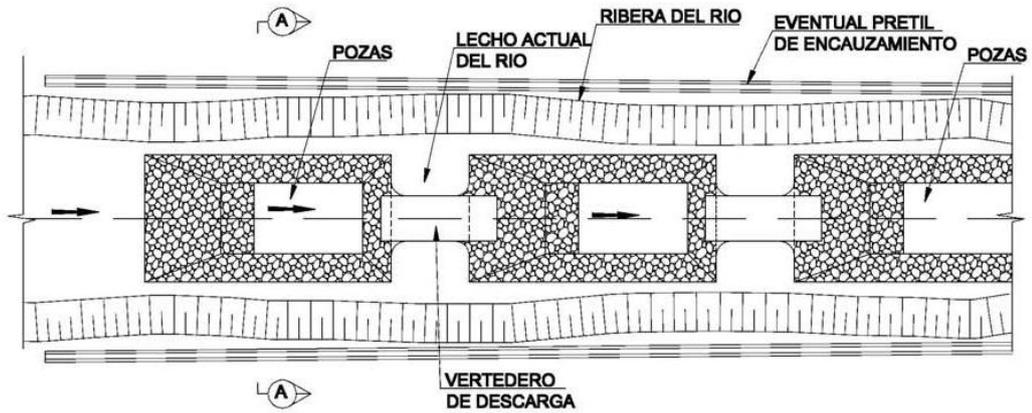
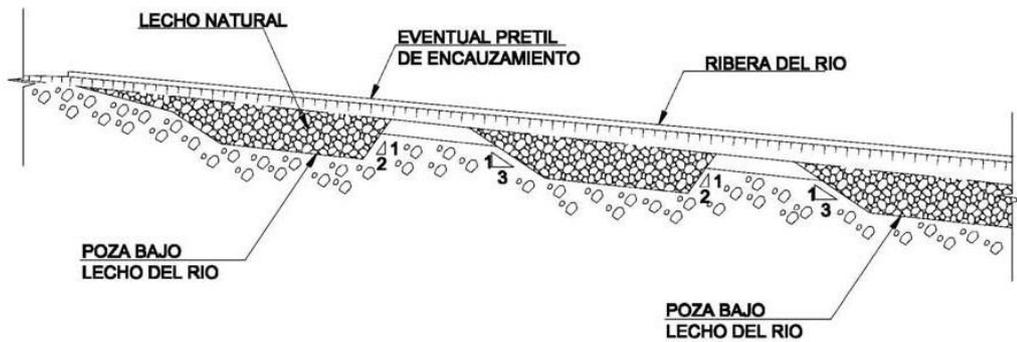


GRÁFICO 8_14 POZA DE DECANTACION BAJO EL CAUCE

PLANTA



SECCION LONGITUDINAL



CORTE A-A



1. INTRODUCCIÓN

Este documento está orientado a servir de guía general para el uso básico del programa HEC-RAS versión 4.0, y la extensión HEC-GeoRAS en su versión 3.1.1 para ArcView 3.2, en diseño hidráulico de canales, alcantarillas y puentes.

2. DESARROLLO DE UN MODELO HIDRÁULICO

Para desarrollar el modelo hidráulico de un cauce, canal o río, deben completarse los siguientes pasos:

- 1 Crear un proyecto nuevo.
- 2 Introducir los datos geométricos.
- 3 Introducir los datos hidráulicos: caudal y condiciones de contorno.

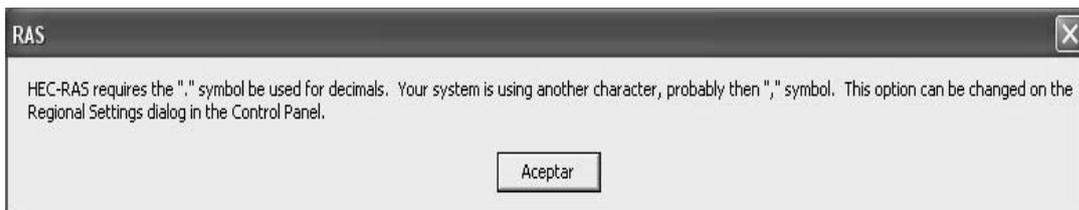
Crear un plan seleccionando una geometría y unos datos hidráulicos y ejecutar la simulación.

- 4 Ver los resultados.

3. EJECUTAR EL PROGRAMA

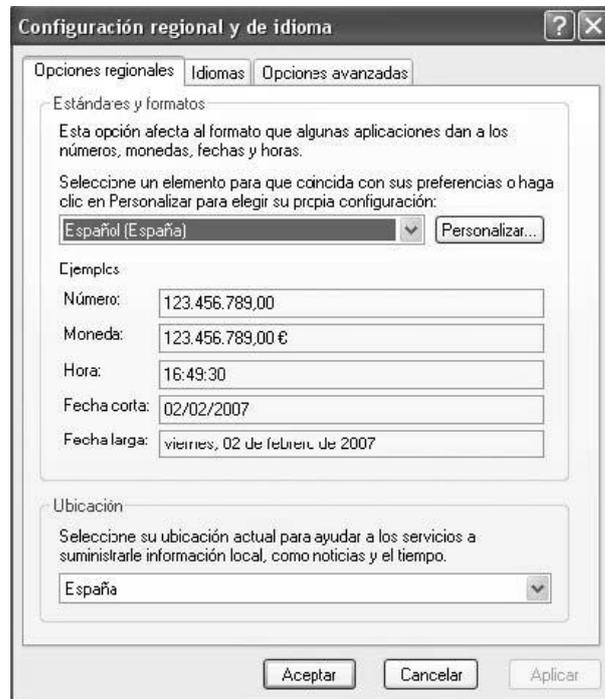
Al ejecutar el programa, es posible que aparezca la siguiente ventana:

Lo cual significa que la configuración regional de nuestro ordenador tiene la coma como separador de decimales y el punto como separador de miles. HEC-RAS 4.0, trabaja sólo con la configuración americana, por lo cual hay que cambiarla antes de continuar.

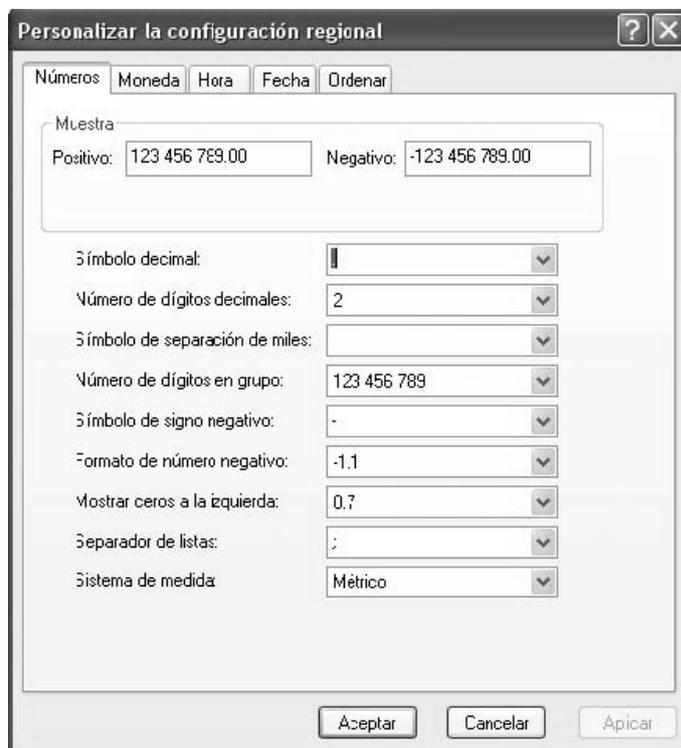


CAMBIAR LA CONFIGURACIÓN REGIONAL

- **Seleccionar Inicio/Panel de Control/Configuración regional y de idioma.**

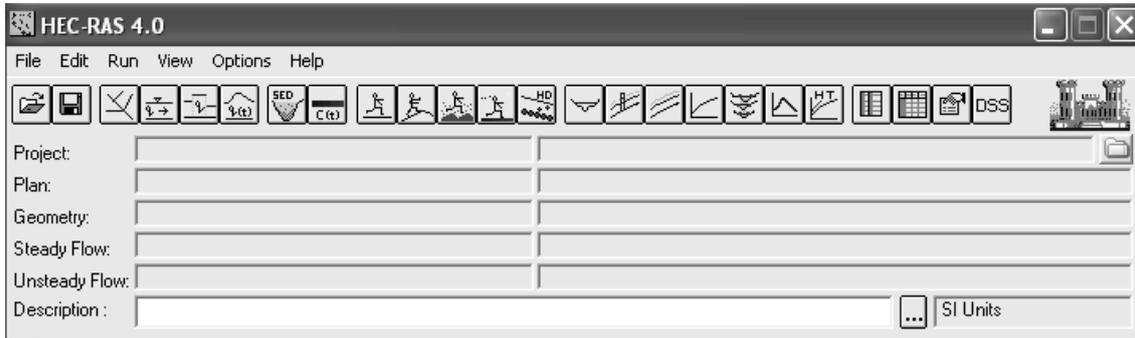


Seleccionar Personalizar.



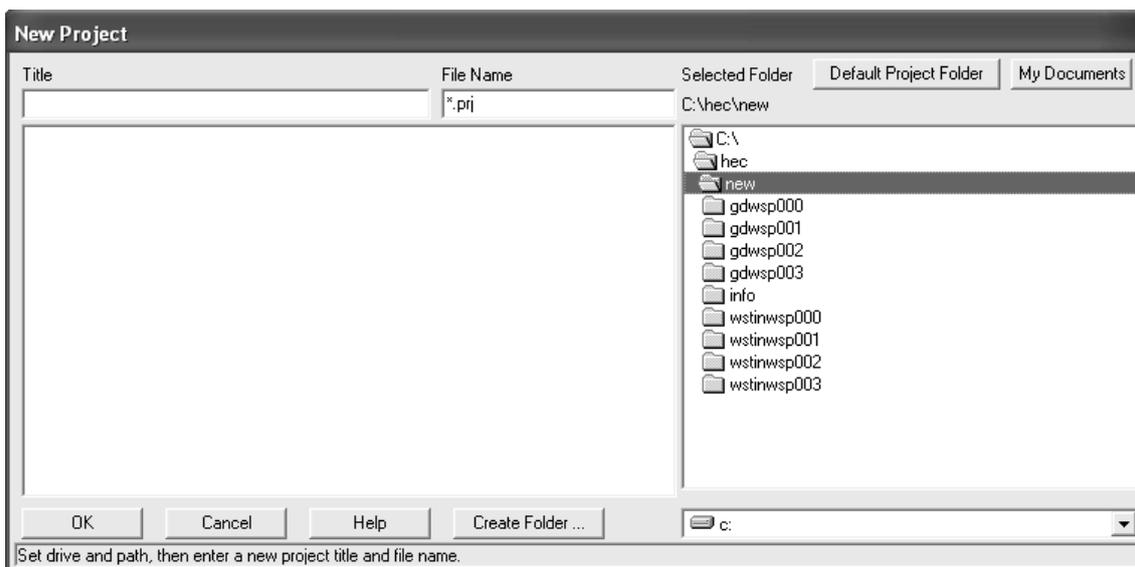
En la pestaña “Números”, en “Símbolo decimal”, cambiar la coma por el punto y en “Símbolo de separación de miles”, reemplazar el punto por un espacio. Hacer lo mismo en la pestaña “Moneda”.

Una vez solucionado el problema con la configuración regional, aparecerá la pantalla principal del programa.

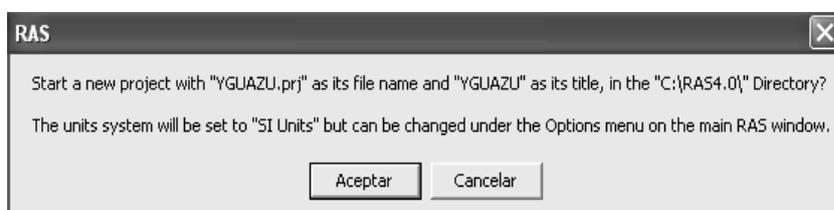


4. COMENZAR UN PROYECTO NUEVO

Para comenzar a trabajar es necesario crear un proyecto nuevo, seleccionando **File/New Project**.

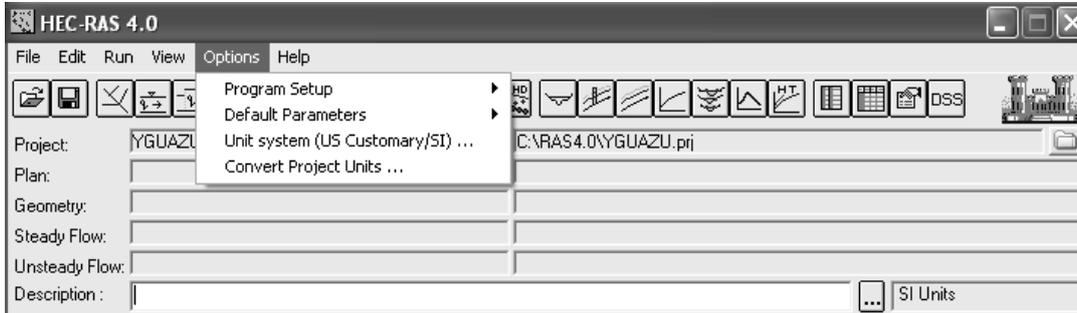


- Creamos o seleccionamos una carpeta donde crear nuestro nuevo proyecto y lo creamos colocando un nombre en "Title" y un nombre en "File Name", con la extensión .prj.
- OK para aceptar.
- Aparecerá una ventana que nos pregunta si queremos crear un proyecto con el nombre y título dados. Nos avisa que por defecto el proyecto está configurado para trabajar con unidades inglesas.
- Aceptamos.

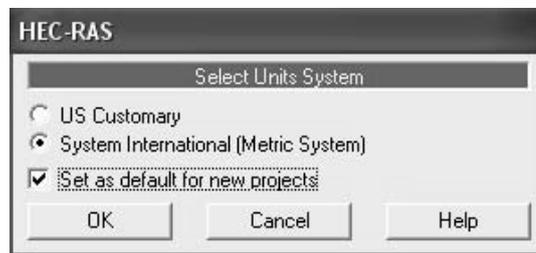


Cambiar el sistema de unidades

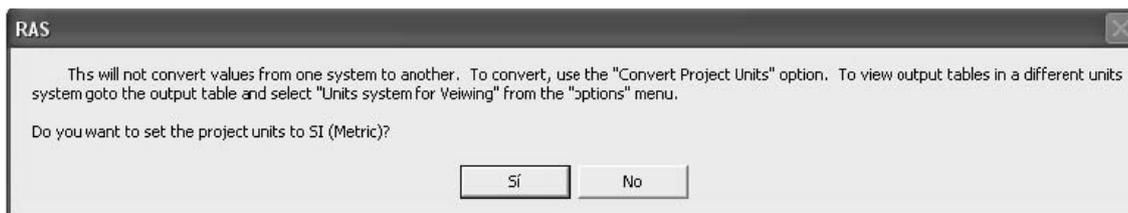
- Seleccionamos Options/Unit system (US Customary/SI).



Aparecerá la ventana:



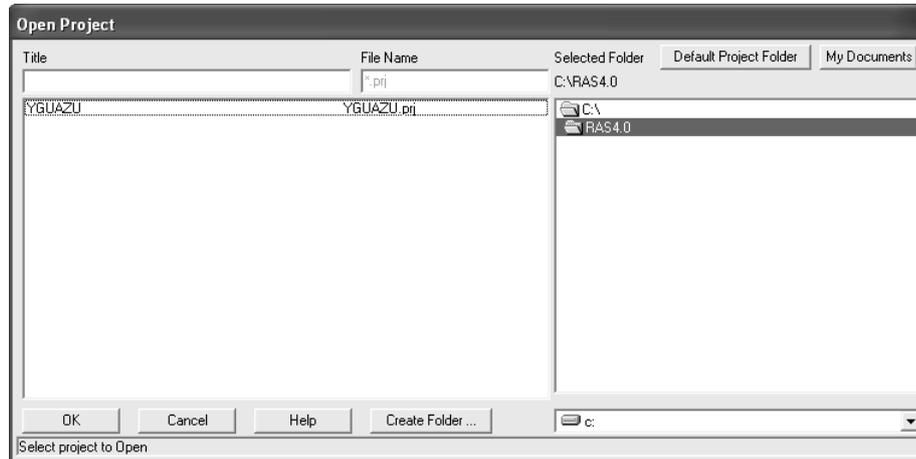
- Seleccionar la opción System Internacional (Metric System).
- Si seleccionamos también "Set as default for new projects", todos los nuevos proyectos que se creen serán con unidades del sistema internacional.
- OK para aceptar.



Nos avisa que esa opción sólo configura el sistema de unidades pero **NO CONVIERTE** las unidades de un proyecto abierto.

5. Abrir un Proyecto Existente

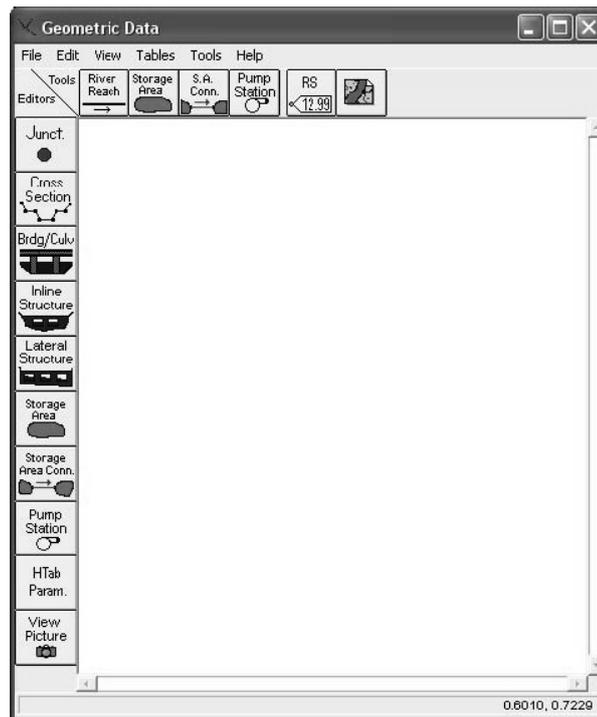
- Seleccionar File/Open Project.



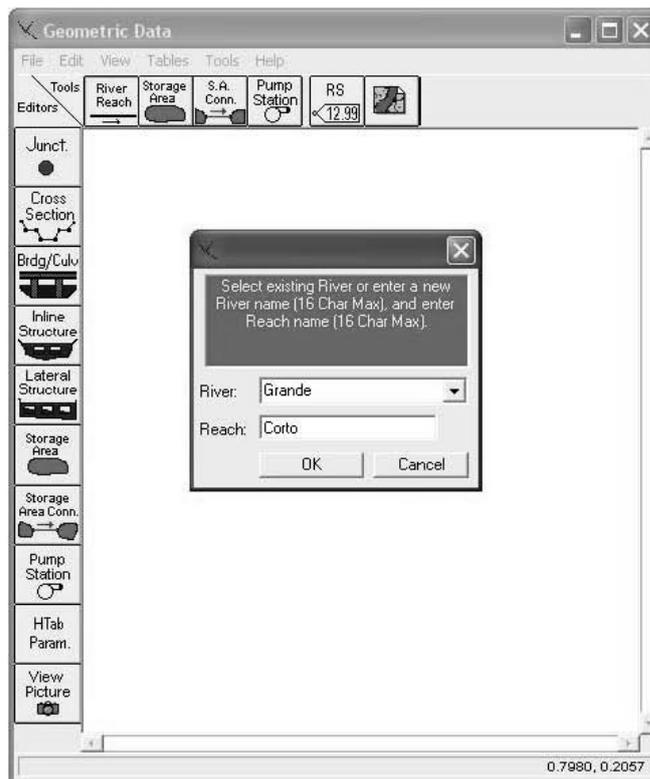
Desde esta ventana podemos navegar por el ordenador hasta encontrar el fichero del proyecto que deseamos abrir.

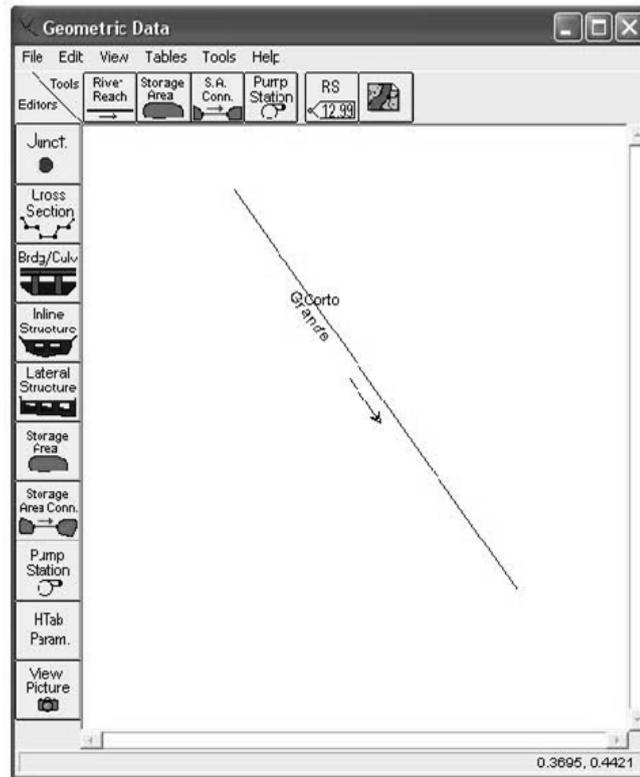
6. Introducir datos geométricos. Crear el tramo

- Seleccionar Edit/Geometric Data o bien el icono. 



- Para comenzar a trabajar, es necesario crear en esta ventana el esquema del río o cauce de tramo a tramo.
- Para ello activar el icono “River Reach” dentro de la ventana “Geometric Data”.
- El puntero del ratón se convertirá en un lápiz. Dibujar un tramo de cauce, haciendo clic en un punto para definir el extremo de aguas arriba y dos clics en otro punto para definir el extremo de aguas abajo del tramo.
- También podemos hacer quiebres en el esquema, definiendo puntos intermedios con un solo clic del ratón. Recordar que aunque dibujemos una curva en nuestro esquema, el programa calcula siempre flujo 1-D.
- Cuando definamos el extremo de aguas abajo aparece una ventana donde debemos introducir el nombre del río (hasta 32 caracteres) y el nombre del tramo (hasta 12 caracteres).
- OK para aceptar.

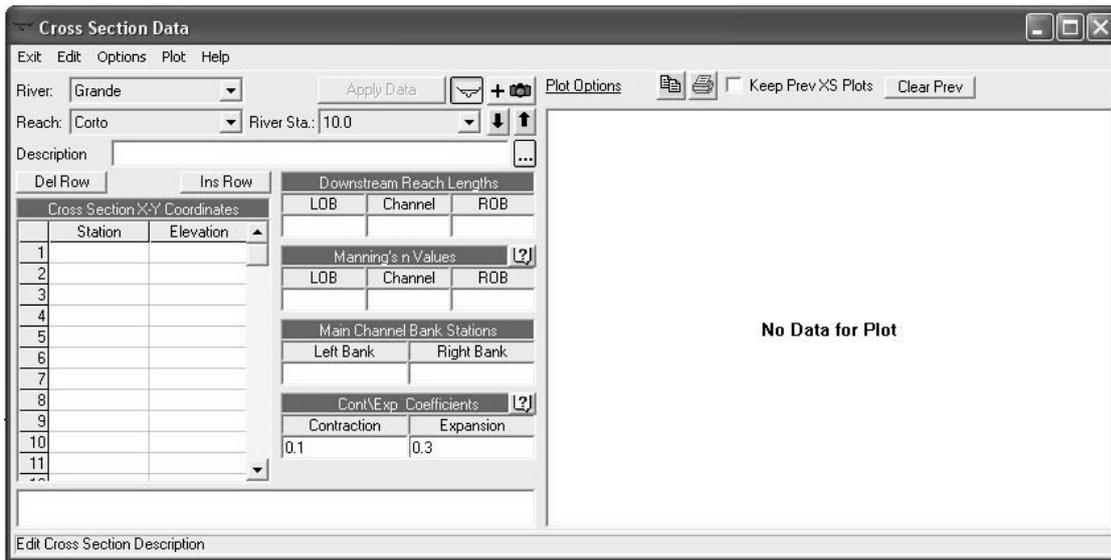




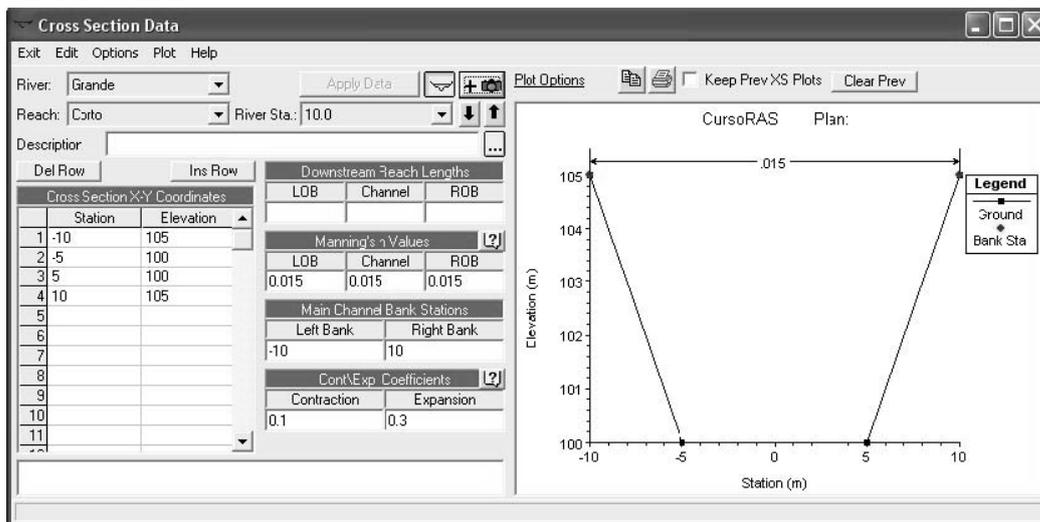
INTRODUCIR DATOS DE SECCIONES TRANSVERSALES

- En la ventana “Geometric Data” seleccionar el icono “Cross Section”.
- Aparecerá una ventana con un espacio en blanco.
- Para introducir la primera sección transversal, seleccionar Options/Add a new Cross Section.
- Aparecerá una ventana pidiendo un identificador para la sección transversal.
- Introducir un número que representará su posición relativa con respecto a las demás secciones.

Se recomienda que sea un punto kilométrico o una referencia fácilmente reconocible en un mapa. El orden como se ordenan las secciones es aguas arriba las que tienen número mayor y aguas abajo las que tienen número menor.



- Si se desea se puede incluir una descripción en el campo “Description”.
- Construir la sección transversal introduciendo la abscisa en “Station” y la cota en “Elevation”. Si se trata de una sección simétrica, es conveniente considerar el 0 de las abscisas coincidente con el eje del canal.
- Cada vez que cliquemos sobre “Apply Data” los datos serán introducidos y representados en el espacio de la derecha.

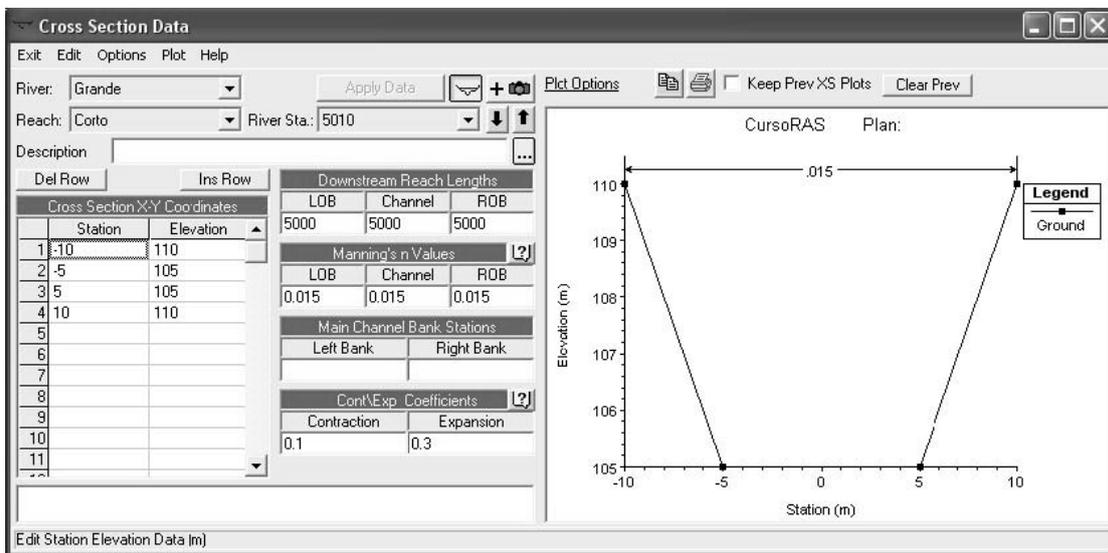


Para crear un canal prismático con una pendiente determinada, podemos copiar la sección que hemos creado y cambiar las cotas o las abscisas (station) en bloque con los comandos. Por ejemplo, supongamos que la sección de aguas arriba está a 5000 m. y como el canal tiene una pendiente de 0,001, se encuentra 5 m. más arriba que la que hemos introducido. Para crear esa sección:

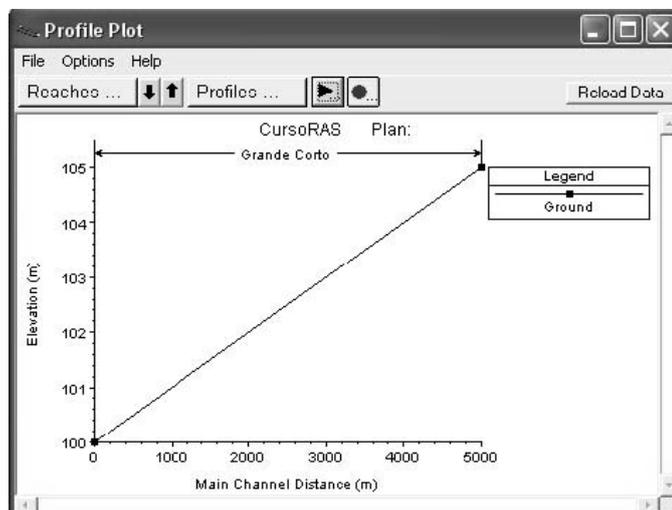
- Seleccionamos Options/Copy Current Cross Section.
- Introducimos el número identificador de la posición relativa de la sección (River Station).
- En “Downstream Reach Lengths” introducimos la distancia hasta la sección de aguas abajo en metros (En este caso, 5000).

Se creará una sección transversal idéntica que la anterior a una distancia de 5000 m. Para aumentar la cota de toda la sección:

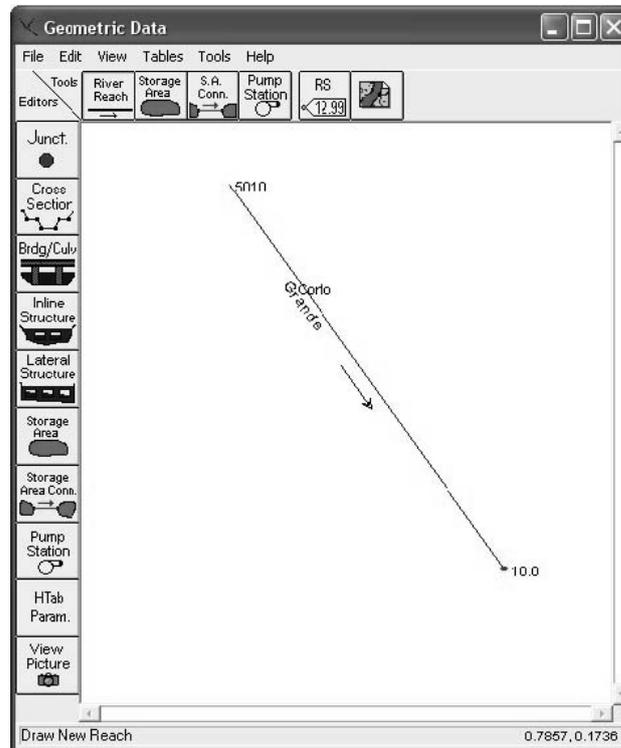
- Seleccionamos Options/Adjust Elevations e introducimos la cantidad en metros que queremos subir o bajar la sección transversal (En este caso, 5).



En cualquier momento de la edición, podemos ver la sección transversal en una ventana aparte seleccionando Plot/Plot Cross Section (in a separate window) y el perfil longitudinal del río seleccionando Plot/Plot Profile.



Una vez hemos introducido por lo menos 2 secciones transversales, aparecerán ambas indicadas en la ventana “Geometric data”.



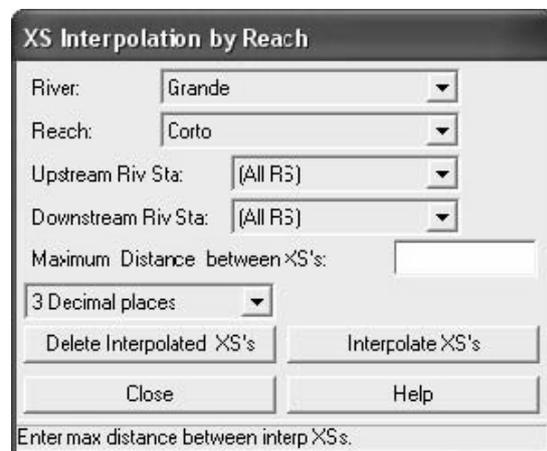
Interpolarse secciones transversales

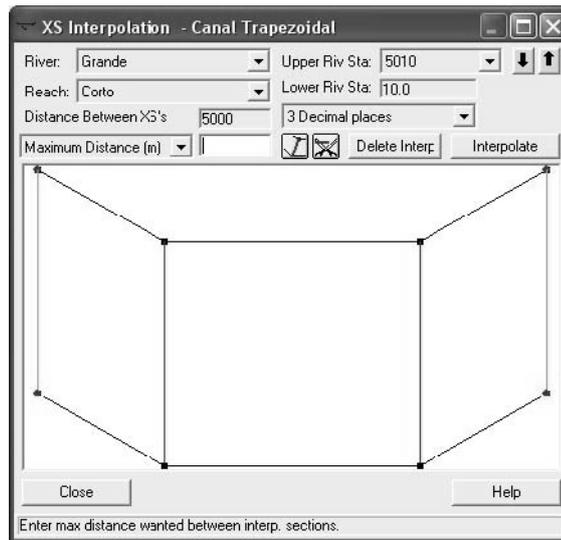
Como deseamos obtener datos de la lámina de agua en este canal prismático cada 50 m, interpolaremos secciones transversales cada esa distancia.

- En la ventana “Geometric Data”, seleccionamos Tools/XS interpolation. Aparecen 2 opciones: “Within a Reach” (dentro de un tramo) y “Between 2 XS’s” (Entre 2 secciones transversales).

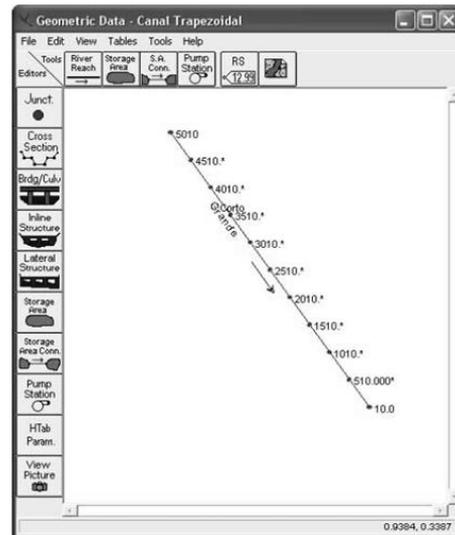
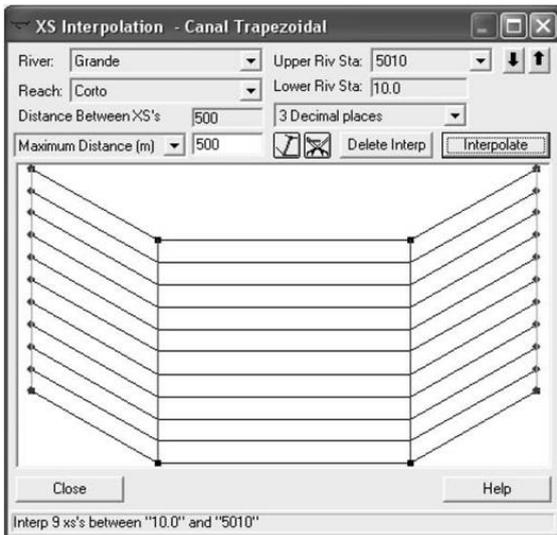
Con la opción “Within a Reach” aparece una ventana donde podemos elegir río (River), tramo (Reach), sección de aguas arriba (Upstream Riv Sta), sección de aguas abajo (Downstream Riv Sta), distancia máxima entre secciones transversales (Maximum distance between XS’s) y elegir el número de decimales a usar en la distancia final entre secciones.

Con la opción “Between 2 XS’s” aparece una ventana con esencialmente las mismas características que la anterior, excepto que esta incluye un dibujo de ambas secciones y unas herramientas   que sirven para crear y eliminar “cuerdas” o líneas auxiliares para controlar la interpolación (Ver opciones avanzadas más adelante).





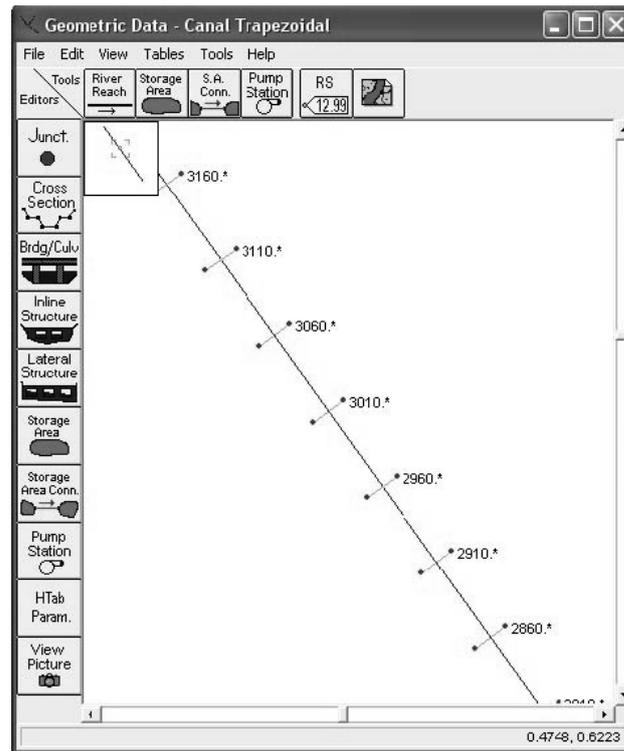
Una vez realizada la interpolación, el aspecto de la ventana de interpolación y de la ventana de datos geométricos es el siguiente:



Cada sección interpolada aparece con un asterisco (*) luego del número de identificación. Todas las características de las secciones se interpolan, incluyendo el coeficiente n de Manning.

En cualquier momento se puede cambiar la interpolación, para lo cual es necesario borrar la anterior seleccionando el icono correspondiente en las ventanas de interpolación.

- Si las secciones que definen nuestro canal están muy juntas como para verlas todas a la vez en la ventana de datos geométricos, podemos hacer un acercamiento, seleccionando View/Zoom in y definiendo a continuación una ventana con el ratón.



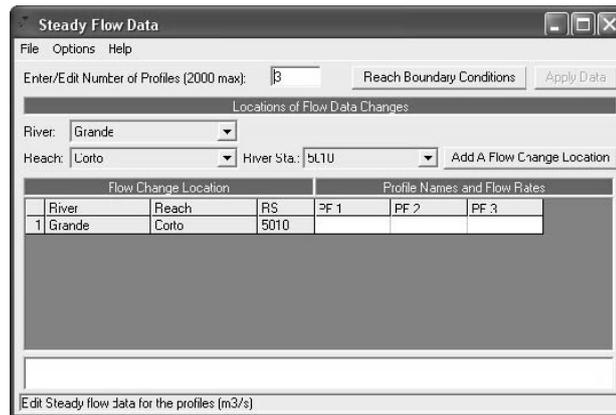
Aparecerá en la esquina superior izquierda un pequeño plano de situación de la zona acercada.

7. Introducir los datos hidráulicos (flujo permanente)

- Seleccionar Edit/Steady Flow Data o el icono 

Aparecerá una ventana que nos permite:

- Definir el número de perfiles (hasta 2000), cada uno de los cuales corresponde a un caudal diferente (Enter/Edit Number of Profiles).
- Definir las condiciones de contorno (Reach Boundary Conditions).
- Introducir cambios en los caudales en determinadas secciones (Add a Flow Change Location). Ya que considera que el caudal no cambia hacia aguas abajo hasta que se encuentra con otro valor en otra sección.
- Definir los caudales de cada perfil en cada sección donde se produce un cambio de caudal (no permite introducir cambios de caudales en secciones interpoladas).



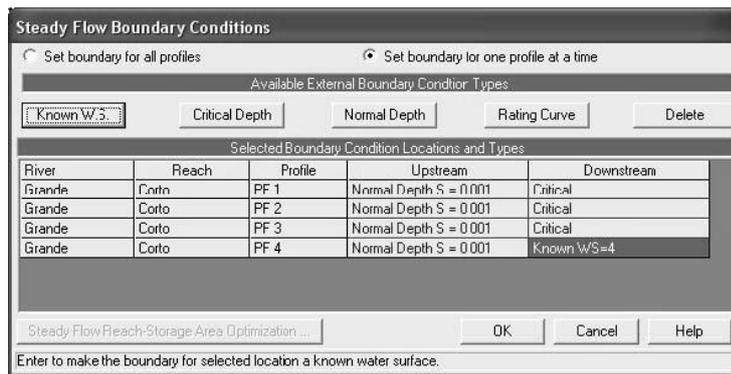
Por ejemplo, en nuestro canal deseamos la lámina de agua para caudales de 100, 200 y 300 m³/s que entran en el extremo de aguas arriba (sección 5010). Las condiciones de contorno son de calado crítico aguas abajo con los 3 caudales, pero también se quiere simular el caudal menor con una condición de contorno de aguas abajo de calado de 4 m. (nivel de agua = 104 m). Las condiciones de contorno de aguas arriba será de calado normal con la pendiente del canal (S = 0,001)

Introducir las condiciones de contorno

Las condiciones de contorno que se admiten son:

- Nivel de agua conocido (Known W.S.): adecuada si se conoce un nivel en alguna sección transversal. Es importante destacar que el programa exige NIVEL, por lo que hay que introducir el calado más la cota más baja de la sección.
- Calado crítico (Critical Depth): adecuada si existe alguna sección de control. En esta opción no se exige ningún dato adicional.
- Calado normal (Normal Depth): adecuada para situaciones donde el flujo se aproxime al uniforme. Exige introducir la pendiente del tramo de influencia.
- Curva de Gasto (Rating Curve): adecuada si existe alguna sección de control con una relación entre calado y caudal fija.
- Seleccionando el icono “Reach Boundary Conditions” aparece la ventana para introducir las condiciones de contorno.

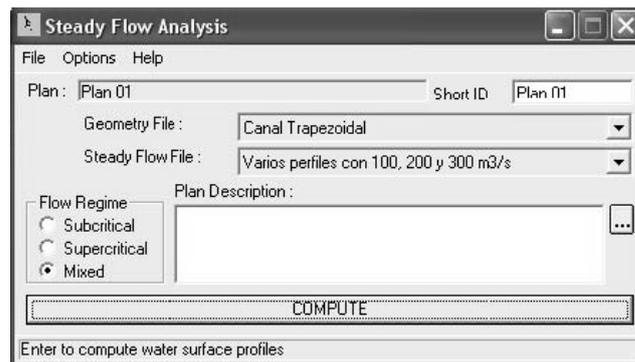
Pueden introducirse condiciones para todos los perfiles a la vez o uno a uno. En este caso, conviene seleccionar la opción de todos los perfiles a la vez (Set boundary for all profiles), completar las condiciones de aguas arriba y aguas abajo y luego seleccionar la opción de un perfil por vez (Set boundary for one profile at a time). Con ello logramos que todos los perfiles tengan las mismas condiciones. Luego cambiamos la de aguas abajo sólo del perfil 4 para adaptarla a nuestros requisitos (nivel conocido igual a 104 m).



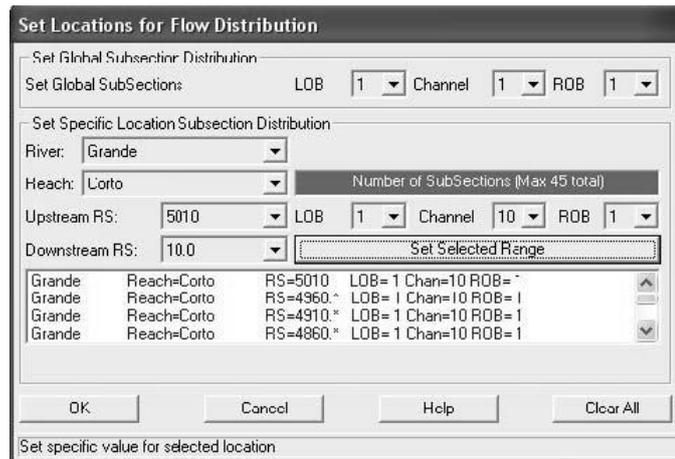
8. Crear un plan y ejecutar una simulación (flujo permanente)

Para realizar una simulación hidráulica del cauce es necesario crear un plan que incorpore un fichero de datos de geometría y otro de datos hidráulicos.

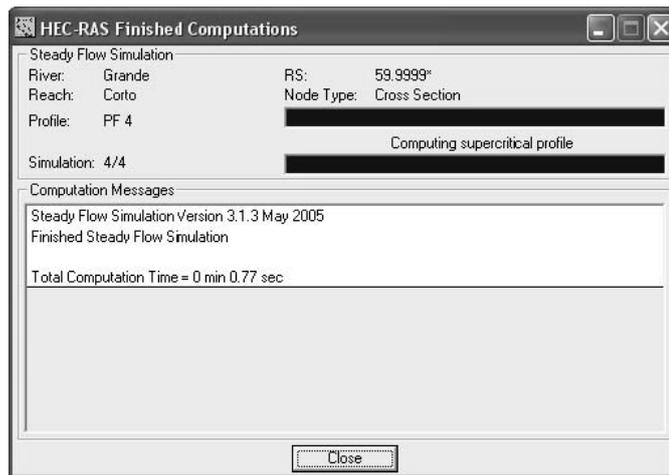
- Para ello, seleccionamos Run/Steady Flow Analysis o bien el icono.
- Aparecerá una ventana donde podemos introducir un identificador. Si no lo hacemos aparecerá uno por defecto.
- Seleccionamos un fichero de datos geométricos y uno de datos hidráulicos de entre los existentes.
- Seleccionamos el régimen del flujo que se espera encontrar (Subcrítico, Supercrítico o Mixto). Si no estamos seguros se recomienda usar la opción "Mixed", pero debemos tener en cuenta que esta opción exige condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo.
- Ejecutamos la simulación seleccionando "Compute".



Si deseamos que el programa calcule la distribución de velocidades en horizontal, en la ventana "Steady Flow Analysis" seleccionamos Options/Flow Distribution Locations, donde podemos seleccionar el río (River), el tramo (Reach), desde qué sección hasta qué sección (Upstream RS y Downstream RS) y el número de sub-secciones donde el programa debe calcular la velocidad media. Permite seleccionar sub-secciones por separado para la llanura de inundación izquierda (LOB), el cauce principal (Channel) y la llanura derecha (ROB). No olvidemos clicar sobre el icono "Set Selected Range" para agregar las secciones al cálculo.



Una vez ejecutada la simulación correctamente, se mostrará la siguiente ventana:



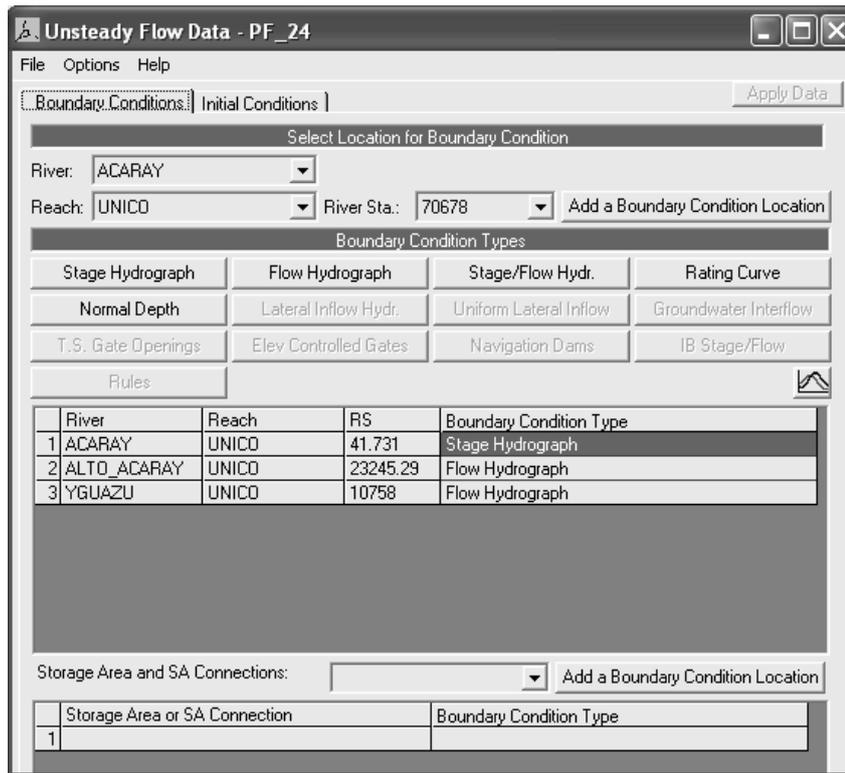
- Seleccionar “Close” para cerrar la ventana.

9. Introducir los datos hidráulicos (flujo no permanente)

- Seleccionar Edit/Enter unsteady Flow Data o el icono 

Aparecerá una ventana que nos permite:

- Definir mediante dos pestañas las condiciones de contorno (Boundary Conditions) y las condiciones iniciales (Initial Conditions).



En ésta ventana el programa lista los ríos que interviene en la simulación.

Por ejemplo, en la simulación de ejemplo intervienen tres ríos, cargando ésta geometría el programa automáticamente tomará ciertos puntos en los cuales se deben definir las condiciones de contorno, toma a la última sección aguas arriba en el trecho inferior y la primera en el trecho superior, junto a la confluencia.

- Pueden introducirse adicionalmente, una condición de contorno local con (Add Boundary Condition Location) en una sección elegida con (River Sta).

Introducir las condiciones de contorno

Las condiciones de contorno que describiremos son:

- Gráfico de crecida (Stage Hydrograph): adecuada si se conoce el nivel en un embalse o reservorio, como en el caso del embalse de la presa Acaray, o de Itaipu y Yacyreta.

Stage Hydrograph

River: ACARAY Reach: UNICO RS: 41.731

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 01JAN2007 Time: 01:00

Fixed Start Time: Date: 01JAN2007 Time: 0:00

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Stage (m)
1	31Dec2006 2400	00:00	184.7
2	01Jan2007 0100	01:00	184.7
3	01Jan2007 0200	02:00	184.7
4	01Jan2007 0300	03:00	184.7
5	01Jan2007 0400	04:00	184.7
6	01Jan2007 0500	05:00	184.7
7	01Jan2007 0600	06:00	184.7
8	01Jan2007 0700	07:00	184.7
9	01Jan2007 0800	08:00	184.7
10	01Jan2007 0900	09:00	184.7
11	01Jan2007 1000	10:00	184.7
12	01Jan2007 1100	11:00	184.7
13	01Jan2007 1200	12:00	184.7
14	01Jan2007 1300	13:00	184.7
15	01Jan2007 1400	14:00	184.7
16	01Jan2007 1500	15:00	184.7
17	01Jan2007 1600	16:00	184.7
18	01Jan2007 1700	17:00	184.7
19	01Jan2007 1800	18:00	184.7
20	01Jan2007 1900	19:00	184.7
21	01Jan2007 2000	20:00	184.7
22	01Jan2007 2100	21:00	184.7
23	01Jan2007 2200	22:00	184.7
24	01Jan2007 2300	23:00	184.7
25	01Jan2007 2400	24:00	184.7
26	02Jan2007 0100	25:00	184.7
27	02Jan2007 0200	26:00	184.7
28	02Jan2007 0300	27:00	184.7
29	02Jan2007 0400	28:00	184.7
30	02Jan2007 0500	29:00	184.7

Plot Data OK Cancel

En ésta tabla se agregan las cotas del nivel del embalse a lo largo del tiempo, pudiendo variarse la frecuencia de los datos con (Data time Interval), en éste caso se utilizó 1 hora.

- Hidrograma de Descarga (Flow Hydrograph): adecuada si se conoce el caudal de descarga a lo largo del tiempo.

Flow Hydrograph

River: YGUAZU Reach: UNICO RS: 10625.30

Read from DSS before simulation

File:

Path:

Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 01JAN2007 Time: 01:00

Fixed Start Time: Date: 01JAN2007 Time: 0:00

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time	Flow
		(hours)	(m ³ /s)
1	31Dec2006 2400	00:00	1.00
2	01Jan2007 0100	01:00	1.00
3	01Jan2007 0200	02:00	1.00
4	01Jan2007 0300	03:00	1.00
5	01Jan2007 0400	04:00	1.00
6	01Jan2007 0500	05:00	1.00
7	01Jan2007 0600	06:00	1.00
8	01Jan2007 0700	07:00	1.00
9	01Jan2007 0800	08:00	1.00
10	01Jan2007 0900	09:00	1.00
11	01Jan2007 1000	10:00	1.00
12	01Jan2007 1100	11:00	1.00
13	01Jan2007 1200	12:00	1.00
14	01Jan2007 1300	13:00	1.00
15	01Jan2007 1400	14:00	1.00
16	01Jan2007 1500	15:00	1.00
17	01Jan2007 1600	16:00	1.00
18	01Jan2007 1700	17:00	1.00
19	01Jan2007 1800	18:00	1080
20	01Jan2007 1900	19:00	1080
21	01Jan2007 2000	20:00	1080
22	01Jan2007 2100	21:00	1080
23	01Jan2007 2200	22:00	1.00
24	01Jan2007 2300	23:00	1.00
25	01Jan2007 2400	24:00	1.00

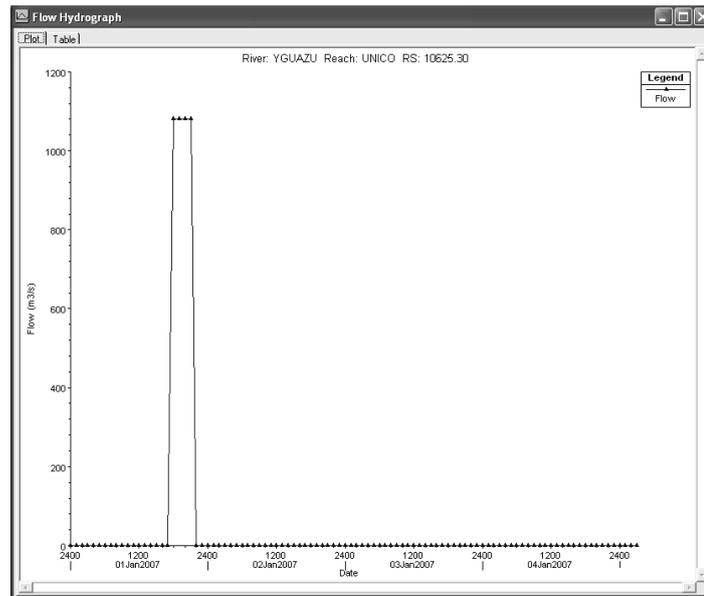
Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier:

Con el botón (Plot Data), se puede visualizar un gráfico del hidrograma introducido y con el botón (No. Ordinates), se pueden agregar más filas de datos, aunque el mínimo por defecto es de 100 filas.



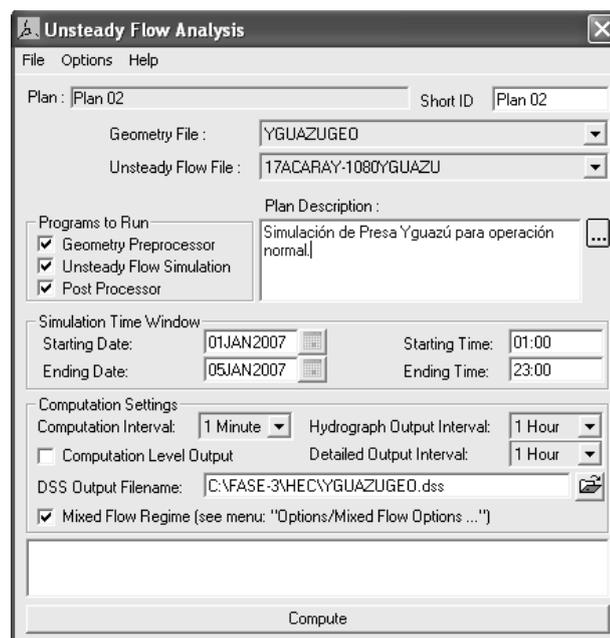
Nótese, que en el régimen no permanente en cada gráfico o tabla siempre aparece la variable del tiempo, precisamente porque la variación de los caudales es en función al tiempo, entonces es importante que la simulación tenga fechas y horas compatibles, para que cada variable sea considerada por el programa de manera sincronizada, en períodos de tiempo iguales.

Si estamos simulando desde digamos el 1 de enero de 2009, hasta el 3 de enero de 2009, es importante verificar que los datos introducidos en (Flow Hydrograph) y (Stage Hydrograph) correspondan a ese mismo período de tiempo.

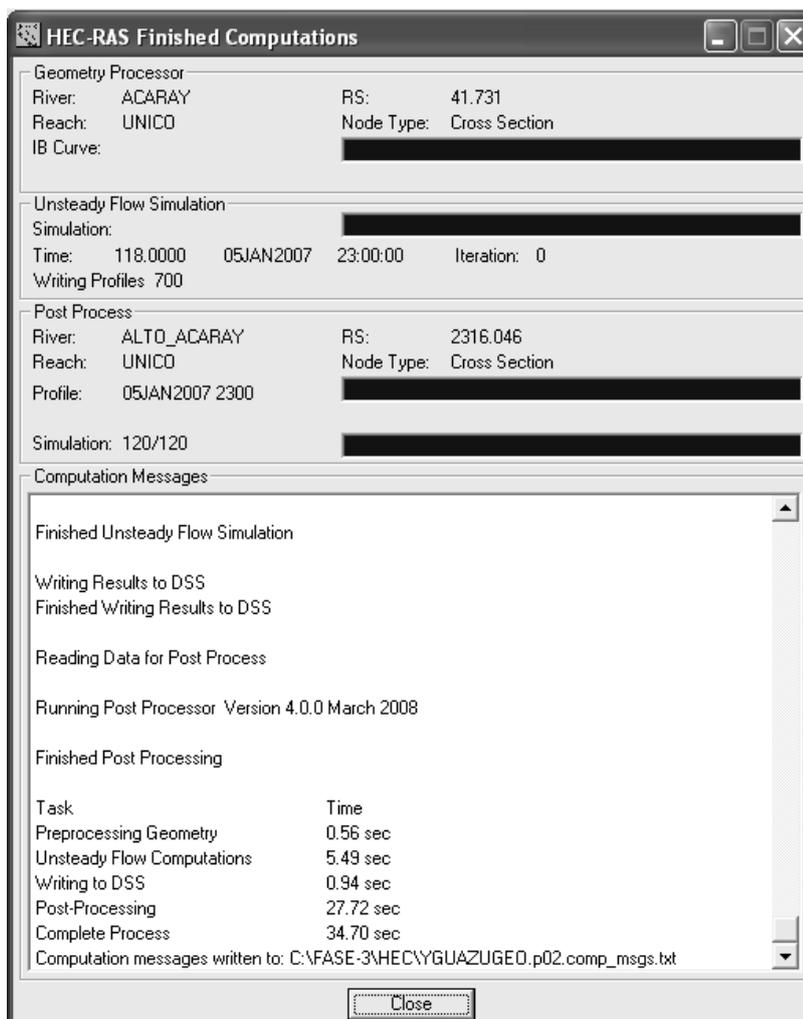
10. Crear un plan y ejecutar una simulación (flujo permanente)

Para realizar una simulación hidráulica del cauce es necesario crear un plan que incorpore un fichero de datos de geometría y otro de datos hidráulicos.

- Para ello, seleccionamos (Perform an unsteady flow simulation) o bien el icono 



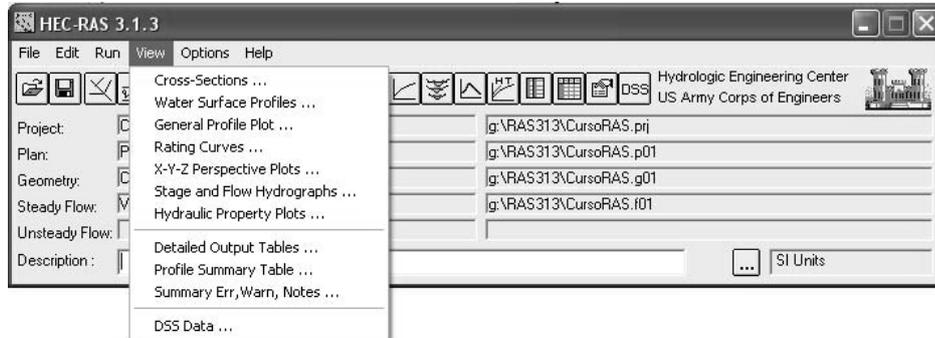
- Aparecerá una ventana donde podemos introducir un identificador. Si no lo hacemos aparecerá uno por defecto.
- Seleccionamos un fichero de datos geométricos y uno de datos hidráulicos de entre los existentes.
- El período de la simulación que no puede ser mayor al período de datos hidráulicos introducidos, por otro lado, el intervalo (fechas) de tiempo de la simulación debe estar comprendido dentro del intervalo de datos introducidos.
- Asignar al “Computational Interval” que es el intervalo de tiempo de cálculo.
- Asignar al “Hydrograph Output Interval” que es el intervalo de tiempo en los campos de salida de las tablas de resultados.
- Seleccionamos el régimen del flujo que se espera encontrar “Mixed Flow Regime”.
- Ejecutamos la simulación seleccionando “Compute”.



- Seleccionar “Close” para cerrar la ventana.

11. Ver los resultados

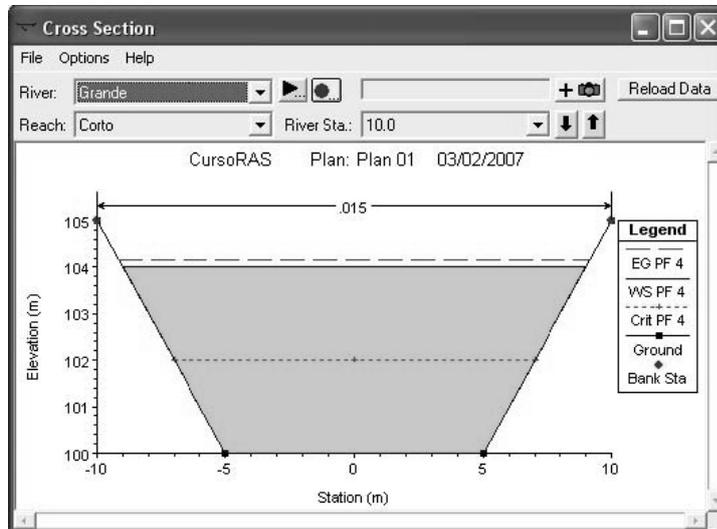
Una vez ejecutada la simulación correctamente, se pueden ver los resultados de varias maneras. Dentro del menú "View" se tienen las siguientes opciones, que son accesibles también a través de iconos:



- Ver las secciones transversales (Cross-Sections). 
- Ver los perfiles de las láminas de agua (Water Surface Profiles). 
- Ver gráficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil (General Profile Plot). 
- Ver curvas caudal-calado de cada perfil (Rating Curves). 
- Ver dibujos en perspectiva (X-Y-Z Perspective Plots). 
- Ver hidrogramas de caudal y calado (sólo cuando se ejecutan simulaciones con flujo no permanente) (Stage and Flow Hydrographs). 
- Ver gráficas de propiedades hidráulicas (Hydraulic Property Plots). 
- Ver tablas de detalle (Detailed Output Table). 
- Ver tabla de resumen (Profile Summary Table). 
- Ver resumen de errores, avisos y notas (Summary Err, Warn, Notes). 
- Ver datos en formato DSS (DSS Data). 

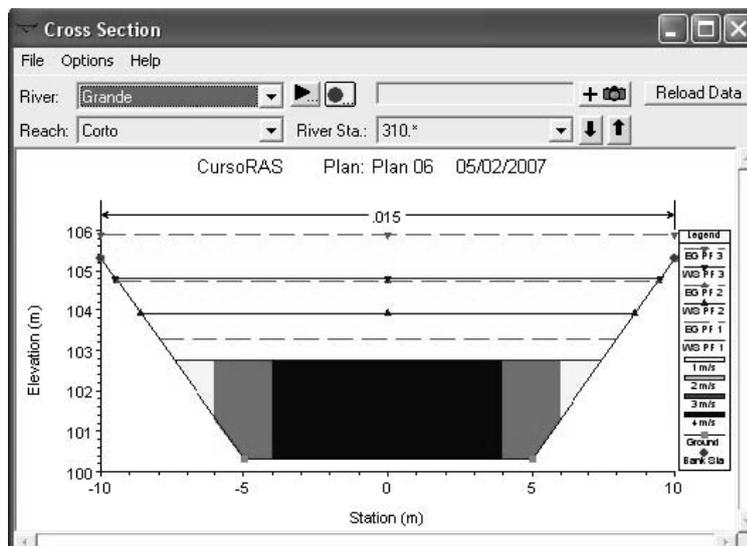
Secciones transversales

- En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:



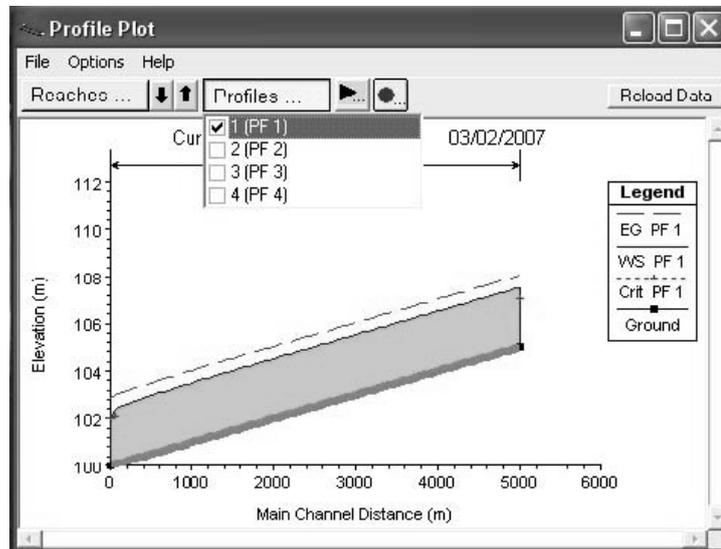
En el menú “Options” existen muchas posibilidades para personalizar esta gráfica como por ejemplo:

- Elegir el Plan.
- Elegir el Perfil.
- Ver o no secciones interpoladas.
- Elegir las variables para ver .
- Si hemos seleccionado la opción “Flow Distribution Locations” para ver la distribución del flujo en horizontal, debemos seleccionar en la ventana “Cross Section”, Options/Velocity Distribution” e introducir un criterio para mostrar los colores.



Perfiles de las láminas de agua

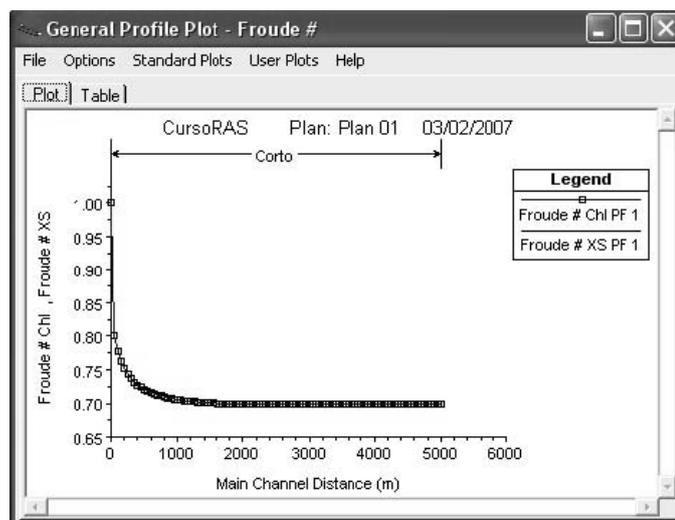
- En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:



De nuevo en el menú “Options” tenemos todo tipo de posibilidades similares a las que tenemos con las secciones transversales. Es posible incluso hasta cambiar la escala de ambos ejes.

Gráficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil

- En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:



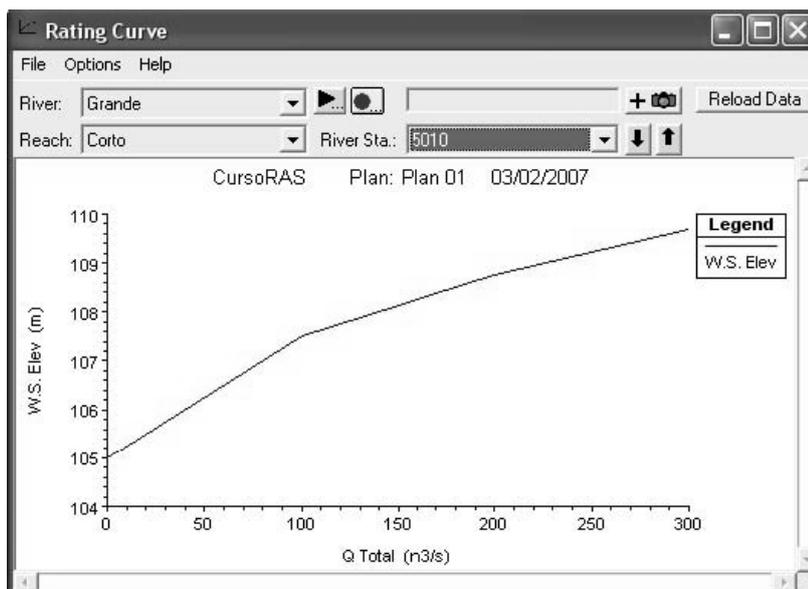
Podemos elegir ver gráficas estándar seleccionando entre las opciones del menú “Standard Plots”, entre las cuales tenemos:

- Velocidad (Velocity).
- Caudal (Flow).
- Área de la sección transversal (Area).
- Coeficiente de Manning ponderado (Weighted n).
- Número de Froude (Froude #).
- Calado hidráulico (Hydraulic Depth).
- Tensión de corte (Shear).
- Área de la superficie (Surface Area).
- Volumen de agua (Volume).
- Potencia del flujo (Stream Power).

Podemos también definir gráficas personalizadas eligiendo cualquier parámetro calculado del problema. En todas las gráficas podemos elegir también la opción de verlo en formato tabla, seleccionando la pestaña "Table".

Ver curvas caudal-calado de cada perfil

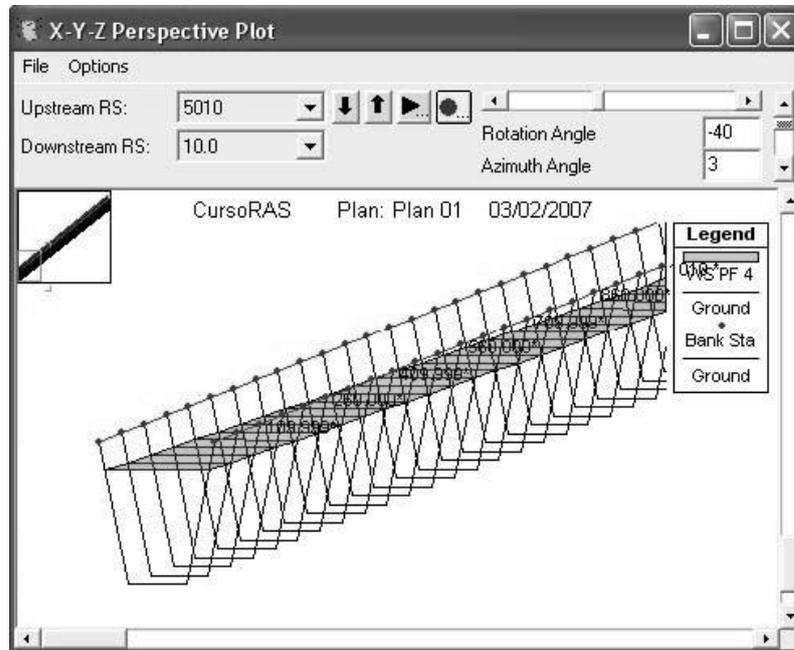
En el menú "View" o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:



Aquí, se nos presentan las mismas posibilidades de la ventana "Cross Section".

Ver dibujos en perspectiva

- En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:



Aquí, en el menú “Options” también podemos seleccionar el plan, el perfil (incluso varios o todos), hacer acercamientos, animaciones, etc. En la ventana podemos configurar la vista cambiando el ángulo horizontal (Rotation Angle) o el ángulo vertical (Azimuth Angle).

Ver tablas de detalle

- En el menú "View" o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:

The screenshot shows a software window titled "Cross Section Output". At the top, there are menu options: File, Type, Options, Help. Below the menu, there are input fields for "River: Grande", "Profile: PF 4", "Reach: Corto", "RS: 10.0", and "Plan:". A status bar below these fields reads "Plan: Plan 01 Grande Corto RS: 10.0 Profile: PF 4".

	Plan: Plan 01	Grande	Corto	RS: 10.0	Profile: PF 4
E.G. Elev (m)	104.16	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.16	Wt. n-Val.		0.015	
W.S. Elev (m)	104.00	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	102.02	Flow Area (m2)		56.00	
E.G. Slope (m/m)	0.000198	Area (m2)		56.00	
Q Total (m3/s)	100.00	Flow (m3/s)		100.00	
Top Width (m)	18.00	Top Width (m)		18.00	
Vel Total (m/s)	1.79	Avg. Vel. (m/s)		1.79	
Max Chl Dpth (m)	4.00	Hydr. Depth (m)		3.11	
Conv. Total (m3/s)	7108.1	Conv. (m3/s)		7108.1	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		21.31	
Min Ch El (m)	100.00	Shear (N/m2)		5.10	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		9.11	
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

Below the table is a section titled "Errors, Warnings and Notes" which is currently empty. At the bottom of the window, there is a button labeled "Select River Station".

Aquí, se ve un resumen de los parámetros hidráulicos de cada una de las secciones, con las opciones de incluir los mensajes de error, avisos y notas en la misma ventana y cambiar el sistema de unidades para la visualización.

Ver tabla de resumen

- En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana:

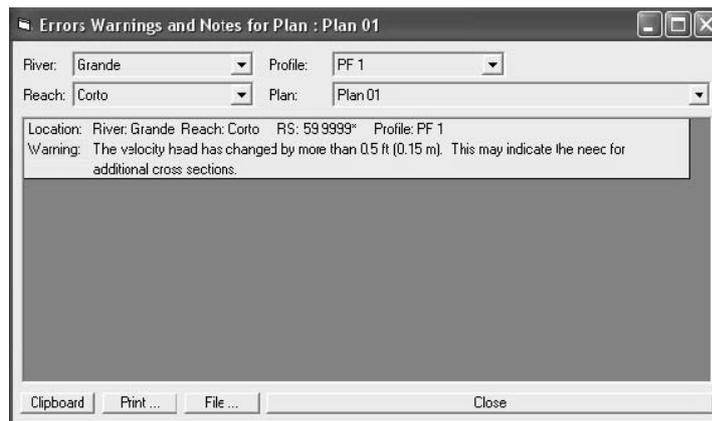
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Corto	5010	PF 4	100.00	105.00	107.52	107.02	108.03	0.000997	3.6	31.60	15.05	0.70
Corto	4960.*	PF 4	100.00	104.95	107.47		107.98	0.000997	3.6	31.60	15.05	0.70
Corto	4910.*	PF 4	100.00	104.90	107.42		107.93	0.000996	3.6	31.60	15.05	0.70
Corto	4860.*	PF 4	100.00	104.85	107.37		107.88	0.000996	3.6	31.60	15.05	0.70
Corto	4810.*	PF 4	100.00	104.80	107.32		107.83	0.000996	3.6	31.61	15.05	0.70
Corto	4760.*	PF 4	100.00	104.75	107.27		107.78	0.000995	3.6	31.61	15.05	0.70
Corto	4710.*	PF 4	100.00	104.70	107.22		107.73	0.000995	3.6	31.61	15.05	0.70
Corto	4660.*	PF 4	100.00	104.65	107.17		107.68	0.000995	3.6	31.62	15.05	0.70
Corto	4610.*	PF 4	100.00	104.60	107.12		107.63	0.000994	3.6	31.62	15.05	0.70
Corto	4560.*	PF 4	100.00	104.55	107.08		107.58	0.000994	3.6	31.63	15.05	0.70
Corto	4510.*	PF 4	100.00	104.50	107.03		107.53	0.000994	3.6	31.63	15.05	0.70
Corto	4460.*	PF 4	100.00	104.45	106.98		107.48	0.000993	3.6	31.64	15.05	0.70
Corto	4410.*	PF 4	100.00	104.40	106.93		107.44	0.000993	3.6	31.64	15.05	0.70
Corto	4360.*	PF 4	100.00	104.35	106.88		107.39	0.000992	3.6	31.65	15.05	0.70
Corto	4310.*	PF 4	100.00	104.30	106.83		107.34	0.000992	3.6	31.65	15.05	0.70
Corto	4260.*	PF 4	100.00	104.25	106.78		107.29	0.000991	3.6	31.66	15.05	0.70
Corto	4210.*	PF 4	100.00	104.20	106.73		107.24	0.000990	3.6	31.67	15.06	0.69
Corto	4160.*	PF 4	100.00	104.15	106.68		107.19	0.000989	3.6	31.68	15.06	0.69
Corto	4110.*	PF 4	100.00	104.10	106.63		107.14	0.000989	3.6	31.69	15.06	0.69
Corto	4060.*	PF 4	100.00	104.05	106.58		107.09	0.000988	3.6	31.70	15.06	0.69
Corto	4010.*	PF 4	100.00	104.00	106.53		107.04	0.000987	3.5	31.70	15.06	0.69
Corto	3960.*	PF 4	100.00	103.95	106.48		106.99	0.000986	3.5	31.71	15.06	0.69
Corto	3910.*	PF 4	100.00	103.90	106.43		106.94	0.000985	3.5	31.72	15.06	0.69

Aquí, en principio aparece una tabla estándar, pero pueden elegirse entre 21 de ellas o configurar nuestra propia tabla. También nos permite elegir ver las secciones interpoladas o no.

Mensajes

Una vez ejecutada la simulación, el programa genera un registro de incidencias que se clasifican en:

- Errores (Errors): los mensajes de error son enviados únicamente cuando han surgido problemas que han impedido que una simulación se complete.
- Avisos (Warnings): los avisos dan información al usuario sobre incidencias que pueden exigir o no acciones de corrección. Cuando aparecen estos mensajes, el usuario debe revisar los resultados hidráulicos de la sección afectada para asegurarse de que sean razonables. A veces pueden ir acompañados de alguna sugerencia que puede hacer desaparecer este mensaje en futuras simulaciones. Los problemas más comunes que suelen hacer aparecer mensajes son:
 - Secciones demasiado espaciadas.
 - Secciones que comienzan o terminan a una cota demasiado baja.
 - Cota inicial de la lámina de agua incorrecta para el régimen especificado.
 - Datos de la sección transversal incorrectos.
- Notas (Notes): dan información al usuario de cómo se están realizando los cálculos.



Traducción de Avisos más comunes

- “Divided flow computed for this section”: Fue calculado flujo dividido en esta sección. El flujo puede no ser 1-D.
- “The velocity head has changed by more than 0.5 ft (0.15m). This may indicate the need for additional cross section”: La altura de velocidad ha cambiado más de 0,15 m, lo que puede indicar la necesidad de secciones transversales adicionales.
- “The energy loss was greater than 1.0 ft (0.3 m) between the current and previous cross section. This may indicate the need for additional cross sections”: La pérdida de carga fue mayor que 0,3 m. entre las secciones transversales actual y anterior, lo que puede indicar la necesidad de secciones transversales adicionales.
- “The conveyance ratio (upstream conveyance divided by downstream conveyance) is less than 0.7 or greater than 1.4. This may indicate the need for additional cross sections”: La relación de transporte (transporte aguas arriba partido el transporte aguas abajo) es menor que 0,7 o mayor que 1,4, lo que puede indicar la necesidad de secciones transversales adicionales.
- “During the standard step iterations, when the assumed water surface was set equal to critical depth, the calculated water surface came back below critical depth. This indicates that there is not a valid subcritical answer. The program defaulted to critical depth”: En las iteraciones del método del paso estándar, cuando la superficie libre fue asumida igual al calado crítico, la superficie calculada arrojó valores de calados inferiores al crítico. Esto indica que no existe una respuesta subcrítica válida. El programa colocó calado crítico.
- “The energy equation could not be balanced within the specified number of iterations. The program selected the water surface that had the least amount of error between computed and assumed values”: La ecuación de la energía no pudo ser balanceada con el número especificado de iteraciones. El programa eligió la superficie libre que tuvo el mínimo error entre los valores calculados y asumidos.

Traducción de Notas más comunes

- “Program found supercritical flow starting at this cross section”: El programa encontró flujo supercrítico a partir de esta sección transversal.
- “Multiple critical depths were found at this location. The critical depth with the lowest valid water surface was used”: En esta sección se encontraron múltiples calados críticos. Se eligió el calado crítico con el menor calado.
- “Hydraulic jump was occurred between this cross section and the previous upstream section”: Un resalto hidráulico ha ocurrido entre esta sección transversal y la de agua arriba.

12. Opciones avanzadas

Incluir tramos con confluencias

Copiaremos el fichero de datos geométricos del canal con otro nombre, dentro del mismo proyecto. Para ello, dentro de la ventana “Geometric Data” seleccionaremos File/Save Geometric Data As... y nos pedirá una descripción de la nueva geometría.

Antes de dibujar el nuevo tramo y su confluencia, vamos a acercar la zona de la confluencia, de tal manera que se vean claramente las secciones entre las cuales queremos introducir la confluencia (Por ejemplo, queremos introducirla en el PK 1035, justo en medio de las secciones 1010 y 1060).

Convertir secciones interpoladas en “medidas”

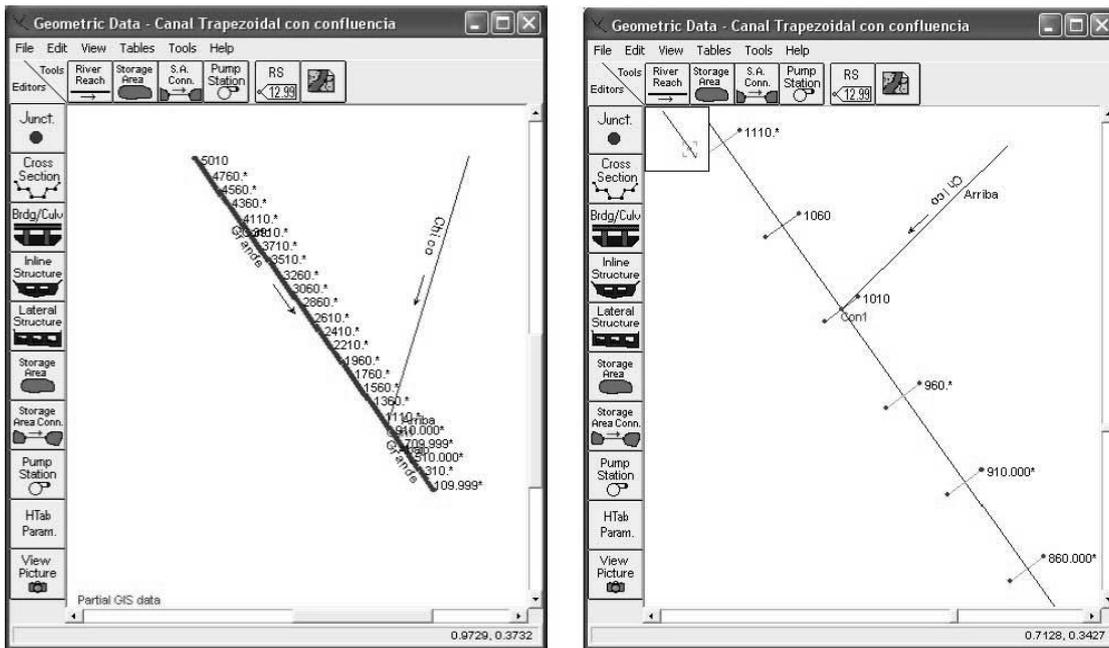
Antes de continuar, dado que conviene situar las confluencias entre secciones “medidas” y no interpoladas, convertiremos las secciones interpoladas en 1010 y 1060 en “medidas”, seleccionando las coordenadas de la sección, copiando los datos con “Ctrl+C” y usando la opción Options/Copy Current Cross Section, dando el mismo número de la sección y sobrescribiendo los datos de la sección. Finalmente, copiaremos las coordenadas con “Ctrl+V”.

Crear el nuevo tramo

A continuación, creamos un tramo nuevo seleccionando el icono “River Reach” en la ventana “Geometric Data”, dibujándolo tal como lo hicimos antes, desde aguas arriba hacia aguas abajo y con doble clic un poco arriba de la sección donde queremos introducir la confluencia. Nos preguntará si queremos dividir el tramo aguas abajo de la sección 1060. Aceptamos.

Nos pedirá un nombre de río y de tramo (Por ejemplo, Río: Chico, Tramo: Arriba). Luego nos preguntará si queremos introducir una confluencia (junction) aguas abajo de tal sección transversal.

Como al introducir una unión, el tramo de cauce queda dividido en 2 tramos, uno aguas arriba, y otro aguas abajo, nos pedirá el nombre del nuevo río y tramo. El nombre del río puede ser el mismo que el del tramo dividido (Por ejemplo, Río: Grande, Tramo: Abajo). Luego nos pedirá que introduzcamos el nombre de la confluencia entre los tramos “Corto” y “Abajo”.



Clicando sobre la confluencia aparecerá un menú y seleccionando “Edit Junction” podemos editar las características de la confluencia. Para centrar la confluencia entre las secciones 1010 y 1060, cambiamos la distancia entre la unión y los tramos de aguas arriba y aguas abajo de la unión.

Junction Data - Canal Trapezoidal con confluencia

Junction Name: **Computation Mode**

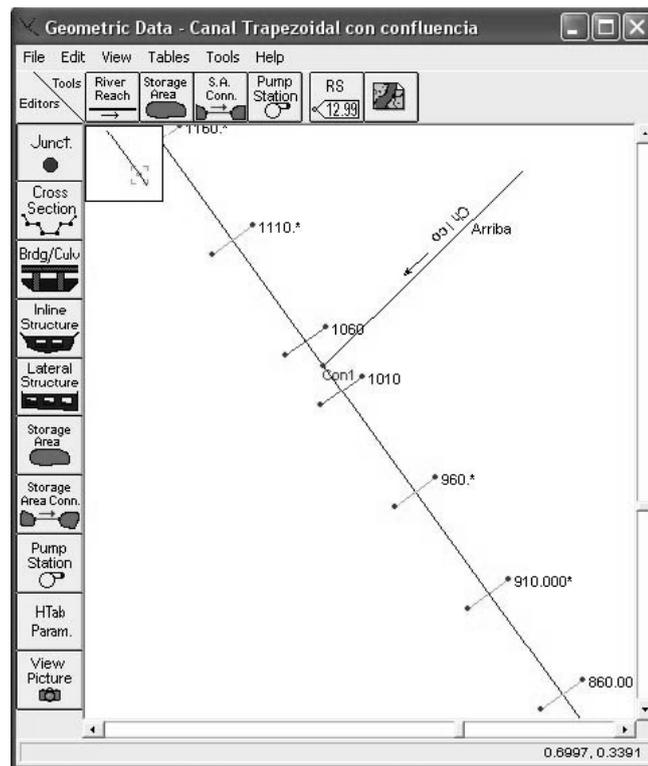
Description:

Energy
 Momentum
 Add Friction
 Add Weight

Length across Junction	Junction Length (m)	Tributary Angle (Deg)
From: Grande - Abajo		
To: Grande - Corto	25	
To: Chico - Arriba	25	

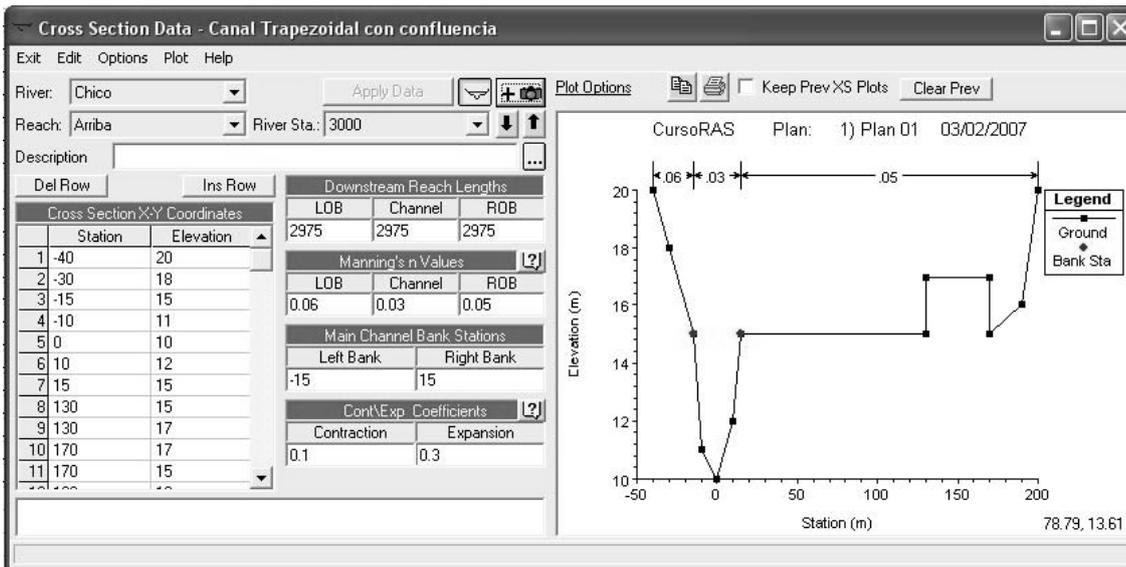
Select Junction to Edit

Con lo que quedará la confluencia posicionada de la siguiente manera:



Introducir secciones desde una hoja de cálculo

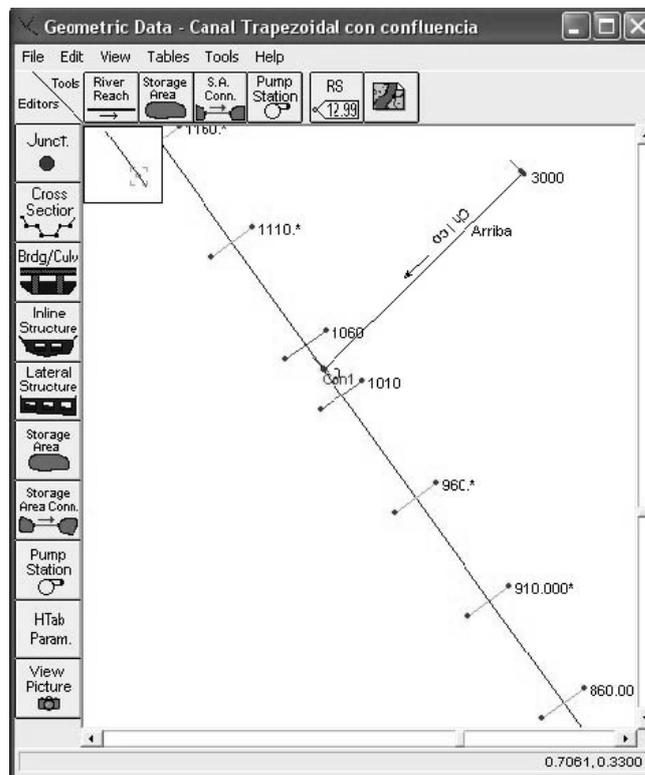
- En la ventana “Geometric Data” seleccionar el icono “Cross Section”.
- Seleccionar el río y el tramo en el cual deseamos crear las secciones (Por ejemplo, Río: Chico; Tramo: Arriba).
- En la ventana “Cross Section” seleccionar Options/Add a New Cross Section”.
- Introducir el número de sección (Por ejemplo, 3000).
- Ir a la hoja de cálculo, copiar las columnas de los valores de x e y.
- Volver a la ventana “Cross Section”, seleccionar todas las columnas.
- Pegar las celdas copiadas con “Ctrl+V”.



Colocar las secciones a la cota correcta

En nuestro ejemplo ambas secciones tienen la misma cota inferior (10 m). Dado que la confluencia se encuentra entre las secciones 1010 y 1060 del río Grande (con cotas 101 y 101,05 m, respectivamente), debemos repositonar las secciones del río Chico. Colocaremos la sección 25 a 101 m y la 3000 a 104 m, para representar una pendiente de 0,001.

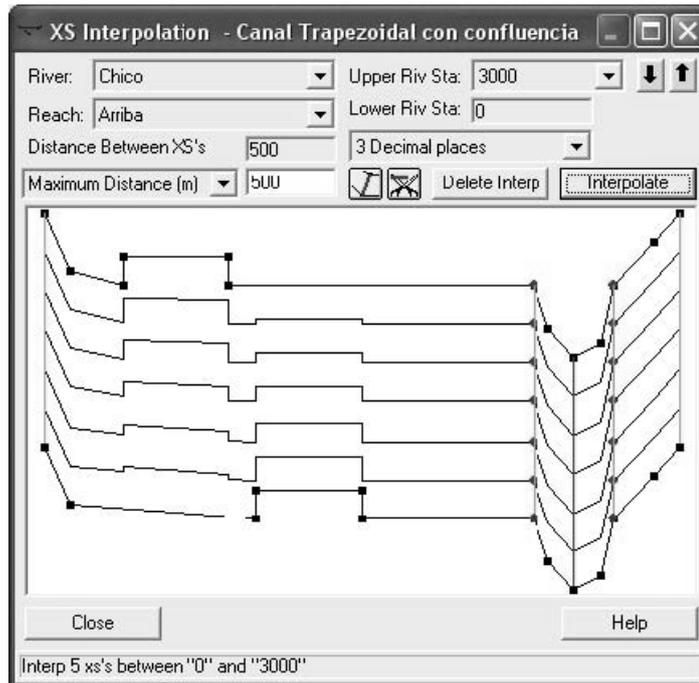
- Para ello usaremos la herramienta Options/Adjust Elevations.



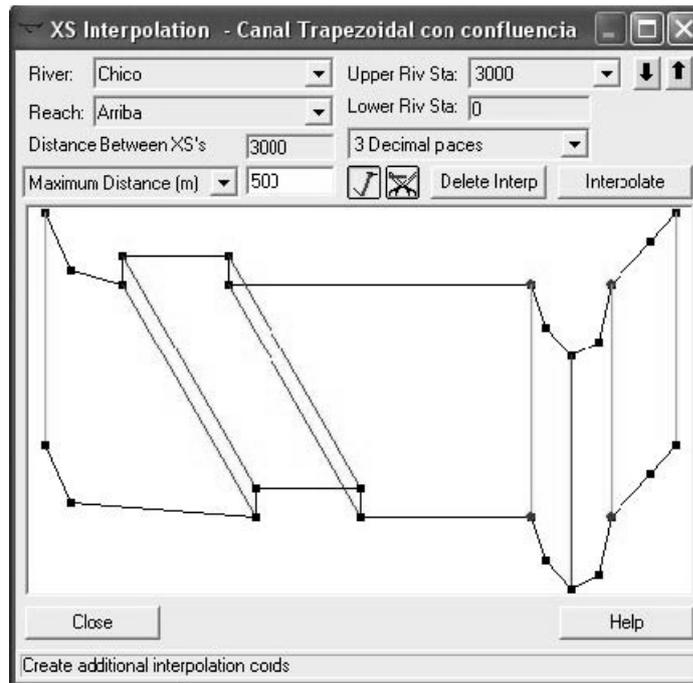
Interpolación de secciones usando líneas auxiliares

Ya hemos visto anteriormente que para interpolar secciones transversales podemos utilizar la opción Tools/XS Interpolation en la ventana "Geometric Data".

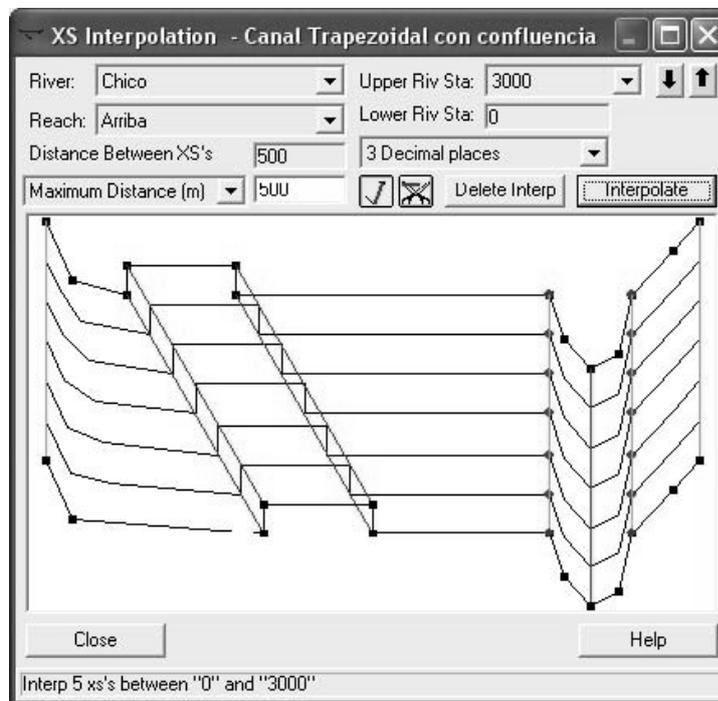
Si realizamos la interpolación con las líneas auxiliares por defecto (ambos extremos, ambas márgenes y punto de menor cota del cauce), el resultado de la interpolación será el siguiente:



Que puede no responder a lo que sucede realmente en el cauce. Si la sobre elevación que aparece en la margen derecha es en realiza una barra, podemos utilizar las herramientas   para crear y eliminar "cuerdas" o líneas auxiliares para "guiar" la interpolación, por ejemplo de la siguiente manera:

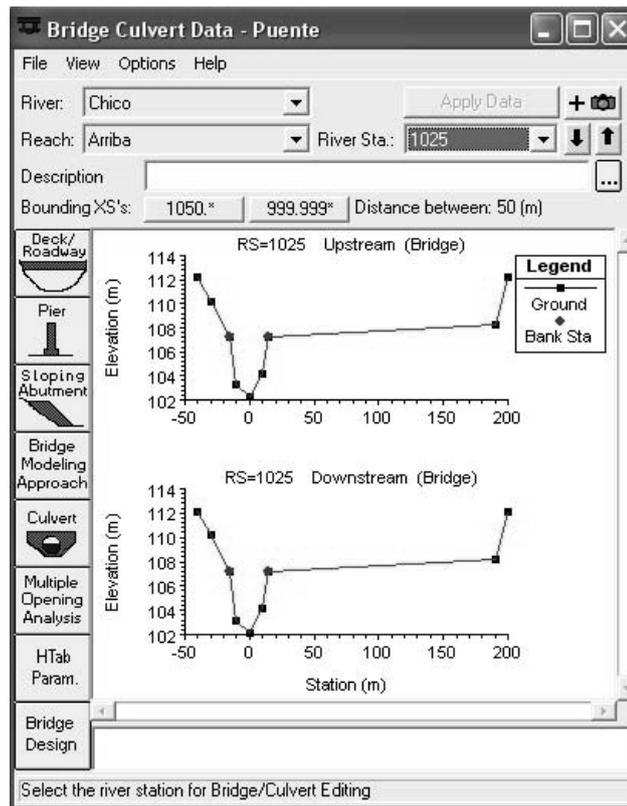


Con lo cual, luego de realizar la interpolación, obtendremos secciones tales como las siguientes, respetando la forma de la barra medida en el campo.



Introducir Puentes

Para introducir un puente, en la ventana "Geometric Data", seleccionamos el icono "Brdg./Culv.", nos pedirá el número que indica la posición de la sección donde se encuentra el puente. Por ejemplo, en nuestro ejemplo supongamos que deseamos incluir un puente en el PK 1025. Aparecerá una ventana con las 2 secciones más inmediatas, la 1050 y la 1000 en este caso y la distancia entre ellas (50 m).



Los elementos que conforman el puente son: el tablero (Deck/Roadway), las pilas (Pier) y los estribos (Sloping Abutment). Algunos elementos como las pilas o los estribos pueden faltar.

El puente que deseamos introducir tiene las siguientes características:

Tablero horizontal: 10 m de ancho y 2 m de espesor (entre cotas 109,2 y 111,2 m) y se extiende desde las abscisas -15 m hasta +15 m.

Pilas: 2 con forma rectangular de 2 metros de ancho hasta la cota 104 y de 1,5 m hasta el tablero y de largo igual al del tablero, situadas centradas en las abscisas -5 m y +5 m.

Estribo izquierdo: se extiende desde la coordenada (-15; 111,2) hasta la (-8; 102,2).

Estribo derecho: se extiende desde la coordenada (8; 102,2) hasta la (15; 111,2).

Las características del tablero se introducen en la ventana "Bridge Culvert Data", icono "Deck/Roadway". Debemos introducir:

- Distance: distancia desde la cara de aguas arriba del puente hasta la sección "3" aguas arriba del puente. Es importante que no sea 0 y que la suma del ancho del tablero y esta distancia sea mayor que la distancia entre las secciones "3" y "2".
- Width: ancho del tablero en metros.
- Weir coef: coeficiente de vertedero que se usará para el cálculo del flujo por encima (por defecto 1,44).
- Cotas superiores (high chord) e inferiores (low chord) del tablero a diferentes abscisas (Station). Si estos datos son iguales aguas arriba y aguas abajo del puente, pueden introducirse los datos en las 3 primeras columnas y copiarlos seleccionando el icono "Copy US to DS".
- U.S. Embankment: inclinación del talud de aguas arriba de la carretera en relación H:V.
- D.S. Embankment: inclinación del talud de aguas abajo de la carretera.

Del Row	Distance	Width	Weir Coef
Ins Row	0.1	10	1.44

Upstream			Downstream			
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord	
1	-15.001	111.2	109.2	-15.001	111.2	109.2
2	15.001	111.2	109.2	15.001	111.2	109.2
3						
4						
5						
6						
7						
8						

U.S. Embankment SS: 0 D.S. Embankment SS: 0

Weir Data
Max. Submergence: 0.95 Min Weir Flow Et.:

Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

Buttons: OK, Cancel, Clear, Copy US to DS

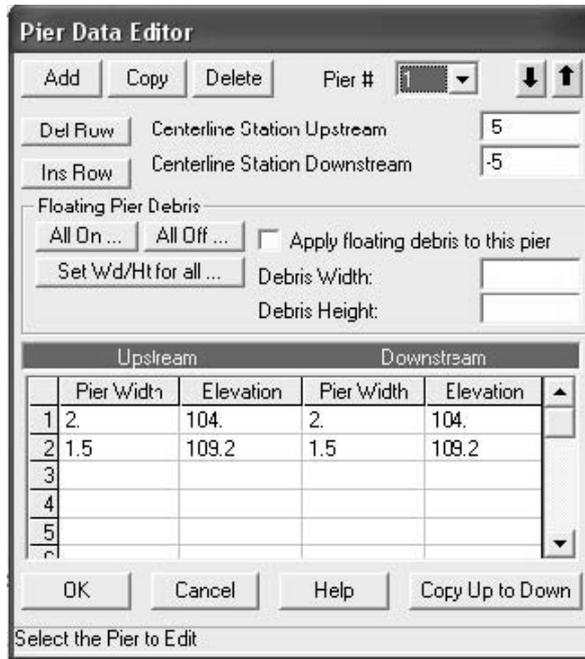
Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Las características de las pilas se introducen en la ventana "Bridge Culvert Data", icono "Pier". Debemos introducir:

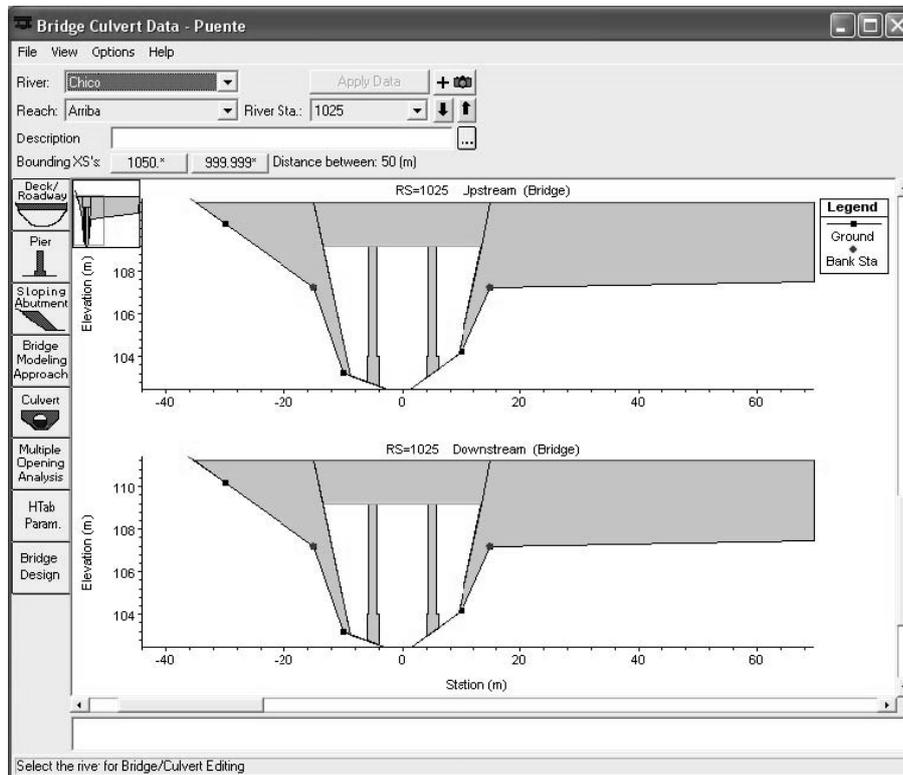
- Pier #: número de la pila, comienza desde 1. Para agregar más, seleccionar el icono "Add", para copiar una pila seleccionar "Copy" y para borrarla, "Delete".
- Centerline Station Upstream: abscisa del eje de la pila aguas arriba.
- Centerline Station Downstream: abscisa del eje de la pila aguas abajo.
- Pier Width: ancho de la pila.
- Elevation: cota hasta la que la pila tiene el ancho indicado.

Las características de los estribos se introducen en la ventana "Bridge Culvert Data", icono "Sloping Abutment". Debemos introducir:

- Abutment #: número de estribo.
- Station (Abscisa) y Elevation (cota): Coordenadas del estribo.



El puente quedaría definido finalmente de la siguiente forma:

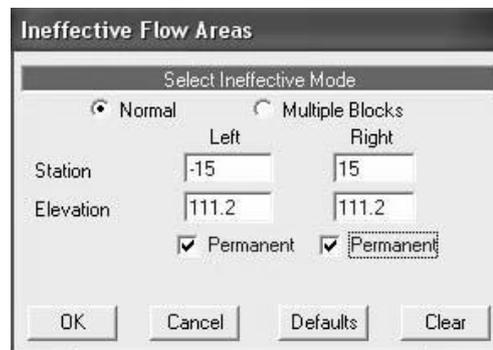


Luego, si no se desea que el programa use un método de cálculo por defecto para realizar las simulaciones, es necesario introducir uno o varios alternativos. Permite elegir métodos diferentes para caudales bajos y caudales altos. Si elegimos el método de conservación de cantidad de movimiento (Momentum), es necesario incluir el coeficiente de arrastre (Coef Drag Cd) de la pila.

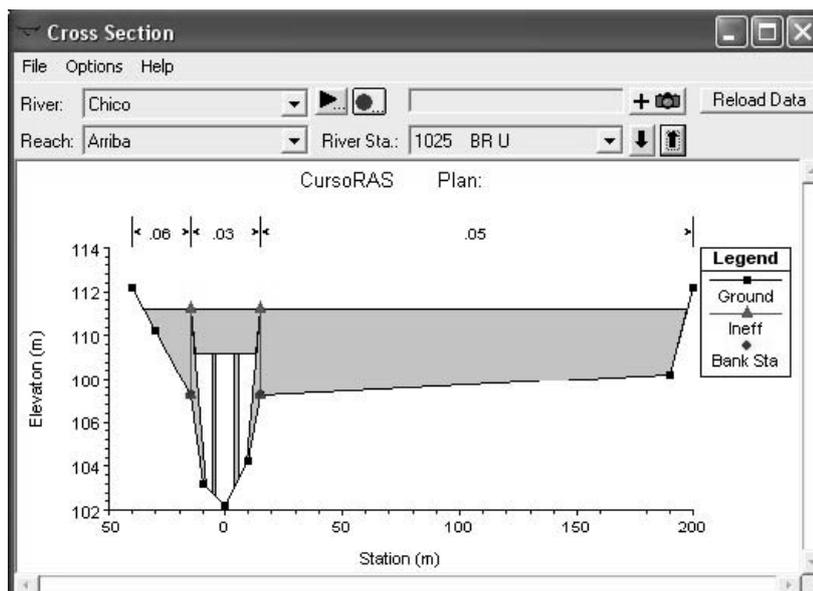
Definir áreas inefectivas

Las áreas inefectivas de flujo son áreas de la sección transversal que no contribuyen activamente al transporte de caudal, es decir, donde se considera que el agua tiene velocidad nula. La diferencia con un límite físico es que el área inefectiva no agrega perímetro mojado al flujo.

- Para definir áreas inefectivas, en la ventana "Geometric Data", seleccionar el icono "Cross Sections" y una vez posicionados en la sección donde se quiere crear un área inefectiva, seleccionar Options/Ineffective Flow Areas.



Por ejemplo, en el caso de nuestro ejemplo, las áreas inefectivas coinciden con la parte superior de los estribos del puente.



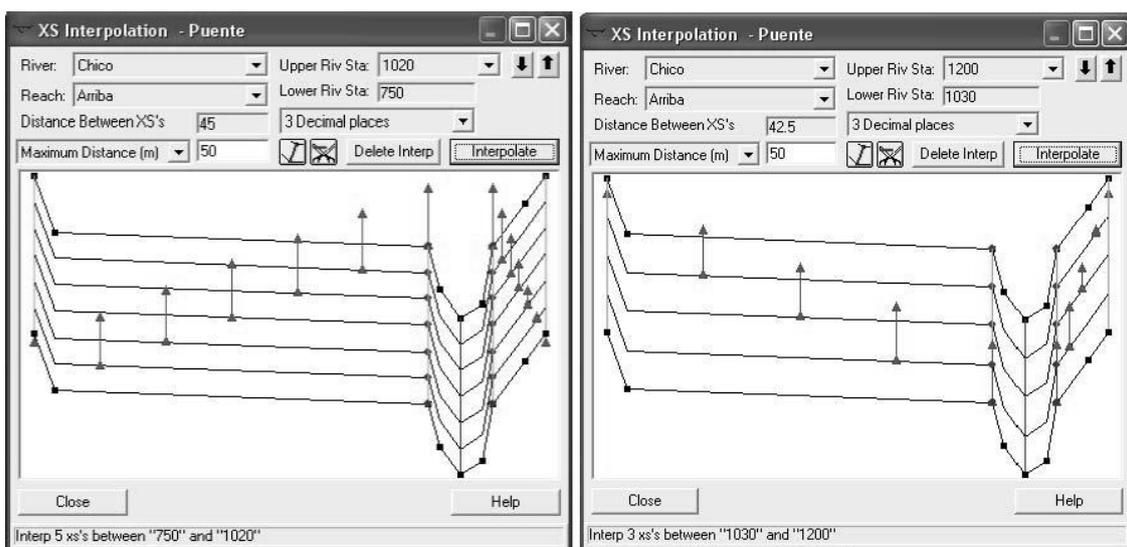
Interpolarse las secciones de aproximación del puente

Para modelar correctamente las secciones de aproximación del puente, es necesario reproducir una transición de contracción de una longitud igual a 1 vez la longitud contraída (185 m la mayor) y la longitud de expansión empleando una relación que depende de la relación abertura del puente/ ancho de la sección (b/B), de la relación de n de Manning de las llanuras de inundación/ n de Manning del canal principal (n_{ob}/n_{oc}) y de la pendiente del cauce (S) (Tabla 51 del Hydraulic Referente Manual). Para nuestro caso, con $b/B = 0,1$, $n_{ob}/n_{oc} = 2$ y $S = 0,001$, la expansión debe ser entre 0,8 y 2 veces la longitud contraída. Adoptando un valor medio de 1,5 veces, quedaría una longitud de expansión de $1,5 * 185 = 280$ m. Teniendo en cuenta que la sección de aguas arriba del puente es la 1030, la contracción comenzará aproximadamente en la sección 1200 y dado que la sección de aguas abajo del puente es la 1020, la expansión terminará aproximadamente en la sección 750.

Para materializar esta situación seguiremos los siguientes pasos:

- Eliminaremos las secciones intermedias entre las secciones 1200 y 1030 y entre las secciones 1020 y 750.
- Convertiremos las secciones 1200 y 750 en "medidas" en lugar de interpoladas.
- Definiremos en esas secciones áreas inefectivas coincidentes con los extremos de las secciones.
- Interpolaremos las secciones con las áreas inefectivas incluidas para lograr una transición suave (lineal).
-

Una vez realizadas las operaciones, la transición tendría este aspecto:



Introducir Culverts

Para introducir un culvert, procederemos igual que con el puente, en la ventana "Geometric Data", seleccionamos el icono "Brdg./Culv.", nos pedirá el número que indica la posición de la sección donde se encuentra el culvert. Por ejemplo, en nuestro ejemplo supongamos que deseamos incluir un culvert en el PK 2025. Aparecerá una ventana con las 2 secciones más inmediatas, la 1050 y la 1000 en este caso y la distancia entre ellas (50 m).

Los elementos que conforman el culvert son: el tablero (Deck/Roadway) y las tuberías de paso del agua (Culvert).

El culvert que deseamos introducir tiene las siguientes características:

- Tablero horizontal (Deck/Roadway): 10 m de ancho y 1 m de espesor (entre cotas 108 y el nivel más bajo de la sección, 102 m) y se extiende desde las abscisas -15 m hasta +15 m.
- Tuberías (Culvert): 7 de 2 m de diámetro de hormigón (Concrete), cuyo "invert" se encuentra a una cota de 105 m y los ejes situados en abscisas -7,5; -5; -2,5; 0; 2,5; 5 y 7,5.
- El coeficiente de Manning de las tuberías es uniforme de 0,015, entrada con borde cuadrado, un coeficiente de pérdida de carga en la entrada de 0,7.

Las características del tablero se introducen en la ventana "Bridge Culvert Data", icono "Deck/Roadway". Debemos introducir:

- Distance: distancia desde la cara de aguas arriba del puente hasta la sección "3" aguas arriba del culvert.
- Width: ancho del tablero en metros.
- Weir coef: coeficiente de vertedero que se usará para el cálculo del flujo por encima (por defecto 1,44).
- Cotas superiores (high chord) e inferiores (low chord) del tablero a diferentes abscisas (Station). Si estos datos son iguales aguas arriba y aguas abajo del puente, pueden introducirse los datos en las 3 primeras columnas y copiarlos seleccionando el icono "Copy US to DS".
- U.S. Embankment: inclinación del talud de aguas arriba de la carretera en relación H:V.
- D.S. Embankment: inclinación del talud de aguas abajo de la carretera.

Del Row	Distance	Width	Weir Coef
Ins Row	0.1	10	1.44

Upstream			Downstream			
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	-15.	108.	102.	-15.	108.	102.
2	15.	108.	102.	15.	108.	102.
3						
4						
5						
6						
7						
8						

U.S. Embankment SS: D.S. Embankment SS:

Weir Data
 Max Submergence: Min Weir Flow El.:

Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

OK Cancel Clear Copy US to DS

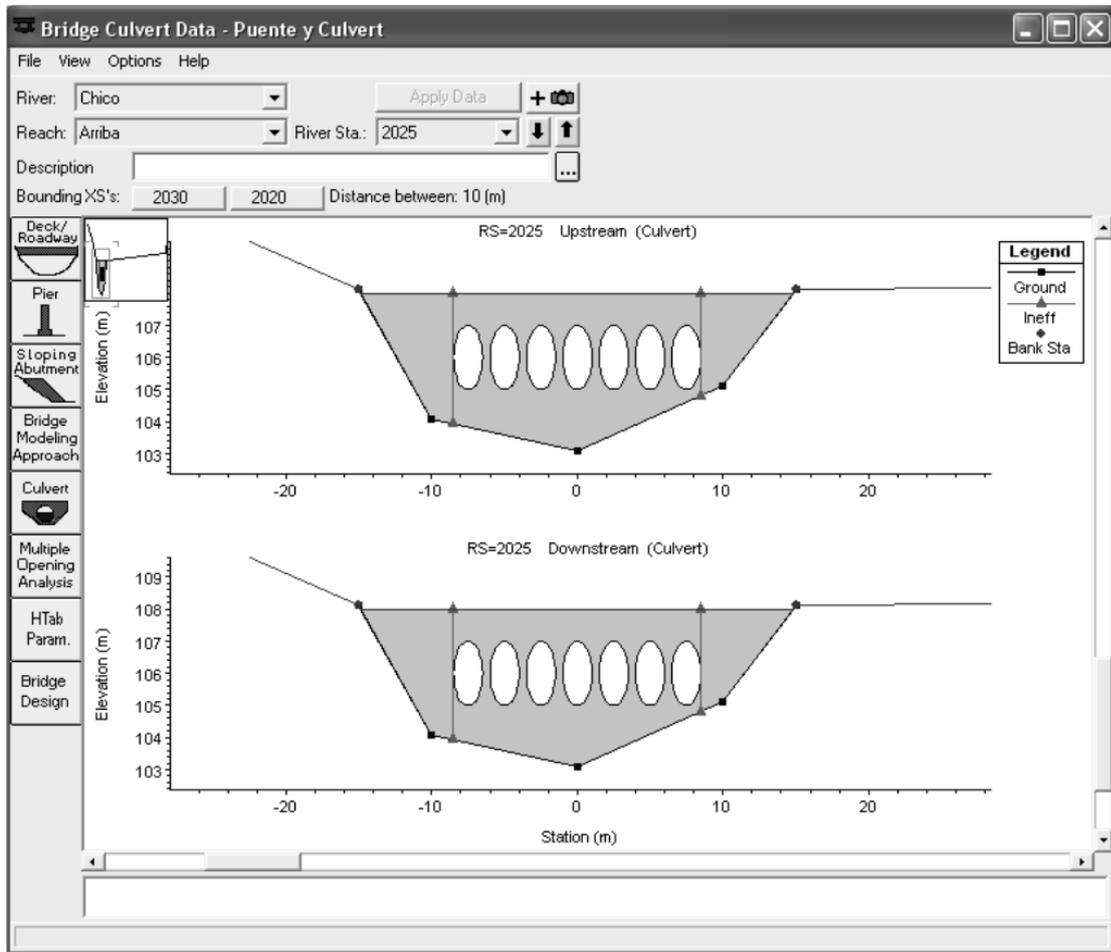
Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Las características de las tuberías se introducen en la ventana “Bridge Culvert Data”, icono “Culvert”. Debemos introducir:

- Shape: forma, a elegir entre 9 formas estándar.
- Span: ancho y/o Diam: diámetro.
- Chart #: Número de carta.
- Scale #: Número de escala.
- Distance to Upstrm XS: Distancia a la sección transversal de aguas arriba.
- Culvert Length: Longitud de las tuberías.
- Entrante Loss Coeff: coeficiente de pérdida de carga a la entrada.
- Exit Loss Coeff: coeficiente de pérdida de carga a la salida.
- Manning’s n for Top: coeficiente de Manning para la parte de arriba de la tubería.
- Manning’s n for Bottom: coeficiente de Manning para la parte de abajo de la tubería.
- Depth to use Bottom n: calado a partir del cual se usa el coeficiente de Manning de abajo.
- Depth Blocked: calado inefectivo por acumulación de sedimentos o relleno.
- Upstream Invert Elev: cota del invert de aguas arriba.
- Downstream Invert Elev: cota del invert de aguas abajo.
- Centerline Stations: abscisas de los ejes de las tuberías, aguas arriba (upstream) y aguas abajo (downstream).

Para la estimación de los coeficientes de pérdida de carga y de Manning, pueden consultarse las tablas que aparecen seleccionando los iconos  en la ventana anterior.

El culvert quedaría definido finalmente de la siguiente forma:



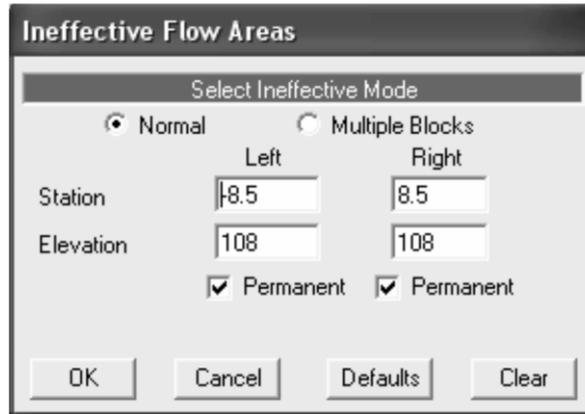
Igual que con los puentes, puede elegirse un método de cálculo específico seleccionando en la ventana "Bridge Culvert Data", el icono "Bridge Modelling Approach".

Crear las áreas inefectivas aguas arriba y abajo

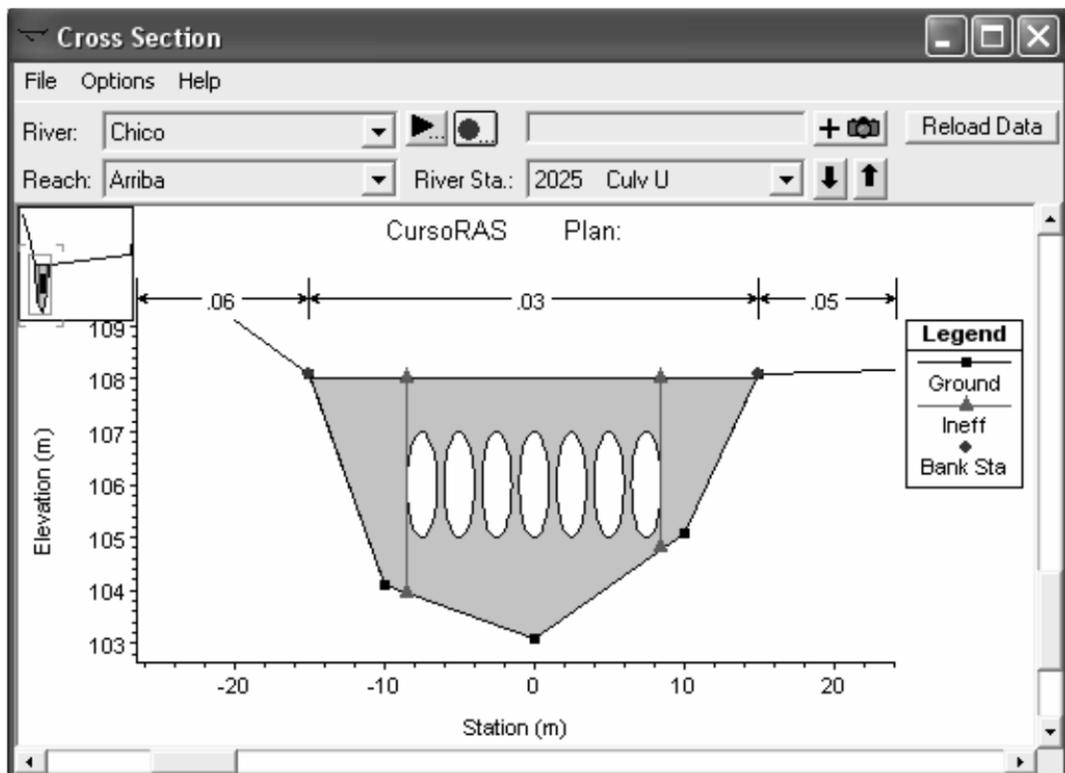
Para definir áreas inefectivas, se produce igual que con el puente. En la ventana

“Geometric Data”, seleccionar el icono “Cross Sections” y una vez posicionados en la sección donde se quiere crear un área inefectiva, seleccionar Options/Ineffective Flow

Areas:



Por ejemplo, en el caso de nuestro ejemplo, las áreas inefectivas coinciden con los límites a ambos lados de la primera y últimas tuberías:



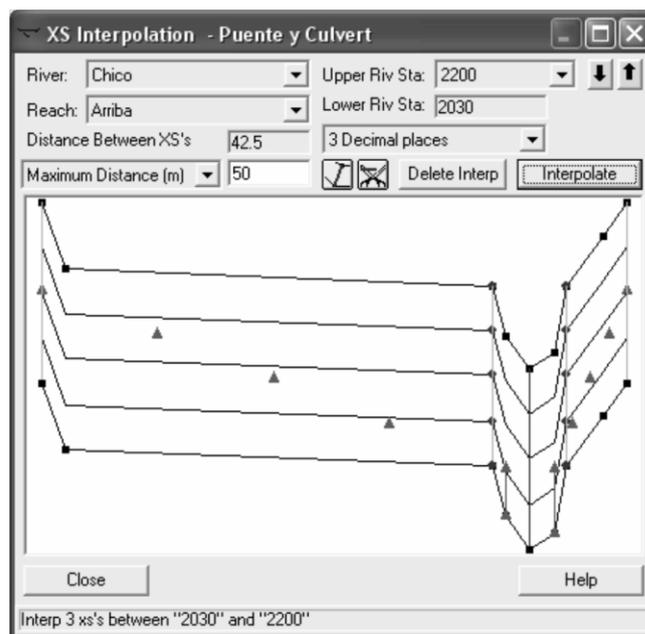
Interpolarse las secciones de aproximación del culvert

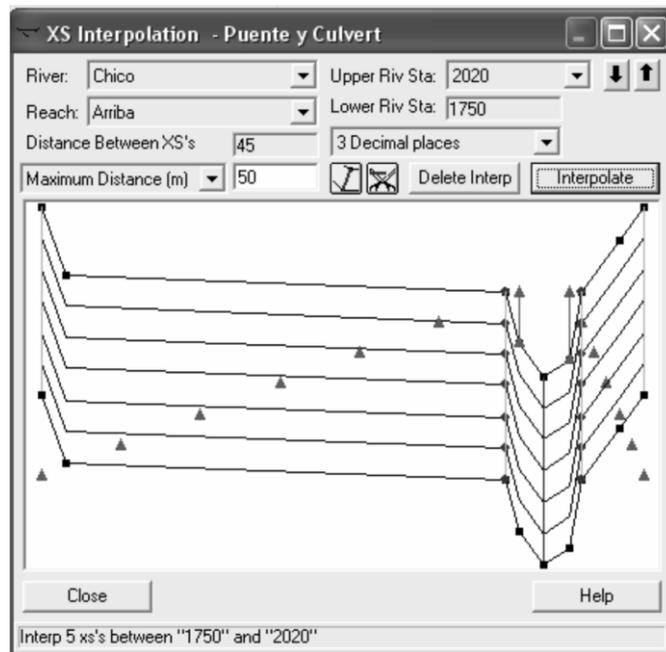
Para modelar correctamente las secciones de aproximación del culvert, es necesario reproducir transiciones de contracción aguas arriba y expansión aguas abajo iguales que las creadas en el puente. Como las secciones transversales tienen las mismas características, necesitamos una longitud de contracción de 185 m y una de expansión de 280 m. Teniendo en cuenta que la sección de aguas arriba del culvert es la 2030, la contracción comenzará aproximadamente en la sección 2200 y dado que la sección de aguas abajo del puente es la 2020, la expansión terminará aproximadamente en la sección 1750.

Para materializar esta situación seguiremos los siguientes pasos:

- Eliminaremos las secciones intermedias entre las secciones 2200 y 2030 y entre las secciones 2020 y 1750.
- Convertiremos las secciones 2200 y 1750 en "medidas" en lugar de interpoladas.
- Definiremos en esas secciones áreas inefectivas coincidentes con los extremos de las secciones.
- Interpolaremos las secciones con las áreas inefectivas incluidas para lograr una transición suave (lineal).

Una vez realizadas las operaciones, las transiciones tendrían este aspecto:





Introducir Encauzamientos

Los encauzamientos (Encroachments) se utilizan para definir las vías de intenso desagüe (Floodway Encroachments). Para ello es necesario ejecutar una simulación con las condiciones naturales del cauce y luego es posible crear varias simulaciones con diferentes métodos.

Para configurar un análisis de encauzamientos, debemos crear más de 1 perfil seleccionando Edit/Steady Flow Data en la ventana principal del programa y luego seleccionar Run/Steady Flow Analysis y Options/Encroachments. Aparecerá una ventana donde debemos introducir:

- Equal Conveyance Reduction: válido con los métodos 3, 4 y 5, cuando está seleccionada buscará una solución que disminuya el transporte igualmente a ambos lados del cauce principal.
- Left bank offset: distancia en metros que puedo apartarme de la margen izquierda del cauce para encontrar una solución para el encauzamiento.
- Righth bank offset: igual que el anterior para la margen derecha.
- Elegir el río (River), perfil (Profile) y tramo (Reach).
- Upstream RS y Downstream RS: secciones de aguas arriba y aguas abajo del tramo donde quiero analizar el encauzamiento.
- Method: método elegido (1 a 5).
- Left (Right) Station: abscisa de la sección transversal donde quiero definir el encauzamiento para el lado izquierdo (derecho) (Método 1).
- Fixed Top Width: ancho máximo de la parte superior de la lámina de agua fijado para definir el encauzamiento (Método 2).

- Target K Reduction: reducción máxima del transporte que permito para definir el encauzamiento (Método 3).
- Target WS (EG) change: cambio máximo de la altura de la lámina de agua (nivel de energía) que permito para encontrar una solución (Métodos 4 y 5).
- Set Selected Range: aplica los valores límites definidos a las secciones de los tramos seleccionado (Método 5).

Encroachments

Equal Conveyance Reduction

Left bank offset: 0 Right bank offset: 0

River: Chico Profile: PF 3

Reach: Arriba Import to Method 1

Set Range of Values

Upstream RS: 3000 Method: 5

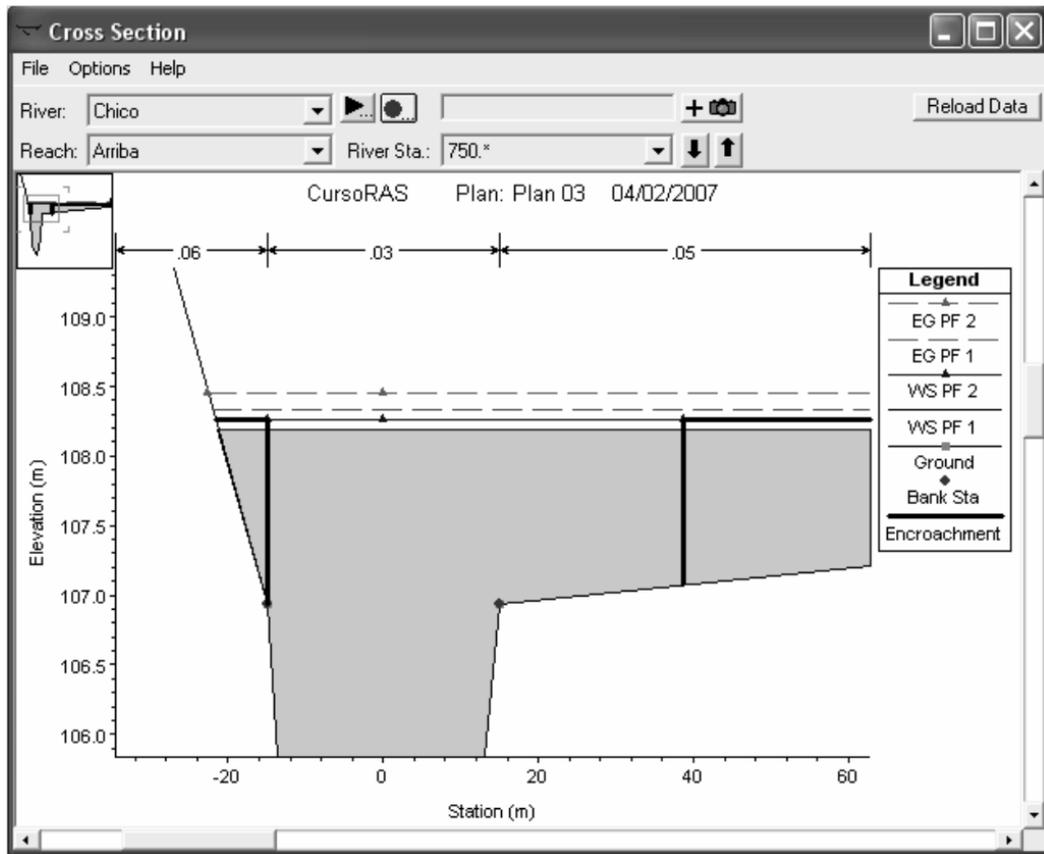
Downstream RS: 0 Target WS change: 0.3

Set Selected Range Target EG change (m): 0.3

River Sta	Method	Value 1	Value 2
1 3000	5	0.3	0.3
2 2950.*	5	0.3	0.3
3 2900.*	5	0.3	0.3
4 2850.*	5	0.3	0.3
5 2800.*	5	0.3	0.3
6 2750.*	5	0.3	0.3
7 2700.*	5	0.3	0.3
8 2650.*	5	0.3	0.3
9 2600.*	5	0.3	0.3
10 2550.*	5	0.3	0.3
11 2500.*	5	0.3	0.3
12 2450.*	5	0.3	0.3
13 2400.*	5	0.3	0.3
14 2350.*	5	0.3	0.3

OK Cancel Clear Profile Clear All Profiles

Una vez ejecutadas las simulaciones, los resultados pueden verse de forma gráfica, con las opciones habituales.



Y también en forma de tabla, seleccionando los perfiles deseados. Existen tablas estándar específicas para analizar encauzamientos.

Profile Output Table - Encroachment 1

HEC-RAS Plan: Natural River: Chico Reach: Arriba

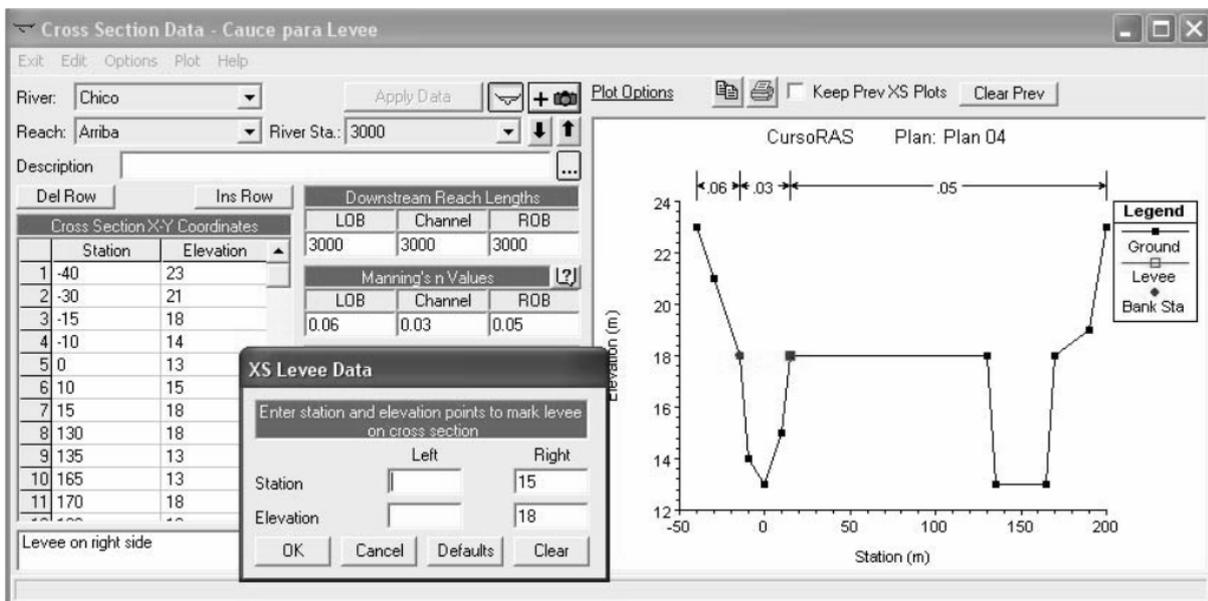
Reach	River Sta	Profile	W.S. Elev (m)	Prof Delta WS (m)	E.G. Elev (m)	Top Width Act (m)	Q Left (m ³ /s)	Q Channel (m ³ /s)	Q Right (m ³ /s)	Enc Sta L (m)	Ch Sta L (m)	Ch Sta R (m)	Enc Sta R (m)
Arriba	3000	PF 1	109.67		109.94	149.72	0.25	288.89	10.85		-15.00	15.00	
Arriba	3000	PF 2	109.87	0.21	110.15	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	3000	PF 3	109.84	0.18	110.12	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2950.*	PF 1	109.62		109.90	150.42	0.26	288.74	11.00		-15.00	15.00	
Arriba	2950.*	PF 2	109.83	0.21	110.11	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2950.*	PF 3	109.80	0.18	110.08	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2900.*	PF 1	109.58		109.85	151.11	0.26	288.59	11.15		-15.00	15.00	
Arriba	2900.*	PF 2	109.79	0.21	110.06	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2900.*	PF 3	109.76	0.18	110.04	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2850.*	PF 1	109.54		109.81	151.63	0.26	288.47	11.26		-15.00	15.00	
Arriba	2850.*	PF 2	109.75	0.21	110.02	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2850.*	PF 3	109.72	0.18	110.00	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2800.*	PF 1	109.50		109.77	152.44	0.27	288.30	11.43		-15.00	15.00	
Arriba	2800.*	PF 2	109.71	0.21	109.98	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2800.*	PF 3	109.67	0.18	109.95	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2750.*	PF 1	109.46		109.72	153.28	0.27	288.11	11.61		-15.00	15.00	
Arriba	2750.*	PF 2	109.67	0.21	109.94	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00
Arriba	2750.*	PF 3	109.63	0.18	109.91	30.00		300.00		-15.00	-15.00	15.00	15.00

Calculated water surface from energy equation.

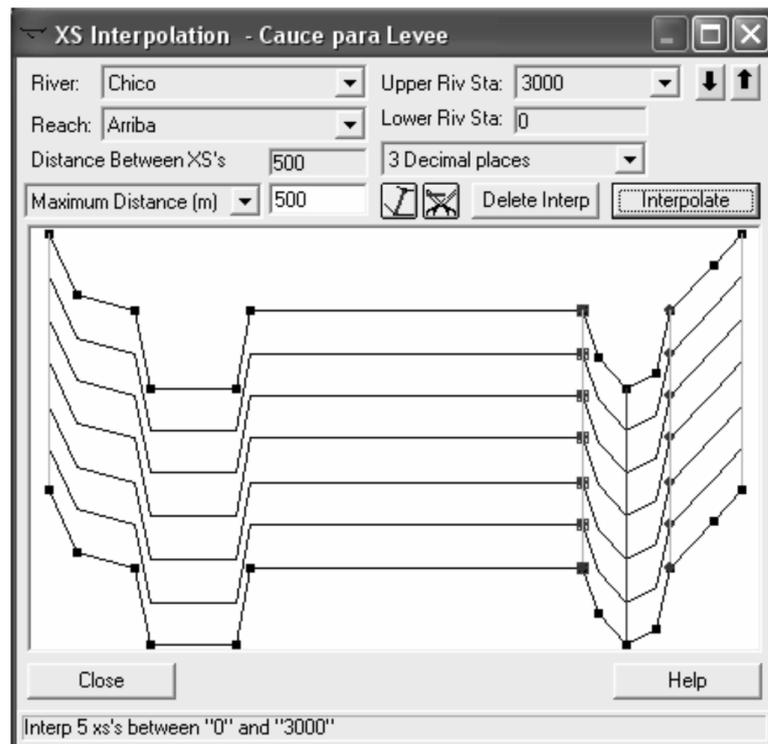
Definir levees

En ocasiones, las secciones transversales tienen varias zonas con cotas bajas. El programa, cuando realiza las simulaciones comienza a llenar primero todas las depresiones de la sección transversal. Los levees son una especie de diques longitudinales artificiales que se colocan para indicarle al programa que existe una vía preferente de desagüe. De esta manera, comenzará a llenar primero el cauce principal, hasta que se llegue a la cota del levee, a partir de la cual comenzará a llenar la parte situada del otro lado del levee.

Por ejemplo, en la sección siguiente, deseamos que el programa comience a llenar primero el cauce principal, antes de llenar la depresión en la llanura de inundación, por lo que colocamos un levee en la abcisa 15, cota 18, seleccionando en la ventana "Cross Section Data", Options/Levee.



Si se interpolan secciones, en las secciones interpoladas también aparecerán los levees.



Introducir estructuras en línea

Las estructuras en línea son las que se encuentran cortando el flujo perpendicularmente, es decir, coincidiendo con alguna sección transversal.

- Para introducir una estructura en línea, en la ventana “Geometric Data”, seleccionamos el icono “Inline Structure”.
- Se abrirá la ventana “Inline Structure Data”.
- Seleccionamos Options/Add an Inline Structure y se nos pedirá un número identificador de la estructura que sirve para posicionarla dentro del tramo de cauce en estudio. Introducimos 1499.
- En esta ventana podemos elegir el río, el tramo y en “Pilot Flow” nos permite introducir un “caudal ecológico”.
- En la misma ventana existe un icono “Weir/Embankment” que sirve para introducir un aliviadero, azud o dique. Lo seleccionamos y se abrirá la ventana “Inline Structure Weir Station Elevation Editor”.
- En esa ventana debemos introducir: la distancia entre la estructura y la sección transversal situada aguas arriba (Distance), es ancho de la estructura (Width) y el coeficiente de descarga del vertedero (Weir Coef) que puede dejarse por defecto.
- En la zona de coordenadas (Edit Station and Elevation coordinates) modelamos un azud con un nivel de 110 que se extiende desde la abscisa -30 hasta la 15.
- Como el agua puede verter por encima de esta estructura, indicamos que lo hará como vertedero de pared gruesa (Broad Crested).

Inline Structure Weir Station Elevation Editor

Del Row	Distance	Width	Weir Coef
Ins Row	0	5	1.44

Edit Station and Elevation coordinates

	Station	Elevation
1	-30.	110.
2	15.	110.
3		
4		
5		
6		
7		
8		

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data
Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

OK Cancel Clear

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

- También en la ventana "Inline Structure Data" hay otro icono "Gate" que sirve para introducir compuertas en el azud que hemos creado.
- Seleccionando el icono "Gate" se abre la ventana "Inline Gate Editor". En esta ventana modelamos 2 compuertas que dejan una abertura de 10 m de ancho (Width) por 2,5 de alto (Height) y cuya parte inferior (Invert) está a cota 104,5 m. El coeficiente de descarga (Discharge Coefficient) lo fijamos en 0,6. El eje de las aberturas (Centerline) se encuentran en abscisas (Station) -6 y 6 m.

Inline Gate Editor

Add Copy Delete Gate Group: Gate #1

Rename ... ↓ ↑

Height: 2.5 Width: 10 Invert: 104.5

Openings: 2

Gate Data
Discharge Coefficient: 0.6

Gate Type: Sluice

Trunnion Exponent: 0
Opening Exponent: 1
Head Exponent: 0.5
Trunnion Height:
Orifice Coefficient: 0.8
Head Reference: Sill (Invert)

Centerline Stations

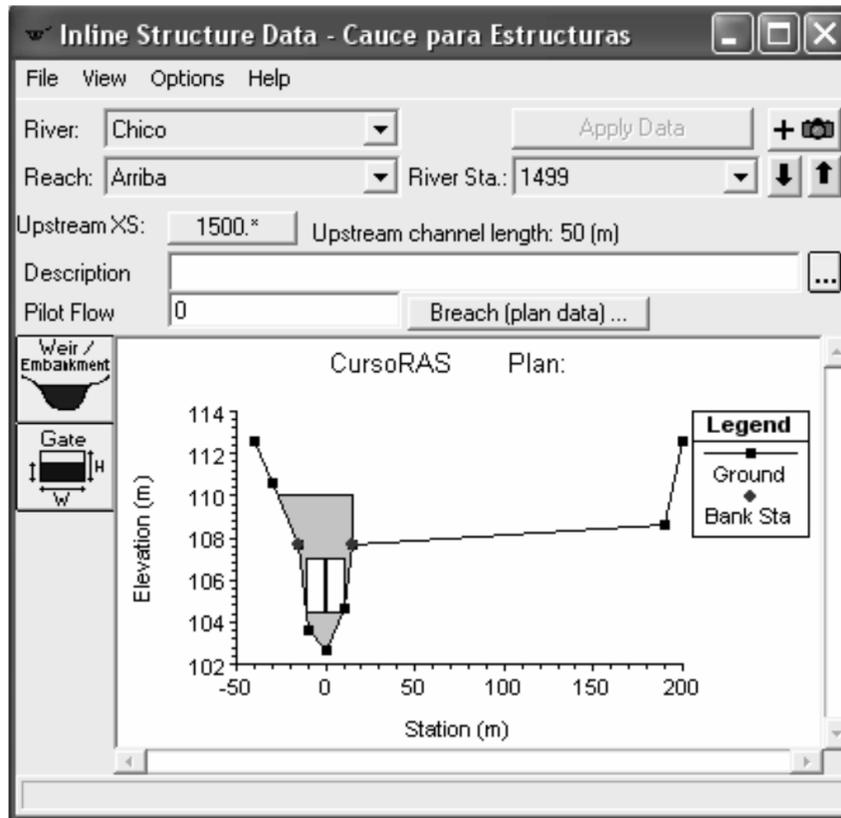
	Station
1	-6.
2	6.
3	
4	
5	
6	
7	
8	

Weir Data
Weir Coefficient: 1.67
Weir Crest Shape
 Broad Crested
 Ogee

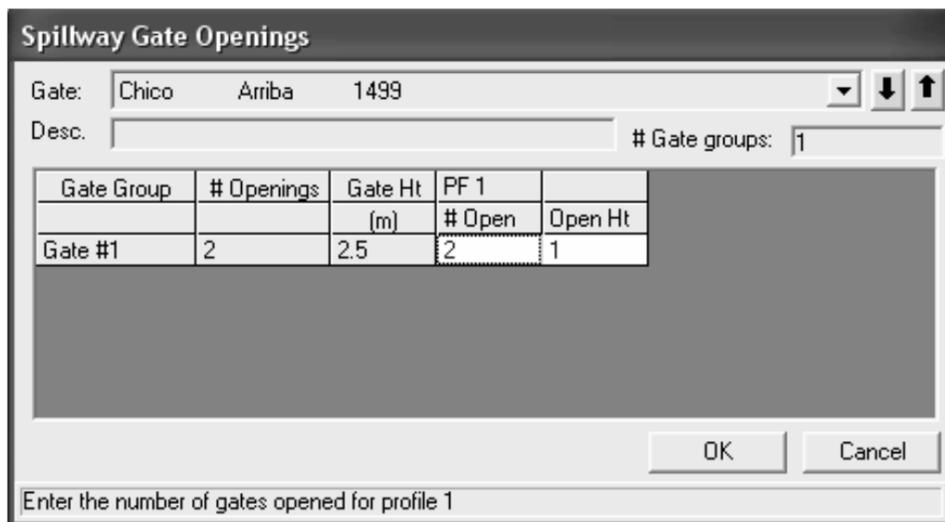
OK Cancel Help

Edit the maximum height of the gate opening

La estructura creada tiene el aspecto que muestra la ventana siguiente:



Finalmente, antes de ejecutar la simulación es necesario, en la ventana "Steady Flow Data", seleccionar "Options/Gate Openings" para introducir los datos de aberturas de las compuertas:



Los datos a introducir son:

- # Open: número de compuertas abiertas.
- Open Ht: altura de apertura de compuertas.

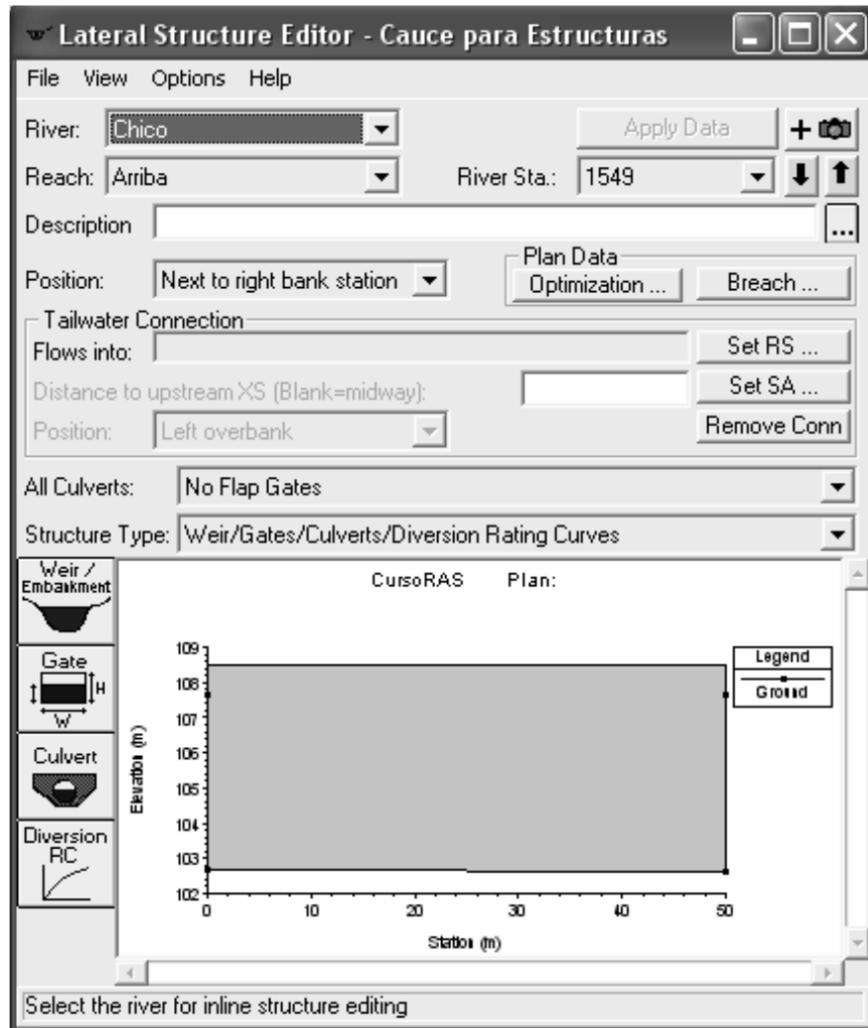
Introducir estructuras laterales

Las estructuras laterales son las que se encuentran paralelas al flujo principal del cauce, es decir, perpendiculares a las secciones transversales.

- Para introducir una estructura lateral, en la ventana "Geometric Data", seleccionamos el icono "Lateral Structure".
- Se abrirá la ventana "Lateral Structure Editor"
- Seleccionamos Options/Add a Lateral Structure y se nos pedirá un número identificador de la estructura que sirve para posicionarla dentro del tramo de cauce en estudio. Introducimos, por ejemplo, 1549.
- Seleccionamos el icono "Weir/Embankment", se abrirá la ventana "Lateral Weir Embankment" e introducimos:
- La distancia desde la estructura hasta la sección de aguas arriba (Distance to Upstream XS).
- El ancho del vertedero (Weir Width) en metros.
- La referencia del flujo por vertedero (Weir flow reference), donde puede elegirse lámina de agua (Water Surface) o línea de energía (Energy Grade). Elegimos la primera.
- El coeficiente de vertedero (Weir Coefficient) lo dejamos por defecto.
- En la zona de las coordenadas (Weir Station and Elevation) definimos la barrera lateral.

Weir Station and Elevation		
	Station	Elevation
1	0.	108.5
2	50.	108.5
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		

También existe la opción de introducir orificios de compuertas y de culverts e incluso una derivación de caudal a través de una relación caudal-calado que habrá que introducir. La estructura creada tendrá el siguiente aspecto:



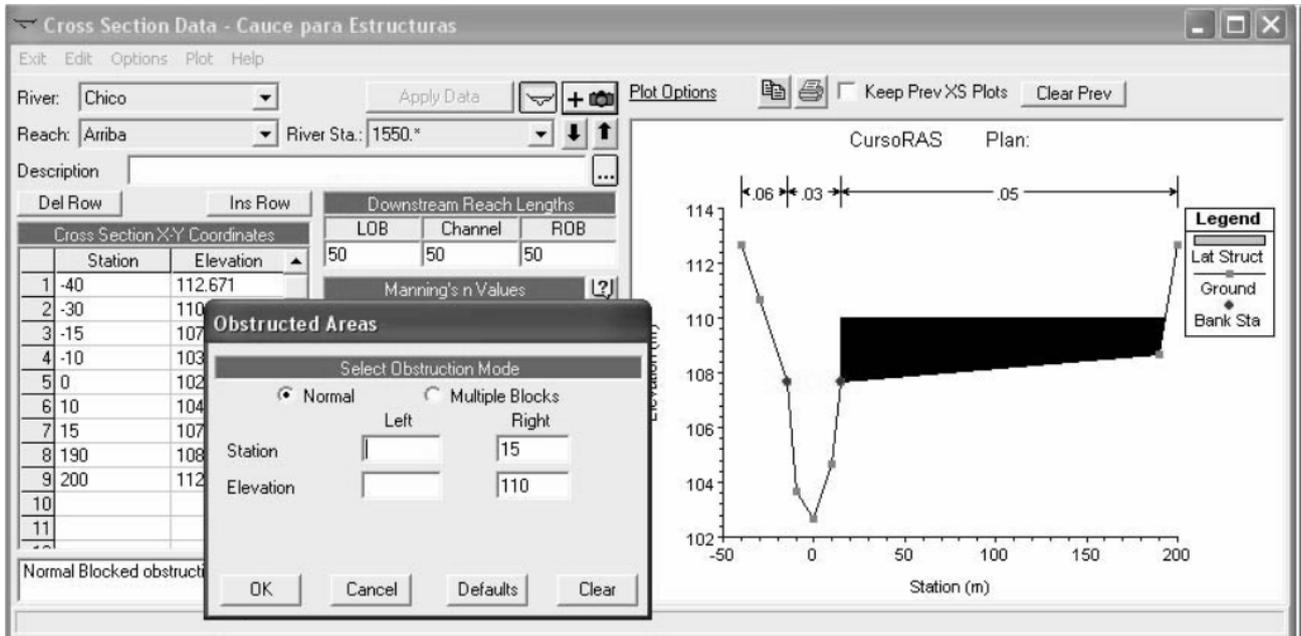
Introducir obstrucciones al flujo

Para el correcto funcionamiento de las estructuras creadas arriba, es necesario bloquear el paso del agua en una zona de la sección de aguas arriba de la estructura lateral. Esto puede hacerse siguiendo los siguientes pasos:

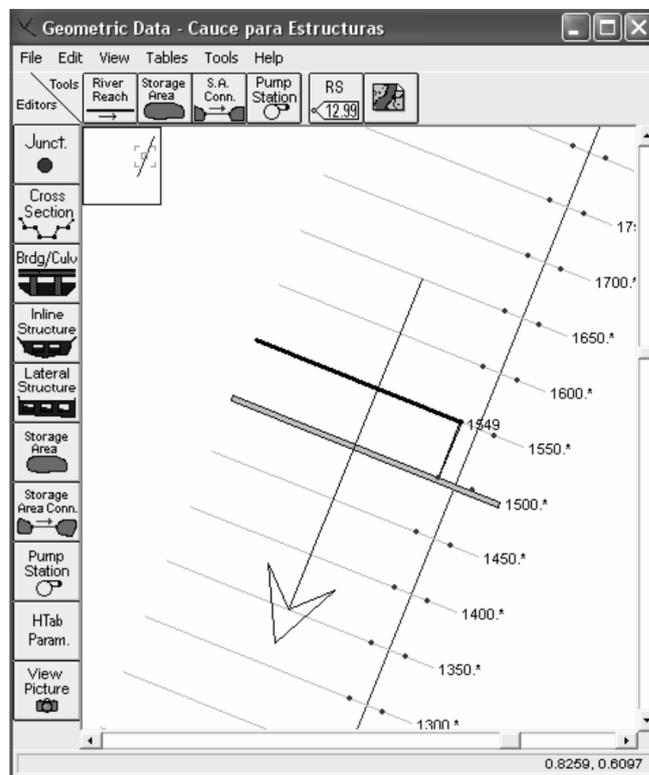
- Nos situamos en la ventana "Geometric Data", seleccionando el icono "Cross Section".
- Se abrirá la ventana "Cross Section Data". Nos posicionamos en la sección transversal donde se quiere colocar la obstrucción y seleccionamos Options/Obstructions.
- Aparecerá la ventana "Obstructed Areas", donde nos permite elegir entre una obstrucción normal (una a cada lado) o una de múltiples bloques (Multiple Blocks).
- La primera opción exige una abscisa (Station) y una cota (Elevations) a ambos lados o uno de ellos.

- La segunda opción existe abscisas de comienzo y final (Start Station y End Station) y cota (Elevation) para cada bloque.

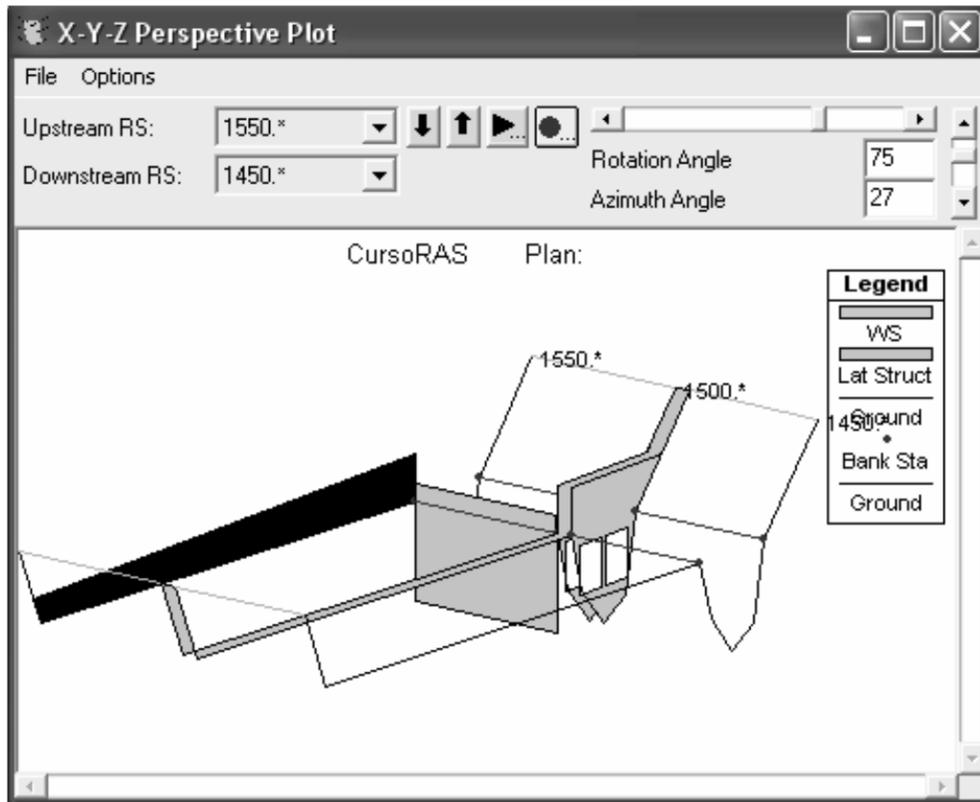
En la ventana "Cross Section Data", la obstrucción tiene el siguiente aspecto:



En la ventana "Geometric Data" el grupo de estructuras que hemos creado, junto con la obstrucción tiene el siguiente aspecto:



Y finalmente en un dibujo en perspectiva tiene el aspecto siguiente. Estas 3 formas de ver las estructuras nos permiten revisar para asegurarnos de estar modelando lo que deseamos.



Glosario de términos más comunes traducidos al español

Add a new Cross Section	Añadir una nueva sección transversal.
Cross Section	Sección transversal (del cauce).
Downstream Reach Lengths	Distancias (hasta la siguiente sección) aguas abajo.
Enter a new river station for the new cross section in reach	Introducir una referencia para la nueva sección transversal en el tramo.
Geometric Data	Datos Geométricos.
New project	Nuevo proyecto...
Plan	“Plan” (conjunto de datos geométricos y de caudal que se eligen para efectuar los cálculos).
Profile	“Perfil” (Hipótesis de cálculo con un cierto caudal).
Reach Boundary Conditions	Condiciones de contorno (de ese tramo).

Reach River Reach	Tramo, Tramo del no.
River Station	Referencia (un número) de cada sección transversal.
Select existing River or enter a new River name and enter Reach name	Seleccione un nombre ya existente o introduzca un nuevo nombre para el Río, e introduzca un nombre para el Tramo.
Set as default for new projects	Establecer “por defecto” para nuevos proyectos (Recordar esta elección en el futuro).
Set boundary for all profiles	Establecer condiciones de contorno para todos los perfiles (Igualar todos).
Set boundary for one profile at a time	Establecer las condiciones de contorno de los perfiles uno por uno.
Station	(En la geometría de las secciones transversales) Situación de cada punto de la sección, en metros.
Steady Flow	Caudal constante, o flujo uniforme o régimen permanente.
System International (Metric System)	Sistema Internacional (Sistema Métrico).
Unit system (US Customary/SI)	Sistema de unidades (USA/Sistema Internacional).
Unsteady Flow	Caudal variable, o flujo no uniforme o régimen variable.

13. ¿QUÉ ES HEC-GEORAS 3.1.1?

HEC-GeoRAS 3.1.1 es una extensión para ArcView 3.2 desarrollada conjuntamente por el *Hydrologic Engineering Center* (HEC) del *United States Army Corps of Engineers* y el

Environmental System Research Institute (ESRI). Básicamente es un conjunto de procedimientos, herramientas y utilidades especialmente diseñadas para procesar datos georreferenciados que permiten bajo el entorno de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), facilitar y complementar el trabajo con HEC-RAS. HEC-GeoRAS 3.1.1. Está escrito en el lenguaje de programación Avenue y es el resultado de la evolución de la extensión AVRAS 2.2

14. ¿PARA QUÉ SIRVE HEC-GEORAS?

HEC-GeoRAS crea un archivo para importar a HEC-RAS datos de geometría del terreno incluyendo cauce del río, secciones transversales, etc. Posteriormente los resultados obtenidos de calados y velocidades se exportan desde HEC-RAS a ArcView y pueden ser procesados para obtener mapas de inundación y riesgo.

15. INSTALACIÓN DE HEC-GEORAS

Antes de instalar HEC-GeoRAS es necesario tener instalado ArcView 3.2 (se recomienda la versión 3.2a con todos sus parches) y la extensión 3D Analyst 1.0. Aunque no es estrictamente necesaria, la extensión Spatial Analyst 2.0a agiliza las operaciones de post-proceso de datos.

La extensión es gratuita y fácilmente descargable junto al manual de usuario y ejemplos de aplicación, desde la página web:

http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/hecgeoras_downloads.html

US Army Corps of Engineers

HEC-GeoRAS Downloads

Home About HEC Newsletter Software Publications Training Visitors Links Contact Us

HEC-GeoRAS is a GIS extension that provides the user with a set of procedures, tools, and utilities for the preparation of GIS data for import into HEC-RAS and generation of GIS data from RAS output. While the GeoRAS extension is designed for users with limited geographic information systems (GIS) experience, knowledge of GIS is advantageous. Users, however, must have experience modeling with HEC-RAS and have a thorough understanding of river hydraulics to properly create and interpret GIS data sets.

HEC-GeoRAS 4.1.1 for ArcGIS 9.1 (Jan 06)
ArcGIS 9.1 (ArcView license) with the 3D Analyst and Spatial Analyst extensions are required.
Install Package (9MB) [Instructions] - [Primary Download Site](#) | [Alternate Download Site](#)
[User's Manual](#) (3.5MB)

HEC-GeoRAS 4.1 for ArcGIS 9 (Jan 06)
ArcGIS 9 (ArcView license) with the 3D Analyst and Spatial Analyst extensions are required.
Install Package (9MB) [Instructions] - [Primary Download Site](#) | [Alternate Download Site](#)
[User's Manual](#) (3.5MB)

HEC-GeoRAS 4.0 for ArcGIS 8.3 (Jan 06)
ArcGIS 8.3 (ArcView license) with the 3D Analyst and Spatial Analyst extensions are required.
Install Package (11MB) [Instructions] - [Primary Download Site](#) | [Alternate Download Site](#)
[User's Manual](#) (3.5MB)

HEC-GeoRAS Example Data Sets
Examples: [What are these datasets?]
- [Wailupe Import Example](#) (6.7MB) | [Alternate Download Site](#)
- [Baxter Example](#) (120MB) | [Alternate Download Site](#)
- [Baxter Example No Mapping](#) (23.6MB) | [Alternate Download Site](#)
- [Terrain Tiles Example](#) (15.2MB) | [Alternate Download Site](#)

HEC-GeoRAS 3.1.1 for ArcView 3.2
ArcView 3.2 with the 3D Analyst extension is required. Spatial Analyst is recommended.
[Download Install Package](#)
[User's Manual](#)
[Readme](#)
[Example Data](#)

Fig.1. Área de descarga de la aplicación.

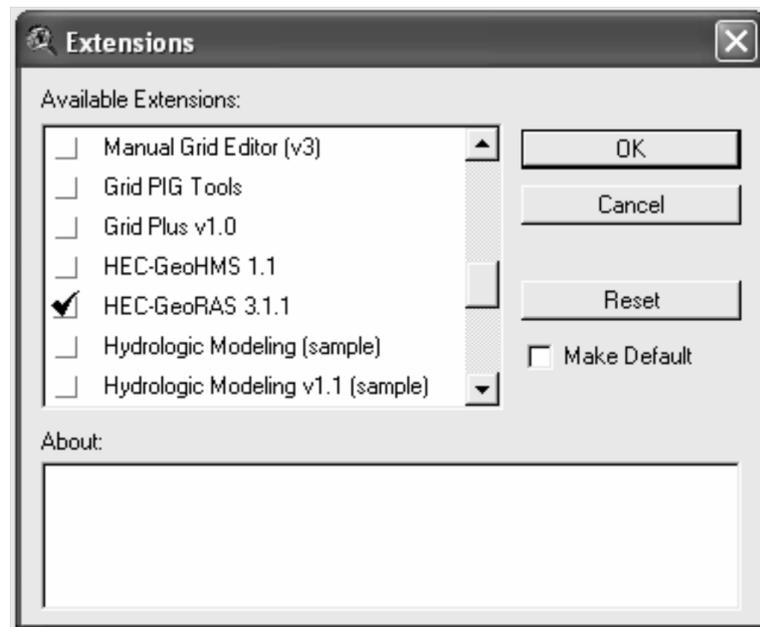
Se trata de un archivo ejecutable (*hecgeoras.exe*) que instala la extensión *HECGeoRAS31.avx* en el directorio: C:\ESRI\AV_GIS30\ARCVIEW\EXT32

Hec-GeoRAS 3.1.1 solo funciona con Windows 95/98/200/XP y para aprovechar todas sus funciones se requiere su uso con HEC-RAS 3.1.3

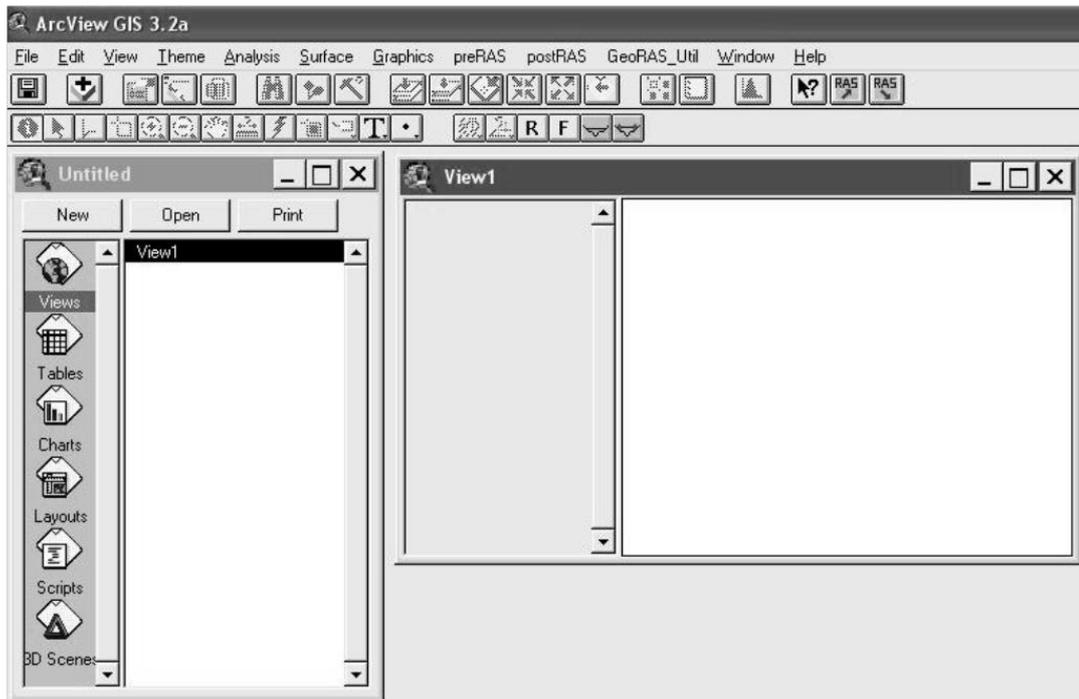
16. ACTIVACIÓN DE HEC-GEORAS

La activación de la extensión se realiza desde el desplegable File/extensions.. y basta con marcar las casillas correspondientes a *HECGeoRAS 3.1.1*, *3D Analyst* y *Spatial Analyst*.

También activaremos la extensión *Cad Reader* para trabajar con archivos de CAD. Pulsaremos OK para cerrar la ventana.



El resultado es aparición de tres nuevos menús desplegables (preRAS, postRAS y GeoRAS_Util), además de dos nuevos botones de procesamiento y cuatro herramientas de edición que se muestran en la figura.



17. CARTOGRAFÍA NECESARIA

Es necesario un MDT (modelo digital del terreno) en formato vectorial TIN (Triangulated Irregular Network) lo más detallado posible. Este modelo puede generarse con ArcView y su extensión 3d Analyst a partir de un fichero dbf (dbase) de puntos acotados o a partir de un fichero de Cad de curvas de nivel en cualquier formato (dxf o dwg). De este TIN se extraerán los datos geométricos de las secciones transversales.

El fichero de Cad que contiene las curvas de nivel, debe llevar asociado a cada registro de la base de datos una columna o atributo que indique su cota. Antes de empezar a trabajar es importante revisar este atributo o en caso contrario comprobar que se trata de polilíneas Z.

18. ESQUEMA DE TRABAJO

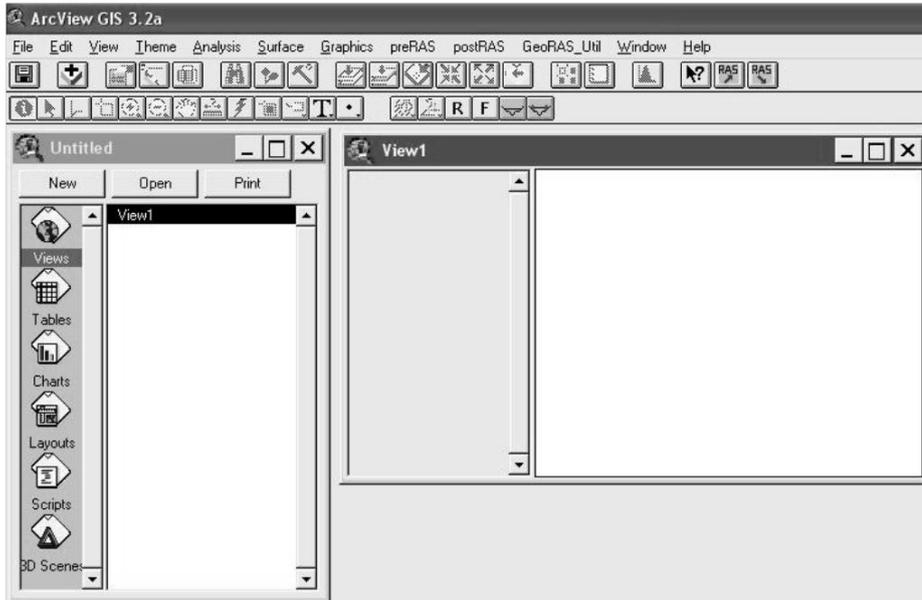
El proceso consta de tres pasos:

- Un PREPROCESO (trabajo previo con ArcView y HEC-GeoRAS), para generar un archivo de importación para HEC-RAS y que contiene información geométrica de las secciones transversales.
- La modelización del flujo con HEC-RAS que a su vez genera un archivo de exportación para ArcView,
- y un POSTPROCESO que genera los resultados finales: superficies de inundación para cada período de retorno, grids de profundidad ...

19. PROCESO

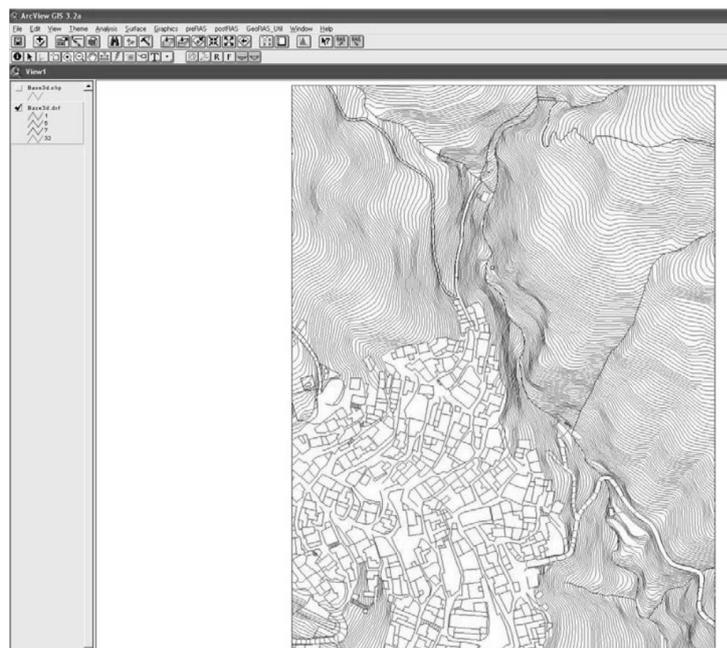
Trabajo previo con ArcView (PreRas)

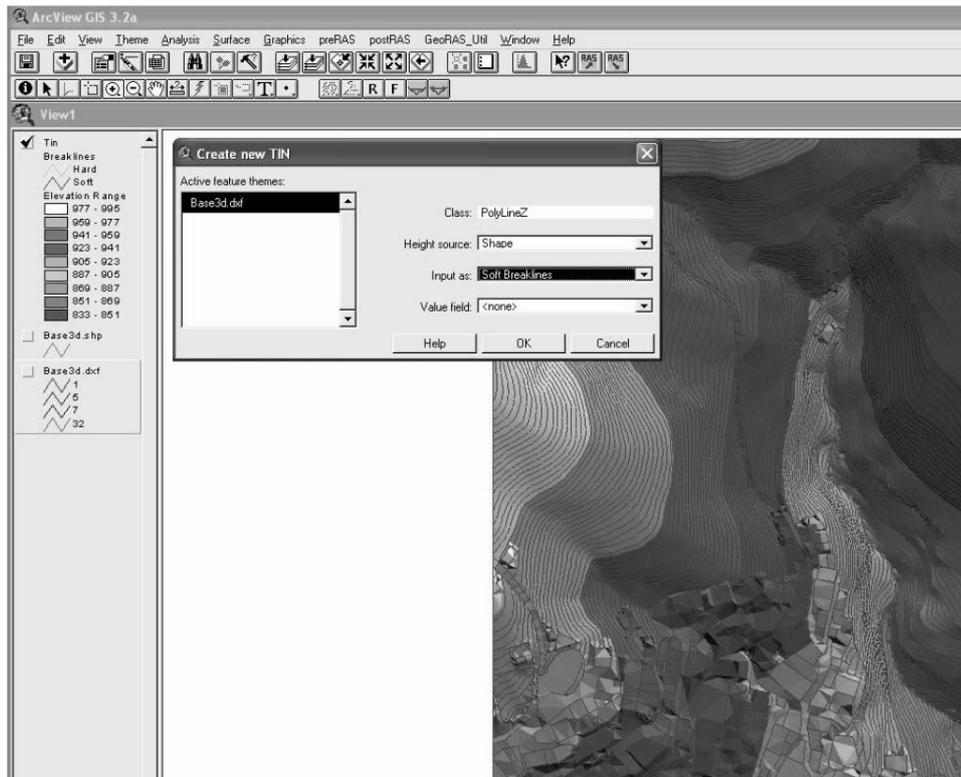
Creación de un nuevo proyecto de ArcView *tributario.apr* (*File/new project*) y de una nueva vista. (*New*)



Generación del modelo digital de elevaciones (mdt): A partir de cartografía base comercial 3d, generamos un mdt vectorial o TIN:

Cargamos el archivo de *cad 3dbase.dxf* y mediante la herramienta *Surface/Create TIN from Features* generamos el tin. Rellenamos la casilla *Height source* con *Shape* (en el caso de que tuviéramos un atributo con la elevación escogeríamos éste)





El menú desplegable preRas: Las herramientas contenidas en este menú se muestran en el orden en el que se deben utilizar.

preRAS	postRAS	GeoRAS_Util
Create Stream Centerline		
Create Banks		
Create Flowpaths		
Create XS Cut Lines		
Create Levee Alignment		
Create Ineff. Flow Areas		
Create Storage Areas		
Theme Setup...		
Centerline Completion		
Centerline Topology		
Lengths/Stations		
Centerline Elevations		
XS Attributing		
Stream/Reach Names		
Stationing		
Bank Stations		
Reach Lengths		
XS Elevations		
Manning's n Values		
Levee Positions		
Ineffective Flow Areas		
Storage Area Completion		
Generate RAS GIS Import File		
Header Export		
Centerline Export		
XS Export		
Storage Area Export		



Crea o shapes geometría (vacíos).



Especifica los temas para el fichero de importación.



Añade topología y atributos al cauce del río.



Añade topología y atributos a las secciones transversales.

Crea el archivo de importación para HEC-RAS.

Los pasos básicos posteriores a la generación del mdt son:

- Dibujar el cauce, editando el tema vacío.

PreRas-Create stream Centerline: introducimos el nombre o dejamos el que sale por defecto. Con esto se crea un fichero vectorial (de líneas) en el que vamos a digitalizar el eje (s) del río.

Reglas:

Las uniones entre tramos tienen que ser perfectas, es decir ningún hueco entre ellas.

Se digitaliza de aguas arriba a aguas abajo.

Las herramientas necesarias para digitalizar y dar nombre a los tramos creados son las siguientes:



Dibuja segmentos con sucesivos click del botón izquierdo del ratón que no son más que puntos de una polilínea, para cerrar la polilínea hacemos doble click sobre el botón izquierdo. Según se va digitalizando si damos al botón derecho aparecen unas opciones muy útiles para la digitalización: de zoom + y - , pan (desplazamiento del mapa), borrar último punto de la línea.

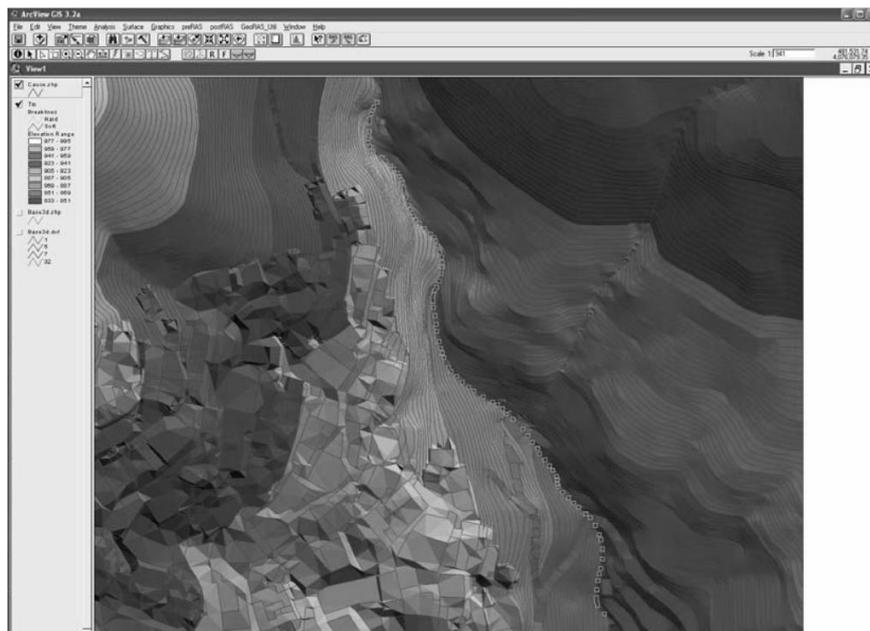


Cuando se han digitalizado todos los tramos hay que nombrarlos indicando el nombre del río y el curso. Pulsando este botón, primero se define el tema a editar, se va marcando tramo a tramo y en cada tramo se introduce el nombre del río y el curso.

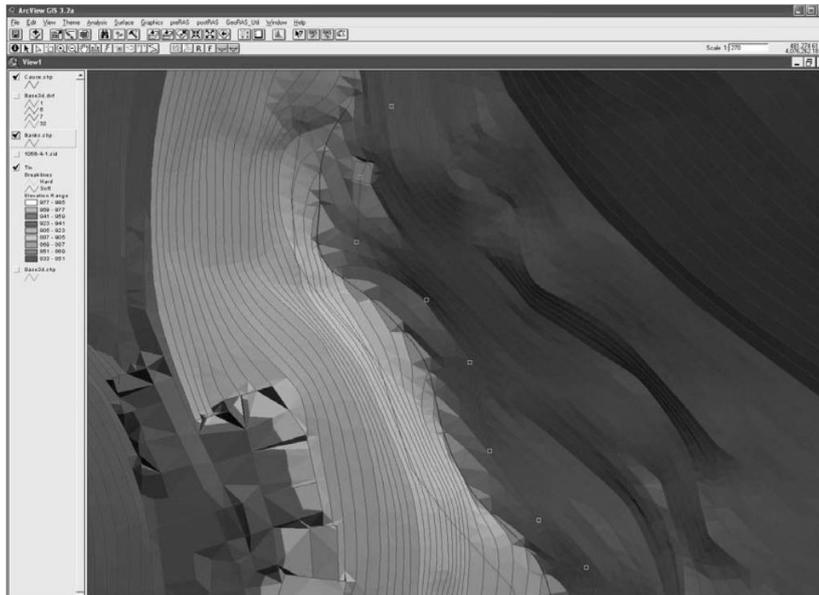


Esta herramienta se utiliza para añadir afluentes al río principal (opcional). Abrir la edición de "Stream centerline" y trazar con esta herramienta un segmento que corte a "stream centerline" donde enlazará el afluente. Con esto se consigue dividir "stream centerline" en dos segmentos (tramos), definidos por el afluente. Ahora hay que eliminar dos pequeños fragmentos lineales que no se necesitan.

Al terminar de editar el tema cerramos la edición Theme/Stop editing.



- Dibujar las líneas que definen los márgenes “banks”: PreRas-Create Banks, ahora con la herramienta “draw line” digitalizamos los “bank lines” para cada tramo:



- Dibujar los “flowpaths” o zonas por donde preveamos que circulará el flujo de agua

PreRas-Create flowpath. El corte de estas líneas con las secciones transversales definen los puntos entre los que se medirá automáticamente, siguiendo esa línea, la distancia entre secciones por las márgenes.

Reglas:

Se deben digitalizar (de aguas arriba a aguas abajo) una línea por cada lado del río, incluyendo el eje del cauce principal (stream centerline), pero como este eje ya está hecho, es recomendable aceptar la opción que da el programa de copiarlo automáticamente. Es necesario definir, para cada segmento, su situación: izquierdo (left), derecho (Right) o cauce (channel).

F Define la posición de “flow path centerlines”, al pulsarlo te pide el tema correspondiente. A continuación, se va señalando segmentos de líneas con el cursor y en la caja de dialogo se elige la posición que corresponda.

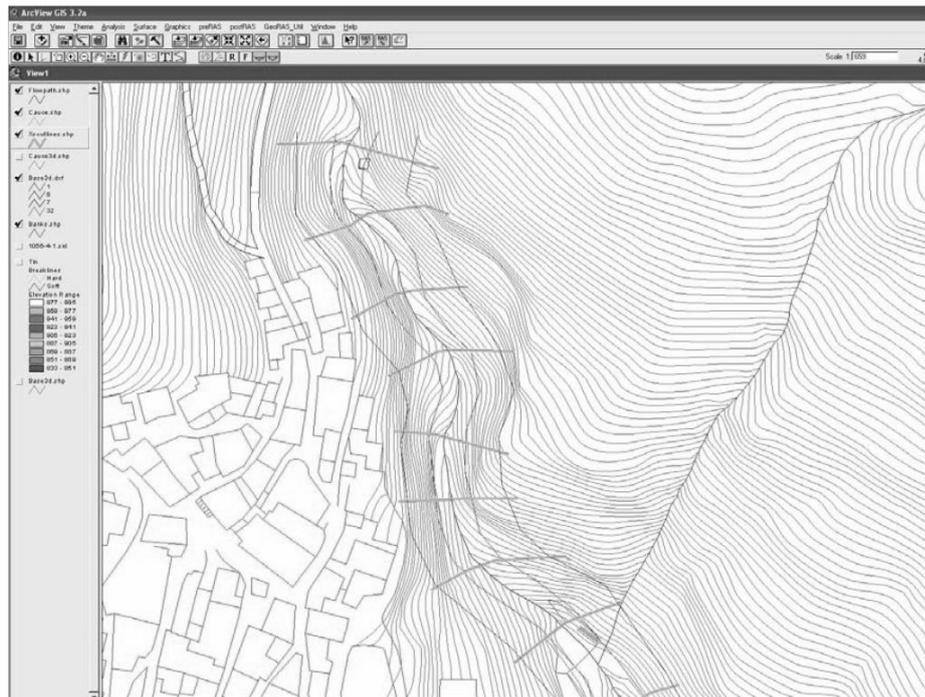
- **Dibujar las secciones transversales**

PreRas-CreateXS Cut lines: Con las secciones definidas en este paso se extraerán los datos de la geometría de las secciones transversales a partir del tin.

Reglas:

No se pueden cortar dos secciones.

Las secciones cortan perpendicular al flujo, se digitaliza desde el margen izquierdo a derecho y deben cortar a las líneas de flow path centerline.



- Añadir topología y elevación al cauce (*cauce 3d*): PreRas-Centerline Completion.

Se añade información automáticamente y además se crea otro similar pero en 3 dimensiones. Es necesario seguir el orden de ejecución que se indica.

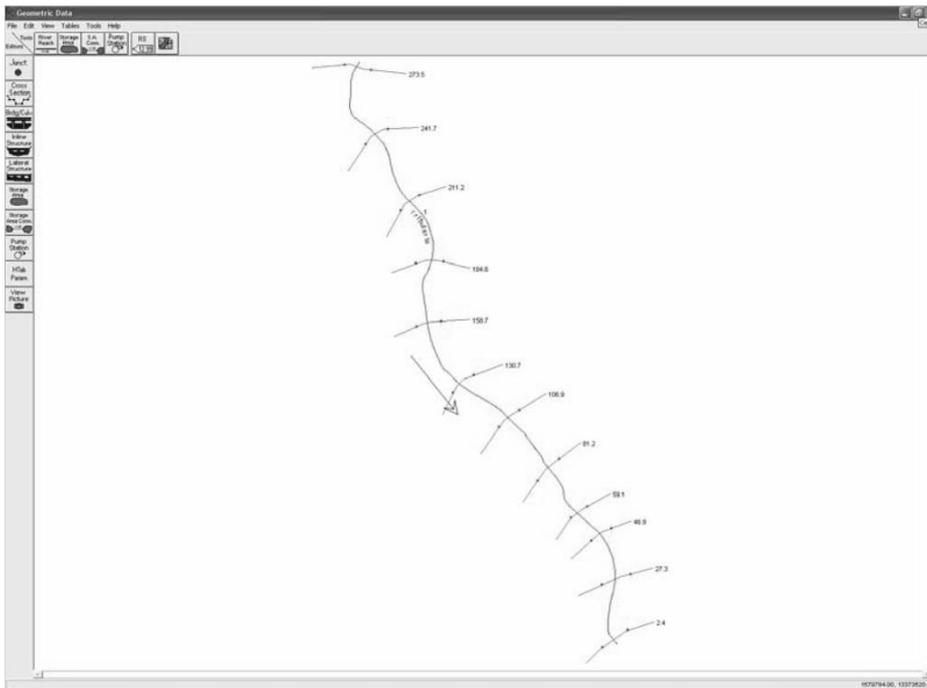
- De igual forma se añade topología y elevación a las secciones transversales (*secciones 3d*). PreRas-XS Attributing.
- Indicar los Ras themes o ficheros a incluir en el archivo de importación. PreRas -Theme Setup.
- Crear el fichero de exportación para HEC-RAS: PreRas- Generate Ras Gis import file, que prepara el fichero que posteriormente será leído por Hec-Ras. Este fichero de texto con formato *.sdf* se almacena en carpeta en la cual está el resto de temas.

Trabajo con HecRas

- Crear un nuevo proyecto (*tributario.prj*).
- Editar la geometría: Edit/Geometric Data.

Importar el archivo de geometría: File/ Import geometry Data/GIS format buscando el archivo *.sdf* generado por ArcView.

En las opciones de importación elegir Unidades del sistema métrico SI (metric) unit.



En el desplegable *Tables/Manning's n or k values...* rellenar los valores de *n* para el cauce y las laderas.

Desde *Tools/Graphical Cross Section Edit* visualizar y corregir las secciones transversales, añadir leeves, áreas inefectivas de flujo....

Desde *Tools/Cross Section Point Filter*, elegir *Multiple Locations*, añadir todas las secciones, y hacer click sobre *Filter Points on Selected XS*

Desde *Tools/Xs Interpolation*, añadir las secciones interpoladas que deseemos

Añadir *Bridges y/o Culvert*

Salvar el archivo de geometría *File/Save Geometry Data*

- Introducir los datos hidráulicos *Edit/Steady Flow Data*

Salvar el archivo de datos de flujo *File/Save Flow Data*

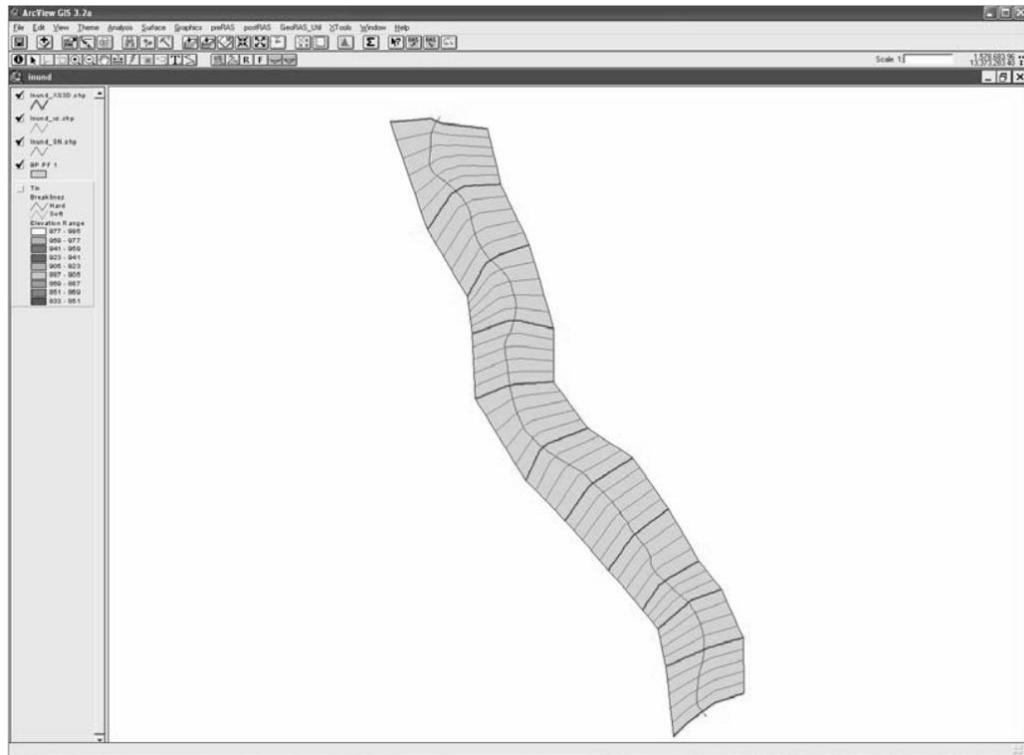
- Correr el modelo y revisar las salidas
- Generar un archivo de exportación *File/export GIS Data (trb.RASexport.sdf)*

Trabajo final con ArcView (PostRas)

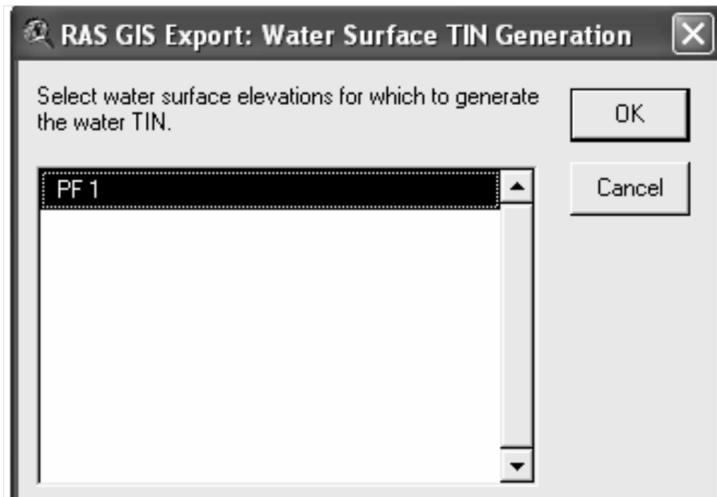
Desde el desplegable *postRAS* elegir *theme setup* y buscar los datos que se solicitan.

En *output directory* introducir un nombre sencillo sin ruta de disco. El último apartado *Rasterization cell size* se refiere al tamaño de pixel que tendrán los datos resultantes.

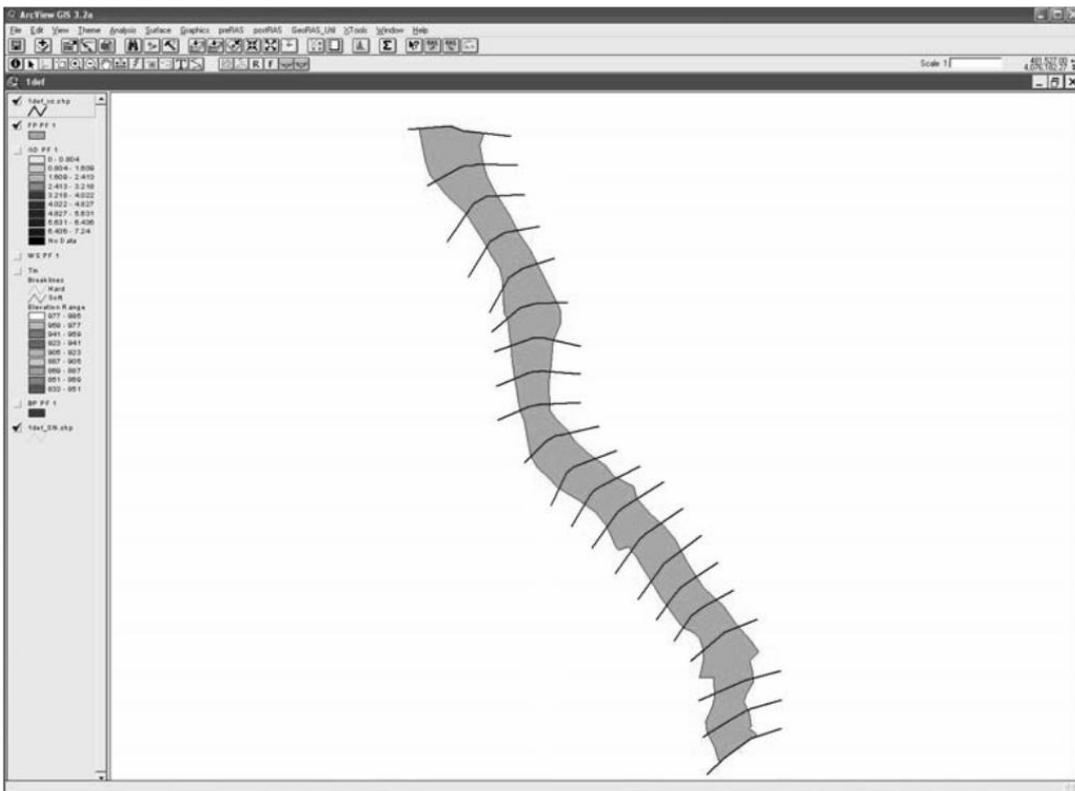
Leer el archivo de exportación. *postRAS/Read RAS GIS Export File*: crea y lee una serie de temas y los coloca en la vista. Entre ellos el tin, y unos ficheros vectoriales BP (Bounding Polygons), que son la superficie de ocupación de las secciones transversales (habrá tantos de estos BP como perfiles haya, y lógicamente serán idénticos).



Con *PostRas-Ws TIN Generation*, el tin va a ser recortado por "bounding polygon". En la ventana de dialogo que aparece seleccionar todos los perfiles.



PostRas-Floodplain Delineation. En este proceso se crearán las zonas de inundación para cada perfil, es decir para cada caudal que se haya establecido en Hec-Ras. Además se genera un grid con el calado o profundidad.



Llanura de inundación para el período de retorno considerado Grid de profundidad.



Imagen final de la llanura de inundación en la zona del río, con el canal natural en azul superpuesto y con imagen satelital de fondo.

Environmental Systems Research Institute (1996). *ArcView Gis: Using ArcView GIS*, ESRI inc, Relands, California.

Universidad de Granada, Área de Ingeniería Hidráulica, *Manual Básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1*, Leonardo S. Nanía y Emilio Molero.

Hydrologic Engineering Center (2002a) *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 3.1. CPD-69*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

Hydrologic Engineering Center (2002b) *HEC-RAS River Analysis System. User's Manual.*

Version 3.1.CPD-68. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

Hydrologic Engineering Center (2002c).*HEC-GeoRAS, An extension for support of HEC-RAS using ArcView. Version 3.1. User's Manual. CPD-76*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

Hydrologic Engineering Center (2002d). *HEC-RAS River Analysis System, Applications*

Manual, Version 3.1, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

BIBLIOGRAFÍA

1. Curvas IDF de la Región Oriental del Paraguay (Departamento de Desarrollo de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Asunción; Monte Domeq, Roger et. al.)
2. Hidrología Aplicada (Chow, Ven T.; Maidment, David R.; Mays, Larry W.).
3. 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>)
4. HYDRAIN el Federal Highway Administration <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/hydssoft.htm>
5. CAP (Culvert Analysis Program) desarrollado por el US Geological Survey (<http://www.water.usgs.gov/software/cap.html>) de Estados Unidos de América.
6. Modelo Hidrodinámico SWMM de la EPA (Environmental Protection Agency, de los E.U.A.)
7. Hydraulic Design Series Nº 5 del Federal Highway Administration.
8. Abbot, M. B., Bathurst, J. C., Cunge, J. A., O'Connell, P. E y Rasmussen, J. 1986a. An introduction to the European Hydrological System-Systeme Hydrologique Europeen, SHE, 1. History and Philosophy of a Physically-based, distributed modelling system, Journal Hydrology, 87, 45-59.
9. Abbot, M. B., Bathurst, J. C., Cunge, J. A., O'Connell, P. E y Rasmussen, J. 1986b. An introduction to the European Hydrological System-Systeme Hydrologique Europeen, SHE, 2. Structure of a Physically Based, Distributed Modelling System. Journal Hydrology, 87, 61-77.
10. Bell, F. C. 1969. Generalized rainfall-duration-frequency relationships. Journal of the Hydraulics Division of ASCE, 95, N°HY1, 311-327.
11. Bruen, M. y Dooge, J. C. 1984. An efficient and Robust Method for Estimating Unit Hydrograph Ordinates. Journal of Hydrology, vol. 37, 47-66.
12. California Highway Manual. 1997. California, USA.
13. Crawford, N. H. y Linsley, R. K. 1962. Digital Simulation in Hydrology. Stanford Watershed model IV. Techn. Rep. N°39, Stanford University. California.
14. Chow, V. T. 1959. Open Channel Hydraulics . Mc Graw Hill Book Co. New York.
15. Chow, V. T. 1964. Handbook of Hydrology. McGraw-Hill. New York.
16. Dalrymple, T. 1960. Flood Frequency Analyses. Manual of Hydrology, Geological Survey Water Supply Paper 1543-A.
17. Domínguez, F. J. 1974. Hidráulica. Editorial Universitaria, Santiago, Chile.
18. Espíldora, B. 1987. Planteamiento general de los Métodos de cálculo de crecidas de diseño. Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, vol. 2, N°1, 3-21.
19. Centro de Recursos Hidráulicos, Universidad de Chile.
20. Greenwood, J. A. Landwehr, J. M. y Wallis, J. R. 1979. Probability Weighted Moments: definitions and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form. Water Resources Research, vol 15, N°5, 1049-1054.
21. Henderson, F. M. 1966. Open Channel Flow. Mc Millan and Co., New York.
22. Hollander y Wolfe, 1973. Non parametric statistical methods. John Wiley. New York.

23. Hosking J. R. M., Wallis, J-R. y Wood, E. F. 1985. Estimation of the Generalized Extreme Value Distribution by the Method of Probability Weighted Moments. *Technometrics*, vol 27, Nº 3, 251-261.
24. Huff, F. A. 1967. Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water Resources Research*, vol 3, 1007-1019.
25. Kite, G. W. 1978 *Frequency and Risk Analysis in Hydrology*. Water Resources Publications, Fort Collins, Co. USA.
26. Kunchment, L. S. 1967. Solution of Inverse Problems for Linear Flow Models. *Soviet Hydrology. Selected Papers 2*, 194-199.
27. Landwehr, J. M., Matalas, N. C. y Wallis, J. R. 1979. Estimation of Parameters and Quantiles of Wakeby Distributions. *Water Resources Research*, vol 15, 1361-1379.
28. Laurenson, E. y Mein, R. 1983. RORB, versión 3 Runoff Routing Program Dept. of Civil Engineering, Monash University. Australia.
29. Linsley, R. K, Kohler M. A., y Paulhus, J. L. 1977. *Hidrología para Ingenieros*. Editorial McGraw Hill Latinoamericana, Bogotá, Colombia.
30. National Environmental Research Council. 1975. *Flood Studies Report*. Whitefriars Press Ltd. London.
31. Sherman, L. K. 1932. Streamflow from Rainfall by the Unit-Graph Method. *Eng. News-Rec.*, vol 108, 501-505.
32. Soil Conservation Service. 1972. *National Engineering Handbook. Section 4, Hydrology*. U.S. Department of Agriculture. Washington, D. C.
33. USBR. 1965. *Design of Small Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, Washington, D.C.
34. Viessman, W., Knapp, J. W. y Lewis, G. L. 1977. *Introduction to Hydrology*. Harper & Row Publishers, New York.

