

*Reglamento Nacional*



ESTADO PLURINACIONAL  
DE BOLIVIA



**MMAyA**  
Ministerio de Medio Ambiente y Agua

# Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano

*Primera Edición  
Agosto 2010*

**MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO**

Calle Capitán Castrillo Nº 434  
entre Av. 20 de Octubre y  
calle Héroes del Acre  
Teléfono: (591-2) 2115571  
Fax: (591-2) 2116124

**DERECHOS RESERVADOS**

Documento del Ministerio de Medio Ambiente y Agua  
Se autoriza la reproducción parcial o total,  
haciendo referencia a la fuente.

**PRIMERA EDICIÓN**

Agosto, 2010

**IMPRESIÓN**

Arteria Producciones  
Calle Boquerón 1512 - Telf. 2490396  
La Paz, Bolivia



---

# Reglamento Nacional



Estado Plurinacional  
de Bolivia

---

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE Y  
SANEAMIENTO BASICO

## Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano



Agosto, 2010



## **PREFACIO**

El presente “Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano”, es un documento complementario a la Norma Boliviana **NB 688-07 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera Revisión)”** y a los **Reglamentos Técnicos de Diseños de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera Revisión)**, editados en Abril de 2007.

El “Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano”, fue editado e impreso por el Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico dependiente del Ministerio de Medio Ambiente y Agua, a la cabeza del Dr. Felipe Quispe Quenta, Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico.

La consultoría para la elaboración del documento fue a través del Programa de Saneamiento Básico Urbano (PROSUB) del Banco Interamericano de Desarrollo (BID). La edición e impresión fue financiado por la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Las instituciones y representantes que conformaron el Comité Técnico de Revisión y participaron en la revisión y aprobación fueron:

### **COMITÉ TÉCNICO DE REVISIÓN (Gestión 2007)**

Ing. Rudy Rojas F. (Coordinador)	UNI/VSB	Ing. José L. Castagne	ABIS-LPZ
Ing. Luis Fernando Deheza	GM-LPZ	Ing. Edwin Laruta	VSB-MDA
Ing. Hugo Gómez	EPSAS	Ing. Enrique Torrico	VSB-MDA
Ing. Grover Rivera	IIS-UMSA	Ing. Susana Jaramillo	VSB-MDA
Ing. Juan García	SAMAPA		

La consultoría para la elaboración del Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano estuvo a cargo de:

**Fernando Inchauste M.**  
**Humberto Obleas A.**  
**Ángel Revilla S.**

**CONSULTOR PRINCIPAL**  
**CONSULTOR**  
**CONSULTOR - Dibujante**



FOTOCOPIA LEGALIZADA



M M A y A  
Ministerio de Medio Ambiente y Agua Bolivia



RESOLUCIÓN MINISTERIAL Nº

La Paz, 27 MAY 2010

Nº 0123

VISTOS Y CONSIDERANDO:

Que el artículo 94 del Decreto Supremo Nº 29894 de fecha 7 de febrero de 2009, establece la Estructura Jerárquica del Ministerio de Medio Ambiente y Agua, teniendo bajo su dependencia al Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico; Viceministerio de Recursos Hídricos y Riego y Viceministerio de Medio Ambiente, Biodiversidad y Cambios Climáticos.

Que el Artículo 14, numerales 4) y 22) de la misma disposición legal, dispone que son atribuciones de los Ministros: "Dictar normas administrativas en el ámbito de su competencia". Así como de emitir resoluciones ministeriales en el marco de sus competencias.

Que el inc. b) del Art. 96 del Decreto Supremo 29894, consigna como una de las atribuciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, la de "promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios de agua potable y saneamiento básico; y el Inc. d) hace mención a "difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios de agua potable y saneamiento básico".

Que el Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, ha encargado la elaboración del documento "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano", en el ámbito de los sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano, con base a la Norma Boliviana NB 688-07 "Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera Revisión)" y los Reglamentos Técnicos de Diseños de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera Revisión), editados en Abril de 2007, por el ex - Ministerio del Agua.

Que el Informe Técnico VAPSB/DGAPAS/UNTDC/IT-001/2010, de fecha 6 de mayo de 2010, elaborado por Roger Yugar Yugar, Consultor en Desarrollo y Actualización de la Normativa Sectorial, dependiente de la Unidad de Normas Técnicas y Desarrollo Comunitario del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, concluye "Que el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano" se enmarca en la política del "vivir bien", ya que su aplicación evitará inundaciones de áreas urbanas y recomienda "...emitir la Resolución Ministerial correspondiente, para que el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano" sea aplicado a nivel nacional.

Que el Informe Legal VAPSB/DGAPAS/UNTDC- 042/2010, de fecha 10 de abril de 2010, elaborado por la Dra. Rosa Isela Alarcón Fernández, Profesional Abogado de la Unidad de Normas Técnicas y Descom, dependiente de la Unidad de Normas Técnicas y Descom, concluye y recomienda "En virtud a que el Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico ha desarrollado el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano" y de haberse efectuado el análisis correspondiente al documento final, y una vez revisados los antecedentes en los que se pudo evidenciar que su puesta en vigencia no incurre en ninguna contravención a la normativa técnica y legal vigente, se recomienda su aprobación a través de la emisión de la Resolución Ministerial que de validez a la misma".





FOTOCOPIA LEGALIZADA



Que el objetivo fundamental del "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano", es estandarizar el diseño y optimizar costos de inversión para permitir el acceso a los servicios en la esfera de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano, recogiendo experiencias de la práctica moderna de la ingeniería sanitaria y de la utilización de tecnologías alternativas en el país, transmitida y consensuada mediante un proceso de consideración a través de un Comité Técnico de Revisión y consulta con profesionales representativos en el ámbito del sector de saneamiento básico.

Que es necesaria la difusión del "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano", para permitir su aplicación por parte de los profesionales del sector y con carácter obligatorio en el ámbito urbano del país.

POR TANTO:

La Ministra de Medio Ambiente y Agua, en uso de sus atribuciones y con las facultades conferidas por Ley.

RESUELVE:

PRIMERO.- Aprobar el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano", compuesto por cinco (5) capítulos y cuatro (4) anexos (a, b, c y d), que en documento adjunto formará parte integrante de la presente Resolución, el mismo que deberá ser aplicado obligatoriamente en todo el territorio nacional, por Instituciones y profesionales del sector.

SEGUNDO.- Se autoriza al Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, proceda a la publicación, difusión y distribución en forma gratuita del "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano", a Prefecturas, Municipios, entidades públicas y privadas afines al sector, bibliotecas universitarias públicas, programas y proyectos del sector, además de otros priorizados por el Viceministerio.

TERCERO.- El Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, queda encargado de la ejecución y cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, Comuníquese, Cúmplase y Archívese.

Dr. Carlos F. Gómez García Datéaz
DIRECTOR GENERAL DE ASUNTOS JURIDICOS
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA

Lic. María Esther Udaeta Velásquez
MINISTRA DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA

Dra. Paola Verónica Oropeza Terán
Profesional en Desarrollo Normativo
Dirección General de Asuntos Jurídicos
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA
DIRECCION GENERAL DE ASUNTOS JURIDICOS
El original de este documento course en archivos de la
Dirección General de Asuntos Jurídicos del Ministerio
de Medio Ambiente y Agua. La presente, es copia
fiel de su original, la que legalizo de conformidad
a lo dispuesto en el Artículo 1311 del Código Civil.
La Paz, 10 de Julio de 2010



**Autoridades Nacionales del Sector Saneamiento Básico**

**Lic. María Esther Udaeta  
MINISTRA DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA**

**Dr. Felipe Quispe Quenta  
VICEMINISTRO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO**

**Ing. Reynaldo Villalba Asebey  
DIRECTOR GENERAL DE AGUA POTABLE  
Y ALCANTARILLADO SANITARIO**

**Dr. Freddy Calderón Castellón  
JEFE UNIDAD DE NORMAS TÉCNICAS  
Y DESARROLLO COMUNITARIO**



## PRESENTACIÓN

El Ministerio de Medio Ambiente y Agua, a través del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de los profesionales del país el presente “Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano”, el cual fue elaborado tomando en cuenta los avances tecnológicos y los requerimientos del Sector en Bolivia.

Este Reglamento tiene como objetivo, regir el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de drenaje pluvial urbano, en el ámbito de los sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano, para mejorar las condiciones de vida del ciudadano boliviano.

El presente Reglamento se constituye en un instrumento que debe ser conocido y aplicado de forma obligatoria por los responsables de las diferentes etapas de implementación de proyectos de sistemas de drenaje pluvial urbano.

Se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño de acuerdo a la tecnología y prácticas de la ingeniería sanitaria, de manera que puedan ser aplicados en proyectos a nivel urbano.

La elaboración de este documento fue posible gracias a la participación de profesionales, instituciones y el apoyo de organizaciones como el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) en la fase de elaboración, la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) en la fase de impresión y otras que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico normativo.



Dr. Felipe Quispe Quenta  
VICEMINISTRO DE AGUA POTABLE  
Y SANEAMIENTO BÁSICO  
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA





## **INTRODUCCIÓN**

El Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano, en el ámbito de los sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano, se ha desarrollado con base a la Norma Boliviana NB 688-07 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera Revisión)” y a los Reglamentos Técnicos de Diseños de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera Revisión), editados en Abril de 2007, por el Ministerio del Agua.

Debido a los avances tecnológicos sobre el diseño y construcción de sistemas de drenaje pluvial urbano que se han dado en los últimos años, el Ministerio del Agua (2007), a través del Viceministerio de Servicios Básicos (2007), ha encarado la elaboración del presente Reglamento, con el propósito de incorporar y modificar conceptos, criterios y fórmulas que se ajusten a la realidad actual para el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en nuestro país. Para el efecto, se han tomado en cuenta las inquietudes de instituciones, profesionales y técnicos que trabajan en el sector.

El actual Ministerio de Medio Ambiente y Agua, a través del Viceministerio de Agua Potable y Servicios Básicos ha emprendido la tarea de consolidar en forma efectiva la normativa boliviana realizando la impresión y difusión del presente documento.

## **OBJETO**

Este Reglamento establece disposiciones para las etapas de concepción, diseño, construcción, puesta en marcha, operación y mantenimiento de todas las obras que comprende la recolección y evacuación de aguas pluviales en el marco de los sistemas de drenaje urbano pluvial y sus componentes en función de sus dimensiones: Microdrenaje y macrodrenaje, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, adecuabilidad, calidad y sostenibilidad a lo largo de su vida útil.

## **CAMPO DE APLICACIÓN**

Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de drenaje pluvial urbano.

Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de los proyectos de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente Reglamento Nacional toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.



## ÍNDICE GENERAL

	Página
CAPÍTULO 0 - REFERENCIAS GENERALES.....	21
CAPÍTULO 1 - MARCO CONCEPTUAL.....	31
CAPÍTULO 2 - PLANIFICACIÓN DEL DRENAJE URBANO.....	68
CAPÍTULO 3 - HIDROLOGÍA URBANA.....	83
CAPÍTULO 4 - MICRODRENAJE PLUVIAL URBANO.....	130
CAPÍTULO 5 - MACRODRENAJE PLUVIAL URBANO.....	153
Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos.....	249
Anexo B (Normativo) - Presentación de planos y Memorias de cálculo.....	256
Anexo C (Informativo) - Criterios metodológicos para evaluar los daños provocados por inundaciones.....	259
Anexo D (Informativo) - Modelos hidrológicos computacionales.....	264
Anexo E (Informativo) – Ecuaciones Intensidad – Duración – Frecuencia de varias regiones de Bolivia: La Paz, Santa Cruz, Cochabamba, Beni. ....	268



ÍNDICE

Página

<b>CAPITULO 0 - REFERENCIAS GENERALES.....</b>	<b>21</b>
0.1 SISTEMA DE UNIDADES.....	21
0.2 VARIABLES.....	21
0.3 SIMBOLOS Y ABREVIATURAS.....	25
0.4 REFERENCIAS.....	26
0.4.1 Normas técnicas y Reglamentos técnicos de BOLIVIA.....	26
0.4.2 Otras normas técnicas.....	27
0.4.3 Lista de tablas y figuras.....	27
<b>CAPITULO 1 - MARCO CONCEPTUAL.....</b>	<b>31</b>
1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	31
1.2 DEFINICIONES.....	31
1.3 CONSIDERACIONES GENERALES.....	46
1.4 EL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO.....	47
1.4.1 Drenaje urbano moderno.....	47
1.4.1.1 Concepto actual: enfoque ambiental (a adoptar).....	47
1.4.1.2 Concepto antiguo: enfoque sanitario-higienista (a abandonar).....	48
1.4.2 Drenaje moderno y otras funciones urbanas.....	49
1.4.2.1 Ocupación del suelo y el drenaje urbano.....	49
1.4.2.2 Recolección, evacuación y tratamiento de aguas residuales y drenaje urbano.....	49
1.4.2.3 Colecta y disposición de basura y drenaje urbano.....	49
1.4.2.4 Control de la erosión y sedimentos y drenaje urbano.....	50
1.4.2.5 Limpieza de las calles y drenaje urbano.....	50
1.4.2.6 Sector del medio ambiente y drenaje urbano.....	50
1.4.2.7 Sistema vial y drenaje urbano.....	51
1.4.2.8 Salud colectiva y drenaje urbano.....	51
1.4.2.9 Educación ambiental y drenaje urbano.....	51
1.4.3 Efectos de la urbanización como respuesta hidrológica de las cuencas.....	52
1.4.4 El control de las aguas del escurrimiento superficial directo.....	52
1.4.4.1 Enfoque orientado para el aumento de la conductividad hidráulica.....	52
1.4.4.2 Enfoque orientado para el almacenamiento de las aguas.....	53
1.5 TIPOS DE DRENAJE PLUVIAL.....	55
1.5.1 Superficial.....	55
1.5.2 Subterráneo.....	55
1.5.3 Vertical.....	56
1.5.4 Elevación mecánica (bombas).....	56
1.6 LOS SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE PLUVIAL EN FUNCIÓN DE SUS DIMENSIONES.....	56
1.6.1 Drenaje en la fuente.....	56
1.6.2 Microdrenaje urbano.....	56

1.6.3 Macrodrenaje urbano.....	57
<b>1.7 CRECIDAS URBANAS.....</b>	<b>58</b>
<b>1.8 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO.....</b>	<b>59</b>
1.8.1 Justificación del proyecto y definición del alcance.....	59
1.8.2 Conocimiento del marco institucional.....	59
1.8.3 Aspectos legales.....	60
1.8.4 Aspectos ambientales.....	60
1.8.5 Ubicación dentro del plan de desarrollo urbano.....	60
1.8.6 Diseño y requerimientos técnicos.....	60
1.8.7 Construcción.....	61
1.8.8 Puesta en marcha, operación y mantenimiento.....	61
<b>1.9 ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO.....</b>	<b>61</b>
1.9.1 Estudios técnicos.....	61
1.9.2 Estudios socio-económicos y culturales.....	62
1.9.3 Estudios ambientales.....	62
<b>1.10 PROYECTO A NIVEL DE PREINVERSIÓN, EJECUCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....</b>	<b>62</b>
1.10.1 Tipología de proyectos.....	62
1.10.2 Ciclo de vida del proyecto.....	64
<b>CAPITULO 2 - PLANIFICACIÓN DEL DRENAJE URBANO.....</b>	<b>68</b>
<b>2.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>68</b>
<b>2.2 CONSIDERACIONES GENERALES.....</b>	<b>68</b>
<b>2.3 GESTIÓN INTEGRADA DE LAS AGUAS URBANAS.....</b>	<b>69</b>
2.3.1 Fases de la gestión.....	70
2.3.2 La visión del desarrollo urbano integrado y sustentable.....	71
2.3.3 Aspectos institucionales.....	72
2.3.3.1 Espacio geográfico de la administración.....	73
2.3.3.2 Experiencias.....	73
2.3.3.3 Legislaciones.....	73
2.3.3.4 Gestión urbana y de la cuenca hidrográfica.....	74
2.3.4 El drenaje y la administración de las aguas urbanas.....	75
2.3.4.1 Objetivos, ventajas y limitaciones.....	75
<b>2.4 PLAN DE DRENAJE PLUVIAL URBANO.....</b>	<b>75</b>
2.4.1 Interfases entre los planes.....	75
2.4.1.1 Gestión.....	75
2.4.1.2 Saneamiento y drenaje urbano.....	75
2.4.1.3 Drenaje urbano y erosión y residuos sólidos.....	76
2.4.1.4 Recuperación ambiental.....	76
2.4.2 Estructura.....	76
2.4.2.1 Principios.....	77
2.4.2.2 Objetivos del plan.....	78
2.4.2.3 Estrategias.....	78
2.4.2.4 Escenarios.....	79

2.4.3 Medidas.....	79
2.4.3.1 Medidas no-estructurales.....	79
2.4.3.2 Medidas estructurales.....	79
2.4.4 Productos.....	81
2.4.5 Programas.....	82
<b>CAPITULO 3 - HIDROLOGIA URBANA.....</b>	<b>83</b>
<b>3.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>83</b>
<b>3.2 CONSIDERACIONES GENERALES.....</b>	<b>83</b>
<b>3.3 CICLO HIDROLÓGICO EN LA CIUDAD.....</b>	<b>84</b>
3.3.1 Ciclo hidrológico global.....	84
3.3.2 Cuenca hidrográfica.....	85
<b>3.4 TIPOS DE LLUVIAS.....</b>	<b>85</b>
<b>3.5 MEDICIÓN DE LLUVIA.....</b>	<b>86</b>
<b>3.6 CLASIFICACIÓN DE LAS CUENCAS URBANAS .....</b>	<b>88</b>
<b>3.7 ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.....</b>	<b>88</b>
<b>3.8 PARÁMETROS DE DISEÑO.....</b>	<b>89</b>
3.8.1 Período de diseño.....	89
3.8.2 Áreas de aporte.....	89
3.8.3 Curvas de intensidad-duración-frecuencia.....	90
3.8.4 Ecuaciones intensidad-duración-frecuencia.....	90
3.8.5 Intensidad de precipitación.....	92
3.8.6 Periodo de retorno y probabilidad.....	93
3.8.7 Coeficiente de escurrimiento.....	95
3.8.8 Tiempo de concentración.....	97
3.8.9 Caudal de diseño - Métodos de análisis.....	110
3.8.9.1 Generalidades.....	110
3.8.9.2 Método Racional.....	110
3.8.9.3 Método Racional Modificado.....	112
3.8.9.4 Método del Hidrograma Unitario.....	113
3.8.9.5 Método del Ven Te Chow.....	116
3.8.9.6 Métodos Estadísticos Directos.....	117
3.8.10 Informaciones para los estudios de niveles máximos.....	118
<b>3.9 DESARROLLO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDA POR MÉTODOS HIDROLÓGICOS.....</b>	<b>118</b>
3.9.1 Método de traslación directa.....	118
3.9.2 Método convexo.....	123
3.9.3 Comparación de los ejemplos de resolución de hidrograma en canales.....	129
<b>CAPITULO 4 - SISTEMAS DE MICRODRENAJE PLUVIAL URBANO.....</b>	<b>130</b>
<b>4.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>130</b>
<b>4.2 CONSIDERACIONES GENERALES.....</b>	<b>130</b>
<b>4.3 SISTEMAS DE MICRODRENAJE Y SUS COMPONENTES.....</b>	<b>131</b>



4.3.1 Tipos de sistemas.....	131
4.3.1.1 Sistemas convencionales.....	131
4.3.1.2 Sistemas no convencionales.....	132
4.3.2 Componentes.....	132
4.3.3 Vías de tráfico urbano.....	135
4.3.4 Formas mínimas para vías urbanas.....	136
<b>4.4 CRITERIOS DE DISEÑO.....</b>	<b>136</b>
4.4.1 Ecuaciones para el diseño.....	136
4.4.1.1 Ecuación de Manning.....	137
4.4.1.2 Ecuación de Continuidad.....	137
4.4.1.3 Sección llena.....	137
4.4.1.4 Sección parcialmente llena.....	137
4.4.1.5 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales.....	137
4.4.2 Coeficiente “n” de rugosidad.....	137
4.4.3 Diámetro mínimo.....	137
4.4.4 Criterio de la tensión tractiva.....	137
4.4.4.1 Tensión tractiva mínima.....	138
4.4.4.2 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima.....	138
4.4.5 Pendiente mínima.....	138
4.4.5.1 Pendiente mínima admisible.....	139
4.4.5.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal.....	141
4.4.6 Pendiente máxima admisible.....	141
4.4.7 Tirante de agua.....	141
<b>4.5 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO.....</b>	<b>142</b>
4.5.1 Profundidad mínima de instalación.....	142
4.5.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave.....	142
4.5.1.2 Conexión de descargas domiciliarias.....	142
4.5.2 Profundidad máxima.....	142
4.5.3 Ubicación de colectores.....	142
4.5.4 Tipos de sección admitidos.....	142
4.5.5 Ubicación de cámaras de inspección.....	142
4.5.6 Distancia entre elementos de inspección.....	142
4.5.7 Dimensiones del ancho de zanja.....	143
4.5.8 Anchos de zanja para dos (2) o más colectores.....	143
4.5.9 Dimensiones de las cámaras de inspección.....	143
4.5.10 Canaletas media caña.....	143
4.5.11 Cámaras con caída.....	143
4.5.12 Ubicación de las bocas de tormenta.....	143
4.5.13 Interconexión entre tramos de colectores.....	143
4.5.14 Etapas de construcción.....	143
4.5.15 Materiales.....	144
<b>4.6 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.....</b>	<b>144</b>
4.6.1 Cunetas.....	144
4.6.2 Sumideros - bocas de tormenta.....	144
4.6.3 Transiciones en colectores.....	144

4.6.4 Sifones invertidos.....	144
4.6.5 Aliviaderos.....	144
<b>4.7 ACTIVIDADES PREVIAS AL CÁLCULO HIDRÁULICO.....</b>	<b>144</b>
4.7.1 Identificación de la cuenca.....	144
4.7.2 División de la cuenca.....	145
4.7.3 Capacidades de las cunetas.....	146
4.7.4 Análisis del escurrimiento superficial.....	147
4.7.5 Pendiente mínima.....	148
4.7.6 Trazado de ejes.....	148
4.7.7 Medición de longitudes.....	148
4.7.8 Colocación de cámaras de inspección.....	148
4.7.9 Numeración de cámaras de inspección.....	148
4.7.10 Determinación de las cotas de terreno.....	148
4.7.11 Transición en cámaras de inspección.....	149
<b>4.8 CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTORES.....</b>	<b>149</b>
<b>4.9 CALCULO HIDRÁULICO DE CUNETAS Y SUMIDEROS.....</b>	<b>151</b>
<b>4.10 MANTENIMIENTO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL Y COMBINADO.....</b>	<b>151</b>
4.10.1 Mantenimiento de alcantarillado pluvial.....	151
4.10.2 Mantenimiento de alcantarillado combinado.....	151
<b>CAPITULO 5 - SISTEMAS DE MACRODRENAJE PLUVIAL URBANO.....</b>	<b>153</b>
<b>5.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>153</b>
<b>5.2 CONSIDERACIONES GENERALES.....</b>	<b>153</b>
<b>5.3 SISTEMAS DE MACRODRENAJE Y SUS COMPONENTES.....</b>	<b>154</b>
5.3.1 Componentes.....	154
<b>5.4 CRITERIOS DE DISEÑO.....</b>	<b>155</b>
5.4.1 Elementos básicos de la hidráulica de canales.....	155
5.4.1.1 Elementos geométricos.....	157
5.4.1.2 Ecuación de la energía.....	158
5.4.2 Ecuaciones del régimen uniforme.....	162
5.4.3 Cálculo de la línea de agua en régimen permanente gradualmente variado.....	162
5.4.3.1 Método en que la variable es la profundidad (DIRECT STEP METHOD).....	163
5.4.3.2 Método en que la variable es la posición de la sección (STANDARD STEP METHOD).....	165
5.4.3.3 Recomendaciones generales.....	167
5.4.4 Modelo hidrodinámico.....	167
5.4.4.1 Ecuaciones del movimiento.....	167
5.4.5 Cálculo de conductos en régimen forzado.....	179
5.4.6 Ecuaciones generales para el estudio de las singularidades.....	181
5.4.7 Definición de factores de fricción.....	182
5.4.8 Composición de la rugosidad.....	184
5.4.9 Régimen de escurrimiento.....	185
5.4.10 Borde libre.....	186
<b>5.5 SINGULARIDADES.....</b>	<b>187</b>

5.5.1 Emboque en nivel.....	187
5.5.2 Emboques a partir de vertederos.....	188
5.5.3 Alargamiento de sección.....	189
5.5.4 Estrechamiento de sección.....	190
5.5.5 Rebajamiento de nivel.....	191
5.5.6 Pilares de puente.....	192
5.5.7 Confluencias.....	193
5.5.8 Bifurcaciones.....	195
5.5.9 Cambio de dirección.....	195
<b>5.6 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO.....</b>	<b>197</b>
5.6.1 Desemboque de ríos.....	197
5.6.2 Confluencias.....	198
5.6.3 Afluentes inclinados.....	199
5.6.4 Puentes.....	200
5.6.5 Transiciones.....	201
5.6.6 Gradadas.....	202
5.6.7 Inicio de galería o canalización.....	203
5.6.8 Pozo de caída en la entrada de alcantarillas o galerías.....	204
5.6.9 Retención de escombros y sedimentos.....	205
5.6.10 Uniones estructurales.....	206
<b>5.7. ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....</b>	<b>207</b>
5.7.1 Gradadas.....	207
5.7.2 Rampas dentadas.....	210
5.7.3 Bloques de impacto.....	211
<b>5.8 RESERVORIOS DE DETENCIÓN/RETENCIÓN (D/R).....</b>	<b>212</b>
5.8.1 Definición general.....	212
5.8.2 Procedimientos de planificación y proyecto.....	213
5.8.3 Colecta y análisis de datos relativos a la cuenca de drenaje.....	214
5.8.4 Identificación de posibles lugares para el almacenamiento.....	215
5.8.5 Determinación de la descarga de proyecto.....	216
5.8.6 Configuración preliminar de la hidrología de proyecto.....	219
5.8.7 Abordajes de las condicionantes laterales y verticales.....	221
5.8.8 Finalización del proyecto.....	222
5.8.9 Reservorios múltiples de D/R.....	225
5.8.10 Aspectos negativos y usos inadecuados de reservorios de D/R.....	227
<b>5.9 ACTIVIDADES PREVIAS AL CÁLCULO HIDRÁULICO.....</b>	<b>227</b>
5.9.1 Colecta de datos.....	228
5.9.1.1 Datos básicos.....	228
5.9.1.2 Datos hidrológicos.....	228
5.9.2 Estudios hidrológicos y climatológicos.....	228
5.9.2.1 Características físicas de la cuenca.....	229
5.9.2.2 Caracterización del régimen climático regional.....	229
5.9.2.3 Estudio de las lluvias intensas.....	230
5.9.2.4 Caracterización del régimen fluvial.....	230

5.9.3 Concepción de alternativas de disposición de obras.....	230
5.9.4 Distribución de espacios y ocupación marginal en las canalizaciones.....	230
5.9.5 Consolidación de requisitos y restricciones básicas de proyecto.....	231
5.9.6 Canales abiertos.....	233
5.9.7 Galerías de grandes dimensiones.....	235
5.9.8 Dispositivos de almacenamiento.....	236
<b>5.10 CÁLCULO HIDRÁULICO.....</b>	<b>239</b>
<b>5.11 SECCIONES CERRADAS ESPECIALES.....</b>	<b>240</b>
5.11.1 Secciones normalizadas.....	240
5.11.2 Cálculo hidráulico.....	245
5.11.3 Características estructurales.....	246
5.11.4 Elección de la sección.....	246
5.11.5 Factores hidráulicos.....	247
5.11.6 Factores económicos.....	247
5.11.7 Factores físico-geométricos.....	247
<b>Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos.....</b>	<b>249</b>
<b>A.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>249</b>
<b>A.2 PLANIMETRÍA.....</b>	<b>250</b>
<b>A.3 ALTIMETRÍA.....</b>	<b>250</b>
<b>A.4 TAQUIMETRÍA.....</b>	<b>251</b>
<b>A.5 REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO).....</b>	<b>252</b>
<b>A.6 PRECISIÓN REQUERIDA.....</b>	<b>252</b>
<b>A.7 INSTRUCCIONES GENERALES.....</b>	<b>253</b>
<b>A.8 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS.....</b>	<b>254</b>
<b>A.9 DIBUJO.....</b>	<b>255</b>
<b>Anexo B (Normativo) - Presentación de planos y Memorias de cálculo.....</b>	<b>256</b>
<b>B.1 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO.....</b>	<b>256</b>
<b>B.2 MEMORIAS DE CÁLCULO.....</b>	<b>256</b>
<b>B.3 PLANOS.....</b>	<b>257</b>
<b>B.4 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....</b>	<b>258</b>
<b>B5 INSERCIÓN DEL PROYECTO DENTRO DEL PLAN DE DESARROLLO URBANO.....</b>	<b>258</b>
<b>Anexo C (Informativo) - Criterios metodológicos para evaluar los daños provocados por inundaciones.....</b>	<b>259</b>
<b>C.1 JUSTIFICACIÓN.....</b>	<b>259</b>

C.2 OBJETIVOS.....	259
C.3 APLICACIÓN.....	259
C.4 REQUERIMIENTO DE INFORMACIÓN.....	259
C.5 MÉTODO.....	259
C.6 EJEMPLO PRÁCTICO.....	262
Anexo D (Informativo) - Modelos hidrológicos computacionales.....	264
D.1 MODELOS HIDROLÓGICOS COMPUTACIONALES.....	264
D.1.1 DR3M-QUAL.....	264
D.1.2 ILLUDAS.....	265
D.1.3 PENN STATE.....	265
D.1.4 STORM.....	265
D.1.5 SWMM.....	265
D.1.6 TR55.....	266
D.1.7 HEC-1.....	266
D.1.8 HEC-2.....	266
D.1.9 MOUSE.....	267
D.1.10 CABC.....	267
D.2 USO DE LOS MODELOS.....	267
Anexo E (Informativo) – Ecuaciones Intensidad – Duración – Frecuencia de varias regiones de Bolivia: La Paz, Santa Cruz, Cochabamba, Beni. ....	268

## CAPITULO 0 - REFERENCIAS GENERALES

### 0.1 SISTEMA DE UNIDADES

año	año
d	día
h	hora
min	minuto
s	segundo
ha	hectárea
hab	habitante
kPa	kilo Pascal
kg	kilogramo
L	litro
km	kilómetro
m	metro
m <sup>2</sup>	metro cuadrado
m <sup>3</sup>	metro cúbico
mm	milímetro
N	Newton
MPa	Mega Pascal
Pa	Pascal
%	porcentaje
plg	pulgada

### 0.2 VARIABLES

a	constante variable (5.4.10)	adimensional
A	área de la cuenca (3.8.7) (3.8.8) (3.8.9.2) (3.8.9.3) (3.8.9.4)	ha, km <sup>2</sup>
A	área de la superficie de las zonas afluentes (3.8.9.2)	ha, km <sup>2</sup>
A	área de de la sección de entrada de la galería (5.5.1)	m <sup>2</sup>
A <sub>i</sub>	área de cada sector (3.8.7)	ha
A <sub>I</sub>	porcentaje de área impermeable (3.8.8)	%
A <sub>ia</sub>	tasa de impermeabilización actual (3.8.8)	%
A <sub>if</sub>	tasa de impermeabilización futura (3.8.8)	%
A <sub>12</sub>	area media entre las secciones 1 y 2 (5.4.4.1)	m <sup>2</sup>
b	ncho de la base de la sección del canal (3.9.1)	m
b	ancho del canal (5.5.9)	m
b <sub>1</sub> ; b <sub>2</sub>	anchos de las secciones de aguas arriba y de aguas abajo respectivamente (5.5.3)	m
B	ancho de la cuenca (5.7.3)	m
B	ancho del canal de la superficie libre (5.4.4.1)	m
b	ancho de la galería (5.5.1)	m
b	ancho del canal (5.5.9)	m

BL	valor del borde libre (5.4.10)	m
C	coeficiente de escurrimiento superficial (3.8.8) (3.8.9.2) (3.8.9.3)	adimensional
C	coeficiente de Chezy (5.4.2)	adimensional
C	constante de circulación del vórtice libre (5.5.9)	adimensional
C <sub>b</sub>	coeficiente de contracción lateral (5.5.1)	adimensional
C <sub>i</sub>	coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector (3.8.7)	adimensional
C <sub>L</sub>	coeficiente de pérdida que depende de la forma del pilar (5.5.6)	adimensional
C <sub>q</sub>	coeficiente de descarga del orificio (5.5.1)	adimensional
C <sub>T</sub>	coeficiente del tiempo pico (3.8.8)	adimensional
C <sub>v</sub>	coeficiente de escurrimiento en superficies (3.8.8)	adimensional
C <sub>N</sub>	número de la curva, por el método del SCS (3.8.8)	adimensional
	diámetro específico en m, del 90 % al 95 % de las partículas a ser transportadas (4.4.4.2)	(%)
D	intervalo de discretización de la lluvia (3.8.9.4)	h
D	diámetro del conducto (4.4.5)	m
E	energía total por unidad de peso del fluido (5.4.1.2)	m
E	energía específica en la sección (5.5.9)	m
E <sub>i</sub>	energía específica en una de las secciones de cálculo (5.4.3.1)	m
f	factor de corrección (3.8.9.3)	adimensional
f	coeficiente de distribución de la lluvia (3.8.9.2)	adimensional
f	constante adimensional (4.4.4.2)	adimensional
f	factor de resistencia al escurrimiento (5.4.5)	adimensional
f <sub>c</sub>	factor de pérdida de carga debido a la curvatura (5.5.9)	adimensional
F	factor de fricción de Darcy-Weissbach (5.4.2)	adimensional
F <sub>r</sub>	número de Froude (5.4.1) (5.4.4.1) (5.7.3)	adimensional
F <sub>r1</sub>	número de Froude del escurrimiento a aguas arriba de la singularidad (5.5.3)	adimensional
F <sub>r3</sub>	número de Froude en la sección de aguas abajo (5.5.6)	
g	aceleración de la gravedad (4.4.5) (5.4.1) (5.4.4.1) (5.4.2) (5.4.3) (5.4.3.1) (5.5.9)	m/s <sup>2</sup>
F <sub>a</sub>	factor de corrección (3.8.8)	-
h	profundidad de la lámina de agua (3.9.1)	m
H	diferencia de nivel entre las cotas de la sección de salida y el punto aguas arriba de la cuenca (3.8.8)	m
H	carga en el reservorio referida al piso de la galería (5.5.1)	m
h <sub>gal</sub>	altura de la galería (5.5.1)	m
h	elevación de la superficie libre (5.4.4.1)	m
i	pendiente del canal o del cauce (3.8.8) (3.9.1)	m/m, %
i	intensidad media de la lluvia (3.8.9.2) (3.8.9.3)	l/s/ha, mm/h, mm/min



i	pendiente del fondo (5.4.3.1) (5.4.4.1)	m/m
I	intensidad de la lluvia (3.8.4) (3.8.8)	mm/h
I <sub>máx</sub>	intensidad máxima observada en un año cualquiera (3.8.6)	mm/h
j	pendiente de la línea de energía (5.4.2) (5.4.3.1)	m/m
j <sub>i</sub>	pendiente de la línea de energía en una sección de cálculo (5.4.3.1)	m/m
K	coeficiente del ex DNOS (3.8.8)	adimensional
K	constantes aplicadas para regiones (3.8.8)	adimensional
K <sub>i</sub>	coeficiente de pérdida de carga localizada de la singularidad considerada (5.4.5)	adimensional
K <sub>f</sub>	coeficiente que considera la forma del pilar (5.5.6)	adimensional
K <sub>s</sub>	rugosidad absoluta de la pared (5.4.2) (5.4.5)	mm
K <sub>est</sub>	coeficiente de pérdida de carga debido al estrechamiento de la sección (5.5.4)	adimensional
l	longitud de la cresta del vertedero (5.5.2)	m
L	longitud del escurrimiento o del cauce o del canal (3.8.8) (3.9.2)	m, km
L <sub>d</sub>	distancia horizontal asociada a la longitud del resalto (5.7.1)	m
L <sub>j</sub>	distancia horizontal asociada al impulso del resalto (5.7.1)	m
L <sub>CA</sub>	longitud del cauce a partir del centroide de la cuenca (3.8.8)	km
L <sub>i</sub>	longitud de cada tramo homogéneo (3.8.8)	m
L <sub>O</sub>	longitud del tramo (3.8.8)	km
m	inclinación del talud de la sección trapezoidal del canal (3.9.1)	adimensional
n	vida útil de la obra (3.8.6)	años
n	coeficiente de rugosidad del material (de la superficie) o de Manning (3.8.8) (3.9.1) (5.4.2) (5.4.3.1) (5.4.8)	adimensional
n	coeficiente en función de la pendiente de la cuenca (3.8.9.2)	adimensional
P	precipitaciones acumuladas (3.8.9.4)	mm
P <sub>e</sub>	deflúvios o exceso de lluvia (3.8.9.4)	mm
Pr	probabilidad (3.8.6)	%
PRCT	porcentaje de la longitud del cauce modificado o el porcentaje de la cuenca impermeable (3.8.8)	%
q	caudal de contribución lateral por unidad de longitud en x (5.4.4.1)	m <sup>3</sup> /s.m, m <sup>2</sup> /s
Q	caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales (3.8.9.2) (3.9.1) (5.5.9)	l/s, m <sup>3</sup> /s
Q	caudal de proyecto de la galería (5.5.1)	m <sup>3</sup> /s

Q <sub>b</sub>	caudal base (3.8.9.5)	m <sup>3</sup> /s
Q <sub>d</sub>	caudal de proyecto (3.8.9.5)	m <sup>3</sup> /s
Q <sub>e</sub>	caudal de escurrimiento pico (3.8.9.5)	m <sup>3</sup> /s
Q <sub>L</sub>	caudal de contribución lateral (5.4.4.1)	m <sup>3</sup> /s
Q <sub>II</sub>	capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena) (4.4.5)	L/s
Q <sub>p</sub>	caudal pico (3.8.9.2) (3.8.9.3)	m <sup>3</sup> /s
Q <sub>P</sub>	caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena) (4.4.5)	L/s
r	riesgo de falla durante la vida útil (3.8.6)	%
r <sub>c</sub>	radio de curvatura (5.5.9)	m
r <sub>in</sub>	radio interno de la curva (5.5.9)	m
Re	número de Reynolds (5.4.5)	adimensional
R <sub>ext</sub>	radio externo de la curva (5.5.9)	m
R <sub>h</sub>	radio hidráulico (3.8.8) (4.4.4) (4.4.5) (5.4.2) (5.4.3.1) (5.4.5)	m
S	pendiente media de la cuenca o del cauce (3.8.8)	%, m/m, m/km
S	capacidad de infiltración del suelo (3.8.9.4)	mm
S	pendiente del tramo de tubería (4.4.4)	m/m
S <sub>i</sub>	pendiente media del tramo (3.8.8)	%
S <sub>min</sub>	pendiente mínima del tramo de tubería (4.4.5)	m/m
t <sub>a</sub>	tiempo de ascensión del hidrograma (3.9.2)	h
t <sub>c</sub>	tiempo de concentración (3.8.8)	min, h
t <sub>ca</sub>	tiempo de concentración actual (3.8.8)	min
t <sub>cf</sub>	tiempo de concentración futuro (3.8.8)	min
t <sub>i</sub>	tiempo inicial (3.8.8)	min
t <sub>1</sub>	tiempo de escurrimiento laminar sobre superficies cortas (3.8.8)	min
t <sub>2</sub>	tiempo de escurrimiento en cámaras de arranque (3.8.8)	min
t <sub>p</sub>	tiempo de ascensión del hidrograma unitario (3.8.9.4)	h
t <sub>t</sub>	tiempo de traslación, de recorrido, de trayecto o de flujo en la red de drenaje (3.8.8)	min
T	período de la onda (5.4.4.1)	s
T <sub>r</sub>	tiempo de retorno (3.8.6)	años
V	velocidad de fricción (5.4.2) (5.4.5)	m/s
V	velocidad de traslación	m/s
V	velocidad de escurrimiento (3.8.8) (5.4.1) (5.4.4.1) (5.4.3.1)	m/s
V	velocidad media en la sección de cálculo (5.4.2) (5.4.3) (5.4.10)	m/s
V <sub>i</sub>	velocidad de escurrimiento en el tramo "i" (3.8.8)	m/s
X	factor de escurrimiento (3.8.9.5)	mm
y	profundidad hidráulica en la sección de cálculo (5.4.1) (5.4.3) (5.4.3.1) (5.4.4.1) (5.4.10)	m
y	profundidad del escurrimiento (5.4.4.1) (5.7.3) (3.9.1)	m
y <sub>1</sub>	profundidad inmediatamente a aguas arriba del	

	alargamiento (5.5.3)	m
$y_1$	profundidad a aguas arriba del resalto (5.7.1)	m
$y_2$	profundidad a aguas abajo del resalto (5.7.1)	m
$Y$	factor climático (3.8.9.5)	adimensional
$z$	cota del lecho o del fondo en la sección de cálculo (5.4.3) (5.4.3.1)	m
$z_0$	elevación del fondo del canal (5.4.4.1)	
$Z$	factor de reducción del pico (3.8.9.5)	adimensional
$\alpha$	coeficiente de Coriolis (5.4.1.1) (5.4.3.1)	adimensional
$\beta$	coeficiente de Boussinesq (5.4.1.1)	adimensional
$\gamma_a$	peso específico del material de fondo (arena) (4.4.4.2)	kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	peso específico del agua (4.4.4.2)	kg/m <sup>3</sup>
$\phi$	coeficiente de retardo (3.8.9.2)	adimensional
$\tau$	tensión tractiva media o tensión de arrastre (4.4.4) (4.4.4.2)	Pa, kg/m <sup>2</sup>
$\tau_{min}$	tensión tractiva mínima (4.4.5)	Pa
$\nu$	coeficiente cinemática de viscosidad (5.4.5)	m <sup>2</sup> /s
$\rho$	densidad del agua (4.4.4) (4.4.5) o masa específica del agua (5.4.6)	kg/m <sup>3</sup>
$\theta^\circ$	grado sexagesimal (4.4.5)	ángulo
$\Delta E$	perdida de carga entre las secciones de aguas arriba y aguas abajo (5.5.3)	m
$\Delta H_{1-2}$	pérdida de carga entre las dos secciones de cálculo consecutivas (5.4.3)	m
$\Delta h$	Sobre-elevación de la superficie del agua (5.5.9)	m
$\Delta t$	intervalo unitario de tiempo (3.9.2)	h
$\Delta x$	discretización de la distancia entre dos secciones de cálculo (5.4.3.1)	m
$\Delta x_i$	extensión del tramo en conducto forzado con una determinada sección típica del radio hidráulico $R_{hi}$ (5.4.5)	m
$\Delta z$	desnivel de la grada (5.5.5)	m
$\Gamma$	coeficiente para canales (5.7.1)	adimensional

### 0.3 SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

ASTM	American Society for Testing Material
AWWA	American Water Works Association Standard
ASCE	American Society of Civil Engineers
BM	Bench Mark
DER/SP	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
DN	Diámetro nominal
DNOS	Departamento Nacional de Obras de Saneamento - Brasil
DR3M-QUAL	Distributed Routing Rainfall Runoff Model, DR3M
EI	Estudio de Identificación
EIA	Evaluación de Impacto Ambiental

EUA	Estados Unidos de América
FAA	Federal Aviation Administration
HEC-1	Hydrologic Engineering Center (Unidad de Investigación de U.S.A. Corps of Engineers)
HEC-2	Hydrologic Engineering Center (Unidad de Investigación de U.S.A. Corps of Engineers)
HU	Hidrograma Unitario
IDF	Intensidad-Duración-Frecuencia
IGM	Instituto Geográfico Militar
ILLUDAS	Illinois Urban Drainage Area Simulator
INE	Instituto Nacional de Estadística
MM	Medidas de Mitigación
MMPASA	Medidas de Mitigación y Plan de Aplicación y Seguimiento Ambiental
MOUSE	Modelo desarrollado por el Danish Hydraulic Institute, el Departamento de Ingeniería Ambiental de la Universidad Técnica de Dinamarca
NB	Norma Boliviana
PDPUr	Plan de Drenaje Pluvial Urbano
PDUr	Plan de Desarrollo Urbano
PASA	Plan de Aplicación y Seguridad Ambiental
PENN STATE	Penn State Urban Runoff (PSURM, Aron, 1987)
SCS	Soil Conservation Service
SNIP	Sistema Nacional de Inversión Pública
STORM	Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model
SWMM	Storm Water Management Model
TESA	Estudio Integral Técnico, Económico, Social y Ambiental
TR55	Transformación de lluvia en escorrentía del Soil Conservation Service
USA	Estados Unidos de América
USBR	United States Bureau of Reclamation

#### **0.4 REFERENCIAS**

##### **0.4.1 Normas técnicas y Reglamentos técnicos BOLIVIANAS**

NB 686	Tuberías de hormigón - Tubos de hormigón para alcantarillado
NB 687	Tuberías de hormigón - Tubos de hormigón armado para alcantarillado
NB 688	Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial y sus Reglamentos Técnicos (RTs)
NB 707	Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Dimensiones (Correspondiente a la norma DIN 16961-1)
NB 708	Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Requisitos técnicos (Correspondiente a la norma DIN 16961-2)
NB 1070	Especificación para tubos y accesorios de poli (cloruro de vinilo) (PVC) para alcantarillado - Tipo PSM; con unión flexible (Correspondiente a la norma ASTM D 3034-96); SDR 35 con diámetros nominales 4; 6; 8; 10 y 12 pulgadas y SRD 41 con diámetros nominales 6; 8; 10 y 12 pulgadas.
RT-1	Reglamento técnico de diseño para sistemas de Alcantarillado sanitario. Anexo: Reglamento técnico de diseño para sistemas de

	alcantarillado sanitario condominial
RT- 2	Reglamento técnico de diseño de elementos y dispositivos de inspección
RT- 3	Reglamento técnico de diseño de conexiones domiciliarias
RT- 4	Reglamento técnico de diseño de estaciones de bombeo
RT- 5	Reglamento técnico de diseño para el entibado de zanjas
RT- 6	Reglamento técnico de diseño de sifones invertidos en sistemas sanitarios
RT- 7	Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros

#### **0.4.2 Otras normas técnicas**

- Directrices Básicas para Proyectos de Drenaje Urbano. Prefectura del Municipio de São Paulo. Fundación Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH). Brasil
- Guía de Diseño. Técnicas alternativas para soluciones de Águas Lluvias en Sectores Urbanos. Ministerio de Urbanismo y Vivienda. 1996. Chile.
- Manual de Drenagem de Rodovias. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro. 2006. Brasil
- Manual de Gestión de las Inundaciones Urbanas. UNESCO. Carlos E. M. Tucci. Porto Alegre-RS . Junio 2005. Brasil
- Manual de Drenagem de Rodovias do DNER
- Urban Storm Drainage Criteria Manual. Volumes 1 and 2. June 2001. Denver, Colorado

#### **0.4.3 Lista de tablas y figuras**

Tabla 1.1 -	Formas de reducción y retención en diferentes áreas urbanas
Tabla 1.2 -	Ventajas y desventajas en el empleo de las diferentes formas de reducción y retención del escurrimiento superficial directo
Tabla 2.1 -	Etapas del desarrollo sustentable urbano en las países desarrollados
Tabla 2.2 -	Espacio de gestión de las aguas urbanas
Tabla 3.1 -	Clasificación de las cuencas
Tabla 3.2 -	Factor de reducción
Tabla 3.3 -	Tiempo de retorno en función del tipo de obra
Tabla 3.4 -	Tiempo de retorno en función del tipo de obra, de acuerdo con la DER/SP
Tabla 3.5 -	Tiempo de retorno en función de la ocupación
Tabla 3.6 -	Resumen de la evaluación del tiempo de retorno en función de la vida útil y del riesgo admisible
Tabla 3.7 -	Riesgo (%) en función del tiempo de retorno y de la vida útil
Tabla 3.8 -	Periodos de retorno o grado de protección (años)
Tabla 3.9 -	Coefficiente de escurrimiento superficial directo (TR = 10 años), adoptado por la PMSP - (WILKEN, 1978 APUD PORTO, 1995)
Tabla 3.10 -	Valores medios del coeficiente C del método racional (ASCE, MANUAL Nº 37)
Tabla 3.11 -	Coefficiente de escurrimiento superficial para áreas rurales
Tabla 3.12 -	Coefficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización
Tabla 3.13 -	Coefficiente de escurrimiento en superficies ( $C_v$ )

Tabla 3.14 -	Coefficientes de Manning
Tabla 3.15 -	Valores de CN para cuencas urbanas y suburbanas
Tabla 3.16 -	Velocidad media (V) para el cálculo de $t_c$
Tabla 3.17 -	Coefficiente "K" de la fórmula del ex - DNOS
Tabla 3.18 -	Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca
Tabla 3.19 -	Límites recomendados para cálculo de las velocidades de traslación
Tabla 3.20 -	Hidrogramas relativos a las sub-cuencas de la cuenca considerada en el ejemplo
Tabla 3.21 -	Cálculo por el método de la traslación directa
Tabla 3.22 -	Límites recomendados para cálculos de velocidades de transición relativos al método conexo
Tabla 3.23 -	Cálculo por el método convexo
Tabla 3.24 -	Comparación de los resultados de cálculo de los métodos directo y convexo
Tabla 4.1 -	Dimensiones mínimas para vías urbanas
Tabla 4.2 -	Dimensiones recomendadas para vías urbanas
Tabla 4.3 -	Pendientes transversales para pavimentos
Tabla 4.4 -	Valores del coeficiente de rugosidad
Tabla 4.5 -	Pendiente mínima admisible $Q_0/Q_{II} = 0,10$
Tabla 4.6 -	Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal
Tabla 5.1 -	Valores de Coriolis y Boussinesq
Tabla 5.2 -	Elementos de las secciones transversales
Tabla 5.3 -	Ejemplo de aplicación del "Direct Step Method"
Tabla 5.4 -	Ejemplo de aplicación para el cálculo de la línea de energía con secciones establecidas
Tabla 5.5 -	Algoritmo de solución del modelo de MacComarck
Tabla 5.6 -	Coefficiente de forma $K_r$
Tabla 5.7 -	Profundidades del resalto hidráulico (Drenaje Urbano - ABRH - 1995)
Tabla 5.8 -	Resultados de los cálculos de los volúmenes de almacenamiento
Tabla 5.9 -	Clasificación de los dispositivos de almacenamiento o retención
Tabla 5.10 -	Dimensiones hidráulicas de secciones especiales
Figura 1.1 -	Procesos que ocurren en una cuenca hidrográfica en área urbana
Figura 1.2 -	Esquema de selección de la tipología de proyecto
Figura 1.3 -	Ciclo de vida de los proyectos de evacuación y drenaje de aguas pluviales
Figura 2.1 -	Etapas del proceso de planificación de una cuenca urbana
Figura 2.2 -	Visión integrada
Figura 2.3 -	Interfase del Plan de Drenaje Pluvial Urbano
Figura 2.4 -	Espacios de la administración
Figura 2.5 -	Estructura del Plan de Drenaje Pluvial Urbano
Figura 2.6 -	Medidas estructurales
Figura 2.7 -	Etapas de planificación por cuenca
Figura 3.1 -	Ciclo hidrológico en la fase terrestre
Figura 3.2 -	Escurrimiento superficial en diferentes tipos de superficie
Figura 3.3 -	Pluviómetro
Figura 3.4 -	Pluviógrafo: Esquema de funcionamiento
Figura 3.5 -	Pluviógrafo: esquema de instalación

- Figura 3.6 - Esquema del pluviógrafo de Hellmann-Fuess
- Figura 3.7 - Definición del tiempo de concentración
- Figura 3.8 - Hidrograma típico
- Figura 3.9 - Hidrograma triangular del SCS
- Figura 3.10 - Ejemplo de propagación de crecidas para el lecho de un curso de agua
- Figura 4.1 - Delimitación de la cuenca urbana
- Figura 4.2 - Identificación de los elementos del sistema de drenaje
- Figura 4.3 - Delimitación de áreas tributarias a cada tramo
- Figura 4.4 - Identificación de las conexiones entre los nudos del sistema de drenaje
- Figura 4.5 - Alternativas de trazado de red de alcantarillado pluvial
- Figura 4.6 - Numeración de cámaras y tramos
- Figura 5.1 - Escurrimiento en canales según su comportamiento
- Figura 5.2 - Distribución de la velocidad en secciones típicas en los canales (Chow 1973)
- Figura 5.3 - Curva de la energía específica
- Figura 5.4 - Elementos geométricos para el cálculo de la ecuación 4.7
- Figura 5.5 - Esquema de la variación de la línea de energía para escurrimientos con superficie libre
- Figura 5.6 - Resultados de los cálculos de remanso
- Figura 5.7 - Volumen de control en el escurrimiento genérico
- Figura 5.8 - Esquema de fuerzas en el volumen de control
- Figura 5.9 - Esquema de definiciones de áreas
- Figura 5.10 - Elementos geométricos de cálculo
- Figura 5.11 - Esquema de diferencias finitas para el escurrimiento permanente
- Figura 5.12 - Escurrimiento en canal rectangular con diversas situaciones de control hidráulico calculado a partir de las ecuaciones
- Figura 5.13 - Discretización numérica del canal
- Figura 5.14 - Cuadrícula espacio-tiempo de MacComarck
- Figura 5.15 - Condiciones iniciales en el esquema de MacComarck
- Figura 5.16 - Método de MacComarck. Limnigramas resultantes (Nivel de agua - Tiempo)
- Figura 5.17 - Método de MacComarck. Hidrogramas resultantes (Caudal - Tiempo)
- Figura 5.18 - Esquema de MacComarck. Líneas de agua a lo largo del tiempo
- Figura 5.19 - Esquema de la variación de la línea de energía en galerías funcionando en carga
- Figura 5.20 - Elementos del resalto hidráulico
- Figura 5.21 - Emboque en galería
- Figura 5.22 - Emboque a partir de vertederos
- Figura 5.23 - Alargamiento
- Figura 5.24 - Estrechamiento de sección
- Figura 5.25 - Desnivel en grada
- Figura 5.26 - Presencia de pilares en el escurrimiento
- Figura 5.27 - Confluencia
- Figura 5.28 - Confluencia ideal
- Figura 5.29 - Bifurcación
- Figura 5.30 - Disposiciones de desemboque de una canalización en un río o canal
- Figura 5.31 - Disposiciones posibles de confluencias



- Figura 5.32 - Esquema para la entrada de un afluente inclinado
- Figura 5.33 - Paso en puentes
- Figura 5.34 - Transiciones
- Figura 5.35 - Grada
- Figura 5.36 - Ejemplo de obra de entrada
- Figura 5.37 - Esquema de una cachimba
- Figura 5.38 - Dispositivo para retención de escombros
- Figura 5.39 - Unión de galerías
- Figura 5.40 - Representación de una grada asociada a un resalto hidráulico
- Figura 5.41 - Esquema de una rampa dentada
- Figura 5.42 - Ejemplo de proyecto para una rampa dentada (Manual de Drenaje Urbano de Denver - 1989)
- Figura 5.43 - Configuración general de un proyecto de bloques de impacto
- Figura 5.44 - Criterio de probabilidad simple para obras de detención/retención y sus posibles efectos
- Figura 5.45 - Modelos hidrológicos simplificados de afluentes y efluentes para las obras de detención/retención
- Figura 5.46 - Ejemplo de esquema de obra de detención/retención lateral
- Figura 5.47 - Descargas máximas permisibles para aguas abajo
- Figura 5.48 - Procedimiento para la obtención de los volúmenes de almacenamiento en función de las descargas máximas para aguas abajo
- Figura 5.49 - Relación descarga x almacenamiento de obras D/R
- Figura 5.50 - Interacción adversa de hidrogramas de crecidas como consecuencia de una obra de detención/retención
- Figura 5.51 - Canal en hormigón - Sección trapezoidal mixto
- Figura 5.52 - Canal excavado - Sección mixta
- Figura 5.53 - Canal en hormigón - Sección rectangular mixta
- Figura 5.54 - Ejemplos de secciones especiales

**Cuadro 1      CALCULO HIDRAULICO PARA UN PROYECTO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

## **CAPITULO 1 - MARCO CONCEPTUAL**

### **1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN**

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 "Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y a los Reglamentos técnicos de diseño de elementos y dispositivos de inspección, de conexiones domiciliarias, de estaciones de bombeo, de entibados de zanjas y de cunetas y sumideros.

Este Reglamento establece disposiciones para las etapas de concepción, diseño, construcción, puesta en marcha, operación y mantenimiento de todas las obras que comprende la recolección y evacuación de aguas pluviales en el marco de los sistemas de drenaje urbano pluvial y sus componentes en función de sus dimensiones: Microdrenaje y macrodrenaje, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, adecuabilidad, calidad y sostenibilidad a lo largo de su vida útil. Asimismo comprende los capítulos de: Marco conceptual, hidrología urbana, microdrenaje y macrodrenaje y anexos.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas y planificadores urbanos involucrados en el diseño de sistemas de drenaje urbano pluvial.

El presente Capítulo establece las condiciones requeridas para la concepción y desarrollo de sistemas de recolección y evacuación de aguas del drenaje pluvial urbano.

### **1.2 DEFINICIONES**

#### **1.2.1 Abrasión**

Desgaste producido por el paso de líquidos.

#### **1.2.2 Acuífero**

Formación porosa (capa o estrato) de roca permeable, arena o gravilla, capaz de almacenar y transmitir cantidades apreciables de agua.

#### **1.2.3 Afluente**

Agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.

#### **1.2.4 Aguas arriba y aguas abajo**

Aguas arriba de una sección se refiere al tramo de donde viene el escurrimiento (río arriba) y aguas abajo es el tramo para donde el flujo escurre (río abajo).

#### **1.2.5 Aguas pluviales**

Aguas provenientes de la precipitación de aguas de lluvia.

#### **1.2.6 Aguas residuales**

Desechos líquidos provenientes de residencias, instituciones, fábricas o industrias.

#### **1.2.7 Alcance de proyecto**

Año previsto para que el sistema proyectado opere con la utilización plena de su capacidad.

#### **1.2.8 Alcantarilla**

Conducto cerrado para el paso libre del agua superficial del drenaje a través de terraplén bajo autopista, ferrocarril, canal u otra estructura.

### **1.2.9 Alcantarillado**

Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de aguas residuales o aguas pluviales.

#### **1.2.10 Alcantarillado pluvial**

Sistema compuesto por tuberías, destinadas a todas las instalaciones para la recolección y transporte de aguas pluviales.

#### **1.2.11 Alcantarillado sanitario**

Sistema compuesto por tuberías, destinadas a todas las instalaciones para la recolección y transporte de las aguas residuales domésticas y/o industriales.

#### **1.2.12 Alcantarillado combinado**

Sistema compuesto por tuberías, destinadas a todas las instalaciones para la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas pluviales.

#### **1.2.13 Alcantarillado separado**

Sistema constituido por una tubería de alcantarillado de aguas residuales y otra destinada para aguas pluviales que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

#### **1.2.14 Aliviadero**

Estructura diseñada en colectores combinados, con el propósito de separar los caudales que exceden la capacidad del sistema y conducirlos a un sistema de drenaje de agua pluvial.

#### **1.2.15 Almacenamiento**

(1) acumulación de aguas en embalses de superficie o subterráneos, para su futura utilización. (2) volumen de agua almacenada.

#### **1.2.16 Almacenamiento de aguas pluviales**

Acumulación temporal de aguas lluvias en estanques o embalses.

#### **1.2.17 Almacenamiento difuso**

Acumulación de agua sobre superficies extendidas y con poca altura de agua, sin que necesariamente exista un confinamiento lateral.

#### **1.2.18 Almacenamiento localizado**

Acumulación de agua sobre superficies limitadas con claro confinamiento lateral y alturas de agua apreciables.

#### **1.2.19 Altura de escurrimiento**

Distancia desde el fondo hasta la superficie del agua en un cauce.

**1.2.20 Altura de recubrimiento del colector**

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o la rasante de la vía y la clave del colector.

**1.2.21 Ancho de la base**

Ancho de la sección transversal de un canal en la zona inferior.

**1.2.22 Anegación**

Agua rebalsada o estancada en un cauce o zanja, como resultado de una alcantarilla de capacidad o diseño inadecuado para permitir que el agua fluya libremente.

**1.2.23 Área de aporte**

(1) el área de contribución de una cuenca de drenaje, expresada en m<sup>2</sup>, km<sup>2</sup>, ha o cualquier unidad de área. También se le llama cuenca de aporte. (2) El área servida por un sistema de drenaje que recibe las aguas lluvias y superficiales o de un curso de agua.

**1.2.24 Área inundada**

Superficie cubierta de agua temporalmente durante una tormenta o crecida.

**1.2.25 Boca de tormenta**

Estructura hidráulica destinada a captar las aguas pluviales de vías públicas, a través de cunetas con la finalidad de conducir las al colector. Se sitúa debajo la acera o debajo la cuneta. También denominado sumidero.

**1.2.26 Bordillo**

Construcción destinada a separar la calzada de la acera, conformando de esta manera la cuneta. También conocido como cordón de acera o guía.

**1.2.27 Cámara de inspección domiciliaria**

Cámara destinada para la inspección y limpieza de la tubería de recolección, ubicada en el interior del inmueble. Sirve para recoger las aguas pluviales, residuales, o combinadas provenientes de los domicilios.

**1.2.28 Cajas de inspección**

Sirven para facilitar la inspección y limpieza de las tuberías y galerías. Son previstas en la unión de tuberías, cambios de dirección o de diámetro, a intervalos regulares.

**1.2.29 Calzada**

Camino o vía revestida de piedras, pavimento flexible u hormigón.

**1.2.30 Cámara de conexión**

Cámara que recibe las aguas pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta.

**1.2.31 Cámara de caída**

Estructura utilizada para disipar la energía de caída cuando una tubería llega a una altura considerable respecto de la tubería de salida.

**1.2.32 Cámara de inspección o pozo de visita**

Cámara que se instala en los cambios de dirección, diámetro o pendiente en las tuberías de alcantarillado de la red pública, la misma sirve para permitir la inspección y mantenimiento de los colectores. Visitable a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos (2) o más colectores o recibir las tuberías de conexión de las bocas de tormenta. Estructura de mampostería de piedra o ladrillo u hormigón, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica, y con tapa removible.

**1.2.33 Canal**

Cauce artificial, revestido o no, que se construye para conducir las aguas pluviales hasta su entrega final en un cauce natural.

**1.2.34 Canalón**

Cauce localizado en el cruce de las vías públicas formadas por su propia pavimentación y destinada a orientar al escurrimiento de las aguas pluviales hacia las cunetas.

**1.2.35 Cárcamo**

Estructura hidráulica complementaria que sirve como almacenamiento provisional, destinada para re-bombear algún líquido de un nivel determinado a un nivel superior. Se emplea para el drenaje pluvial, agua potable, agua tratada y drenaje sanitario.

**1.2.36 Caudal de aporte**

Caudal doméstico de contribución medio, máximo y mínimo (L/s).

**1.2.37 Caudal pico**

Máximo caudal que ocurre bajo las condiciones físicas de la cuenca de drenaje pluvial, debido a una lluvia de una frecuencia dada y varias duraciones, incluyendo la contribución de la napa freática. Se denomina también caudal de diseño en alcantarillado pluvial.

**1.2.38 Coeficiente de escurrimiento**

Valor que se aplica al caudal superficial pluvial según el tipo de revestimiento.

**1.2.39 Coeficiente de retardo**

Valor que afecta al tiempo empleado para recorrer una cierta distancia para considerar efectos secundarios.

**1.2.40 Coeficiente de rugosidad de Manning**

Factor presente en la fórmula de Manning para calcular la velocidad media en un curso de agua. Representa el efecto de la rugosidad del material de la superficie del curso de

agua sobre las pérdidas de energía del agua que fluye.

#### **1.2.41 Colector**

Tubería que funcionando como conducto libre, recibe la contribución de aguas pluviales en cualquier punto a lo largo de su longitud. Conducto destinado a transportar las aguas pluviales desde el punto de captación hasta la disposición final y puede tener sección transversal circular, rectangular, oval u otra forma.

#### **1.2.42 Colector principal**

Conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los colectores secundarios, para conducirlos hasta el sistema de macrodrenaje.

#### **1.2.43 Colector secundario**

Colector de diámetro menor que se conecta a un colector principal.

#### **1.2.44 Conductividad hidráulica**

Medida de la capacidad de un suelo para conducir o transmitir agua.

#### **1.2.45 Conexión domiciliaria**

Tubería que transporta las aguas pluviales desde la cámara de inspección domiciliaria hasta un colector público.

#### **1.2.46 Cota de clave**

Nivel del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería o colector.

#### **1.2.47 Cota de solera**

Nivel del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería o colector.

#### **1.2.48 Crecida**

(1) elevación rápida y habitualmente breve del nivel de las aguas en un curso hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad. (2) caudal relativamente alto medido por altura o caudal.

#### **1.2.49 Crecidas en áreas aires de río**

Cuando la población ocupa el lecho mayor del río.

#### **1.2.50 Cuenca**

Región o zona que contribuye a la alimentación de una corriente de agua o lago; zona de drenaje, cuenca de drenaje o área de captación.

#### **1.2.51 Cuenca de contribución**

Area determinada, cuyas aguas residuales fluyen hacia un punto único de concentración.

**1.2.52 Cuenca de detención o amortiguamiento**

Cuenca destinada al almacenamiento del agua y amortiguamiento de los caudales en los picos de las crecidas o torrentes.

**1.2.53 Cuenca de drenaje**

Área contribuyente para la sección en estudio.

**1.2.54 Cuerpo receptor**

Cualquier curso de agua natural o masa de agua natural o de suelo que recibe el lanzamiento o descarga del efluente final.

**1.2.55 Cuneta**

Canal de sección triangular o semicircular generalmente ubicado entre el cordón de acera y la calzada de una calle, destinado a conducir las aguas pluviales o superficiales hacia los sumideros o bocas de tormenta.

**1.2.56 Curva intensidad-duración-frecuencia**

Relación entre intensidad de la lluvia y duración para diferentes frecuencias o períodos de retorno.

**1.2.57 Curva número**

Valor que representa en forma integrada la condición del suelo, la cobertura vegetal, el tamaño de áreas impermeables, la interceptación, y el almacenamiento superficial del terreno. Se utiliza en el método desarrollado por el Soil Conservation Service de Estados Unidos para estimar el volumen escurrido en una tormenta.

**1.2.58 Desarenador**

Dispositivo destinado a separar mediante precipitación localizada las arenas de un escurrimiento.

**1.2.59 Desarrollo comunitario**

Estrategia social centrada en la gente, que permite la participación de mujeres y hombres, adolescentes, niñas y niños, en todas las actividades de la implementación del sistema, que están determinados por su contexto socio-cultural, económico y ambiental.

**1.2.60 Diámetro**

Medida interna real de conductos circulares.

**1.2.61 Diámetro nominal**

Diámetro con el que se define una tubería que no corresponde necesariamente al diámetro efectivo de la misma.

**1.2.62 Diques de protección**

Estructuras de tierra que forman una barrera contorneando las áreas protegidas denominadas Polderes . Tienen la función de evitar que las aguas de crecidas entren en las áreas protegidas.

#### **1.2.63 Disipador de energía**

Dispositivo destinado a eliminar la energía del flujo en forma controlada.

#### **1.2.64 Disposición final**

Destino final del efluente de aguas residuales a una planta de tratamiento o cuerpo receptor de agua.

#### **1.2.65 Drenaje**

(1) término general que se aplica a la remoción de agua superficial o subsuperficial de un área dada, mediante bombeo o en forma gravitacional. (2) El término se usa en forma general al flujo de todos los líquidos producto de la gravedad.

#### **1.2.66 Drenaje subterráneo**

Sistema constituido por dispositivos de captación tales como bocas de tormenta, cajas con rejillas, etc., conduciendo las aguas a las cámaras de visitas y de ahí a los colectores o galerías y que tienen como desagüe cuerpos receptores como ríos, arroyos, etc.

#### **1.2.67 Drenaje superficial**

Sistema constituido por bordillos, cunetas, etc., que interceptan las aguas provenientes de las lluvias y que tienen como desagüe cuerpos receptores como ríos, arroyos, etc., y puede también estar conectado a los colectores y galerías de un sistema de drenaje subterráneo.

#### **1.2.68 Drenaje urbano**

Conjunto de medidas que tiene como finalidad la minimización de los riesgos a los cuales la sociedad está sujeta y la disminución de los daños causados por las inundaciones, posibilitando el desarrollo urbano de la forma más armónica posible, articulado con las otras actividades urbanas.

#### **1.2.69 Educación sanitaria y ambiental**

Proceso educativo por el cual los usuarios de los servicios, identifican y modifican los comportamientos y hábitos que pueden afectar o contribuir en su salud y su entorno ambiental.

#### **1.2.70 Efluente**

Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

#### **1.2.71 Emisario final**

Colectores pluviales a cielo abierto.

#### **1.2.72 Enrocado**



Disposición de un conjunto de rocas de manera especial con el fin de proteger la superficie que se encuentra bajo él.

#### **1.2.73 Entibado**

Estructura de madera o metálica que se coloca para evitar el revenimiento o derrumbe de las excavaciones efectuadas y que ayuda a instalar tuberías o implantar estructuras profundas, hasta 5 m.

#### **1.2.74 Erosión**

Proceso que se traduce en la disgregación, transporte y deposición del suelo y roca en descomposición por la acción de las aguas, vientos o heladas.

#### **1.2.75 Ecurrimiento**

(1) Volumen que llega a la corriente poco después de comenzada la lluvia. (2) Parte de la precipitación que fluye por la superficie del terreno (escorrentía superficial) o en el interior del mismo (escorrentía subterránea).

#### **1.2.76 Ecurrimiento superficial**

Ecurrimiento sobre la superficie de la cuenca.

#### **1.2.77 Estudio de Identificación (EI)**

Relación problema - proyecto, a través de la elaboración de una situación objetivo basado en indicadores y necesidades técnicas, sectoriales y beneficiarios locales; en el marco del Plan Nacional de Desarrollo (PND), planes departamentales y municipales. En la preparación del proyecto realiza el planteamiento de las alternativas técnicas de solución al problema, la selección de la alternativa técnica más adecuada desde el punto de vista técnico, económico, social, ambiental y legal, y la evaluación socioeconómica y financiera privada del proyecto.

#### **1.2.78 Estudio Integral, Técnico, Económico, Social y Ambiental (TESA)**

Preparación del proyecto basándose en la alternativa técnica seleccionada en el EI y la evaluación socioeconómica y financiera privada del proyecto, para obtener indicadores de rentabilidad y tomar decisiones sobre la inversión del proyecto de inversión pública

#### **1.2.79 Estación de bombeo**

Conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior, haciendo uso de equipos de bombeo.

#### **1.2.80 Estructuras de disipación de energía**

Estructuras construidas para disipar la energía del flujo.

#### **1.2.81 Evaluación Financiera-Privada**

Comparación de los beneficios y costos atribuibles a la ejecución del proyecto desde el punto de vista privado con el objetivo de emitir un juicio sobre la conveniencia de que un inversionista privado pueda asignar recursos financieros al mismo. Con este fin se

debe determinar el flujo de caja del proyecto valorado a precios de mercado.

#### **1.2.82 Evaluación socioeconómica**

Comparación de los beneficios y costos atribuibles a la ejecución del proyecto desde el punto de vista de la sociedad en su conjunto con el objetivo de emitir un juicio sobre la conveniencia de su ejecución y el aporte al bienestar neto de la sociedad. Con este fin, se debe determinar el flujo de caja del proyecto corregido por las Razones Precio Cuenta de Eficiencia de la Divisa y Mano de Obra.

#### **1.2.83 Evaporación**

Evaluación de la pérdida de agua por evaporación de superficies libre como reservorios y lagos.

#### **1.2.84 Evaporación potencial**

Cantidad de vapor de agua que puede ser evaporado por una superficie de agua pura, por unidad de superficie y unidad de tiempo, en las condiciones existentes.

#### **1.2.85 Evapotranspiración**

Trata de la evaluación de la pérdida de agua por cultivos y de la vegetación natural.

#### **1.2.86 Frecuencia**

Número de veces que, en promedio, se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un periodo definido.

#### **1.2.87 Galería**

Canal cerrado construido para el escurrimiento de las aguas pluviales.

#### **1.2.88 Geomorfología**

Trata del análisis cuantitativo de las características de las diferencias de nivel de cuencas hidrográficas y su asociación con el escurrimiento. Estudio de las formas de la superficie terrestre.

#### **1.2.89 Gradiente hidráulico**

Pendiente de la línea de energía de un escurrimiento tridimensional orientado en la dirección en que más disminuye.

#### **1.2.90 Hidrogeología**

Campo científico que trata de las aguas subterráneas.

#### **1.2.91 Hidrograma**

Gráfica que representa la variación del caudal pluvial con el tiempo en un sitio determinado, que describe usualmente la respuesta hidrológica de un área de drenaje a un evento de precipitación.

### 1.2.92 Hidrograma sintético

Hidrograma unitario elaborado utilizando estimaciones de coeficientes que expresan varias características físicas de la cuenca.

### 1.2.93 Hidrograma unitario

Gráfica de la variación de la escorrentía procedente de un temporal uniformemente distribuido sobre la cuenca de desagüe producido por una precipitación efectiva unitaria en una unidad de tiempo. Es la respuesta de la cuenca con una precipitación de volumen unitario de duración ( $t$ ).

### 1.2.94 Hietograma

Distribución de precipitaciones en el tiempo durante una tormenta.

### 1.2.95 Humedad del aire

Cantidad de vapor de agua contenido en la atmósfera.

### 1.2.96 Infiltración

Capacidad de velocidad máxima por unidad de superficie y en ciertas condiciones, a la que el agua puede ser absorbida por el suelo. Tasa de medida de la velocidad de infiltración de agua en el suelo.

### 1.2.97 Intensidad de precipitación

Cantidad de agua pluvial caída sobre una superficie durante un tiempo determinado.

### 1.2.98 Interceptación

Proceso por el cual una parte del agua de la lluvia nunca alcanza el suelo y se pierde por evaporación ya que queda atrapada en las ramas y hojas de árboles y arbustos y en la superficie de casas y edificios.

### 1.2.99 Instalación pluvial domiciliaria

Conjunto de elementos y tuberías de aguas pluviales que se encuentran dentro de los límites de la propiedad y responsables de la evacuación.

### 1.2.10 Interceptor

Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.

### 1.2.101 Inundaciones de aires de río

Crecidas que ocurren, principalmente, por el proceso natural en el cual el río escurre por su lecho mayor. Este tipo de crecidas es consecuencia del proceso natural del ciclo hidrológico. Cuando la población ocupa el lecho mayor, que son áreas de riesgo, los impactos son frecuentes.

**1.2.102 Limnología**

Trata de estudio de los lagos y reservorios.

**1.2.103 Limpieza urbana**

Limpieza de vías y áreas públicas pavimentadas destinadas a la circulación de vehículos y peatones (barrido manual o mecánico) y no pavimentados (limpieza, raspado de la tierra y deshierbe), además de limpieza de monumentos, de bocas de tormenta, etc.

**1.2.104 Lluvia**

Precipitación en forma de agua líquida, con gotas de 0,5 mm de diámetro, como máximo, ampliamente dispersas.

**1.2.105 Lluvia intensa**

Precipitación con período de retorno de 100 años.

**1.2.106 Macrodrenaje**

Sistema responsable por el escurrimiento final de las aguas, constituido básicamente por canales naturales o artificiales, galerías de grandes dimensiones, alcantarillas, cuencas de detención y estructuras auxiliares para el control, disipación de energía, amortiguamiento de picos, protección contra erosiones y sedimentos, estaciones de bombeo. etc.

**1.2.107 Mantenimiento**

Conjunto de acciones internas requeridas, que se ejecutan en las instalaciones y equipos, para prevenir o reparar daños ocurridos en las mismas.

**1.2.108 Meandro**

Curvas horizontales pronunciadas que forman los escurrimientos en sectores de pequeña pendiente.

**1.2.109 Media caña**

Parte interior inferior de una estructura de conexión o pozo de inspección, cuya forma semicircular orienta el flujo.

**1.2.110 Medidas estructurales**

Sistema de medidas, tales como redes de colectores, galerías de aguas pluviales, canales, reservorios de detención o retención, cuencas de sedimentación y diques.

**1.2.111 Medidas no-estructurales**

Conjunto de medidas, como la adquisición de terrenos para preservación, reglamentos, manual de prácticas, seguro contra inundaciones, re-asentamientos, estructuras a prueba de inundaciones, programas de inspección y mantenimiento, programa de contingencias, programas de educación pública.

**1.2.112 Microdrenaje**

Sistema responsable por el escurrimiento preliminar de las aguas, constituido básicamente por colectores pluviales y galerías

**1.2.113 Napa freática**

Superficie del agua subterránea en contacto con el aire y a presión atmosférica.

**1.2.114 Nivel piezométrico**

Posición del nivel de agua subterránea con respecto a un nivel de referencia horizontal. Incluye la cota del fondo impermeable más la altura de presión del agua.

**1.2.115 Número de Froude**

Parámetro del flujo que representa el efecto de las fuerzas gravitacionales al flujo.

**1.2.116 Número de Reynolds**

Parámetro adimensional que representa el efecto de las fuerzas viscosas de un flujo en relación a las dinámicas.

**1.2.117 Operación**

Conjunto de acciones externas requeridas para operar las instalaciones y equipos de la infraestructura sanitaria, para controlar su funcionamiento y la calidad de los servicios producidos.

**1.2.118 Orografía**

Descripción de las montañas y su relieve.

**1.2.119 Pendiente**

Diferencia de nivel entre dos (2) puntos.

**1.2.120 Perfil longitudinal**

Línea del perfil correspondiente al eje longitudinal.

**1.2.121 Perímetro mojado**

Longitud de la zona de contacto entre la superficie de la sección y el flujo en una conducción.

**1.2.122 Período de diseño**

Lapso durante el cual se espera que las estructuras que se diseñan trabajen eficientemente.

**1.2.123 Periodo de retorno**

Número de años en que ocurre una intensidad de lluvia y que sirve como parámetro de diseño.

**1.2.124 Permeabilidad**

Coeficiente que representa la propiedad de un material que permite el paso del agua a través de él cuando está saturado y sometido a una cierta presión hidrostática.

**1.2.125 Pluviógrafo**

Instrumento provisto de un dispositivo de registro cronológico de las alturas de agua de precipitación.

**1.2.126 Pluviómetro**

Instrumento para medir la lluvia, expresada como altura de agua, o como volumen por unidad de superficie.

**1.2.127 Polder**

Planicie que, inundada o sujeta a inundación por el mar o ríos, es protegida por diques y secada continuamente con el fin de tornarla utilizable en agricultura y/o para urbanizarla.

**1.2.128 Potamología**

Trata del estudio de los arroyos y ríos.

**1.2.129 Precipitación anual**

Valor de lluvia acumulada que se observa en un punto a lo largo de un año.

**1.2.130 Profundidad del colector**

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o de la rasante de la vía y la solera del colector.

**1.2.131 Radio hidráulico**

El área mojada de la sección transversal de un curso o conducto, dividida por su perímetro mojado.

**1.2.132 Rasante**

(1) perfil del eje longitudinal de la superficie de pavimentación de la vía pública. (2) borde del límite de la vivienda.

**1.2.133 Resalto hidráulico**

Zona de gran turbulencia superficial que ocurre cuando un régimen de torrente pasa a uno de río, acompañado por gran disipación de energía.

**1.2.134 Sedimento**

Material fragmentado originado por suelos y rocas transportado o depositado por el agua.

**1.2.135 Sifón invertido**

Estructura compuesta por una o más tuberías que funcionan a presión. Se utilizan cuando

es necesario pasar las tuberías por debajo de ríos o quebradas.

**1.2.136 Singularidad**

Punto de cualidad singular perteneciente o relativo a un río. Por ejemplo: Emboque en nivel, emboques a partir de vertederos, alargamiento de la sección, estrechamiento de la sección, confluencias, bifurcaciones, cambios de dirección, etc.

**1.2.137 Sistema de alcantarillado combinado**

Sistema que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y pluviales, mediante un solo tubo. También denominado como alcantarillado unitario.

**1.2.138 Sistema de alcantarillado pluvial**

Conjunto de colectores secundarios, principales, cámaras de inspección, tuberías de conexión, cámaras de conexión, sumideros y conjunto cordón - cuneta, que recogen y transportan aguas pluviales hasta su disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales.

**1.2.139 Sistema de alcantarillado pseudoseparativo**

Sistema en que la red de alcantarillado separado de aguas residuales se dimensiona con capacidad suficiente para asumir, además de las aguas residuales, las aguas pluviales de los tejados, patios y zonas impermeables de las edificaciones, pero no las aguas pluviales de los viales, ni de las zonas no viales libres de edificación.

**1.2.140 Sistema de alcantarillado separado**

Las aguas residuales así como las pluviales son recolectadas y transportadas mediante un solo tubo; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

**1.2.141 Sistema de alcantarillado sanitario**

Conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza, que recogen y transportan aguas residuales hasta la planta de tratamiento o disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

**1.2.142 Socavación**

Surcos producidos en el terreno por el trabajo erosivo de las aguas de escurrimiento.

**1.2.143 Solera**

Paramento vertical o inclinado ubicado a la orilla de una calle o camino, con el cual normalmente se forma la cuneta.

**1.2.144 Talud**

Inclinación de una superficie en el plano de su máxima pendiente.

**1.2.145 Tensión tractiva**

Fuerza tractiva o tensión de arrastre, es la tensión tangencial ejercida por el líquido en escurrimiento sobre la pared del conducto.

**1.2.146 Tiempo de concentración**

Tiempo en minutos que tarda teóricamente la gota de agua para ir desde el punto más alejado de la cuenca de drenaje hasta el punto de concentración considerado. Es la suma de los tiempos de entrada y de recorrido.

**1.2.147 Tiempo de entrada**

Tiempo, en minutos, que tarda teóricamente una gota teórica de agua para alcanzar el punto superior del colector

**1.2.148 Tiempo de trayecto**

Tiempo, en minutos, que tarda teóricamente una gota de agua desde la entrada de la misma en una sección considerada hasta otra sección, este tiempo debe ser calculado, tomando la velocidad media de flujo en el colector. Denominado también tiempo de flujo o de recorrido.

**1.2.149 Tramo**

Colector comprendido entre dos cámaras de inspección o pozos de visita.

**1.2.150 Tubería de conexión**

Destinada a conectar la boca de tormenta con una cámara de inspección.

**1.2.151 Tubo ó tubería**

Conducto prefabricado, o construido en sitio, de hormigón simple, hormigón armado, plástico, poliuretano de alta densidad, asbesto-cemento, fierro fundido, PVC, plástico con refuerzo de fibra de vidrio, u otro material cuya tecnología y proceso de fabricación cumpla con las normas técnicas correspondientes. Por lo general su sección es circular.

**1.2.152 Urbanizar**

Dotar a una superficie territorial que experimenta crecimiento urbano por extensión o por densificación, de infraestructura vial, sanitaria y energética, con sus obras de alimentación y desagües; de plantaciones y obras de ornato; obras de defensa y servicio del terreno; equipamiento y áreas verdes, proporcionales a las densidades fijadas por el instrumento de planificación territorial.

**1.2.153 Velocidad media del escurrimiento**

Se refiere a la velocidad media en canales o conductos cerrados en una sección dada. Es igual a la descarga (caudal) dividida por el área de la sección transversal.

**1.2.154 Volumen de almacenamiento**

Espacio destinado a retener temporalmente agua, u otro elemento almacenable.



### 1.2.155 Zanja

Excavación longitudinal destinada a conducir o almacenar agua.

## 1.3 CONSIDERACIONES GENERALES

Drenaje es el término empleado para la designación de las instalaciones destinadas a escurrir el exceso de agua principalmente en una trama urbana. El drenaje urbano no se restringe a los aspectos puramente técnicos impuestos por los límites restrictivos de la ingeniería, pues comprende el conjunto de todas las medidas a ser tomadas que vean la atenuación de los riesgos y de los daños ocurridos por efecto de inundaciones a las cuales esta sujeta. Es evidente que en el campo de drenaje, los problemas se agravan en función de la urbanización desordenada.

El camino recorrido por el agua de lluvia sobre una superficie puede o no ser bien definido topográficamente. Después de la implantación de una ciudad, el recorrido caótico de los desagües pasa a ser determinado por el trazado de las calles que acaba comportándose, tanto cuantitativa como cualitativamente, de manera muy diferente de su comportamiento original.

Los torrentes originados por la precipitación directa sobre las vías públicas desembocan en las bocas de tormenta situadas en las cunetas. Estos torrentes (sumados al agua de la red pública proveniente de los colectores localizados en los patios y de las cámaras de inspección situadas en los extremos de las edificaciones) son escurridos por las tuberías que alimentan los colectores secundarios, a partir del cual alcanzan primero a los colectores principales hasta el sistema de macrodrenaje. El escurrimiento en el fondo de un valle es lo que determina el llamado Sistema de Macrodrenaje. El sistema responsable por la captación del agua pluvial y su conducción hasta el sistema de macrodrenaje es denominado sistema de microdrenaje.

De una manera general, las aguas originadas por la lluvia (colectadas en las vías públicas por medio de bocas de tormenta y descargadas en conductos subterráneos), son lanzadas a cursos de aguas naturales, en lagos, o en caso de suelos bastante permeables, desparramadas sobre el terreno por donde se infiltran en el subsuelo. Parece innecesario decir que la elección del destino del agua pluvial debe ser hecha según criterios éticos y económicos, después de un análisis cuidadoso y criterioso de las opciones existentes.

De cualquier manera, es recomendable que el sistema de drenaje sea tal que el recorrido de agua entre su origen y su destino sea el mínimo posible. Además de esto, es conveniente que esta agua sea escurrida por gravedad. Sin embargo, si no hubiere posibilidad, se puede proyectar estaciones de bombeo para esta finalidad.

Dentro los diversos factores decisivos que influyen de manera determinante la eficiencia asociados a los problemas relacionados al drenaje urbano pueden ser resueltos, a través de los siguientes aspectos:

- a) Medios legales e institucionales para que se pueda elaborar una política factible de drenaje urbano
- b) Una política de ocupación de los aires de río de inundación, que no entre en conflicto con esta política de drenaje urbano
- c) Recursos financieros y medios técnicos que puedan tornar viable la aplicación de esta política
- d) Empresas que dominen eficientemente las tecnologías necesarias y que puedan encargarse de la implementación de las obras

En términos genéricos, el sistema de microdrenaje y macrodrenaje se hace necesario para crear condiciones razonables de circulación de vehículos y peatones en un área urbana, por ocasión de ocurrencia de lluvias frecuentes, siendo conveniente verificarse el comportamiento del sistema para lluvias más intensas, considerándose los posibles daños a las propiedades y los riesgos de pérdidas humanas por causa de temporales más fuertes.

## **1.4 EL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO**

### **1.4.1 Drenaje urbano moderno**

El desarrollo urbano es la fuente de varios impactos en el medio ambiente y sobre la población debido a los siguientes aspectos:

- a) Aumento de las inundaciones por la impermeabilización y canalización
- b) Erosión del suelo y sedimentación de los ríos por la aceleración del escurrimiento
- c) Deterioro de la calidad de agua de las fuentes superficiales y subterráneas

Parte importante de las fuentes de los impactos es difusa como la carga de alcantarillado doméstico en el pluvial o viceversa (cuando existe sistema separador), la contaminación de las aguas pluviales y subterráneas, residuos como basura, entre otros. La identificación de la fuente y de la causa del impacto en la polución difusa tiene alto costo y no siempre es viable, lo que dificulta la gestión de los recursos hídricos.

Los impactos resultantes son, entre otros: La desvalorización de las propiedades, frecuentes pérdidas materiales y humanas, enfermedades y deterioro del medio ambiente. Estos impactos resultan de una visible reducción de la calidad de vida de la población. En este escenario una parte de la población al ocupar su espacio, generalmente aguas arriba, está recibiendo subsidio de otros (que sufren los impactos) aguas abajo. De la misma forma, al no tener controlados los citados impactos la población está recibiendo una subvención del medio ambiente. El municipio al aprobar estos proyectos queda sujeto a acciones de pérdidas y daños y, cuando implementa obras con fondos de recaudación general del municipio está transfiriendo el tributo del privado para el público.

#### **1.4.1.1 Concepto actual: enfoque ambiental (a adoptar)**

El enfoque ambiental del drenaje urbano moderno se preocupa del mantenimiento y recuperación de ambientes saludables interna y externamente del área urbana, al contrario, de sólo procurar sanear el interior de la ciudad, según preceptos simplemente sanitarios. Evidentemente, el concepto de salud evoluciona del abordaje sanitarista (higienista) al abordaje ambientalista, sin embargo ambas concuerdan en el objetivo de la salud sólo que con una extensión al medio ambiente. Una buena concepción y gestión del drenaje pluvial surge en este contexto como una necesidad colectiva e indispensable para el funcionamiento de las aglomeraciones urbanas.

Los sistemas de drenaje y de tratamiento de aguas residuales deben caracterizar los sistemas de saneamiento como parte integrante de la organización de los espacios urbanos que valoriza los cursos de agua, preservándolos y hasta recuperándolos. Esto conduce a la noción de auto-sostenibilidad de las ciudades con respecto al medio interno y externo. La ciudad se torna viable por su sistema de saneamiento y drenaje, incluso preservan la calidad de los cursos de agua internos y de aguas abajo (externos). En suma, una ciudad deber ser autónoma en relación al medio ambiente hidrológico y viceversa. Indicadores importantes de autonomía de la ciudad en relación al medioambiente son las tasas de conexiones de alcantarillado de aguas residuales y la capacidad de la red de

drenaje de actuar correctamente en la mayor parte del tiempo. Integraciones inter-barrios o inter-municipales optimizando el tratamiento de todos los alcantarillados y los sistemas de drenaje también contribuyen a la autonomía, que se completa por una gestión basada en el conocimiento físico y operacional de los equipos que minimiza los riesgos de alteración de los niveles mínimos de seguridad y salubridad. Desde el punto de vista del medio receptor (cursos de agua) su autonomía con relación a la ciudad pasa por su conservación de modo de permitir el desarrollo biológico habitual y permanente de las especies que en el viven naturalmente. La gestión debe monitorear el estado del medio receptor, el estado de las fuentes contaminantes, evaluar el impacto de los contaminantes urbanos sobre los cursos de agua, generando informaciones que condicionen la regulación de los niveles de tratamiento de los desechos urbanos en función del estado actual del medio receptor, de cómo estos desechos pueden impactar y de las metas de calidad para el establecidas.

El drenaje urbano moderno debe tener los siguientes principios:

- No transferir impactos para aguas abajo
- No limpiar crecidas naturales
- Proporcionar medidas de control para el conjunto de la cuenca
- Legislación y Planes de Drenaje Pluvial Urbano para control y orientación
- Constante actualización de la planificación por estudio de horizonte de expansión
- Control permanente del uso del suelo y áreas de riesgo
- Educación ambiental calificada para el poder público, población y medio técnico.

La proposición de cambio de paradigma de la gestión del drenaje urbano de un enfoque sanitario-higienista (del librarse de las aguas pluviales lo más rápido posible) para un enfoque ambiental (re-equilibrio del ciclo hidrológico hacia más cerca de lo natural) que sigue los principios anteriores, destacándose el control en la fuente. Para eso se debe lograr una verdadera integración entre todos los llamados sectores del agua.

#### **1.4.1.2 Concepto antiguo: enfoque sanitario-higienista (a abandonar)**

El concepto sanitario-higienista aún está muy arraigado en nuestro medio. Debemos llamarlo antiguo para enfatizar su carácter antiguo. Puede ser resumido por el siguiente principio:

- Toda agua circulante debe ir rápidamente para el alcantarillado, evitando insalubridades e incomodidades en las casas y en las calles.

En consecuencia, las obras hidráulicas que surgieron como soluciones con este enfoque fue la evacuación rápida de los excesos pluviales a través de colectores, canales y galerías, muchas veces ineficientes y con soluciones caras.

La competencia exclusiva de los ingenieros en calcularlas ayudó a sectorizar el drenaje urbano. El librarse rápidamente del agua se tornó prácticamente en un dogma en el medio técnico, convenciendo inclusive a la población que aplica la misma idea en las propiedades particulares urbanas.

Los sistemas de drenaje son muchas veces vistos por gran parte de la población como lugares de destino de desechos y basura. Muchos loteamientos en varias ciudades tenían y, aún tienen, su drenaje sin basarse en ninguna norma técnica, lo que facilita la aceptación de proyectos de eficacia dudosa. Y muchos problemas ambientales fueron agravados por el hecho de que tradicionalmente el drenaje urbano es de exclusiva responsabilidad del municipio y generalmente hay poca preocupación sobre consecuencias aguas abajo de acciones locales implementadas aguas arriba.

## 1.4.2 Drenaje moderno y otras funciones urbanas

### 1.4.2.1 Ocupación del suelo y drenaje urbano

Actualmente más del 63,73 % (INE-2000) de la población boliviana es urbana y su crecimiento ha sido acelerado en las últimas décadas. Este crecimiento generó que la población de las principales ciudades del eje central haya tenido un aumento en su tasa de crecimiento (ejemplo: Ciudad de El Alto).

Este crecimiento urbano se ha caracterizado por la expansión irregular de las periferias de las ciudades con poco cumplimiento de la reglamentación urbana relacionada con un Plan de Desarrollo Urbano y normas específicas de loteamientos, además de la ocupación irregular de áreas públicas y privadas por población de bajos ingresos. Esta tendencia dificulta el ordenamiento de las acciones no-estructurales del control ambiental urbano. Uno de los graves problemas en este proceso de desarrollo urbano resulta de la expansión, generalmente irregular, que ocurre sobre las áreas de fuentes de abastecimiento humano, comprometiendo la sostenibilidad hídrica de las ciudades. Por tanto, todos los procesos inadecuados de urbanización e impacto ambiental que se observan en las principales ciudades del eje central se están reproduciendo en otras ciudades menores.

El cumplimiento del uso u ocupación del suelo, en el ámbito de una configuración urbanística de la ciudad como un todo, debe considerar efectivamente:

- a) Planificación conjunta con el macro y micro drenaje de toda el área urbana
- b) Impactos hídricos en la proposición de zonificaciones de índices de ocupación por edificaciones
- c) La importancia de combatir suelos expuestos (sujetos a la erosión) y movimientos de tierras descontrolados
- d) Protección adecuada de áreas verdes, con o sin fuentes

### 1.4.2.2 Recolección, evacuación y tratamiento de aguas residuales y drenaje urbano

La falta de recolección y evacuación de aguas residuales, incluso con el uso de fosas sépticas, que generalmente no tienen mantenimiento, es un grave problema para las aguas urbanas por las cargas "in natura" significativamente liberadas. Habiendo un sistema de colecta, aún sin tratamiento, el saneamiento local ocurre, incluso con grandes cargas contaminantes que son lanzadas en las fuentes.

En síntesis, tal situación torna las redes pluviales en imitaciones de sistemas mixtos, conduciendo aguas residuales y pluviales juntas, que deteriora la calidad de arroyos y ríos del macrodrenaje, que muchas veces son enterrados para desaparecer del paisaje urbano.

### 1.4.2.3 Colecta y disposición de basura y drenaje urbano

En sociedades no desarrolladas una cantidad enorme de basura es acarreada para los sistemas de drenaje. Esto ocurre porque el sistema de colecta de basura no alcanza toda la ciudad e incluso en los lugares con colecta, parte de la población acostumbra a jugar con basura en vías públicas y terrenos baldíos. De esta forma una ciudad es prácticamente transformada en vías de conducción de basura con dirección a otros lugares. En los microdrenajes existentes, los sistemas de boca-tormenta y colectores pluviales son obstruidos, causando anegamientos y retenciones de basura indeseadas .

#### 1.4.2.4 Control de la erosión y sedimentos y drenaje urbano

Los sedimentos, así como la basura, son residuos sólidos de alto impacto en las ciudades y en la red de drenaje urbano. Las diferencias básicas son:

- a) Las producciones de sedimentos y basura varían diferente con las etapas de desarrollo urbano
- b) En una ciudad organizada hay mejor control de basura, en relación a los sedimentos, que llega a las calles y sistemas de drenaje

Las principales consecuencias ambientales de la producción de sedimentos son: Sedimentación de las secciones de canalizaciones de drenaje, reducción de la capacidad de escurrimiento de conductos, ríos y lagos urbanos y transporte de contaminantes agregados al sedimento, que contaminan las aguas pluviales.

#### 1.4.2.5 Limpieza de las calles y drenaje urbano

La limpieza de las calles, barrido, lavado y remoción de basureros, tienen reflejo directo en la eficiencia del drenaje urbano. La presencia de basura y sedimentos en áreas públicas por deficiencias de limpieza urbana afectan cualitativamente el drenaje urbano. Puede provocar obstrucción y taponamiento de conductos y cunetas, sedimentación de reservorios de retención, canales, galerías y arroyos.

Cualquier acumulación de basura, sedimentos y materia orgánica en las calles propicia la proliferación de muchos vectores de enfermedades.

#### 1.4.2.6 Sector del medio ambiente y drenaje urbano

La urbanización altera radicalmente la ocupación del suelo para satisfacer la necesidad del desarrollo humano.

En los moldes actuales, la urbanización provoca desequilibrio del ciclo hidrológico y esto puede ser combatido con enfoque adecuado del drenaje. Otro tipo de desequilibrio está ligado al balance de energía, llamado "isla de calor". Las superficies y edificaciones urbanas (asfalto, hormigón, mamposterías, tejados) irradian para el aire la energía solar absorbida, aumentando la temperatura ambiente. El asfalto, debido a su color, absorbe más energía solar que las superficies naturales y el hormigón. A medida que las superficies de hormigón envejecen tienden a oscurecer y aumentar la absorción de radiación solar. Esto combinado con un drenaje urbano que aleja rápidamente del medio urbano las aguas de lluvias (además de eso, haciéndolas circular en conductos cerrados) agrava más aún la "isla de calor" porque excluye la oportunidad del agua circulante en el medio urbano en absorber parte del calor. Es decir, la urbanización impermeabiliza, un drenaje urbano equivocado libera rápidamente los excesos pluviales generados, haciendo que el agua, con su alto poder específico, no participe del balance energético, principalmente en los períodos de estiaje. En contrapartida, las aguas pluviales alejadas rápidamente penetran con temperaturas más frías en los cuerpos de agua receptores. El aumento de temperatura también crea condiciones de movimiento de aire ascendente que puede generar aumento de precipitación.

El drenaje urbano con preceptos ambientales contribuye a minimizar los efectos porque es favorable al mantenimiento de arroyos y almacenamiento en cuencas. El incentivo a la utilización de superficies permeables, incluso las que no tienen vegetación retienen más agua y su capacidad de absorción de calor se da por mayor tiempo en el ambiente urbano.

Fuera de la cuestión hídrica cuantitativa y el exceso de calor ambiente, es evidente que hay muchas cuestiones ambientales ligadas a la urbanización. La sustitución o modificación de ecosistemas es muchas veces inevitable. Sin embargo, hay impactos que deben ser combatidos.

El drenaje urbano no debe ser vector de distribución de aguas residuales in natura. Las aguas cloacales deben tener colecta y tratamiento independientes. Se tiene que tener como meta también el tratamiento de las aguas pluviales. La red de drenaje pluvial puede contaminar el suelo a través de pérdidas de volumen en su transporte y hasta por obstrucción de tramos de la red que presionan el agua contaminada hacia afuera del sistema de conductos.

#### **1.4.2.7 Sistema vial y drenaje urbano**

Los sistemas viales con calles no revestidas contribuyen con alta carga de sedimentos.

#### **1.4.2.8 Salud colectiva y drenaje urbano**

Son varias las enfermedades de origen hídrico. Ellas pueden ocurrir debido a:

- a) La falta de agua segura de abastecimiento de la población, que involucra el abastecimiento de agua, siendo la diarrea la enfermedad más frecuente
- b) Las enfermedades que dependen de la higiene de las personas, relacionada con su educación
- c) Las enfermedades relacionadas con el ambiente y la disposición del agua, como la malaria, dengue, cólera, entre otras
- d) Las enfermedades relacionadas con las inundaciones como la contaminación de la orina de ratas en el agua de inundación

El drenaje mal hecho puede favorecer a varias de esas enfermedades.

#### **1.4.2.9 Educación ambiental y drenaje urbano**

La falta de participación popular en la búsqueda de soluciones para que el drenaje urbano sea sostenible es uno de los mayores impedimentos para el éxito de las medidas de control pluvial modernas, sean ellas medidas estructurales o no estructurales. Esta participación popular, depende normalmente de dos factores:

- a) Voluntad y capacidad de auto-organización de los habitantes, y
- b) Apertura de canales reales de comunicación directa

La falta de participación popular conduce la repetición de errores anteriores en la solución de los problemas de drenaje, al descrédito en la acción pública, y al desprecio por el tema ambiental. La aceptación popular de un nuevo concepto como la sostenibilidad ambiental es fundamental para el éxito de las medidas de control pluvial.

En este sentido, programas de educación ambiental son útiles, sin embargo, no hay aún una manera objetiva de evaluarlos. Sólo se sabe que ella concientiza al ciudadano de que es posible armonizar los espacios urbanos con el medio ambiente y que el sistema de drenaje puede ser concebido para valorizar los cursos naturales y áreas verdes, evitando inundaciones; los cursos naturales urbanos deben dejar de ser vistos como depósitos de basura y desechos y pasar a integrar espacios abiertos de convivencia útil.

### 1.4.3 Efectos de la urbanización como respuesta hidrológica de las cuencas

Los factores hidrológicos directamente afectados por la urbanización son el volumen del escurrimiento superficial directo, los parámetros de tiempo del escurrimiento superficial y el caudal pico de las crecidas. Esos efectos hidrológicos son directamente causados por alteraciones de la cobertura del suelo, modificaciones hidro-dinámicas en los sistemas de drenaje y las invasiones de los aires de río.

Las alteraciones en la cobertura del suelo debido a la urbanización se caracterizan por su remoción en una etapa inicial, cuando se realizan los movimientos de tierra, y posteriormente por su substitución por áreas construidas, pavimentadas o con otro tipo de cobertura substancialmente diferente del original.

Las áreas construidas y pavimentadas aumentan gradualmente la impermeabilización de los suelos de la cuenca, reduciendo su capacidad natural de absorber las aguas de las lluvias, lo que retarda el escurrimiento superficial directo.

Las principales modificaciones de las características hidráulicas de los cauces se originan en las obras de canalización.

Son clásicos los ejemplos que relacionan el crecimiento de los caudales máximos de crecidas con el área urbanizada de la cuenca y el área servida por obras de drenaje. Hay casos extremos en que los picos de crecidas en una cuenca pueden llegar a ser del orden de 6 veces superiores al pico de la misma cuenca en condiciones naturales.

Los efectos de la urbanización en la respuesta hidrológica de las cuencas de drenaje deben ser analizados bajo la óptica tanto del volumen del escurrimiento superficial directo, como del tiempo de tránsito de las aguas.

### 1.4.4 El control de las aguas del escurrimiento superficial directo

La administración de los recursos hídricos contempla fundamentalmente, dos enfoques diferentes para el control de la cantidad de las aguas de escurrimiento superficial directo en áreas urbanas:

#### 1.4.4.1 Enfoque orientado para el aumento de la conductividad hidráulica

El primero de esos dos enfoques es más tradicional y orientado para el aumento de la conductividad hidráulica del sistema de drenaje de una determinada área. Los sistemas proyectados de acuerdo con ese enfoque efectúan la colecta de las aguas del escurrimiento superficial directo, seguida de inmediato y rápido transporte de esas aguas hasta el punto de desagüe, a fin de minimizar los daños e interrupciones de las actividades dentro del área de colecta. Los principales componentes del enfoque son los dos sistemas de micro o macrodrenaje.

Los sistemas proyectados dentro de este enfoque tienden a aumentar los caudales conducidos, así como los niveles y las áreas de inundaciones aguas abajo, en relación a la condición anterior a su implantación.

Desde el punto de vista del mantenimiento, esos sistemas exigen limpieza periódica a fin de poder funcionar de forma eficiente y de manera de garantizar las condiciones previstas en los proyectos. Es común entender como "limpieza", también la remoción de vegetaciones de arbustos en los aires de río, en el caso de canales .

**1.4.4.2 Enfoque orientado para el almacenamiento de las aguas**

La utilización de ese enfoque, a pesar de presentar un concepto moderno, aún no es muy común en sistemas de drenaje urbano. Su función es la de realizar el almacenamiento temporal de las aguas de escurrimiento superficial directo en el punto de origen, o próximo de este, y siguiente liberación más lenta de esas aguas para aguas abajo en el sistema de colectores, galerías o canales. Este enfoque minimiza los daños y la interrupción de las actividades tanto dentro del área de proyecto como aguas abajo.

Es más adecuado para áreas en fase de desarrollo urbano incluso puede ser utilizado en áreas ya urbanizadas si existieren lugares adecuados para la implantación de almacenamientos superficiales o subterráneos.

En las tablas 1.1 y 1.2 se presentan, respectivamente, algunas medidas para reducción o retardamiento del escurrimiento superficial directo y las ventajas y desventajas de las medidas.

**Tabla 1.1 - Formas de reducción y retención en diferentes áreas urbanas**

Tejado plano de grandes dimensiones	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Almacenamiento en cisterna</li> <li>2. Almacenamiento en tanque o fuente</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Almacenamiento en el tejado, empleando tubos conductores verticales estrechos</li> <li>2. Aumentando la rugosidad del tejado</li> <li>3. Cobertura ondulada</li> <li>4. Cobertura con cascajo</li> </ol>
Estacionamiento	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Pavimento permeable</li> <li>2. Cascajo</li> <li>3. Agujeros en el pavimento impermeable</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Fajas gramadas en el estacionamiento</li> <li>2. Canal con césped</li> <li>3. Almacenamiento y detención para áreas impermeables</li> <li>4. Pavimento</li> <li>5. Depresiones</li> <li>6. Cuencas</li> </ol>
Residencial	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Cisternas para una casa, o grupo de casas</li> <li>2. Aceras con cascajo</li> <li>3. Áreas con jardines</li> <li>4. Recarga del nivel subterráneo                             <ol style="list-style-type: none"> <li>a) Tubos perforados</li> <li>b) Cascajos (arena)</li> <li>c) Zanja</li> <li>d) Tubo (caño) poroso</li> <li>e) Pozos secos</li> <li>f) Depresiones gramadas</li> </ol> </li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Reservorio de detención</li> <li>2. Utilizando gramas espesas (alta rugosidad)</li> <li>3. Aceras con cascajos</li> <li>4. Cunetas o canales gramados</li> <li>5. Aumentando el trayecto del agua a través de la cuneta, desvíos, etc.</li> </ol>
General	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Callejones con cascajos</li> <li>2. Calzadas permeables</li> <li>3. Canteras cubiertos con pajas y hojas</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Callejones con cascajos</li> </ol>



Tabla 1.2 - Ventajas y desventajas en el empleo de las diferentes formas de reducción y retención del escurrimiento superficial directo

Medidas	Ventajas	Desventajas
Cisterna	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Agua puede ser utilizada para:                             <ol style="list-style-type: none"> <li>a) Protección contra el fuego</li> <li>b) Riego de tierras</li> <li>c) Procesos industriales</li> <li>d) Refrigeración</li> </ol> </li> <li>2. Reduce el escurrimiento superficial directo, ocupando pequeñas áreas</li> <li>3. El terreno o espacio, sobre el cisterna, puede ser usado para otros fines</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Costos relativamente altos de instalación</li> <li>2. Costo requerido puede ser limitado, si el cisterna recibe agua de grandes áreas de drenaje</li> <li>3. Requiere mantenimiento</li> <li>4. Acceso limitado</li> <li>5. Reduce el espacio disponible del sub-suelo para otros usos.</li> </ol>
Jardín suspendido	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Estéticamente agradable</li> <li>2. Reducción del escurrimiento superficial directo</li> <li>3. Reducción de los niveles de ruido</li> <li>4. Valorización de vida animal</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Elevadas cargas en las estructuras de cobertura y de construcción</li> <li>2. Alto costo de instalación y mantenimiento.</li> </ol>
Reservorio con espejo de agua permanente (generalmente en áreas residenciales)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Controla grandes áreas de drenaje liberando pequeñas descargas</li> <li>2. Estéticamente agradable</li> <li>3. Posibles beneficios de recreación:                             <ol style="list-style-type: none"> <li>a) Uso de barcos de recreación</li> <li>b) Pesca</li> <li>c) Natación</li> <li>d) Habitat para la vida acuática</li> <li>e) Aumenta el valor de los terrenos adyacentes</li> </ol> </li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Requiere grandes áreas</li> <li>2. Posible polución por los volúmenes que corren con gran fuerza y sedimentación</li> <li>3. Posible área de proliferación de aves zancudas</li> <li>4. Puede haber crecimiento intenso de algas, como resultado de la eutrofización</li> <li>5. Posibilidad de ocurrencia de ahogamientos</li> <li>6. Problemas de mantenimiento</li> </ol>
Almacenamiento en tejado, empleando tubos conductores verticales estrechos	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Retardo del escurrimiento superficial directo</li> <li>2. Efecto de insulación del edificio:                             <ol style="list-style-type: none"> <li>a) Agua en el tejado</li> <li>b) A través de circulación</li> </ol> </li> <li>3. Puede facilitar el combate de incendios</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Carga estructural elevada</li> <li>2. La acometida de agua de los tubos conductores requiere mantenimiento</li> <li>3. Formación de ondas y cargas debidas a las mismas</li> <li>4. Infiltración de agua del tejado para el edificio</li> </ol>
Tejado con rugosidad aumentada	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Retardamiento del escurrimiento superficial directo y alguna reducción del mismo (detención en las ondulaciones o en el cascajo)</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Carga estructural relativamente elevada</li> </ol>
Pavimento permeable (estacionamiento y callejones) <ol style="list-style-type: none"> <li>a) Estacionamiento con cascajo</li> <li>b) Huecos en el pavimento impermeable (diámetro aprox. 6 cm) llenados con arena</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Reducción del escurrimiento superficial directo</li> <li>2. Recarga del nivel freático</li> <li>3. Pavimento de cascajo puede ser más barato que el asfalto u hormigón (a)</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Taponamiento de los huecos o poros</li> <li>2. Compactación de tierra debajo del pavimento o disminución de la permeabilidad del suelo debido al cascajo</li> <li>3. Dificultad de mantenimiento</li> <li>4. Gramas y hierbas dañinas pueden crecer en el pavimento</li> </ol>
Canales gramados y fajas del terreno cubiertas con vegetación	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Retardo del escurrimiento superficial directo</li> <li>2. Alguna reducción del escurrimiento superficial directo (recarga del nivel freático por infiltración)</li> <li>3. Estéticamente agradable</li> <li>4. Flores</li> <li>5. Árboles</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Se sacrifica área del terreno para fajas de vegetación</li> <li>2. Áreas gramadas deben ser podadas o cortadas periódicamente (costos de mantenimiento)</li> </ol>

Tabla 1.2 - (final)

Medidas	Ventajas	Desventajas
Almacenamiento y detención en pavimentos impermeables: a) Pavimento ondulado b) Cuencas c) Bocas de tormenta estranguladas	1. Retardo del escurrimiento superficial directo (a, b, c) 2. Reducción del escurrimiento directo (a y b)	1. Restringe el movimiento de vehículos 2. Interfiere con el uso normal (b y c) 3. Depresiones juntan basura (a, b y c)
Reservorio o cuencas de detención	1. Retardo del escurrimiento superficial directo 2. Beneficio recreativo 3. Cuadras polideportivas si el terreno fuese propicio 4. Estéticamente agradable 5. Puede controlar extensas áreas de drenaje, liberando descargas relativamente pequeñas	1. Requiere grandes áreas 2. Costos de mantenimiento: a) Poda de la grama b) Herbicidas c) Limpieza periódica remoción de sedimentos 3. Área de proliferación de aves zancudas 4. Sedimentación del reservorio
Tanque séptico transformado para almacenamiento y recargas del nivel freático	1. Costos de instalación bajos 2. Reducción del escurrimiento superficial directo (infiltración y almacenamiento) 3. El agua puede ser usada para: a) Protección contra incendios b) Riego de jardines c) Recarga del nivel freático	1. Requiere mantenimiento periódico (remoción y sedimentos) 2. Posible daños a la salud 3. Algunas veces requiere un bombeo para el vaciamiento después de la tormenta
Recarga del nivel freático: a) Tubo o manguera perforada b) Dren francés c) Cano poroso d) Pozo seco	1. Reducción del escurrimiento superficial directo (infiltración) 2. Recarga del nivel freático con agua relativamente limpia 3. Puede suplir agua para jardines o áreas secas 4. Pequeña pérdidas por evaporación	1. Taponamiento de los poros o tubos perfilados 2. Costo inicial de instalación (material)
Grama con alta capacidad de retardamiento (elevada rugosidad)	1. Retardo del escurrimiento superficial directo 2. Aumento de infiltración	1. Dificultad de poda de grama
Escorrimento dirigido sobre terrenos gramados.	1. Retardo del escurrimiento superficial directo 2. Aumento de infiltración	1. Posibilidad de erosión 2. Agua parada en depresiones en el gramado

## 1.5 TIPOS DE DRENAJE PLUVIAL

### 1.5.1 Superficial

El drenaje superficial es utilizado más adecuadamente para terrenos planos, con capa superficial sustentable y subsuelo rocoso o arcilloso impermeable, impide el encharcamiento del terreno, evita la saturación prolongada del suelo y acelera el paso del agua sin riesgo de erosión y acumulación de lodo en el lecho.

Consta de los siguientes servicios: a) preparación de la superficie del terreno, b) mejoría de los lechos naturales de las aguas, y c) construcción de zanjas

### 1.5.2. Subterráneo

El drenaje subterráneo tiene como objetivo bajar la napa freática hasta un nivel que favorezca los cultivos y garantizar la estabilidad de las vías y la seguridad de las construcciones.

El drenaje subterráneo, utilizando zanjas, es aplicado en los casos en que no es preciso bajar la napa freática más que 1,50 m, esto porque el volumen de tierra a ser removido

será proporcional al cuadrado de la profundidad de la zanja.

### **1.5.3 Vertical**

El drenaje vertical es utilizado en terrenos planos casi sin pendiente para que el agua drene, como en los pantanos. Estos terrenos poseen una capa superficial encharcada por existir abajo una capa impermeable, impidiendo así, la infiltración. Se puede dar salida a las aguas superficiales y subterráneas, por los pozos verticales, hincados o perforados, rellenos con piedras, cascajo o arena gruesa, protegiendo así, a su estabilidad.

Se debe tomar precauciones, la ocurrencia de este tipo de drenaje ocasiona riesgo de contaminación de las aguas subterráneas.

### **1.5.4 Elevación mecánica (bombas)**

El drenaje a través de la elevación mecánica, es utilizado en las siguientes situaciones:

- a) Cuando el nivel del agua a ser bombeada es inferior al nivel del lugar destinado a recibir el líquido, una vez que no haya carga hidráulica en el extremo inferior del área a ser drenada, y
- b) Cuando el nivel freático del terreno es elevado, se puede sustituir la red de drenaje superficial por sistemas de pozos, a partir del bombeo para las zanjas colectoras

## **1.6 LOS SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE PLUVIAL EN FUNCIÓN DE SUS DIMENSIONES**

Los sistemas de drenaje, en función de sus dimensiones, son clasificados como:

- a) Drenaje en la fuente
- b) Sistemas de microdrenaje
- c) Sistemas de macrodrenaje

### **1.6.1 Drenaje en la fuente**

El drenaje en la fuente esta definido por el escurrimiento que ocurre en el lote, condominio o emprendimiento individualizado, estacionamientos, parques y vías. También es denominado como sistema inicial de drenaje.

### **1.6.2 Microdrenaje urbano**

El sistema de microdrenaje es el responsable por el escurrimiento preliminar de las aguas, constituido básicamente por los colectores pluviales o canales a nivel de lote o red primaria urbana.

El sistema de microdrenaje conduce las contribuciones provenientes de las bocas tormenta (sumideros) o cajas colectoras hacia el sistema de macrodrenaje a través de los colectores pluviales o galerías de pequeño tamaño. Las aguas pluviales que escurren por las cunetas de las calles y avenidas, son captadas a través de las "bocas de tormenta" y conducidas a la red colectora.

Para efectos de cuantificación se deben considerar los colectores o galerías con dimensiones iguales o superiores a 0,20 m (8 plg) e inferiores a 1.20 m (48 plg) de diámetro y galerías (revestidas, canales artificiales cerrados o conductos forzados) cuya área de la sección sea inferior a 1 m<sup>2</sup>.

Los componentes de un sistema de microdrenaje pluvial urbano pluvial son los siguientes:

- a) Cunetas
- b) Sumideros (bocas de tormenta)
- c) Cámaras de conexión
- d) Tubería de conexión
- e) Cámaras de inspección
- f) Galerías de pequeño y mediano tamaño
- g) Colectores secundarios
- h) Colectores principales
- i) Conductos forzados
- j) Estaciones de bombeo
- k) Desarenadores
- l) Cámaras drenantes
- m) Canalones

**NOTA**

Véase también el Capítulo 4 de este Reglamento.

**1.6.3 Macrodrenaje urbano**

El sistema de macrodrenaje es el responsable por el escurrimiento final de las aguas, constituido básicamente por canales naturales (arroyos, ríos o riachuelos) o artificiales (abiertos o cerrados, revestidos, rectificados), galerías de grandes dimensiones, alcantarillas, cuencas de detención y estructuras auxiliares para el control, disipación de energía, amortiguamiento de picos, protección contra erosiones y sedimentos, estaciones de bombeo. etc. Recibe a lo largo de su curso las contribuciones laterales y de las redes pluviales primarias provenientes del sistema de microdrenaje, originadas por los desagües pluviales intra-domiciliarios, las calles, cunetas, zanjas y colectores. Involucra los sistemas colectores de diferentes sistemas de microdrenaje.

Para efectos de cuantificación se deben considerar las galerías tubulares con dimensiones iguales o superiores a 1,20 m de diámetro y las galerías celulares con área de la sección transversal igual o superior de 1,00 m<sup>2</sup>. El sistema de macrodrenaje incluye áreas por lo menos de 2 km<sup>2</sup> o 200 ha. Estos valores no deben ser tomados como absolutos porque la trama urbana puede poseer diferentes configuraciones. Este tipo de sistema debe ser proyectado para precipitaciones superiores a las de microdrenaje con riesgos de acuerdo con los daños humanos y materiales potenciales.

Los componentes de un sistema de macrodrenaje pluvial urbano son los siguientes:

a) Drenaje natural antes de la ocupación

- Acequias
- Arroyos
- Riachuelos
- Ríos

b) Drenaje final de las aguas

- Canales naturales: rectificación y/o ampliación de las secciones de cursos naturales
- Canales artificiales: canalización cerrada o abierta
- Galerías de grandes dimensiones

- Alcantarillas
- Tubos abovedados
- Estructuras auxiliares: Diques de protección, reservorios de Detención/Retención, estructuras de disipación de energía, rápidas de caídas escalonadas, amortiguadores de energía, etc.
- Singularidades
  - Emboque en nivel
  - Emboques a partir de vertederos
  - Alargamiento de la sección
  - Estrechamiento de la sección
  - Rebajamiento de nivel
  - Pilares de puente
  - Confluencias
  - Cambio de dirección
- Conductos forzados
- Estaciones de bombeo

**NOTA**

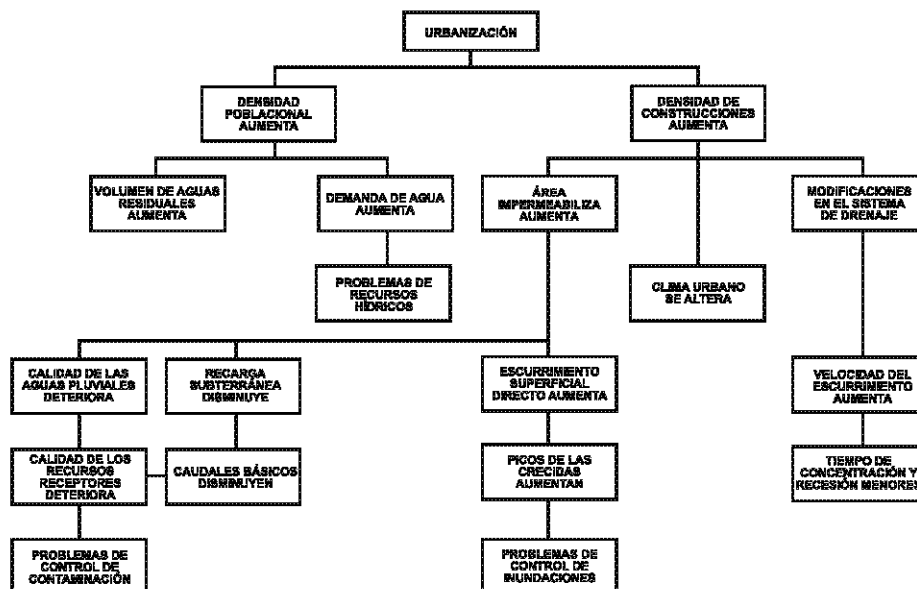
Véase también el Capítulo 5 de este Reglamento

**1.7 CRECIDAS URBANAS**

Las principales alteraciones que interfieren el escurrimiento superficial de las aguas pluviales tienen como origen principal la urbanización creciente en las cuencas hidrográficas.

En la **figura 1.1**, extraída de PROTO ET ALII (1993), se muestran las inter-relaciones de los diversos procesos que ocurren en un área de drenaje urbano, ocasionados por la urbanización de las cuencas hidrográficas.

La urbanización, acompañada del retiro de la cobertura vegetal, remoción de la vegetación e impermeabilización de los suelos, altera el escurrimiento natural de las aguas pluviales superficiales, con la reducción substancial del tiempo de concentración de las cuencas hidrográficas, en virtud de los sistemas de drenaje urbano, micro y macrodrenaje, cuyas funciones son coleccionar y escurrir las aguas para abajo, creciendo considerablemente los volúmenes de agua en los ríos, lo que potencializa las crecidas.



Los principales motivos que agravan las crecidas sobretodo en las áreas urbanizadas, son:

- a) Desecho de residuos sólidos urbanos (basura), provocando la acumulación de los valles y de cualquier tipo de drenaje
- b) Eliminación de la cobertura vegetal, provocando erosión continua y sedimentos de los cursos de agua
- c) Lanzamiento indebido de aguas residuales domésticas e industriales
- d) Deforestación de extensas áreas, por medio de cortes y quemas
- e) Ejecución de cortes y terraplenes en las planicies de inundación
- f) Rectificación, profundización, desvíos y canalización de los arroyos
- g) Mineralización descontrolada en el fondo de valle, cargando sólidos para los arroyos (sedimento y acumulación)
- h) Terraplenado de los márgenes de río marginales en los fondos de valle, causando aumento del escurrimiento superficial y retención de las aguas de superficie
- i) Ocupación urbana indebida en los márgenes de los fondos de valle
- j) Ausencia del saneamiento básico, permitiendo el escurrimiento de pequeños drenajes, aguas pluviales, y hasta el mismo alcantarillado sanitario por medio de zanjas negras
- k) Barreras artificiales provocadas por los puentes y colectores de vías urbanas o de autopistas que funcionan como diques elevados, en relación a los terrenos adyacentes, dificultando el escurrimiento.

## **1.8 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO**

El procedimiento para el diseño de los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales de sistemas de micro y macrodrenaje urbano deben incluir los siguientes pasos:

- a) Justificación del proyecto y definición del alcance
- b) Conocimiento del marco institucional
- c) Aspectos legales
- d) Aspectos ambientales
- e) Ubicación dentro los planes de desarrollo urbano
- f) Diseño y requerimientos técnicos
- g) Construcción
- h) Puesta en marcha, operación y mantenimiento

### **1.8.1 Justificación del proyecto y definición del alcance**

Se deben describir las razones que motivan el proyecto, en relación al problema de salud pública, del medio ambiente o de bienestar social y las deficiencias que se pretende resolver con la ejecución del mismo.

### **1.8.2 Conocimiento del marco institucional**

El proyectista del sistema debe conocer las diferentes entidades relacionadas con la prestación del servicio público de suministro de agua potable y recolección de aguas residuales y pluviales, estableciendo responsabilidades y las funciones de cada una.

Las entidades y aspectos que deben identificarse son:

- a) Institución solicitante, gestora o impulsora
- b) Institución, profesional o técnico responsable de la elaboración del proyecto
- c) Institución financiera

- d) La EPSA actual o potencial o Gobierno Municipal a cargo de los servicios de alcantarillado sanitario y pluvial (empresa pública municipal, sociedad anónima mixta, privada, cooperativa de servicios públicos, asociación civil, pueblos indígenas y originarios, comités de agua, etc.)
- e) Entidades de planeación (Ministerio del Agua, Ministerio de Planificación del Desarrollo)
- f) Entidad de regulación (SISAB)
- g) Acciones proyectadas de la comunidad en el sistema

### **1.8.3 Aspectos legales**

El proyectista debe conocer las leyes, decretos, reglamentos y normas técnicas relacionadas con la concepción, diseño, operación, construcción, mantenimiento, supervisión técnica y operación de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales y cada uno de sus componentes en particular.

Además, deben tomarse en cuenta las medidas legales necesarias para garantizar el adecuado desarrollo del sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales o alguno de sus componentes.

### **1.8.4 Aspectos ambientales**

Debe presentarse el plan de manejo ambiental generado por el proyecto, en el cual se incluyan una descripción de las obras y acciones de mitigación de los efectos en el medio ambiente propios del proyecto, siguiendo todo lo establecido en la Ley 1333 del Medio Ambiente.

Para la ejecución de obras inherentes a la prestación de los servicios de sistemas se debe obtener el certificado de descargo (Categorías I y II) o mediante un certificado de dispensación (Categorías III y IV).

### **1.8.5 Ubicación dentro del plan de desarrollo urbano**

El proyectista debe conocer los planes de desarrollo urbano y de ordenamiento territorial planteados en un sistema que tendría dentro de la dinámica del desarrollo urbano, en el marco de las leyes vigentes.

El diseño de un sistema debe contemplar la dinámica de desarrollo urbano prevista en el corto, mediano y largo plazo de las áreas habitadas y las proyectadas en los próximos años, teniendo en cuenta la utilización del suelo, los aspectos socioeconómicos, el plan vial y las zonas de conservación y protección de recursos naturales y ambientales entre otros.

### **1.8.6 Diseño y requerimientos técnicos**

El diseño de cualquier componente de un sistema de evacuación y disposición de aguas pluviales debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos en los numerales 1.9 y 1.10 de este Capítulo.

#### **NOTA**

Véase los Capítulos 1 y 4 de la norma NB 688.

Véase "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión". Diciembre 2004. Véase también el Reglamento Básico de Preinversión. Viceministerio de Inversión Pública y Financiamiento Externo (VIPFE). Ministerio de Planificación del Desarrollo. Mayo 2007.

### 1.8.7 Construcción

Los procesos de construcción se deben ajustar a los requisitos mínimos referidos a:

- a) Organización de la obra
- b) Limpieza de la obra
- c) Accesos a campamentos, estaciones de bombeo
- d) Localidades
- e) Centro de acopio, campamento y oficinas
- f) Instalaciones y conexiones
- g) Transporte y almacenamiento de tuberías y materiales
- h) Pruebas hidráulicas
- i) Señalización y seguridad durante la construcción, etc.

### 1.8.8 Puesta en marcha, operación y mantenimiento

Los procedimientos y medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes de un sistema de micro y macrodrenaje deben seguir los requerimientos establecidos en el Capítulo 8 de la norma NB 688.

#### NOTA

Véase también el Capítulo 4 de este Reglamento.

## 1.9 ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO

Para la elaboración de un proyecto de recolección y evacuación de aguas pluviales es aconsejable disponer de estudios básicos, que permitan caracterizar la región (altiplano, valles y trópico) desde el punto de vista técnico y socioeconómico, conocer los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Esto debe contribuir a seleccionar la alternativa más adecuada y factible, técnica, económica, financiera y de menor impacto ambiental. En el caso de proyectos de ampliación y/o rehabilitación el alcance y necesidad de estudios básicos son más limitados y puntuales.

Los estudios básicos deben realizarse en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas. Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico
- Socio-económico y cultural
- Ambiental

### 1.9.1 Estudios técnicos

Los estudios técnicos deben incluir:

- a) Evaluación de la cuenca
- b) Evaluación de las posibles fuentes de agua
- c) Calidad y cantidad de las aguas
- d) Reconocimiento geológico del área del proyecto
- e) Estudios de suelos y geotécnicos
- f) Trabajos topográficos; véase **Anexo A** (Normativo)



- g) Evaluación del sistema de abastecimiento de agua existente
- h) Evaluación del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales existente
- i) Evaluación del cuerpo receptor para la disposición final de las aguas pluviales

#### NOTA

Los estudios de suelos y geotécnicos deben incluir además la determinación del nivel freático y en caso necesario los siguientes parámetros:

- a) Módulo de elasticidad del suelo (E')
- b) Análisis granulométrico
- c) Clasificación de suelo (según ASTM D2487) o equivalente
- d) Límites de Atterberg (líquido y plástico)
- e) Angulo de fricción interna
- f) Tensión admisible
- g) Cohesión
- h) Peso específico del suelo de relleno
- i) Peso específico saturado del suelo de relleno

### 1.9.2 Estudios socio-económicos y culturales

El diseño de cualquier sistema de micro y macrodrenaje de recolección y evacuación de aguas pluviales debe someterse a una evaluación técnica, socioeconómica y financiera y estar sujeto a un plan de construcción, operación y mantenimiento.

Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

- a) Población actual y sus características de crecimiento
- b) Tipo de suministro de servicios y cobertura
- c) Evaluación de la condición económica de la población
- d) Evaluación de las condiciones sanitarias
- e) Hábitos y costumbres sobre el manejo del agua
- f) Evaluación de la salud con relación al agua

### 1.9.3 Estudios ambientales

Los estudios ambientales deben incluir la evaluación de las condiciones del entorno ambiental en la zona del proyecto. Particularmente las referidas al uso y conservación de las fuentes hídricas e hidrogeológicas.

## 1.10 PROYECTO A NIVEL DE PREINVERSIÓN, EJECUCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

### 1.10.1 Tipología de Proyectos

La tipología de proyectos se basa en la categorización tradicional adaptada a las condiciones específicas del caso en estudio. En este sentido, se distinguen los tipos de proyectos que se indican a continuación y que se presentan esquemáticamente en la figura 1.2.

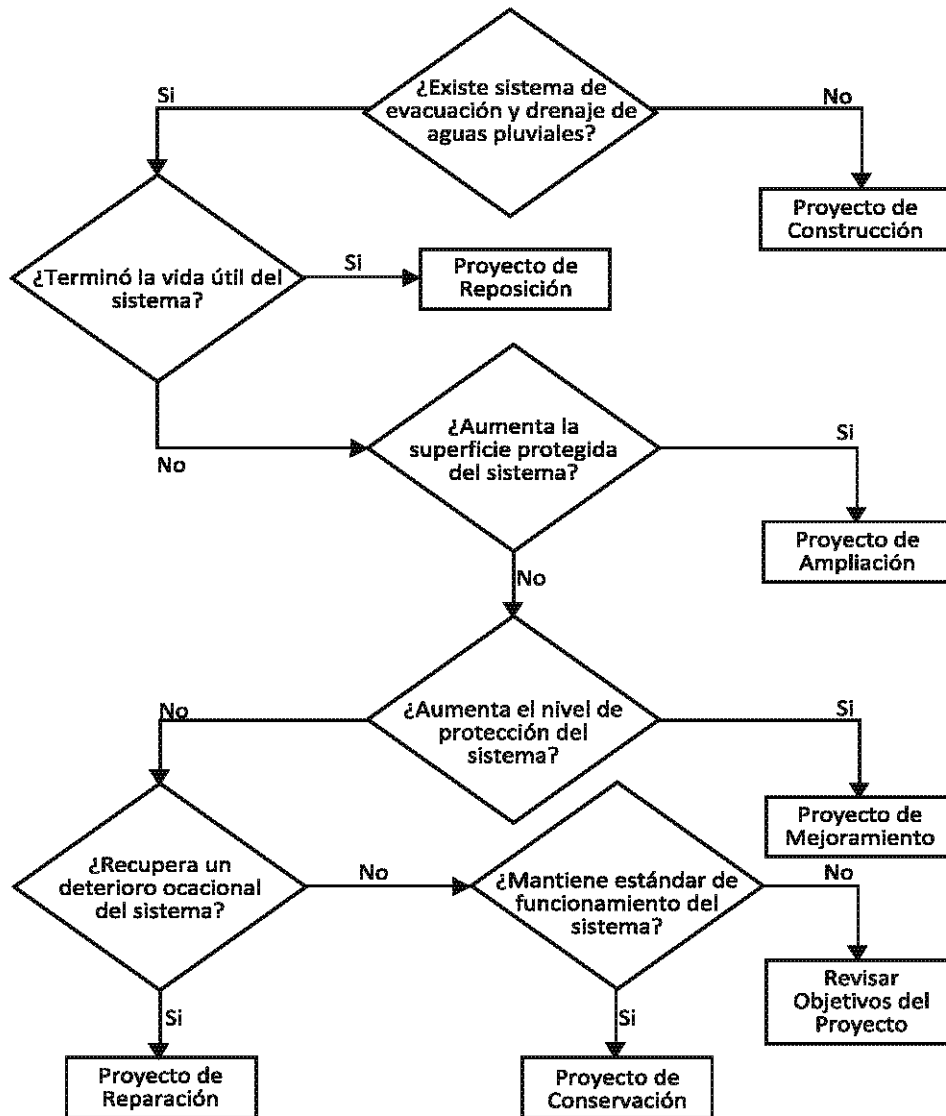


Figura 1.2 - Esquema de selección de la tipología de proyecto

**a) Proyectos de construcción**

Acciones que corresponden a la materialización de un servicio que no existe a la fecha. Consisten en entregar solución de evacuación de aguas pluviales en sectores que carecen de ella e incluye todos los proyectos que implican la ejecución de obras nuevas.

**b) Proyectos de mejoramiento**

Este tipo de proyectos tiene como objetivo aumentar la calidad de un servicio existente, entendiendo por tal, mejorar el nivel de protección que entrega el sistema existente, mediante trabajos como revestimiento de infraestructura de conducción y de obras que permitan aumentar la capacidad del sistema de evacuación y drenaje de aguas pluviales ya construido.

**c) Proyectos de ampliación**

Acciones que tienen por objeto aumentar la capacidad de servicio, entendiendo por tal,

incrementar la superficie protegida por el sistema de evacuación y drenaje de aguas pluviales existente, sin modificación de las obras existentes.

**d) Proyectos de reposición**

Proyectos que implican la renovación parcial o total de un sistema de evacuación y drenaje de aguas pluviales ya existente, con o sin cambio de la capacidad y/o calidad del mismo, debido al término de su vida útil.

**e) Proyectos de reparación**

Es toda acción que tiene como finalidad recuperar el deterioro ocasional sufrido por una infraestructura de evacuación y drenaje de aguas pluviales ya existente.

**f) Proyectos de conservación**

Es la acción tendiente a mantener los estándares que corresponden a un funcionamiento predeterminado de un sistema de evacuación y drenaje de aguas pluviales.

**1.10.2 Ciclo de vida del proyecto**

Según el Reglamento Básico de Preinversión del Viceministerio de Inversión Pública y Financiamiento Externo (VIPFE) del Ministerio de Planificación del Desarrollo aprobado por la Resolución Ministerial No 29 del 26 febrero de 2007, en su artículo 7. Proyectos de Inversión Pública Menores y Mayores señala: Los proyectos de inversión pública menores son aquellos cuyo monto de inversión no excede Bs 1.000.000 (Un millón 00/100 Bolivianos), cifra que podrá ser ajustada por el órgano Rector del Sistema Nacional de Inversión Pública (SNIP).

Los proyectos de inversión pública mayores son los que se presentan un costo mayor al monto mencionado.

De esta manera, todo proyecto que se materializa debe seguir una trayectoria que va desde el proceso de transformación de las ideas de inversión hasta su materialización y operación. Este proceso es conocido como ciclo de vida de los proyectos y está compuesto por las siguientes etapas:

- a) Estudio de Identificación (EI)
- b) Estudio Integral Técnico, Económico, Social y Ambiental (TESA)
- c) Ejecución
- d) Operación y Mantenimiento

En el caso de los proyectos de inversión pública menores, las entidades públicas sólo deben presentar el EI para pasar posteriormente a la fase de inversión.

Las entidades ejecutoras son responsables de la realización del Estudio de Identificación (EI) y Estudio Integral Técnico, Económico, Social y Ambiental (TESA), los que deben ser ejecutados en forma secuencial.

El ciclo de vida de un proyecto de recolección y evacuación de aguas pluviales se inicia en el marco del Plan Nacional de Desarrollo (PND), Planes departamentales y municipales, como se muestra en la **figura 1.3**.

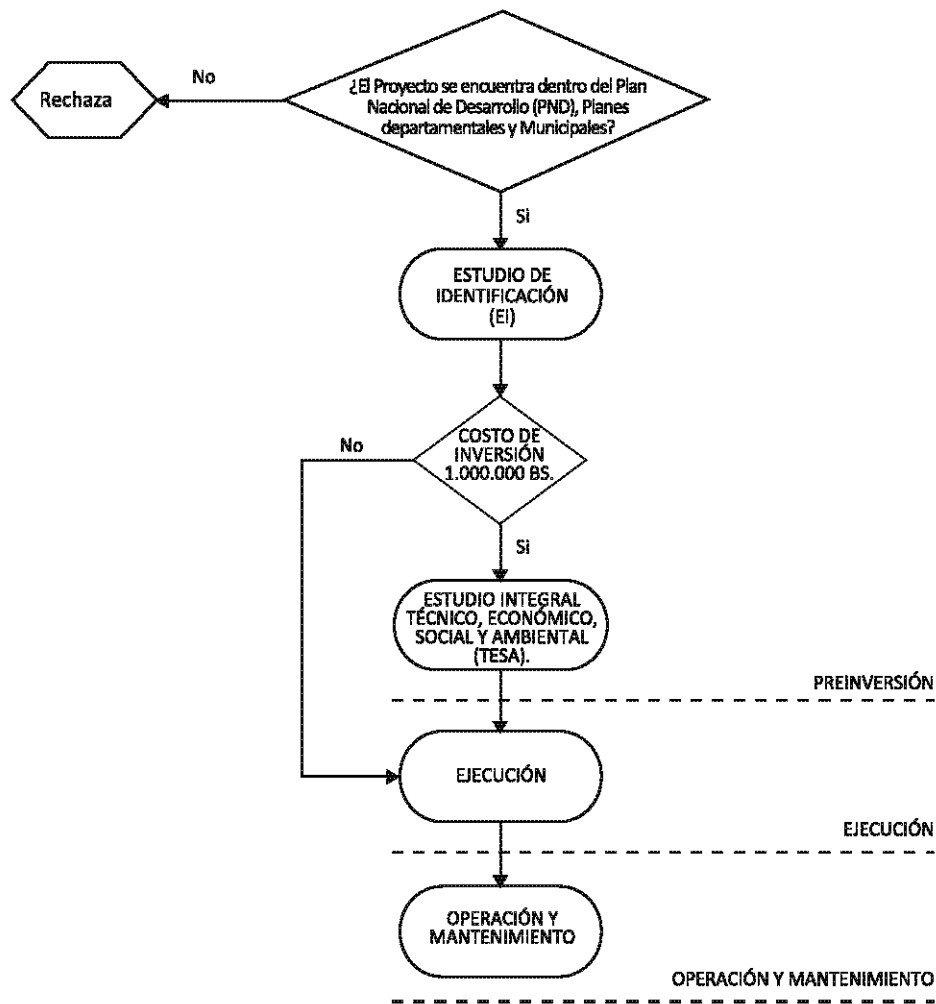


Figura 1.3 - Ciclo de vida de los proyectos de evacuación y drenaje de aguas pluviales

#### a) Estudio de Identificación (EI)

El estudio de identificación debe concentrarse en el planteamiento de las alternativas de solución al problema, dicho estudio debe ser incremental; es decir, debe realizarse comparando la situación “con proyecto” y la situación “sin proyecto”, debe contener:

1. Diagnóstico de la situación que motiva considerar el proyecto, que permita identificar la necesidad insatisfecha, el problema a solucionar o la potencialidad a desarrollar con el proyecto. Para este efecto, se deben utilizar enfoques e instrumentos metodológicos para identificar de forma adecuada la solución de un problema - proyecto de manera participativa con los involucrados.

El diagnóstico incluirá aspectos demográficos, económicos, sociales, ambientales, institucionales y legales.

2. Estudio de mercado que considere el análisis de la oferta y demanda del bien o servicio que el proyecto generará.

3. Tamaño y localización del proyecto.

4. Definición de la situación “Sin proyecto” que consiste en establecer lo que pasaría en el caso de ejecutar el proyecto, considerando la mejor utilización de los recursos disponibles.
5. Análisis de la ingeniería del proyecto en el que se realice el planteamiento de las alternativas técnicas de solución y se seleccione la alternativa mas adecuada desde el punto de vista técnico, económico, social, ambiental y legal, e identifiquen y estimen los beneficios y costos de inversión y operación) del proyecto.
6. Especificaciones técnicas, administrativas y operacionales del proyecto (para proyectos menores).
7. Ficha ambiental.
8. Evaluación socioeconómica y financiera privada con aplicación de las planillas parametrizadas.
9. Analisis de sensibilidad de las variables que inciden directamente en la rentabilidad del proyecto.
10. Conclusiones del EI.

La información necesaria para la realización de este estudio, se debe obtener de fuentes primarias, las cuales deben citarse con precisión.

#### **b) Estudio Integral Técnico, Económico, Social y Ambiental (TESA)**

Las entidades del sector público deben realizar el TESA para sus proyectos mayores de inversión pública.

El estudio debe concentrarse en la profundización de aquella alternativa seleccionada, como la más conveniente, dicho estudio debe ser incremental; es decir, debe realizarse comparando la situación “Con proyecto” y la situación “Sin proyecto”, debe contener:

1. Análisis técnica de la ingeniería del proyecto que permita determinar los costos de inversión y los costos de operación del proyecto. Debe incluir:

- Estudio detallado de la alternativa seleccionada (Ingeniería Básica y Diseño de estructuras)
- Diseño de las obras auxiliares y complementarias
- Cómputos métricos
- Precios unitarios
- Presupuesto de Ingeniería
- Costos de Mantenimiento
- Programa de ejecución
- Elaboración de especificaciones técnicas, administrativas y operacionales para la construcción

2. Organización para la implementación del proyecto, que considere: Tipo de organización, su estructura orgánica - funcional, manual de funciones y manual de procesos y procedimientos.

3. Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental (EEIA), cuyo alcance está definido en la

Ley 1333 y su Reglamento de Prevención y Control Ambiental (RPCA), según categorización ambiental del proyecto obtenida en la etapa anterior.

4. Evaluación socioeconómica del proyecto que permita determinar la conveniencia de su ejecución

5. Evaluación financiera privada del proyecto sin financiamiento que permita determinar sus sostenibilidad operativa.

6. Análisis de sensibilidad de las variables que inciden directamente en la rentabilidad del proyecto.

7. Conclusiones del TESA

La información necesaria para la realización de este estudio, se debe obtener de fuentes primarias, las cuales deben citarse con precisión. Al respecto, las entidades ejecutoras quedan responsables de velar por la calidad de la información.

### **c) Ejecución**

Se refiere al conjunto de actividades para la implantación de la construcción física del sistema. Esta fase consiste en llevar adelante la ejecución o a la realidad el proyecto, el que hasta antes de ella, solo eran planteamientos teóricos.

Comprende desde la decisión de ejecutar el proyecto, y se extiende hasta que se termina su implantación y el mismo está en condiciones de iniciar su operación. En esta etapa se deben terminar de formular los términos de referencia para concretar la ejecución, realizar la programación física y financiera de la ejecución y ejecutar físicamente el proyecto.

### **d) Operación y Mantenimiento**

Consiste en poner en funcionamiento los proyectos y concretar los beneficios netos estimados en el estado de preinversión. Asimismo, se inicia la etapa de mantenimiento del sistema de acuerdo a los requerimientos establecidos.

## **CAPITULO 2 - PLANIFICACIÓN DEL DRENAJE URBANO**

### **2.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN**

El presente Capítulo da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 "Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial".

Este Capítulo está destinado a ingenieros proyectistas y especialistas planificadores involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en el ámbito urbano. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar los criterios a ser utilizados para la planificación del drenaje urbano pluvial.

### **2.2 CONSIDERACIONES GENERALES**

La gestión de las aguas pluviales dentro del municipio debe ser realizada dentro del Plan de Aguas Pluviales y debe estar comprendido dentro del Plan Director Urbano de las ciudades.

Una estrategia esencial para la obtención de soluciones eficientes en la implantación de sistemas de drenaje pluvial urbano es la elaboración de planes directores.

Es altamente recomendable que un Plan Director de Drenaje Urbano evite medidas locales de carácter restrictivo (que frecuentemente trasladan para otros lugares, llegando incluso a agravar las inundaciones a aguas abajo), a través de un estudio de la cuenca hidrográfica como un todo; en lo que se refiere a las normas y a los criterios de proyectos adoptados. Se debe considerar la cuenca homogénea, a través del establecimiento del período de retorno uniforme.

El plan debe posibilitar la identificación de las áreas a ser preservadas y la selección de las que puedan ser adquiridas por el poder público antes que sean ocupadas, loteadas o que sus precios se eleven y tornen la adquisición prohibitiva. Es también fundamental la elaboración de la zonificación de los áreas de riesgo de inundación y el establecimiento de un escalonamiento cronológico y espacial de la implantación de las medidas necesarias, de forma técnicamente correcta y de acuerdo con los recursos disponibles.

El Plan debe ser articulado con las otras actividades urbanas (abastecimiento de agua y de alcantarillado sanitario, transporte público, planes viales, instalaciones eléctricas, etc.) de forma de posibilitar el desarrollo de una forma más armónica posible. El plan también debe comprender la elaboración de campañas educativas con el objeto de informar a la población sobre la naturaleza y el origen del problema de las crecidas, su magnitud y consecuencias.

Es de importancia la explicación a la comunidad sobre las formas de solución existentes y los motivos de la selección de las soluciones propuestas. La solicitud de recursos debe ser respaldada técnica y políticamente, dando siempre preferencia a la adopción de medidas preventivas de mayor alcance social y menor costo.

El primer paso en el proceso de la planificación es determinar las características de la cuenca urbana para determinar su comportamiento en las etapas del proceso de planificación, a través de los siguientes aspectos:

- El alcantarillado sanitario no debe contaminar a otros sistemas y sus aguas residuales deben ser tratadas para que el sistema hídrico tenga condiciones de recuperarse.
- El drenaje urbano debe preservar las condiciones naturales de infiltración y evitar el volumen y carga de contaminación en el escurrimiento pluvial y erosión del suelo.
- Los residuos sólidos deben ser reciclados en la búsqueda de su sostenibilidad y de la renta económica de esta riqueza y la disposición del restante debe ser minimizada.

La búsqueda de estos aspectos no puede ser realizada individualmente, mas debe ser un trabajo colectivo que se inicia por la educación colectiva.

### 2.3.1 Fases de la gestión

Al final del siglo 19 y parte del siglo 20, agua urbana se resumía sólo al abastecimiento; es decir, entregar el agua a la población y retirar lejos las aguas residuales y disponer en la naturaleza sin tratamiento. Esta es la fase que puede ser llamada “higienista”, en función de la preocupación de los proyectistas de evitar la proliferación de las enfermedades y reducir las enfermedades de origen hídrico. En este período la solución siempre fue de colectar el agua en aguas arriba y disponer el alcantarillado aguas abajo. Las aguas pluviales eran planeadas para escurrir por las calles hasta los ríos. Este escenario fue aceptable para las ciudades con población hasta 20 000 habitantes ya que ellas se encontraban distantes unas de otras para que el alcantarillado de una ciudad no contaminase a otra.

Las ciudades crecieron, quedaron más próximas unas a otras y la estrategia de desarrollo se mantuvo en la fase “higienista”. Muchas ciudades consideraban que la inversión en tratamiento de aguas residuales era muy alta y optaban por inversiones en sectores considerados “más importantes”, sin entender que dejaban de combatir el cáncer en su origen. Hoy, deben tomar en cuenta en sus sistemas y el costo para su solución es extremadamente alto.

Los países desarrollados salieron de la fase llamada “higienista”, (véase tabla 2.1) para la fase correctiva con el tratamiento de alcantarillado sanitario doméstico y control de las inundaciones urbanas con detenciones (amortiguamiento). Generalmente cuando se implementa un alcantarillado doméstico, el ambiente urbano se torna mejor, aunque no recupera su condición natural. El residuo que no es colectado, acaba dentro del sistema de drenaje. Los países desarrollados están actuando para resolver este tipo de problema. Este impacto presenta un costo aún mayor, pues es difuso y distribuido en la ciudad. En esta búsqueda de solución se verifica que no basta actuar sobre el problema en “end of pipe”, o actuar después de lo ocurre en los colectores, incluso es necesario trabajar preventivamente en el origen del desarrollo urbano.

**Tabla 2.1 - Etapas del desarrollo sustentable urbano en las países desarrollados**

Años	Período	Características
Hasta 1970	Higienista	Abastecimiento de agua sin tratamiento de aguas residuales, transferencia para aguas abajo del escurrimiento pluvial por canalización.
1970 - 1990	Correctivo	Tratamiento de aguas residuales, amortiguamiento cuantitativo del drenaje y control del impacto existente de la calidad del agua pluvial. Involucra principalmente la actuación sobre los impactos.
1990* -	Ambiental Sostenible	Planificación de la ocupación del espacio urbano, obedeciendo a los mecanismos naturales del escurrimiento. Control de los micro-contaminantes de la polución difusa y el desarrollo sustentable del escurrimiento pluvial a través de la recuperación de la infiltración.

\* Período cuando se inició esta visión



Para buscar una solución ambientalmente sostenible es necesaria la administración integrada de la infraestructura urbana, iniciándose por la definición de la ocupación del espacio con preservación de las funciones naturales como la infiltración y la red natural de escurrimiento. Este tipo de desarrollo ha recibido la denominación de LID (Low Impact Development) en los Estados Unidos (U.S. Department of Housing and Urban Development, 2003 e NAHB Research Center, 2004 e U.S. Environmental Protection Agency, 2000) o Water Sensitive Urban Design (WSUD) en Australia.

A pesar de existir ya la forma moderna y ambiental de ocupación en los países desarrollados, en el país no se adopta todavía esta visión de ocupación del espacio.

Los países en desarrollo están tentando salir del primer período para una acción correctiva y no poseen prácticamente ningún desarrollo dentro de la fase sustentable. El tercer período involucra la integración entre el proyecto de implantación, el proyecto arquitectónico y las funciones de la infraestructura de agua dentro el ambiente urbanizado y no sólo en la búsqueda de espacio de infiltración dentro del diseño de un proyecto.

### **2.3.2 La visión del desarrollo urbano integrado y sustentable**

El desarrollo sustentable urbano involucra la minimización del impacto de la alteración natural del medio ambiente formado por el clima, suelo, aire, agua, biota El conjunto de los seres animales y vegetales de una región., entre otros. Para alcanzar este desarrollo, es necesario comprender primero los impactos que producen cada una de las intervenciones y buscar soluciones a través de un proyecto de intervención sustentable a lo largo del tiempo. El ambiente urbano es muy complejo, por tanto, se debe examinar el ambiente relacionado con las aguas pluviales y su entorno.

En la naturaleza, la precipitación que no se infiltra tiende a formar socavaciones naturales de acuerdo con la intensidad y frecuencia de la precipitación, cobertura y resistencia del suelo. En forma natural el agua escurre, se infiltra, y a través del subsuelo llegar al acuífero y a los ríos. Con la intervención del hombre, se modifica el drenaje natural, los nuevos sistemas son formados por calles, avenidas, alcantarillas, colectores, galerías y canales que aceleran el escurrimiento, asimismo escurren por las superficies transportando los contaminantes generados por las emisiones de vehículos, industrias, hospitales, etc.

La planificación integrada se inicia con la planificación de la urbanización y ocupación del espacio en la fase de loteo que debe procurar evitar la erosión natural existente. Actualmente se proyecta, solo basándose en la maximización de la explotación del espacio independiente de la red de drenaje natural. El proyecto sustentable debe preservar el sistema natural y distribuir la ocupación en lotes, conservar mayor área verde común, integrando el asfalto y áreas verdes u otros sistemas naturales vegetales, para que el sistema natural se modifique al mínimo.

Por tanto, para el escurrimiento pluvial, se debe desarrollar estrategias con base a los siguientes lineamientos:

- a)** Verificar los impactos existentes de la gestión por sub-cuencas urbanas y mitigarlos a través de acciones correctivas estructurales
- b)** Implementar medidas no-estructurales que logren la sostenibilidad de los sistemas con el menor impacto

Estos lineamientos deben ser implementados a través del Plan de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUR) que es parte del Plan de Desarrollo Urbano (PDUr), el cual incluye otros componentes como alcantarillado sanitario, residuos sólidos, transporte y uso del suelo

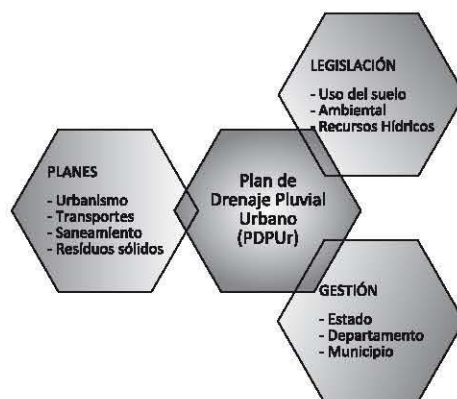


**Figura 2.2 - Visión integrada**

Una acción preventiva en el desarrollo urbano reduce el costo de la solución de los problemas relacionados con el agua.

El desarrollo de la planificación en las áreas urbanas involucra principalmente:

- Planificación del desarrollo urbano
- Transporte
- Abastecimiento de agua y saneamiento
- Drenaje urbano, control de inundaciones y de la erosión urbana
- Residuos sólidos
- Control ambiental



**Figura 2.3 - Interfase del Plan de Drenaje Pluvial Urbano**

La planificación urbana principalmente debe considerar los aspectos relacionados con el agua, el uso del suelo, los servicios básicos y la expansión de la ciudad.

La mayor dificultad para la implementación de la planificación integrada esta determinada por la limitada capacidad institucional de los municipios para enfrentar problemas tan complejos e interdisciplinarios.

### 2.3.3 Aspectos institucionales

La estructura institucional es la base de la administración de los recursos hídricos urbanos y de su política de control. La definición institucional depende de los espacios de atribución de la organización del país, su inter-relación tanto legal como de la gestión del agua, uso del suelo y medio ambiente. Para establecer el mecanismo de administración de estos elementos se deben definir los espacios geográficos relacionados con el problema.

### 2.3.3.1 Espacio geográfico de la administración

El impacto de los efluentes de alcantarillado sanitario y del drenaje urbano debe ser analizado dentro de dos contextos espaciales diferentes, discutidos a continuación:

a) Impactos fuera de la ciudad

Los cuerpos hídricos como ríos, lagos y reservorios se contaminan por la denominada polución puntual difusa urbana. Esta polución es resultante de las acciones dentro de la ciudad, que son transferidas al resto de la cuenca.

b) Impacto dentro de las ciudades

Estos impactos son diseminados dentro de la ciudad y que pueden alcanzar a la propia población.

### 2.3.3.2 Experiencias

La experiencia americana en el proceso ha sido aplicada a través del programa desarrollado por la EPA (Environmental Protection Agency) que obliga a todas las ciudades con más de 100 mil habitantes a establecer el programa BMP (Best Management Practices). Las BMPs involucran el control de la calidad y cantidad de agua por parte del municipio a través de medidas estructurales y no-estructurales.

La experiencia francesa involucra el gerenciamiento de los impactos y controles a través del comité de la cuenca, que es el foro básico para la toma de decisión. Las metas de los municipios y otros actores que deben ser alcanzadas y decididas en el comité.

### 2.3.3.3 Legislaciones

La legislación debe involucrar las aguas urbanas que deben estar relacionadas con: recursos hídricos, uso del suelo y licencia ambiental.

En la **figura 2.4** se esquematiza la relación entre los diferentes niveles: Estatal, Departamental y Municipal.

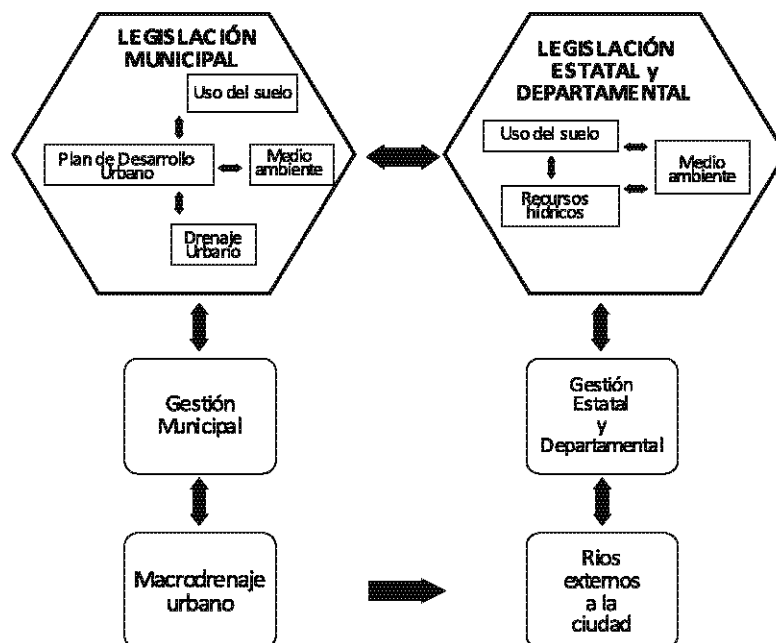


Figura 2.4 - Espacios de la administración

a) En cuanto a los recursos hídricos

La legislación de los recursos hídricos debe establecer los principios básicos de la gestión a través de cuencas hidrográficas. Las cuencas son de dominio estatal.

b) En cuanto al uso del suelo

La legislación debe establecer normas para el cumplimiento del uso del suelo teniendo en cuenta la protección ambiental, control de la población, salud pública y de la seguridad. El uso del suelo es de dominio municipal. En el caso del drenaje urbano, que involucra también al medio ambiente es de competencia municipal, departamental y estatal.

c) En cuanto a la licencia ambiental

Las licencias ambientales deben incluir la evaluación de las condiciones del entorno ambiental en la zona del proyecto. Particularmente las referidas al uso y conservación de las fuentes hídricas e hidrogeológicas, siguiendo todo lo establecido en la Ley 1333 del Medio Ambiente.

**2.3.3.4 Gestión urbana y de la cuenca hidrográfica**

La gestión de las acciones dentro del ambiente urbano debe ser definida de acuerdo con la relación de dependencia del agua a través de la cuenca hidrográfica. La tendencia de la gestión de los recursos hídricos debe ser realizada de acuerdo con la definición del espacio geográfico externo e interno de la ciudad.

La gestión del Plan de drenaje pluvial urbano, se desarrolla en dos (2) espacios, como se muestra en la tabla 2.2. Estos espacios definen los gestores, los instrumentos y sus características.

**Tabla 2.2 - Espacio de gestión de las aguas urbanas**

Espacio	Dominio	Gestores	Instrumento	Característica
Cuenca Hidrográfica <sup>1</sup>	Estado o Municipio	Estado o Municipio	Plan Nacional de Desarrollo o Plan de Drenaje Pluvial Urbano	Gestión de la cantidad y calidad del agua en el sistema de ríos que forman la cuenca hidrográfica, evitando la transferencia de impactos.
Municipio <sup>2</sup>	Municipio	Municipio	Plan de Desarrollo Urbano y Plan de Drenaje Pluvial Urbano	Minimizar los impactos de cantidad y calidad dentro de la ciudad, en las pequeñas cuencas urbanas y no transferir impactos a aguas abajo.

1 - Cuencas de gran tamaño (> 1 000 km<sup>2</sup>);

2 - Área de alcance del municipio y sus pequeñas sub-cuencas de macrodrenaje (< 50 km<sup>2</sup>). Los valores de áreas son indicativos, se pueden modificar para ciudades de gran tamaño.

La construcción global de esta estructura de gestión tropieza con:

- a) Limitada capacidad de los municipios
- b) Sistema de gestión de cuencas no consolidado
- c) Reducida capacidad de financiamiento de los municipios y alto nivel de endeudamiento

- Administración de cuencas urbanas compartidas entre dos o más ciudades o municipios

Una cuenca hidrográfica puede ser común a ciudades o municipios. Generalmente existen los siguientes escenarios: a) un municipio o ciudad está a aguas arriba de otro; b) ríos limitan ciudades o municipios.

El control institucional de las aguas urbanas, que involucra por lo menos dos municipios o ciudades, puede ser realizado de la siguiente manera:

- a) A través de la legislación municipal adecuada para cada municipio
- b) A través de la legislación estatal que establezca los patrones a ser mantenidos en los municipios de tal forma de no transferir impactos
- c) Uso de los dos procedimientos anteriores

### **2.3.4 El drenaje y la administración de las aguas urbanas**

#### **2.3.4.1 Objetivos, ventajas y limitaciones**

La planificación, en el sentido más amplio, es la actividad que tiene por objetivo resolver los problemas de una comunidad a través de consideraciones ordenadas, que involucran desde la concepción inicial hasta un programa de obras, considerando un espacio determinado y fijando un determinado periodo para su desarrollo completo.

La planificación del drenaje urbano debe ser de forma integrada, considerando los otros componentes urbanos. Después deben ser determinadas las interdependencias entre el sistema de drenaje y otros sistemas urbanos, el primero puede ser objeto de una planificación específica.

La planificación debe conducir a un proyecto de un sistema de drenaje pluvial, viable, técnica y económicamente eficiente, maximizando los beneficios y minimizando los costos y atendiendo a las necesidades de la colectividad.

## **2.4 PLAN DE DRENAJE PLUVIAL URBANO**

El Plan de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUR) es el mecanismo de administración de las inundaciones de los ríos y del drenaje urbano en las ciudades. Este Plan debe estar integrado a los diferentes planes de infra-estructura de la ciudad, principalmente a los relacionados a saneamiento ambiental como: Aguas, alcantarillado sanitario, residuos sólidos y medio ambiente, y comprendido dentro del Plan de Desarrollo Urbano (PDUr).

### **2.4.1 Interfases entre los planes**

Los principales aspectos relacionados con las interfases del Plan de Desarrollo Urbano (PDUr) son los siguientes:

#### **2.4.1.1 Gestión**

La gestión de los servicios de aguas urbanas, o sea de agua y saneamiento básico, drenaje urbano y residuos sólidos deberían ser implementados por una única estructura en función de la sinergia y economía de escala de los servicios.

#### **2.4.1.2 Saneamiento y drenaje urbano**

Los escenarios de gestión de estos servicios varían de acuerdo con el escenario de cada ciudad. Los principales escenarios son los siguientes:

- a) Sin drenaje pluvial o alcantarillado sanitario

Cuando la ciudad es pequeña y el suelo tiene capacidad de absorción para el uso de fosas, los principales problemas están en el drenaje urbano por el aumento de las inundaciones y erosión del suelo.



Cuando el suelo es poco permeable, las aguas residuales escurren por las calles, junto con el drenaje pluvial, creando condiciones inadecuadas para la salud.

**b) Con alcantarillado sanitario y sin drenaje**

La capacidad de un sistema de alcantarillado sanitario es insuficiente para recibir el drenaje pluvial que escurre por las calles. Esto conlleva a que se produzcan inundaciones, ocasionando dificultades en las ciudades en los días lluviosos.

**c) Sin alcantarillado sanitario y con drenaje**

Este es el caso menos frecuente. Por la falta de alcantarillado sanitario, el proceso de infiltración de las aguas residuales al sistema de drenaje pluvial es alto, provocando altos impactos ambientales, especialmente en días lluviosos, donde el riesgo de proliferación de enfermedades es mayor, causando olores nauseabundos en las ciudades.

En ciudades donde no existe red de alcantarillado sanitario difícilmente se desarrollará el sistema separador para toda la ciudad.

**2.4.1.3 Drenaje urbano y erosión y residuos sólidos**

Esta interfase tiene los siguientes componentes:

**a) Erosión**

El desarrollo urbano sin planificación acelera el escurrimiento generando erosión en suelos frágiles, provocando impactos significativos en el medio ambiente urbano.

**b) Producción de residuos sólidos**

Los residuos sólidos que llegan al drenaje producen impactos ambientales a aguas abajo y reducen la capacidad del escurrimiento, aumentando la frecuencia de las inundaciones. Cuanto más ineficiente sea el sistema de manejo de residuos sólidos de una ciudad, mayor es la obligación de implementar un sistema de drenaje. Por tanto, se debe desarrollar un sistema eficiente que integre el drenaje, el manejo de los residuos sólidos.

**2.4.1.4 Recuperación ambiental**

Todos los elementos del Plan de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUr) tienen relación directa con la conservación ambiental del medio ambiente urbano.

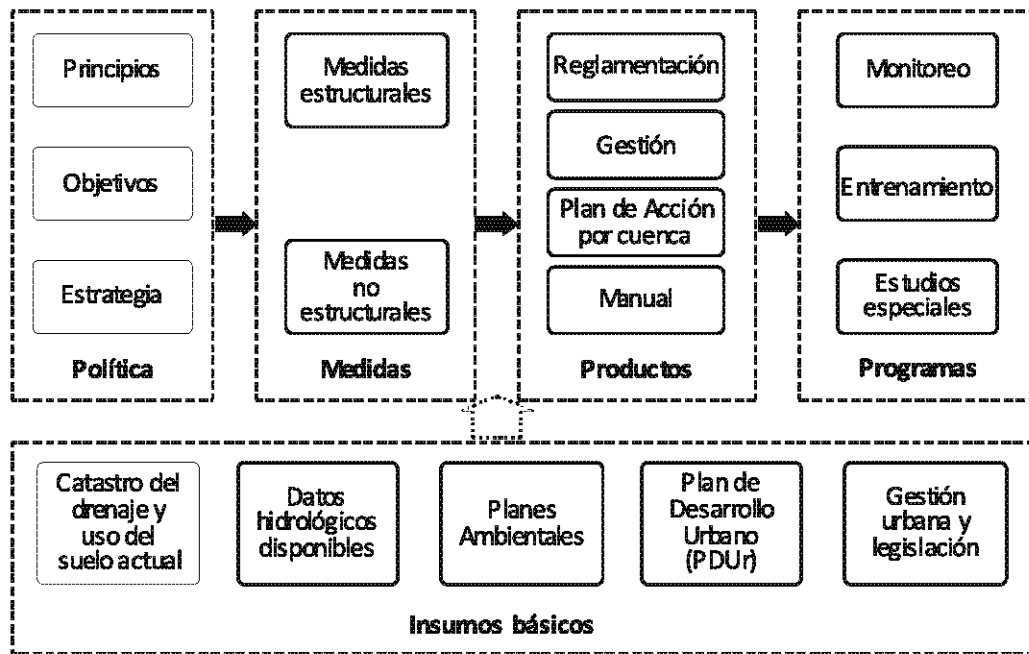
Los efluentes y residuos sólidos urbanos contaminan el agua y el suelo, además generan degradación en las ciudades. La conservación ambiental debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Calidad del agua de los ríos urbanos
- b) Áreas de degradación debido a la erosión
- c) Contaminación de los acuíferos urbanos

**2.4.2 Estructura**

La estructura del Plan de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUr) se muestra en la **figura 2.5**. Considera cuatro (4) grupos:

- a) Política de aguas pluviales
- b) Medidas: no-estructurales y estructurales
- c) Productos
- d) Programas



**Figura 2.5 - Estructura del Plan de Drenaje Pluvial Urbano**

En esta estructura se observa un grupo de insumos básicos al Plan propiamente dicho, conformado por el catastro del drenaje (cuencas hidrográficas y sus características), datos hidrológicos (precipitación, caudal y sedimentos), planes ambientales, Plan de Desarrollo Urbano, Gestión urbana y legislación.

La política del Plan se basa en lo siguiente:

- Principios y objetivos de la administración de las aguas pluviales
- Estrategias de desarrollo del plan
- Definición de escenarios de desarrollo urbano y riesgos para las inundaciones

#### 2.4.2.1 Principios

Los principios son esenciales para el buen funcionamiento de un programa de aguas pluviales sostenibles:

##### a) Plan de Drenaje Pluvial Urbano como parte del Plan de Desarrollo Urbano

El drenaje pluvial como parte de la infra-estructura urbana, debe ser planificado de forma integrada con los otros sistemas.

##### b) Desarrollo de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano

El Plan de Drenaje Pluvial Urbano debe ser concebido en el ámbito de los sistemas de drenaje. Los componentes de los sistemas en función de sus dimensiones, son: Microdrenaje y macrodrenaje, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, adecuabilidad, calidad y sostenibilidad a lo largo de su vida útil.

c) Desarrollo del Plan de Drenaje Pluvial Urbano para lograr sistemas sostenibles  
El Plan de Drenaje Pluvial Urbano debe desarrollar estrategias que implementen sistemas ambientalmente sostenibles. Asimismo, lograr mejorar los sistemas existentes

para avanzar del enfoque sanitario-higienista (enfoque actual), primero al enfoque correctivo y en un futuro próximo al enfoque ambiental sostenible.

**d) Escurrimiento durante eventos lluviosos**

El Plan de Drenaje Pluvial Urbano esta concebido para ocasionar el menor efecto a la población durante eventos lluviosos.

**e) Control del drenaje urbano**

Se debe implementar para las cuencas hidrográficas sobre las cuales se desarrolla la urbanización. Las medidas de control deben reducir el impacto de un área en perjuicio de otra, es decir, los impactos de cualquier medida no deben ser transferidos. En el caso que esto ocurra, se debe prever una medida mitigadora

**f) Saneamiento ambiental**

Debe prever la minimización ambiental debido al escurrimiento pluvial, a través de la compatibilización con la planificación del saneamiento ambiental, control del material sólido y la reducción de la carga contaminante en las aguas pluviales que escurren hacia el sistema fluvial interno y externo de la ciudad

**g) Educación**

La educación de los profesionales, población y actores de decisión, que intervienen en la planificación y diseños, es esencial para que las decisiones públicas sean tomadas concientemente por todos.

**2.4.2.2 Objetivos del plan**

El Plan de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUR) tiene los siguientes objetivos:

- a) Planificar la distribución del agua pluvial en el tiempo y en el espacio, con base a la tendencia de ocupación urbana y la infra-estructura
- b) Controlar la ocupación de áreas de riesgo de inundación
- c) Convivencia con las crecidas

**2.4.2.3 Estrategias**

Las estrategias deben ser establecidas tomando en cuenta:

**• En cuanto al desarrollo del plan**

El Plan de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUR) debe ser desarrollado según:

**a) Para las áreas no-ocupadas**

El Plan debe desarrollar medidas no-estructurales relacionadas con la reglamentación planificada e integral del drenaje urbano y la ocupación de espacios considerando los impactos de futuros desarrollos.

**b) Para las áreas ocupadas**

El Plan debe desarrollar estudios específicos de macro-cuencas urbanas planificando las medidas necesarias para el control de los impactos dentro de estas cuencas, sin que las mismas transfieran para aguas abajo los impactos ya existentes .



• **En cuanto al control ambiental**

Con relación a los controles ambientales, caracterizados por la calidad del agua del escurrimiento pluvial, material sólido transportado y la contaminación del agua subterránea, las estrategias deben ser las siguientes:

- a) Para las áreas donde no existe red de aguas residuales o existe gran cantidad de conexiones sanitarias interconectadas a la red pluvial, las medidas de control deben priorizar el control cuantitativo.
- b) Para el control de la contaminación del agua subterránea y del material sólido transportado deben ser creados programas de mediano plazo dirigidas a la reducción de esta contaminación

**2.4.2.4 Escenarios**

Los principales escenarios identificados en el Plan son los siguientes:

a) Escenario Actual

Condiciones de urbanización actual, obtenidas con base a estimaciones demográficas e imágenes de satélite

b) Escenario actual + PDPUR

Involucra la ocupación actual de partes de la cuenca y en forma paralela se desarrollan sistemas de drenaje pluvial de acuerdo al Plan

c) Escenario de ocupación máxima

Involucra la ocupación máxima de la cuenca de acuerdo con el Plan para alcanzar su planificación prevista

**2.4.3 Medidas**

La planificación del drenaje pluvial urbano debe ser considerada bajo dos aspectos: Medidas estructurales y medidas no-estructurales, es decir, uno en términos de producto inmediato y otro en términos de proceso utilizado para la obtención del producto, respectivamente.

**2.4.3.1 Medidas no-estructurales**

Las medidas no estructurales son entendidas como un conjunto de acciones, como la adquisición de terrenos para la preservación, reglamentos, manual de prácticas, seguros contra inundaciones, re-asentamientos, estructuras a prueba de inundaciones, programa de inspección y mantenimiento, programas de contingencias, programas de educación pública, etc.

**2.4.3.2 Medidas estructurales**

Las medidas estructurales son entendidas como un sistema de acciones, tales como: Implementación de redes de colectores o galerías, canales, reservorios de detención o retención, cuencas de sedimentación, diques, etc.

En la figura 2.6 se presenta un esquema de las etapas de un Plan para determinar las medidas estructurales.

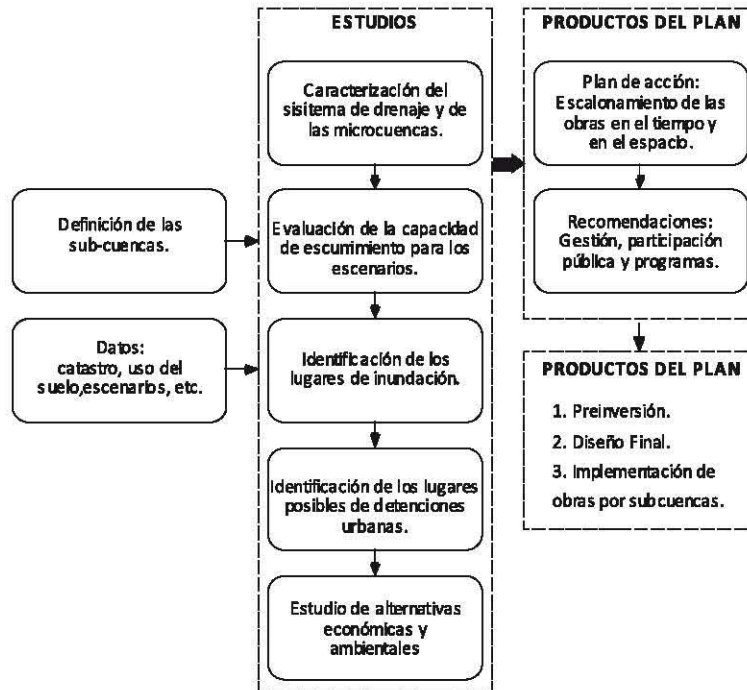


Figura 2.6 - Medidas estructurales

• Plan por cuenca

Las etapas de planificación por cuenca se muestran en la figura 2.7. Existen tres grupos: Datos de entrada, caracterizaciones y definiciones, y simulación y elección de las alternativas; posteriormente se desarrolla la implementación de las obras.

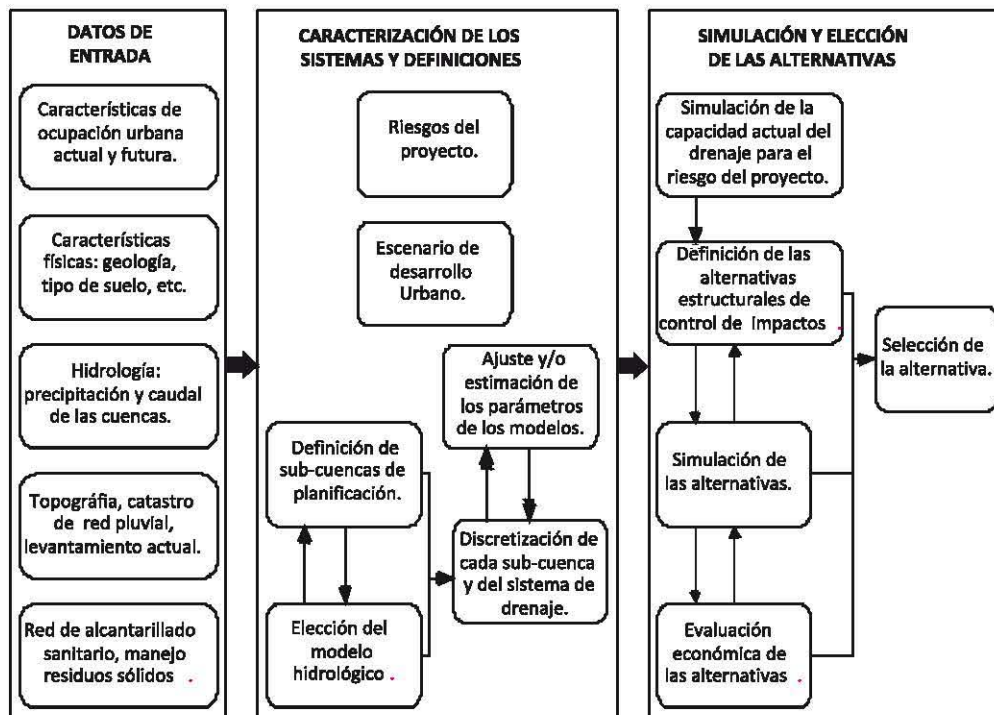


Figura 2.7 - Etapas de planificación por cuenca

a) Datos de entrada

- Características de ocupación urbana actual y futura
- Características físicas: geología, tipo de suelo, etc
- Hidrología: datos de precipitación para la determinación de la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia y eventos con precipitación y caudal para el ajuste de los modelos hidrológicos
- Topografía de la sub-cuenca: Catastro de la red pluvial existente, levantamiento del sistema de microdrenaje y macrodrenaje
- Localización de la red de aguas residuales, si existe, informaciones sobre el sistema de manejo de residuos sólidos

b) Caracterización de los sistemas y definiciones

Este grupo contiene las definiciones de proyecto relacionados con:

- Escenarios de análisis: actual (capacidad del sistema existente) y futuro (estudio de alternativas de control)
- Riesgo de proyecto: tiempo de retorno elegido para el proyecto
- Definición de sub-cuencas de las ciudades
- Calibración del modelo y definición de los parámetros de simulación.

c) Simulación y elección de las alternativas

En este grupo las etapas de análisis involucran lo siguiente:

- Capacidad del drenaje existente: Analiza las condiciones de drenaje en la red, determina la capacidad en cada sección definida para el sistema de drenaje discretizada para la cuenca.
- Simulación de las condiciones actual y futura de la red de drenaje pluvial, para los escenarios actuales y futuros: Simulación del sistema identificando las secciones o los tramos críticos.
- Definición y combinación óptima de las alternativas estructurales de control de impactos: (i) Identificación en campo de los potenciales lugares para sistemas de microdrenaje y macrodrenaje; (ii) Evaluación de los volúmenes disponibles en función de las cotas; (iii) Tramos que pueden ser ampliados y sus condicionantes.
- Simulación de las alternativas: Verifica las condiciones y eficiencia para los diferentes escenarios de cada una de las alternativas.
- Evaluación económica de las alternativas: Realiza la estructura de costos de implementación de las alternativas
- Selección de la alternativa de proyecto: Con base a la simulación de las alternativas y la estructura de costos, se determina la alternativa óptima

#### 2.4.4 Productos

Los productos del plan son los siguientes:

- a) Legislación y/o reglamentación que componen las medidas no-estructurales
- b) Propuesta de gestión del drenaje pluvial urbano
- c) Mecanismos financiero y económico para viabilizar las diferentes medidas
- d) Plan de control de las cuencas y sub-cuencas hidrográficas urbanas
- e) Plan de acción, como conjunto de medidas escalonadas en el tiempo de acuerdo con la viabilidad financiera.
- f) Manual de drenaje pluvial urbano, que contemple todos los elementos necesarios para la preparación de los proyectos en una ciudad

#### 2.4.5 Programas

La planificación del control cuantitativo y cualitativo del drenaje urbano requiere su implementación a través de programas.

Los programas determinan la secuencia de intervención en la implementación de los sistemas, a mediano y largo plazo, los mismos deben contar con el financiamiento requerido, con el objetivo de mejorar las deficiencias encontradas.

Los programas que deben ser tomados en cuenta en esta fase son los siguientes:

##### a) Monitoreo

- Monitoreo de cuencas representativas de la ciudad
- Monitoreo de áreas impermeables
- Monitoreo de residuos sólidos en el drenaje
- Revisión del catastro del sistema de drenaje
- Monitoreo de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje

##### b) Estudios complementarios de fortalecimiento

- Evaluación económica de los riesgos
- Revisión de los parámetros hidrológicos
- Metodología para la estimación de la calidad del agua pluvial
- Dispositivos para la retención del material sólido en las detenciones
- Verificación de las condiciones de proyecto

##### c) Implementación de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano

- Ejecución de la fase de preinversión
- Inversión de los sistemas

##### d) Mantenimiento

- El programa de mantenimiento es esencial para permitir que las obras previstas se tornen sostenibles a lo largo del tiempo. Se puede crear un equipo dentro de las visiones: i) drenaje urbano, ii) manejo de residuos sólidos, iii) protección ambiental y iv) paisajismo y recreación urbana

##### e) Educación

- Actualización de los proyectistas de diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano
- Actualización de los planificadores que proyectan obras en la ciudad
- Capacitación de actores de decisión y gestores urbanos
- Capacitación a la población:

La falta de conocimiento en cuanto a los impactos de la urbanización en el drenaje pluvial urbano es muy grande, tanto en ambiente técnico como en la población en general, esto dificulta la toma de decisiones.

## **CAPITULO 3 - HIDROLOGIA URBANA**

### **3.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN**

El presente Capítulo da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, especialmente en el capítulo 4.

Este Capítulo está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en el ámbito urbano. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar los criterios de diseño de la hidrología urbana para el dimensionamiento de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano.

### **3.2 CONSIDERACIONES GENERALES**

El dimensionamiento y funcionamiento satisfactorio de los sistemas de drenaje en cuencas urbanas están directamente relacionados con el cálculo de los parámetros del modelo adoptado. Asimismo, el proceso de urbanización de las ciudades es el factor principal para generar alteraciones que interfieren en el escurrimiento superficial en las cuencas urbanas.

La competencia de los gobiernos municipales en la administración de los sistemas de microdrenaje y macrodrenaje implica la necesidad de conocer las particularidades de cada cuenca y su proceso de ocupación, así como la identificación de áreas propicias de inundación y legislación sobre la ocupación de ese suelo urbano.

La falta de monitoreo en las transformaciones urbanas acaba dificultando la concientización y determinación de acciones preventivas y no estructurales, pues difícilmente existen datos técnicos que comprueban la necesidad de estas acciones. En la mayoría de los municipios no se sabe cual es el porcentaje de áreas pavimentadas, edificadas, libres o impermeables en cada micro-cuenca urbana y normalmente no consideran políticas de ocupación de suelo relacionados con el drenaje urbano.

De esta manera, con el objeto de poder aplicar las soluciones alternativas y complementarias de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial en sectores urbanos en todo el territorio nacional, y dadas las enormes diferencias que presentan los aspectos geográficos, se deben adaptar soluciones a las condiciones de cada caso particular. Para ello se presentan nociones sobre el ciclo hidrológico, tipos de lluvias, medición de lluvia, clasificación de las cuencas urbanas, escurrimiento superficial y los parámetros de diseño que sirven de base para el dimensionamiento de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje, y que deben ser adecuarlos a las características propias de cada lugar, principalmente relacionadas con aspectos climáticos, hidrológicos, geológicos y de suelos, así como de ordenamiento territorial y urbana.

En algunas fases de los estudios hidrológicos hay situaciones en que se hace necesario considerar la propagación de la onda de crecida. Por esta razón, también se incluyen dos métodos hidrológicos de propagación de ondas de crecida de fácil aplicación, que eventualmente podrá ser útil en algunas situaciones de proyectos.

Los proyectos de drenaje implican necesariamente estudios hidrológicos, tanto para la caracterización de las condiciones en que ocurre el escurrimiento superficial como también, y principalmente, para la estimación de las descargas pico. En cuencas urbanas, las estimaciones de proyecto son utilizadas en el dimensionamiento hidráulico de

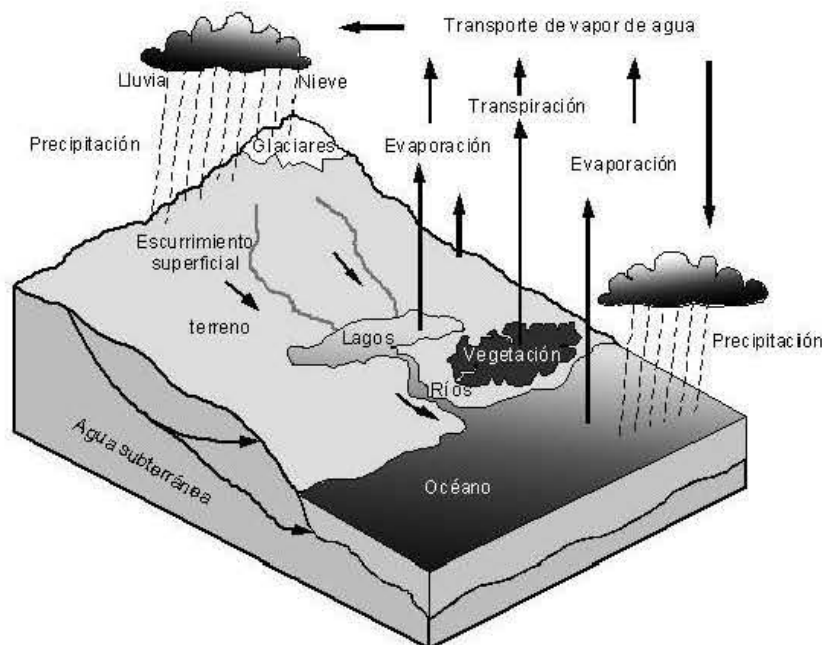
colectores, galerías, alcantarillas y canales.

### 3.3 CICLO HIDROLÓGICO EN LA CIUDAD

#### 3.3.1 Ciclo hidrológico global

El ciclo hidrológico es el fenómeno global de circulación cerrada del agua entre la superficie terrestre y la atmósfera, impulsado básicamente por la energía solar asociada a la gravedad y rotación terrestre. La superficie terrestre incluye los continentes y los océanos, participando en el ciclo hidrológico la capa porosa que recubre los continentes (suelos, rocas) y reservorios formado por océanos.

El ciclo hidrológico se identifica a través de flujos de agua como se muestra en la **figura 3.1**.



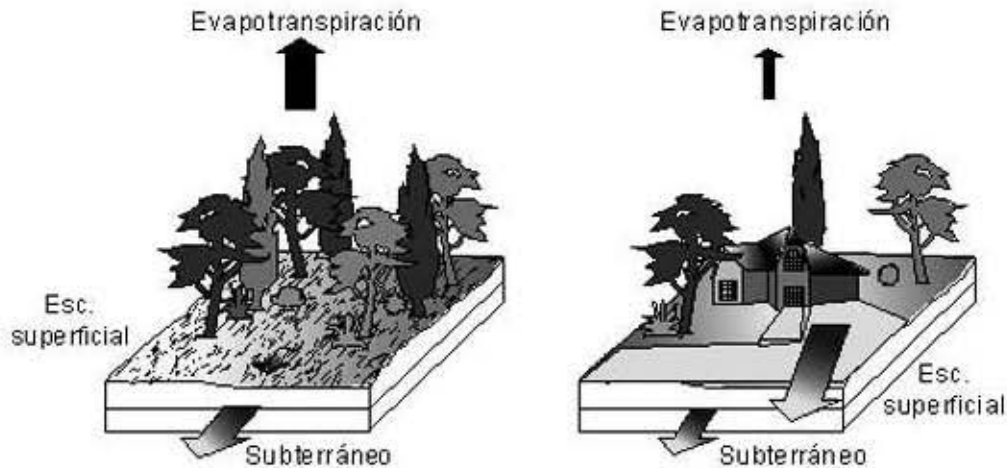
**Figura 3.1 - Ciclo hidrológico en la fase terrestre**

El ciclo hidrológico es accionado por la energía solar. Este ciclo retira agua de los océanos a través de la evapotranspiración de los océanos y de la superficie terrestre. La energía del sol que actúa sobre el sistema terrestre utiliza el 36% de toda la energía que llega a la tierra y es utilizada para la evaporación de la tierra y de los océanos. El agua evaporada hacia la atmósfera queda en promedio diez días en la atmósfera. El flujo sobre la superficie terrestre es positivo, es decir la precipitación es mayor que la evapotranspiración, resultando los caudales de los ríos. En los océanos el flujo es negativo, ya que ocurre mayor evaporación sobre las superficies líquidas que la precipitación.

Las alteraciones producidas por el hombre sobre el ecosistema pueden alterar parte del ciclo hidrológico en cuanto a la cantidad y la calidad del agua. A nivel global, las emisiones de gases hacia la atmósfera producen aumento en el efecto invernadero, alterando las condiciones de las emisiones de la radiación térmica, contaminación aérea, etc. A nivel local, las obras hidráulicas actúan sobre los ríos, lagos y océanos; la deforestación actúa sobre el comportamiento de la cuenca hidrográfica; la urbanización también produce alteraciones localizadas en los procesos del ciclo hidrológico terrestre, contaminación de las aguas, etc.

### 3.3.2 Cuenca hidrográfica

La cuenca hidrográfica esta caracterizada por la relación de un entorno geográfico con su río principal. Considerando este entorno, el área que contribuye por gravedad para el río principal o sus afluentes que escurren para la sección principal esta definida por la cuenca hidrográfica de la misma. Esta área esta delimitada por la topografía de la superficie, mientras, la geología del sub-suelo coadyuva con el escurrimiento subterráneo. Esta diferencia puede ser significativa para cuencas pequeñas y para formaciones geológicas específicas.



**Figura 3.2 - Escurrimiento superficial en diferentes tipos de superficie**

Las características principales de una cuenca hidrográfica son el área de drenaje, longitud del río principal, pendiente del río y pendiente de la cuenca.

En cuencas menores el agua al infiltrar percola hacia la parte subterránea, incluso parte del volumen crea caminos preferenciales que pueden generar flujos superficiales a aguas abajo.

### 3.4 TIPOS DE LLUVIAS

Son tres los tipos de lluvia para la hidrología: a) lluvias convectivas, b) lluvias orográficas y, c) lluvias frontales.

#### a) Las lluvias convectivas

Son precipitaciones formadas por la ascensión de las masas de aire caliente de la superficie, cargado de vapor de agua. Al subir el aire, sufre enfriamiento, provocando la condensación del vapor del agua actual y, por consiguiente, la precipitación. Son características de este tipo de precipitación, la corta duración, alta intensidad, frecuentes descargas eléctricas y comprendidas en pequeñas áreas.

#### b) Las lluvias orográficas

Son normalmente provocadas por el desplazamiento de las capas de aire húmedo hacia arriba debido a la existencia de la elevación natural del terreno por grandes extensiones. Se caracterizan por su gran duración y baja intensidad, afectan grandes áreas por varias horas continuas y sin descargas eléctricas.

#### c) Las lluvias frontales

Se originan por el desplazamiento de frentes fríos o calientes contra frentes contrarios térmicamente, son más fuertes que las orográficas incluyendo, sin embargo, grandes

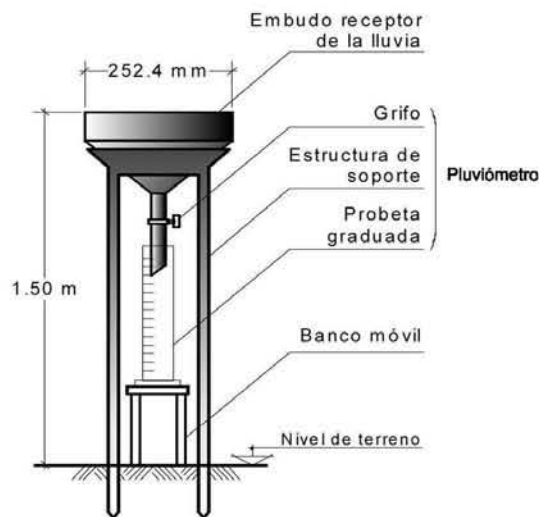
áreas, precipitaciones intermitentes con breves intervalos de estiaje y con presencia de violentas descargas eléctricas.

### 3.5 MEDICIÓN DE LLUVIA

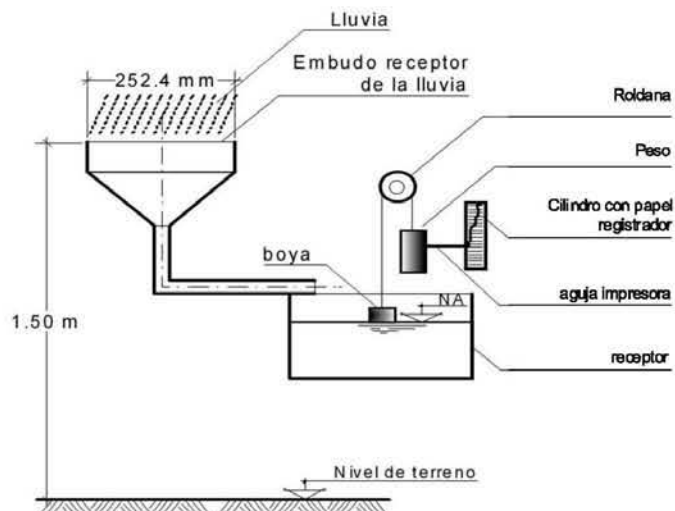
Dos aparatos son comúnmente empleados en las mediciones de las lluvias. Ellos son: pluviómetro y el pluviógrafo.

El pluviómetro es el más utilizado debido a la simplicidad de sus instalaciones y operación. En el pluviómetro es leída la altura total de agua precipitada; es decir, la lámina acumulada durante la precipitación. Sus registros están dados en milímetros por día o en milímetros por lluvia, con anotación de la misma dependiendo de la capacidad y del criterio del operador (**figura 3.3**)

El pluviógrafo es el más común en las estaciones meteorológicas propiamente dichas y registra la intensidad de precipitación, es decir, la variación de la altura de lluvia con el tiempo. Este aparato registra en una cinta o banda de papel en modelo apropiado, simultáneamente, la cantidad y la duración de la precipitación. Su operación es más compleja y el propio costo de adquisición del aparato, tornan su uso limitado, aunque sus resultados sean más importantes hidrológicamente (**figura 3.4 y figura 3.5**).



**Figura 3.3 - Pluviómetro**



**Figura 3.4 - Pluviógrafo: Esquema de funcionamiento**



Para proyectos de colectores y galerías pluviales deben ser conocidas las variaciones de la altura de lluvia con el tiempo. Esto solo es posible a través de mediciones vía pluviógrafos. Un pluviógrafo está constituido por dos unidades, a saber: elemento receptor y elemento registrador. El receptor es similar al de un pluviómetro diferente apenas en cuanto a la superficie receptora que es de  $200 \text{ cm}^2$ , es decir, la mitad del área del pluviómetro. El elemento registrador consta de un cilindro hueco, dentro del cual queda instalado un equipo de relojería que hace girar un pequeño carretel situado bajo el fondo del cilindro. Este cilindro gira una vuelta completa en 24 horas, lo que permite el cambio diario del papel con los registros de las precipitaciones ocurridas, así como el archivo continuo para posibles consultas futuras de los datos registrados. El modelo de Hellmann-Fuess se muestra en la figura 3.6.

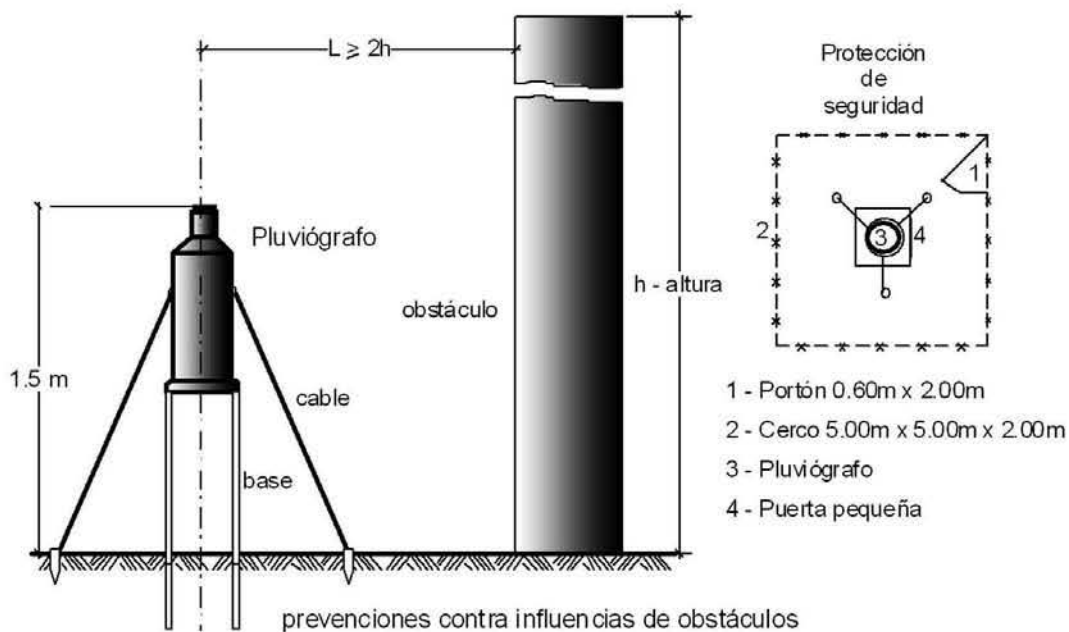


Figura 3.5 - Pluviógrafo: esquema de instalación

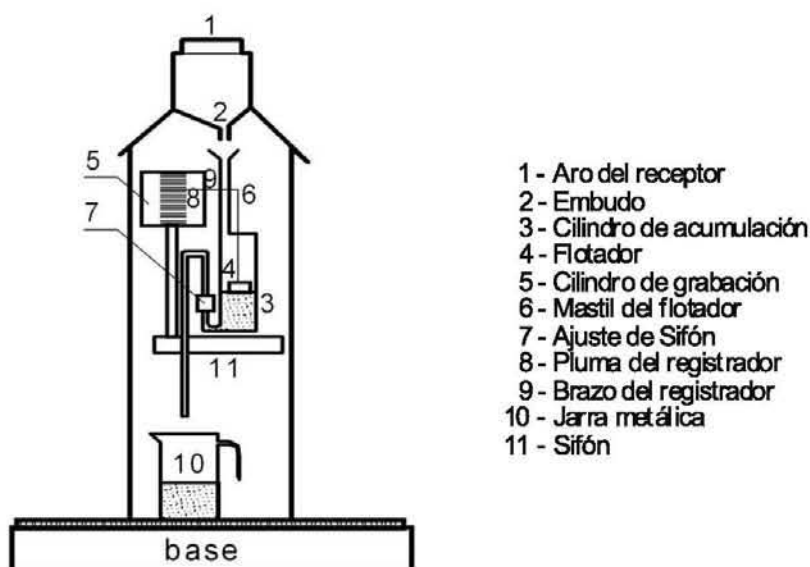


Figura 3.6 - Esquema del pluviógrafo de Hellmann-Fuess

Durante una precipitación sobre el receptor (1), el agua escurre por un embudo metálico (2), hasta el cilindro de acumulación (3). En este cilindro se encuentra instalado un flotador (4) conectado por un asta vertical (6) a un soporte horizontal (9), que a su vez prosigue en su extremo un puntero de registro (8) que imprime sobre el papel del cilindro de grabación (5) a la altura acumulada de agua en el cilindro de acumulación (3). De este último, también parte un sifón (11) que sirve para agotar el agua cuando esta alcance una altura máxima, desechando el volumen sifonado en una vasija (10) ubicado en la parte inferior de la instalación. Esa altura máxima es función de la capacidad de registro vertical en el papel, es decir, cuando el puntero de registro alcanza el margen límite del papel, inmediatamente ocurre el agotamiento. Posibilitando que el puntero de registro vuelva al margen inicial continuando el registro acumulado.

### 3.6 CLASIFICACIÓN DE LAS CUENCAS URBANAS

Generalmente, las cuencas ocupadas por el proceso de urbanización son de tamaño: pequeño y medio. Debido a la variación natural de los parámetros que influyen en el comportamiento hidrológico de la cuenca, la diferencia entre cuencas pequeñas y medianas es difícil de determinar. Comúnmente, cuencas con tiempo de concentración inferior a 1 hora y/o área de drenaje no superior a 2,5 km<sup>2</sup> son clasificadas como pequeñas. Las cuencas con tiempo de concentración superior a 12 horas y/o área de drenaje mayor que 1 000 km<sup>2</sup> se clasifican como grandes; cuencas medias se sitúan entre esos dos tipos.

En la mayoría, no se dispone de registros de caudal en las áreas en las cuales se pretende realizar obras de drenaje urbano. Sin embargo, se puede determinar los caudales de proyecto por medio de los datos de precipitación. Se puede utilizar el método racional en cuencas pequeñas; pero no es recomendable utilizarlo en cuencas de tamaño medio. Debido a la necesidad de considerarse la variación temporal de la intensidad de la lluvia y el amortiguamiento en la cuenca de tamaño medio, son usadas, normalmente, técnicas basadas en la teoría del hidrograma unitario, pues de lo contrario los caudales pico serían sobreestimados.

La elección del método de cálculo puede ser auxiliada por medio de la **tabla 3.1**, por anotar algunos atributos de las cuencas pequeñas y medias.

**Tabla 3.1 - Clasificación de las cuencas<sup>1</sup>**

Característica	Cuenca pequeña	Cuenca media
Variación temporal de la intensidad de lluvia	Constante	Constante
Variación espacial de la intensidad de lluvia	Uniforme	Uniforme
Escurrimiento superficial	Predominante en superficies	En superficies y canales
Almacenamiento en la red de canales	Despreciable	Despreciable

<sup>1</sup> Sugerida por Ponce (1989) y citada por Tucci (1993).

### 3.7 ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Se denomina escurrimiento superficial directo, el volumen de agua que escurre en la superficie de una determinada área debido a la ocurrencia de una lluvia sobre aquella área. La determinación de este volumen de agua es un requisito para el diseño adecuado de las obras de drenaje. Para la determinación de ese volumen, varios métodos son conocidos, los cuales pueden ser clasificados en los siguientes grupos:

- a) Mediciones directas
- b) Procesos comparativos
- c) Métodos analíticos
- d) Fórmulas empíricas

Las mediciones directas y procesos comparativos se efectúan para determinar caudales en cursos de agua perennes tales como arroyos, pequeños canales, etc., quedando prácticamente sin utilización en proyectos de microdrenaje en general.

Procedimientos más frecuentemente empleados son los métodos analíticos, tanto para obras de microdrenaje como para macrodrenaje, utilizan análisis matemáticos/empíricos que promueven mayor credibilidad en sus resultados. Las fórmulas empíricas son resultantes del ecuacionamiento de gran número de observaciones siendo, por eso, bastantes confiables, sin embargo su utilización se limita al lugar de origen de las observaciones o regiones similares.

El análisis minucioso del escurrimiento superficial incluye la determinación del caudal pico, el volumen, y la forma del hidrograma para un dato; el período de retorno constituye uno de los más importantes factores de suceso de un proyecto de drenaje urbano. Errores cometidos en esta fase pueden introducir incoherencias graves en el desarrollo del proyecto, acarreado obras sub o sobre-dimensionadas.

Es importante reconocer también que los valores obtenidos en este cálculo serán siempre aproximados, debido a las incertidumbres hidrológicas, con las simplificaciones de los métodos disponibles y con los criterios adoptados.

### **3.8 PARÁMETROS DE DISEÑO**

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano. Los parámetros de diseño deben ser establecidos para la demanda real del servicio por el impacto que representan en los costos de inversión, operación y mantenimiento.

#### **NOTA**

Véase también el Capítulo 4 de la NB 688, para sistemas de microdrenaje

A continuación se establecen las condiciones para su definición y estimación:

#### **3.8.1 Período de diseño**

Los aspectos del período de diseño para redes de sistemas de microdrenaje pluvial se establecen según 4.4.1 de la norma NB 688.

#### **3.8.2 Áreas de aporte**

Para el caso de sistemas de microdrenaje, el trazado de la red de drenaje de aguas pluviales debe seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área de estudio debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración.

Para el caso de sistemas de macrodrenaje, que se refieren a ríos, canales o galerías de grandes dimensiones, se debe delimitar el área que involucra la cuenca urbana.

**NOTA**

Véanse los Capítulos 4 y 5 referidos a sistemas de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano respectivamente

**3.8.3 Curvas de intensidad-duración-frecuencia**

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base hidrológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. Se debe verificar la existencia de curvas IDF para la localidad. Si existen, éstas deben analizarse para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información histórica de las lluvias.

La obtención de las curvas IDF debe realizarse con información pluviográfica de estaciones ubicadas en la localidad, derivando las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos.

**3.8.4 Ecuaciones intensidad-duración-frecuencia**

Es la cantidad de lluvia por unidad de tiempo para un período de retorno y duración previstos. Su determinación, en general, es hecha a través de análisis de curvas que relacionan intensidad-duración-frecuencia, elaboradas a partir de datos pluviográficos anotados a lo largo de varios años de observaciones que preceden al período de determinación de cada lluvia.

Para localidades donde aún no fue definida o estudiada la relación citada, el procedimiento práctico es adoptarse con las debidas reservas, ecuaciones ya determinadas para regiones similares climatológicamente.

En las precipitaciones, la intensidad de lluvia en general no permanece constante durante un período considerable de tiempo, sino que es variable.

El tiempo de duración de las precipitaciones es el que transcurre desde el inicio de la lluvia hasta que finalice este evento.

La frecuencia de las precipitaciones es el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

Con el fin de facilitar los cálculos de los caudales pico, se presentan los valores referenciales de volúmenes anuales de precipitación y de la intensidad en L/s/ha, para diferentes departamentos:

Oruro -	Precipitación de 390 mm/año - intensidad de contribución 62 L/s/ha
Cochabamba -	Precipitación de 460 mm/año - intensidad de contribución 83 L/s/ha
La Paz -	Precipitación de 580 mm/año - intensidad de contribución 95 L/s/ha
Santa Cruz -	Precipitación de 1100 mm/año - intensidad de contribución 166 L/s/ha
Cobija -	Precipitación de 1750 mm/año - intensidad de contribución 200 L/s/ha

Por otra parte la ecuación intensidad de la lluvia (I), frecuencia (f) duración (t) en forma generalizada, tiene la expresión siguiente:

$$I = \frac{c \cdot f^m}{t^n} \quad (3.1)$$

Donde los valores de **c**, **m** y **n** corresponden a las características regionales de la precipitación.

A continuación como referencia se presentan las ecuaciones de las intensidades de lluvia (mm/h) desarrollados para las ciudades de El Alto, La Paz, Sucre, Oruro, Trinidad y Santa Cruz.

#### El Alto

Para frecuencia menor a 2 años, tiempo de concentración inicial 10 min.

$$I = \frac{101,3006 \cdot f^{0,2897}}{t^{0,6670}} \text{ (mm / h)}$$

Para frecuencia mayor a 2 años.

$$I = \frac{113 \cdot f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \text{ (mm / h)}$$

#### La Paz

Tiempo de concentración  $t < 5$  min y  $t \leq 45$  min;  $f < 5$  años

$$I = \frac{48,9213 \cdot f^{0,1055}}{t^{0,2822}} \text{ (mm / h)}$$

Tiempo de concentración  $t > 5$  min;  $f \leq 5$  años

$$I = \frac{113,362 \cdot f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \text{ (mm / h)}$$

#### Sucre

$$I = \frac{113,362 \cdot f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \text{ (mm / h)}$$

#### Oruro

$$I = \frac{81,3954 \cdot f^{0,31156}}{t^{0,68496}} \text{ (mm / h)}$$

**Trinidad**

$$I = \frac{393,70 \cdot f^{0,3556}}{t^{0,7016}} \text{ (mm / h)}$$

**Santa Cruz**

$$I = \frac{209,80 \cdot f^{0,504}}{t^{0,637}} \text{ (mm / h)}$$

En el ANEXO E se presenta valores actualizados (mayo 2010) para diferentes regiones o zonas de Bolivia (La Paz, Santa Cruz, Cochabamba, Beni) determinados y proporcionados por SENAMHI.

**3.8.5 Intensidad de precipitación**

La intensidad de precipitación es la cantidad de lluvia por unidad de tiempo para un período de recurrencia y duración previstos. Su determinación, en general, es hecha a través del análisis de curvas que relacionan intensidad-duración-frecuencia, elaboradas a partir de los datos pluviográficos anotados a lo largo de varios años de observaciones que anteceden al período de determinación de cada lluvia.

Para localidades donde aún no fue definida o estudiada la relación citada, el procedimiento práctico es adoptarse con las debidas reservas, ecuaciones ya determinadas para regiones similares climatológicamente.

La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal de diseño de aguas pluviales corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido con base en lo establecido en 3.8.6 y una duración equivalente al tiempo de concentración del escurrimiento, cuya estimación se define en 3.8.8.

Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas.

En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, se deben considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incremente.

Los valores de la **tabla 3.2** corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

**Tabla 3.2 - Factor de reducción**

Áreas de drenaje (ha)	Factor de reducción
50 a 100	0,99
100 a 200	0,95
200 a 400	0,93
400 a 800	0,90
800 a 1 600	0,88



### 3.8.6 Periodo de retorno y probabilidad

Las precipitaciones y, consecuentemente, los caudales usados para el dimensionamiento de obras hidráulicas, tales como los colectores, galerías, canales, cuencas de detención, etc., son definidas estadísticamente en función de la probabilidad de su ocurrencia, descrita usualmente por el llamado tiempo de recurrencia o período de retorno.

El período de retorno está definido como el valor esperado (media) del intervalo entre dos eventos críticos, que provocan la falla de una obra. Cuando se trata de variables hidrológicas, relacionadas a crecidas, el evento crítico es la ocurrencia de una lluvia o caudal superior a un valor pre-establecido. Así si  $\tau(i)$  es el intervalo entre dos lluvias de intensidades iguales o superiores a "i", el tiempo de recurrencia de esa intensidad vale  $Tr = E(\tau)$  (CHOW et al., 1988). Se prueba que para eventos independientes el tiempo de recurrencia se expresa en años, vale el inverso de la probabilidad (Pr) de observarse al menos una lluvia de intensidad igual o superior a  $i_T$  en un año cualquiera.

$$Tr = \frac{1}{Pr(I_{m\acute{a}x} \geq i_T)} \quad (3.2)$$

donde:

$I_{m\acute{a}x}$  Intensidad máxima observada en un año cualquiera.

Como la intensidad de la lluvia y de su distribución de probabilidades dependen de su duración, como fue indicado anteriormente para una duración "t" pre-fijada. De esta forma, en el caso de lluvias  $i_T$  depende, además del tiempo de retorno (Tr), también de la duración "t", de modo que:

$$i_{t,T} = f(Tr, t) \quad (3.3)$$

En principio la fijación del tiempo de retorno debe ser hecha por criterios económicos, procurándose el mínimo entre la suma del costo de construcción de la obra y del valor presente esperado de los perjuicios (daños) causados por fallas futuras a lo largo de su vida útil.

Sin embargo, debido a dificultades en evaluar objetivamente el costo de estas fallas, principalmente costos indirectos y costos intangibles. En la práctica, la fijación del tiempo de recurrencia normalmente debe ser hecha por criterios establecidos que consideran en general:

- a) Vida útil de la obra
- b) Tipo de estructura
- c) Facilidad de reparación
- d) Peligro de pérdidas de vida
- e) Ocupación del área afectada
- f) Incertidumbres hidrológicas

Por ejemplo, en una evaluación del tiempo de retorno en función del tiempo de la obra deben ser adoptados como criterios de referencia (tabla 3.3).

Tabla 3.3 - Tiempo de retorno en función del tipo de obra

Tipo de Obra	Tiempo de Retorno (años)
Rebalse de una presa de tierra	10 000
Rebalse de una presa alargada de hormigón	1 000
Presas de hormigón, pequeñas, para abastecimiento de agua	100 a 500
Galería de aguas pluviales	5 a 20

En el caso de obras de arte, corrientes y especiales, deben ser adoptados los criterios, como se muestra en la **tabla 3.4**.

Tabla 3.4 - Tiempo de retorno en función del tipo de obra, de acuerdo con la DER/SP

Tipo de Obra	Tiempo de Retorno (años)
Dispositivos de drenaje superficial	10
Alcantarillas o galerías	50
Canalización de arroyos con borde libre	50
Puentes, verificación del borde libre en la canalización de arroyos	100

En los sistemas de microdrenaje deben ser adoptados como lluvias de proyecto, aquellas con frecuencia de 2, 5 y 10 años, de acuerdo con la ocupación a ser drenada. Para obras de macrodrenaje el período de retorno varía de 50 a 500 años (**tabla 3.5**).

Tabla 3.5 - Tiempo de retorno en función de la ocupación

Tipo de sistema	Ocupación	Tiempo de retorno (años)
Microdrenaje	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas con edificios de servicio público	5
	Aeropuertos	2 a 5
	Áreas comerciales y arterias de tráfico	5 a 10
Macro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	50 a 100
	Áreas de importancia específica	500

Otro criterio interesante es el de fijar el tiempo de retorno en función del riesgo que se desea correr, en el caso que la obra fallara durante su vida útil.

El riesgo de que una estructura fallara por lo menos una vez a lo largo de “n” años, dimensionada como tiempo de retorno  $T_r$ , esta dado por:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (3.4)$$

donde:

r Riesgo de falla durante la vida útil, en porcentaje

$T_r$  Tiempo de retorno, en años

n Vida útil de la obra, en años.

Una evaluación de tiempo de retorno con este criterio se muestra en la **tabla 3.6**.



Tabla 3.6 - Resumen de la evaluación del tiempo de retorno en función de la vida útil y del riesgo admisible

Riesgo Admisible (r)	Vida útil de la obra, en años (n)					
	1	10	25	50	100	200
0,01	100	995	2 488	4 975	9 950	19 900
0,10	10	95	238	475	950	1 899
0,25	4	35	87	174	348	695
0,50	2	15	37	73	145	289
0,75	1,3	7,7	18	37	73	144
0,99	1,01	2,7	5,9	11	22	44

Por el contrario como se muestra en la **tabla 3.7**, bastante interesante es observar el riesgo de una determinada obra que sufre a lo largo de su vida útil.

Tabla 3.7 - Riesgo (%) en función del tiempo de retorno y de la vida útil

Características del área de drenaje	Mínimo	Aceptable	Recomendado
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1 000 ha (*)	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1 000 ha	25	25	50

(\*) Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años

Dependiendo de la importancia de la estructura hidráulica, el proyectista debe definir el período de retorno o grado de protección. En cualquier caso este periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la **tabla 3.8**.

### 3.8.7 Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento superficial (C), representa la parte de la lluvia que se transforma en escurrimiento superficial, pudiendo considerar o no los efectos de amortiguamiento en la cuenca. Cuando el amortiguamiento no es considerado, el coeficiente de escurrimiento también es llamado coeficiente de deflúvio. En razón de esto, el coeficiente de escurrimiento superficial es función de una serie de factores, como el tipo de superficie, la ocupación de la cuenca, el grado de permeabilidad, la humedad precedente, la intensidad de la lluvia y la pendiente del terreno entre otros. A pesar de eso, se acostumbra adoptar en el método racional un valor constante.

Para áreas de drenaje que incluyan sub-áreas con coeficientes de escurrimiento diferentes, el valor de (C) representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

$$C = \frac{(\sum C_i \cdot A_i)}{\sum A} \quad (3.5)$$

donde:

- C<sub>i</sub> Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector, adimensional
- A<sub>i</sub> Área de cada sector, en ha
- A Área de la cuenca, en ha

Para la estimación de (C) se pueden adoptar coeficientes de escurrimiento en función del tipo de suelo, para períodos de retorno de 5 a 10 años, como se muestra en la **tabla 3.9**. La adopción de determinados valores debe ser justificada.

**Tabla 3.9 - Coeficiente de escurrimiento superficial directo (TR = 10 años), adoptado por la PMSP - (WILKEN, 1978 APUD PORTO, 1995)**

Ocupación del suelo	(C)
DE EDIFICACIÓN MUY DENSA: partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0,70 a 0,95
DE EDIFICACIÓN NO MUY DENSA: partes adyacentes al centro, de menor densidad de viviendas con calles y vías pavimentadas.	0,60 a 0,70
DE EDIFICACIÓN CON POCAS SUPERFICIES LIBRES: partes residenciales con construcciones cerradas, calles pavimentadas.	0,50 a 0,60
DE EDIFICACIÓN CON MUCHAS SUPERFICIES LIBRES: partes residenciales con calles adoquinadas o pavimentadas, incluso con muchas áreas verdes.	0,25 a 0,50
DE SUBÚRBIOS CON ALGUNA EDIFICACIÓN: partes de barrios periurbanos con pequeña densidad de construcciones	0,10 a 0,25
DE BOSQUES, PARQUES Y CAMPOS DE DEPORTES: partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques con jardines y campos de deporte sin pavimentación	0,05 a 0,20

Asimismo, los valores medios del coeficiente de escurrimiento superficial (C), para la utilización del método racional deben ser adoptados considerando: Tipo de ocupación y tipo de superficie, como se muestra en la **tabla 3.10**.

**Tabla 3.10 - Valores medios del coeficiente C del método racional (ASCE, MANUAL Nº 37)**

<b>Comercial</b>	
- en el centro urbano	0,70 a 0,95
- en los alrededores	0,50 a 0,70
<b>Residencial</b>	
- viviendas unifamiliares	0,30 a 0,50
- predios aislados	0,40 a 0,60
- predios germinados	0,60 a 0,70
- suburbano	0,25 a 0,40
<b>Industrial</b>	
- poco denso	0,50 a 0,80
- muy denso	0,60 a 0,90
<b>Parques y cementerios</b>	0,10 a 0,25
<b>Campos de juego</b>	0,20 a 0,40
<b>Tipo de superficie</b>	<b>C</b>
<b>Pavimento</b>	
- asfaltado	0,70 a 0,95
- hormigonado	0,80 a 0,95
<b>Aceras para peones</b>	0,85
<b>Coberturas (tejados)</b>	0,75 a 0,95
<b>Césped o prado sobre suelo permeable</b>	
- baja < 2%	0,05 a 0,10
- media, 2% a 7%	0,10 a 0,15
- alta > 7%	0,15 a 0,20
<b>Césped o prado sobre suelo impermeable</b>	
- baja < 2%	0,13 a 0,17
- media, 2% a 7%	0,18 a 0,22
- alta > 7%	0,25 a 0,35

Para áreas rurales, el coeficiente de escurrimiento se debe adoptar tomando en cuenta el tipo de topografía, suelo y cobertura, como se muestra en la **tabla 3.11**.

**Tabla 3.11 - Coeficiente de escurrimiento superficial para áreas rurales**

Tipo de Área	C
<b>Topografía</b>	
- terreno plano, pendiente de 0,2 a 0,6 m/km	0,30
- terreno ondulado, pendiente de 3 a 4 m/km	0,20
- terreno abrupto, pendiente de 30 a 50 m/km	0,10
<b>Suelo</b>	
- arcilla impermeable	0,10
- silte, de permeabilidad media	0,20
- arenoso, de alta permeabilidad	0,40
<b>Cobertura</b>	
- áreas cultivadas	0,10
- áreas arborizadas	0,20

Material sedimentable: pequeñas partículas de minerales diversos, de tamaño comprendido entre la arena y la arcilla (entre 0,05 mm e 0,005 mm de diámetro), que normalmente constituyen mantos situados en el suelo.

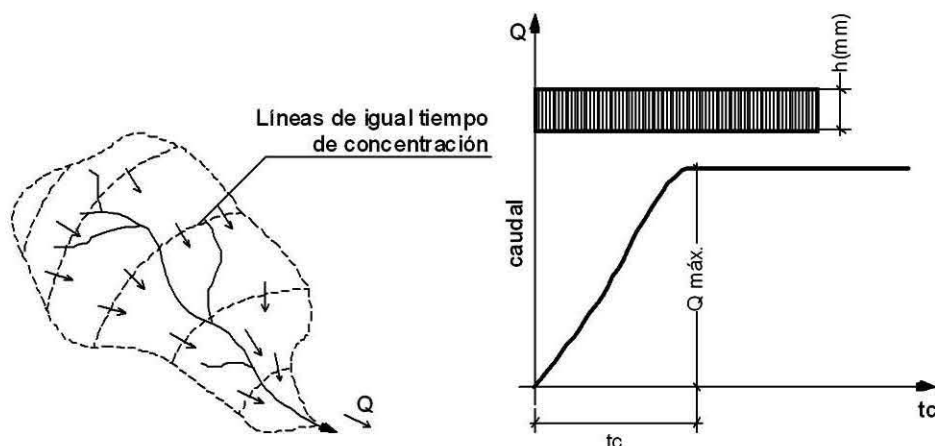
Asimismo los valores del coeficiente de escurrimiento superficial (C) para un proyecto de recolección y evacuación de aguas pluviales deben ser elegidos considerando: El efecto de la urbanización creciente, la posibilidad de realización de planes urbanísticos municipales y la legislación local referente al uso del suelo, como se muestran en la **tabla 3.12**.

**Tabla 3.12 - Coeficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización**

Características detalladas de la superficie	Valores C
Superficie de tejados (cubiertas)	0,70 a 0,95
Vías empedradas	0,25 a 0,40
Pavimentos y superficies de concreto	0,40 a 0,50
Vías y paseos enripiados	0,15 a 0,30
Superficies no pavimentadas, lotes vacíos	0,10 a 0,30
Parqueos, jardines, gramados, dependiendo de la pendiente de los mismos	0,00 a 0,25

### 3.8.8 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración ( $t_c$ ) esta definido como el intervalo de tiempo computado desde el inicio de la precipitación hasta el instante en que toda la cuenca contribuye para el escurrimiento, en una sección dada, conforme se muestra en la **figura 3.7**.



**Figura 3.7 - Definición del tiempo de concentración**

Existen diversas formulas empíricas para determinar el tiempo de concentración en función de las características físicas de la cuenca, de su ocupación y, eventualmente, de la intensidad de la lluvia. Esas fórmulas tienen origen en estudios experimentales de campo o de laboratorio y, por tanto, deben ser aplicadas en condiciones que se aproximen de aquellas para las cuales fueron determinadas y del tipo de escurrimiento que cada fórmula procura representar. En ese marco se distinguen tres tipos de escurrimiento:

a) Escurrimiento en superficies

Constituido fundamentalmente por láminas de agua escurriendo sobre zonas planas y prevalece en cuencas pequeñas. Las velocidades son bajas debido a los pequeños espesores de las láminas y dependen de la pendiente y rugosidad de la superficie y también de la intensidad de lluvia.

Como la extensión de los escurrimientos generalmente no es mayor a 50 y 100 metros, las fórmulas que reflejan este tipo de escurrimiento son aplicables a parques de estacionamiento, aeropuertos y cuencas urbanas pequeñas

b) Escurrimiento en canales naturales

Prevalece en cuencas de gran tamaño en que los canales son bien definidos. Las velocidades son mayores con relación a los casos al anterior tipo, pues los canales conducen el agua de forma más eficiente. En esas cuencas el valor de  $t_c$  no depende de la rugosidad de la superficie de la intensidad de lluvia, pues el tiempo en que el escurrimiento ocurre sobre la superficie es menor que en un canal.

Usualmente las fórmulas que representan este tipo de escurrimiento presentan el valor de  $t_c$  en función de la longitud del curso de agua y de su pendiente.

c) Escurrimiento en galerías y canales artificiales

**Prevalece en cuencas cuyas condiciones naturales fueron significativamente modificadas por obras de drenaje y las velocidades son evidentemente más altas que en los tipos anteriores. El valor de  $t_c$  es normalmente expresado también en función de parámetros que reflejan las alteraciones introducidas tales como la parte de la cuenca que cuenta con sistemas de drenaje o la extensión de los cursos de agua canalizados**

Con mayor o menor predominio, los tres tipos de escurrimiento ocurren simultáneamente en una misma cuenca, dependiendo de las características de la misma. Las fórmulas empíricas más usuales son presentadas a continuación.

- a) Método Cinemático
- b) Fórmula de Kirpich
- c) California Culverts Practice (E.U.A.)
- d) DER/SP Kirpich
- e) Federal Aviation Agency (E.U.A.)
- f) Método de la Onda Cinemática (E.U.A.)
- g) Fórmula del Soil Conservation Service - SCS (E.U.A.) / SCS - Lag Formula
- h) Método Cinemático del Soil Conservation Service - SCS (E.U.A.)
- i) Fórmula de Dooge
- j) Fórmula de Bransby - Willians
- k) Fórmula de Johnstone
- l) Fórmula del ex DNOS

- m) Fórmula de Arnell
- n) Fórmula de Tsuchiya
- o) Variabilidad con la impermeabilización
- p) Formula de Kerby
- q) Formula River Side Country
- r) Formula de Denver

**a) Método cinemático (1975)**

El método cinemático fue desarrollado en 1975, consiste en dividir la cuenca hidrográfica en tramos homogéneos y calcula la velocidad del escurrimiento en cada uno de ellos. La aplicación del método cinemático debe ser realizada con base a la velocidad correspondiente a un escurrimiento en régimen permanente y uniforme, suponiéndose el área mojada a media sección.

El tiempo de concentración esta dado por la sumatoria de los tiempos de recorrido por todos los tramos que compone el camino recorrido a lo largo del cauce principal:

$$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (3.6)$$

donde:

- $t_c$  Tiempo de concentración, en min
- $L_i$  Longitud de cada tramo homogéneo, en m
- $V_i$  Velocidad de escurrimiento en el tramo "i", en m/s

La velocidad de escurrimiento en el tramo "i" ( $V_i$ ), cuando esta constituido por superficies o por cámaras de arranque, puede ser estimado por la ecuación (3.7):

$$V_i = C_v S_i^{0,5} \quad (3.7)$$

donde:

- $V_i$  Velocidad de escurrimiento en el tramo "i", en m/s
- $C_v$  Coeficiente de escurrimiento en superficies
- $S_i$  Pendiente media del tramo, en porcentaje

En la **tabla 3.13**, se muestran valores para el coeficiente de escurrimiento en superficies

**Tabla 3.13 - Coeficiente de escurrimiento en superficies ( $C_v$ )**

Ocupación del suelo	$C_v$
Bosques (Florestas) densos	0,075
Campos naturales poco cultivados	0,135
Gramas o pastos ralos	0,210
Suelos casi desnudos	0,300
Canales gramados	0,450
Escurrimiento en lámina sobre pavimentos o en cunetas y cámaras de arranque	0,600

(Fuente: TUCCI, 1995)

En cuencas urbanas, con sistemas de microdrenaje pluvial, el tiempo de concentración esta compuesto por dos partes, de acuerdo con la ecuación (3.8):

$$t_c = t_i + t_t \quad (3.8)$$

donde:

- $t_c$  Tiempo de concentración, en min
- $t_i$  Tiempo inicial, desde el inicio hasta alcanzar la red de drenaje, contabilizada en la primera boca de tormenta, en min
- $t_t$  Tiempo de traslación, de recorrido, de trayecto o de flujo en la red de drenaje, calculada por las fórmulas del escurrimiento en conductos, en min

El tiempo de concentración mínimo en cámaras de arranque es de 10 minutos y el máximo de 20 minutos. El tiempo de entrada mínimo es de 5 minutos. Si dos o más colectores confluyen a la misma estructura de conexión, debe considerarse como tiempo de concentración en el punto, el mayor de los tiempos de concentración de los respectivos colectores.

El tiempo inicial ( $t_i$ ), también puede ser desglosado en dos partes, de acuerdo con:

$$t_i = t_{i1} + t_{i2} \quad (3.9)$$

donde:

- $t_i$  Tiempo inicial total, en min
- $t_{i1}$  Tiempo de escurrimiento laminar sobre superficies cortas (< 50 m), como los techos, en min
- $t_{i2}$  Tiempo de escurrimiento en cunetas, a medida que la lámina de agua va aumentando, en min

El tiempo  $t_{i1}$  puede ser estimado a través de:

$$t_{i1} = \frac{0,65 (1,1 - C) L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (3.10)$$

donde:

- C Coeficiente de escurrimiento superficial para  $5 \leq Tr \leq 10$  años
- L Longitud del escurrimiento (máximo 50 m), en m
- S Pendiente media de la cuenca, en porcentaje

El tiempo que corresponde al escurrimiento en cunetas, está dado por:

$$t_{i2} = \frac{L_i}{V_i} \quad (3.11)$$

donde:

$L_i, V_i$  Definidos anteriormente (véase ecuación 3.6)

La velocidad de traslación a través de la red drenaje, puede ser estimada a partir de la geometría de los colectores o galerías y la pendiente, usándose fórmulas clásicas de la hidráulica, como por ejemplo la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R_h^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (3.12)$$

donde:

V Velocidad de escurrimiento, en m/s  
 $R_h$  Radio hidráulico, en m  
*i* Pendiente del canal, en m/m  
*n* Coeficiente de rugosidad del material (de la superficie)

A partir del conocimiento de la velocidad en los colectores y galerías se puede obtener el tiempo de escurrimiento por la ecuación (3.11).

#### b) Fórmula de Kirpich

Fue desarrollada en 1949, con datos de siete (7) pequeñas cuencas rurales de Tenesse con pendientes que varían de 3 % a 10 % y área máxima de 0,5 km<sup>2</sup>.

$$t_c = 3,989 L^{0,77} S^{-0,385} \quad (3.13)$$

donde:

$t_c$  Tiempo de concentración, en min  
*L* Longitud del cauce, en km  
*S* Pendiente del cauce, en m/m

Refleja el escurrimiento en superficies y canales bien definidos y pendientes altas representados por las variables *L* y *S*. Cuando *L* > 10 km la fórmula tiende a subestimar el valor de  $t_c$ . Se recomienda (CHOW et al., 1988), reducir el tiempo de concentración en 40 % en el caso de cuencas urbanas, cuando se utiliza la fórmula de Kirpich.

Límites de aplicación

- "Overland flow" sobre suelo descubierto
- Cuencas en el área rural y de tamaño pequeño
- Para superficie asfáltica u hormigonada, multiplicar por 0,4
- Si el CN de la cuenca fuese menor que 80 aplicar la siguiente corrección:

$$t_c = t_c \cdot [1 + (80 - CN) \cdot 0,04] \quad (3.14)$$

donde:

CN Número de la curva, por el método del SCS (véase **tabla 3.15**)

**c) California Culverts Practice (E.U.A.)**

Fue desarrollada en 1942, es la misma fórmula de Kirpich, sustituyendo S por L/H, como se observa en la **ecuación 3.13**. Se aplican las mismas limitaciones, es decir, para cuencas en el área rural y pendientes de 3 % a 10 % y área máxima de 0,50 km<sup>2</sup>, aunque en la práctica corriente ha sido usada para áreas mayores dentro de la aplicabilidad del método racional.

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.15)$$

donde:

t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min  
 L Longitud del cauce, en km  
 H Diferencia de nivel entre las cotas de la sección de salida y el punto aguas arriba de la cuenca, en m

**d) DER/SP Kirpich**

Fue desarrollada por el Departamento de Estradas de Rodagem (DER) de Sao Paulo (DER/SP), para cuencas con áreas de drenaje superiores a 100 ha (1 km<sup>2</sup>). El tiempo de concentración puede ser calculado por la fórmula de KIRPICH modificada, expresada por:

$$t_c = 85,2 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.16)$$

donde:

t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min  
 L Longitud del cauce, en km  
 H Diferencia de nivel entre las cotas de la sección de salida y el punto aguas arriba del cauce, en m

**e) Federal Aviation Agency (E.U.A.)**

Fue desarrollada en 1970 para drenaje de aeropuertos. Válida para escurrimiento en superficie de áreas muy pequeñas, y puede ser expresada por:

$$t_c = 22,73 (1,1 - C) L^{0,50} S^{-0,33} \quad (3.17)$$

donde:

t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min  
 C Coeficiente de escurrimiento superficial, adimensional  
 L Longitud del cauce, en km  
 S Pendiente del cauce, en m/m



**f) Método de la Onda Cinemática (E.U.A.)**

Este método se basa en la teoría de la onda cinemática considerando la superficie del escurrimiento como canal de gran ancho y partiéndose de las hipótesis de escurrimiento turbulento y lluvia de intensidad constante. La longitud de las superficies varía de 15 a 30 metros. Adecuado para cuencas pequeñas en que el escurrimiento de superficies es predominante y, puede ser obtenido por la siguiente expresión de (BEDIENT e HUBER, 1992):

$$t_c = 447 (n \cdot L)^{0,60} S^{-0,30} I^{-0,4} \quad (3.18)$$

donde:

- t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min
- n Coeficiente de rugosidad o de Manning, adimensional
- L Longitud del cauce, en km
- S Pendiente del cauce, en m/m
- I Intensidad de la lluvia, en mm/h;

La **tabla 3.14** indica coeficientes de Manning para algunas superficies usuales.

**Tabla 3.14 - Coeficientes de Manning**

Cobertura de la cuenca	n (Manning)
Asfalto liso	0,012
Asfalto u hormigón	0,014
Arcilla compactada	0,030
Poca vegetación	0,020
Vegetación densa	0,350
Vegetación densa e bosque	0,400

Fuente: TUCCI, 1995

**g) Fórmula del Soil Conservation Service - SCS (E.U.A.) / SCS - Lag Fórmula**

Fue desarrollada en 1975, para cuencas en el área rural con área de drenaje de hasta 8 km<sup>2</sup>, y refleja fundamentalmente el escurrimiento en superficies, presentada en 1975 (CHOW et al., 1988), presenta el escurrimiento en superficies:

$$t_c = 342 L^{0,8} \left[ \left( \frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0,7} S^{-0,5} \quad (3.19)$$

donde:

- t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min
- L Longitud del cauce, en km
- CN Número de la curva, por el método del SCS
- S Pendiente del cauce, en m/m

Para la aplicación en cuencas urbanas el SCS sugiere procedimientos para ajuste en función del área impermeabilizada y de la parte de canales que sufrirán modificaciones.

Tabla 3.15 - Valores de CN para cuencas urbanas y suburbanas

Utilización o cobertura del suelo	Suelo tipo			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas:				
- sin conservación del suelo	72	81	88	91
- con conservación del suelo	62	71	78	81
Pastos o terrenos baldíos				
- en malas condiciones	68	79	86	89
- en buenas condiciones	39	61	74	80
Prado en buenas condiciones	30	58	71	78
Bosques o zonas forestales:				
- cobertura mala	45	66	77	83
- cobertura buena	25	55	70	77
Espacios abiertos, césped o prados, parque, campos de golf, cementerios, buenas condiciones:				
- con césped en mas de 75% del área	39	61	74	80
- con césped de 50% a 75% del área	49	69	79	84
Zonas comerciales y de oficinas	89	92	94	95
Zonas industriales	81	88	91	93

Tabla 3.15 - (final)

Utilización o cobertura del suelo	Suelo tipo			
	A	B	C	D
Zonas residenciales				
Lotes de (m <sup>2</sup> )				
< 500				
1 000				
1 300				
2 000				
4 000				
% media impermeable				
65	77	85	90	92
38	61	75	83	87
30	57	72	81	86
25	54	70	80	85
20	51	68	79	84
Parques de estacionamientos, tejados, viaductos, etc.	98	98	98	98
Conjunto de calles y autopistas				
- asfaltadas y con drenaje de aguas pluviales	98	98	98	98
- losetas	76	85	89	91
- tierra	72	82	87	89

El valor del CN puede ser obtenido de la **tabla 3.15**. Los tipos de suelos identificados en la **tabla 3.15** son los siguientes.

Suelo A: suelos que producen bajo escurrimiento superficial y alta infiltración. Suelos arenosos profundos con poca silte y arcilla.

Suelo B: suelos menos permeables que el anterior, suelos arenosos menos profundos que el tipo A y con permeabilidad superior a la media.

Suelo C: suelos que generan escurrimiento superficial arriba de la media y con capacidad de infiltración debajo de la media, conteniendo porcentaje considerable de arcilla y poco profundo.

Suelo D: suelos conteniendo arcillas expansivas y poco profundos, con muy baja capacidad de infiltración, generando una mayor proporción de escurrimiento superficial.

El valor de CN se debe ajustar (McCUEN, 1982), para cuencas urbanas en función de la parte de los canales que fueron modificados y del área impermeabilizada. Para una ocupación no homogénea del suelo urbano, el SCS recomienda que sea hecha una media ponderada de los números de la curva.

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^k A_i \cdot CN_i}{A} \quad (3.20)$$

Como las velocidades de escurrimiento también se alteran, el SCS propone que el tiempo de concentración sea ajustado a través de la siguiente expresión:

$$F_a = 1 + PRCT \cdot (0,02185 \cdot CN^3 + 0,298 \cdot CN^2 - 335 \cdot CN + 6789) \cdot 10^{-6} \quad (3.21)$$

donde:

- F<sub>a</sub> Factor de corrección
- PRCT Porcentaje de la longitud del cauce modificado o el porcentaje de la cuenca impermeable. En caso que ocurran ambas modificaciones, el factor es calculado dos veces, una vez para PRCT = PLM (porcentaje de la longitud modificado), y otra para PRCT = PI (porcentaje impermeabilizado de la cuenca). El factor de ajuste final, FA, es obtenido por la multiplicación de los dos valores anteriormente calculados.
- CN Número de la curva por el método del SCS, adimensional

**h) Método Cinemático del Soil Conservation Service - SCS (E.U.A.)**

Fue desarrollado en 1975, establece el tiempo de concentración como la sumatoria de los tiempos de tránsito de los diversos tramos que componen el cauce:

$$t_c = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V} \quad (3.22)$$

donde:

- t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min
- L Longitud del cauce, en km
- V Velocidad de escurrimiento, en m/s

La **tabla 3.16** muestra valores típicos para la velocidad media de escurrimiento, en superficie y canales en función de la superficie y de la pendiente longitudinal.

**Tabla 3.16 - Velocidad media (V) para el cálculo de t<sub>c</sub>**

Descripción del escurrimiento	Pendiente en %			
	< 3	4 a 7	8 a 11	> 12
<b>En superficie de:</b>				
- bosques	0 a 0,5	0,5 a 0,8	0,8 a 1,0	> 1,0
- pastos	0 a 0,8	0,8 a 1,1	1,1 a 1,3	> 1,3
- áreas cultivadas	0 a 0,9	0,9 a 1,4	1,4 a 1,7	> 1,7
- pavimentos	0 a 2,6	2,6 a 4,0	4,0 a 5,2	> 5,2
<b>En canales:</b>				
- mal definidos				
- bien definidos	0 a 0,6	0,6 a 1,2	1,2 a 2,1	-

(Fuente: TUCCI, 1995)

**i) Fórmula de Dooge**

Fue desarrollada por DOOGE (1956), con base a datos de diez (10) cuencas en áreas rurales de Irlanda, con áreas en el rango de 140 a 930 km<sup>2</sup>. Sus parámetros reflejan el comportamiento de cuencas medias y escurrimiento predominante en canales:

$$t_c = 21,88 A^{0,41} S^{-0,17} \quad (3.23)$$

donde:

t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min  
 A Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>  
 S Pendiente del cauce, en m/m

**j) Fórmula de Bransby - Willians**

Fue desarrollada por BRANSBY-WILLIAMS (1922) (apud PILGRIM e CORDERY, 1993), tiene la siguiente expresión:

$$t_c = 14,6 L A^{-0,1} S^{-0,2} \quad (3.24)$$

donde:

t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en m  
 L Longitud del cauce, en km  
 A Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>  
 S Pendiente del cauce, en m/m

**k) Fórmula de Johnstone**

$$t_c = 20,17 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,5} \quad (3.25)$$

donde:

t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min  
 L Longitud del cauce, en km  
 S Pendiente del cauce, en m/m

**l) Fórmula del ex - DNOS**

En la fórmula del ex - DNOS, en SER-SC (1998), el tiempo de concentración esta expresada como:

$$t_c = \frac{10 A^{0,3} L^{0,2}}{K i^{0,4}} \quad (3.26)$$

donde:

- t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min
- A Área de la cuenca, en ha
- L Longitud del cauce, en m
- K Coeficiente adimensional
- i Pendiente del cauce, en %

La **tabla 3.17** proporciona valores del coeficiente K en función del tipo de terreno.

**Tabla 3.17 - Coeficiente "K" de la fórmula del ex - DNOS**

Característica	K
Terreno areno - arcilloso cubierto de vegetación intensa, absorción elevada	2
Terreno arcilloso cubierto de vegetación, absorción media apreciable	3
Terreno arcilloso cubierto de vegetación, absorción media	4
Terreno con vegetación media, poca absorción media	4,5
Terreno con roca, vegetación escasa, absorción baja	5
Terreno rocoso, vegetación rala, absorción reducida	5,5

**m) Fórmula de Arnell**

Con base a estudios desarrollados por el Instituto de Investigaciones y Obras Públicas del Ministerio de Construcción del Japón, ARNELL (1989) cita la colecta de datos de escurrimiento de 23 cuencas hidrográficas urbanas, conteniendo 14 ríos, discretizados cada 10 minutos, que fueron comparados con otras cuencas parcialmente urbanizadas o aún rurales, con áreas de drenaje de 0,2 a 50 km<sup>2</sup>.

Las cuencas estudiadas presentaron variaciones de la velocidad del escurrimiento en función, principalmente de la urbanización.

Las ecuaciones de definición del tiempo de concentración encontradas fueron:

Para cuencas naturales, con 0,50 ≤ C ≤ 0,70:

$$t_c = 1,67 \cdot 10^{-3} \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7} \quad (3.27)$$

Para cuencas urbanas, con 0,7 ≤ C ≤ 0,9:

$$t_c = 2,4 \cdot 10^{-4} \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,7} \quad (3.28)$$

donde:

- t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en h
- L Longitud del cauce, en m
- S Pendiente del cauce, en m/km
- C Coeficiente de escurrimiento superficial, adimensional

Estas expresiones reflejan, matemáticamente, un comportamiento ya conocido de los hidrólogos, de que la impermeabilización de las cuencas disminuye considerablemente

el tiempo de concentración. Estas expresiones pueden ser combinadas con la expresión que estima la variación temporal del coeficiente de escurrimiento superficial "C" en función de la impermeabilización de los suelos de la cuenca hidrográfica.

**n) Fórmula de Tsuchiya**

TSUCHIYA (1978) establece, junto con otros criterios, para proyectos de cuencas de detención en el Japón, fórmulas para la determinación del tiempo de concentración basado en el estudio de 235 cuencas con áreas de 0,10 a 20 ha:

Para áreas no-urbanizadas

$$t_c = 0,83 \frac{L}{S^{0,6}} \quad (3.29)$$

Para áreas urbanizadas

$$t_c = 0,36 \frac{L}{S^{0,5}} \quad (3.30)$$

donde:

- t<sub>c</sub> Tiempo de concentración, en min
- L Longitud del cauce, en km
- S Pendiente del cauce, en m/m

**o) Variabilidad con la impermeabilización**

De acuerdo con GUNDLACH (1976) y FENDRICH (2002), que analizó las influencias de la impermeabilización de los suelos de cuencas hidrográficas sobre los parámetros del hidrograma unitario, elaborando 15 hidrogramas de crecidas en la ciudad de Filadelfia - E.U.A., a través de un análisis estadístico, la variación del tiempo de concentración en función de la tasa de impermeabilización de los suelos puede ser escrita como:

$$\frac{t_{c_f}}{t_{c_a}} = \left( \frac{1 + 0,3 Ai_a}{1 + 0,3 Ai_f} \right)^{0,61} \quad (3.31)$$

donde:

- t<sub>c<sub>f</sub></sub> Tiempo de concentración futuro, en min
- t<sub>c<sub>a</sub></sub> Tiempo de concentración actual, en min
- Ai<sub>a</sub> Tasa de impermeabilización actual, en %
- Ai<sub>f</sub> Tasa de impermeabilización futura, en %

**p) Formula de Kerby**

El método fue desarrollado por Kerby, para flujos Hortonianos (overland flow) y tramos entre 90 m y 150 m, tiene la siguiente expresión:

$$t_c = \left( \frac{2198,16 \cdot n \cdot L_0}{\sqrt{S}} \right)^{0,467} \quad (3.32)$$

donde:

- $t_c$  Tiempo de concentración, en min
- $n$  Coeficiente de rugosidad, variando según la superficie
  - superficie lisa, impermeable - 0,02
  - superficie lisa, suelo descubierto compactado - 0,1
  - superficie con vegetación rastrera, suelo cultivado grueso - 0,2
  - pastizal o forraje - 0,4
  - área con árboles - 0,6
- $L_0$  Longitud del tramo, en km
- $S$  Pendiente del cauce, en m/m

**q) Formula River Side Country**

Fue desarrollada por la River Side Country, determina el tiempo de concentración para cuencas con área de drenaje entre 5 y 1 600 km<sup>2</sup>. Tiene la siguiente expresión:

$$t_c = K \cdot \left( \frac{0,0053 \cdot L \cdot L_{CA}}{\sqrt{S}} \right)^{0,38} \quad (3.33)$$

donde:

- $t_c$  Tiempo de concentración, en h
- $K$  1,20 - constante aplicada para regiones montañosas
- $K$  0,72 - constante aplicada para regiones con pendientes moderadas
- $K$  0,38 - constante aplicada para valles
- $L$  Longitud del cauce principal, en km
- $L_{CA}$  Longitud del cauce a partir del centroide de la cuenca, en km
- $S$  Pendiente media equivalente, en m/m

**r) Formula de Denver**

Fue desarrollada en Denver, para cuencas con área de drenaje ≤ 13 km<sup>2</sup> y pendiente moderada. Tiene la siguiente expresión:

$$t_c = C_T \cdot \left( \frac{0,386 \cdot L \cdot L_{CA}}{\sqrt{S}} \right)^{0,48} \quad (3.34)$$

donde:

- $t_c$  Tiempo de concentración, en h
- $C_T$  Coeficiente del tiempo pico
- $L$  Longitud del cauce principal, en km
- $L_{CA}$  Longitud del cauce a partir del centroide de la cuenca, en km
- $S$  Pendiente media equivalente, en m/m
- $AI$  Porcentaje de área impermeable

$$C_T = -0,00371 \cdot AI + 0,163 \quad \text{para } 0 \leq AI \leq 10 \quad (3.35)$$

$$C_T = 0,000023 \cdot AI^2 - 0,002241 \cdot AI + 0,146 \quad \text{para } 10 \leq AI \leq 40 \quad (3.36)$$

$$C_T = 0,000033 \cdot AI^2 - 0,000801 \cdot AI + 0,120 \quad \text{para } 40 \leq AI \leq 100 \quad (3.37)$$

### 3.8.9 Caudal de diseño - Métodos de análisis

#### 3.8.9.1 Generalidades

Diversos métodos pueden ser utilizados para las estimaciones de las descargas de proyecto en sistemas urbanos de drenaje. Dentro de estos se puede citar:

a) Las fórmulas empíricas

Proporcionan un caudal drenado para una determinada área de cuenca. Estas fórmulas, son derivadas de observaciones localizadas, son bastante adecuadas a los lugares para las cuales fueron elaboradas. Sin embargo, la comparación de los resultados de varias fórmulas empíricas aplicadas a lugares diferentes de aquellos para donde fueron desarrollados conduce a estimaciones bastantes diferentes.

b) Los métodos estadísticos

Analizan las series históricas de caudal y ajustes a distribuciones estadísticas de extremos.

c) Los métodos conceptuales

Ecuaciones que describen el sistema hidrológico urbano producto de una interpretación física de fenómenos involucrados. En la práctica, muchos de los métodos conceptuales están relacionados a los empíricos porque contienen algún parámetro experimental o exigen “factores empíricos” para que sean adecuados a alguna situación particular. Se destaca el método racional y el método racional modificado para el sistema de microdrenaje. El método del hidrograma unitario, de Ven Te Chow, Soil Conservation Service, etc., para el sistema de macrodrenaje.

La metodología de cálculos hidrológicos para la determinación de los caudales de proyecto debe ser definida en función de las áreas de las cuencas hidrográficas, de acuerdo como se muestra en la **tabla 3.18**:

**Tabla 3.18 - Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca**

Área de la cuenca (A)	Método hidrológico
A < 50 ha	Método Racional
50 ha < A < 500 ha	Método Racional Modificado
A > 500 ha	Otros Métodos. Por ejemplo: Hidrograma Unitario, Método de Ven Te Chow, Soil Conservation Service, etc.

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 50 ha. Cuando éstas son relativamente grandes, es más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas de crecidas. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo.

NOTA

Véase también el Capítulo 4 de la NB 688.

#### 3.8.9.2 Método Racional

Para la estimación del caudal de diseño por el método racional, se calcula el caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales con base a la intensidad media con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje, un coeficiente de escurrimiento y el área de la cuenca analizada. La ecuación del método racional, expresada en unidades compatibles es:



$$Q = C \cdot i \cdot A \quad (3.38)$$

donde:

- Q Caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales, en L/s
- C Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional
- i Intensidad media de la lluvia, en L/s/ha
- A Área de la cuenca, en ha

Asimismo, la misma ecuación del método racional, se debe utilizar para las siguientes unidades:

$$Q = 0,278 C \cdot i \cdot A \quad (3.39)$$

donde:

- Q Caudal pico de escurrimiento de aguas pluviales, en m<sup>3</sup>/s
- C Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional
- i Intensidad media de la lluvia, en mm/h
- A Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>

El método racional es aplicable solo para cuencas pequeñas (50 ha) con tiempo de concentración suficientemente corto para que se establezca el régimen permanente. Sin embargo, las propiedades que definen una cuenca como hidrológicamente pequeña deben ser claramente definidas, destacándose:

- a) La lluvia es considerada de intensidad uniforme
- b) La lluvia es considerada uniformemente distribuida en el espacio
- c) La duración de la lluvia, debe al menos igualar el tiempo de concentración de la cuenca
- d) El escurrimiento superficial es del tipo hortoniano, producido por intensidad de lluvia superior a la capacidad de infiltración
- e) El escurrimiento subterráneo es despreciable
- f) El proceso de amortiguamiento a través del almacenamiento superficial es despreciable
- g) Lluvias anteriores afectan al caudal máximo a la salida

El método racional es el más difundido en la práctica para la determinación de caudales pico en pequeñas cuencas, como por ejemplo en el caso del dimensionamiento de colectores y galerías y alcantarillas de tamaño pequeño. La gran aceptación del método se debe a su simplicidad y a sus resultados, que acostumbran ser satisfactorios, desde que son respetadas las condiciones de validez.

Para determinar si una cuenca es hidráulicamente pequeña, o al menos adecuada para el uso del método racional lo más razonable es observar el tiempo de concentración. Si este es pequeño, lo suficiente para asumir que durante ese tiempo la precipitación es constante e igual a la media del período y si el escurrimiento es predominantemente superficial, el método es aplicable.

En el caso de cuencas hidrográficas mayores aún se utiliza el coeficiente de retardo, que refleja los efectos de almacenamiento de la cuenca además del coeficiente de distribución de la lluvia. El primero puede ser evaluado por el método de Muskingum, en el caso de

cuencas o por la fórmula de Manning en galerías y canales. El coeficiente de distribución de la lluvia es evaluado en función del área y de la forma de la cuenca. Incorporando factores que aproximen el almacenamiento y la distribución de lluvias sobre la cuenca, para las unidades métricas, la ecuación del método racional puede ser definida como:

$$Q_p = \frac{\phi C I A f}{3,6} \quad (3.40)$$

donde:

- $Q_p$  Caudal pico, en  $m^3/s$
- $\phi$  Coeficiente de retardo, adimensional, menor a la unidad, que refleja los efectos de almacenamiento de la cuenca, adimensional
- $C$  Coeficiente que refleja la impermeabilización de la cuenca, si los efectos de almacenamiento fueren despreciados, adimensional
- $I$  Intensidad media de la lluvia, en  $mm/h$
- $A$  Área de la cuenca, en  $km^2$
- $f$  Coeficiente de distribución de la lluvia, adimensional

El coeficiente de retardo, presentado por PINTO et al., (1975), puede ser evaluado de dos formas:

$$\phi = \frac{1}{\sqrt[4]{100 \cdot A}} \quad (3.41)$$

donde:

- $A$  Área de la cuenca, en  $km^2$
- $n$  Coeficiente en función de la pendiente de la cuenca, siendo:
  - $n = 4$  (Burkli-Ziegler) para cuencas e pendiente inferior a  $5/1000$
  - $n = 5$  (McMath) para pendientes hasta  $1/100$
  - $n = 6$  (Brix) para pendientes mayores que  $1/100$

o, también:

$$\phi = \frac{1}{\sqrt[4]{10 \cdot L}} \quad (3.42)$$

donde:

- $L$  Longitud del cauce, en  $km$
- $n$  Coeficiente en función de la pendiente de la cuenca, siendo:
  - $n = 3,5$  para pendientes fuertes
  - $n = 3,0$  para pendientes medias
  - $n = 2,5$  para pendientes débiles o suaves

### 3.8.9.3 Método Racional modificado

Para este método serán aplicados los mismos procedimientos del método racional, incrementándose el factor de corrección determinado en función del área de la cuenca, a través de la expresión a continuación (Adolfo Santos Junior):

$$f = A^{(-0,10)} \quad (3.43)$$

$$Q_p = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \cdot f \quad (3.44)$$

donde:

- Q<sub>p</sub> Caudal pico, en m<sup>3</sup>/s
- C Coeficiente de escurrimiento superficial, adimensional
- i Intensidad media de la lluvia, en mm/h
- A Área de la cuenca, en ha
- f Factor de corrección, adimensional

#### 3.8.9.4 Método del Hidrograma unitario

El método del hidrograma unitario es uno de los métodos utilizados en hidrología, para la determinación del caudal producido por una lluvia en una determinada cuenca hidrográfica. El modelo del hidrograma unitario (HU) fue propuesto por Sherman en 1932. Es definido como el hidrograma resultante de una precipitación efectiva de altura igual a 1 mm, uniformemente distribuida en el espacio, con intensidad constante en el tiempo, con una duración característica y que alcanza toda la cuenca hidrográfica. Es decir, el hidrograma unitario (HU) es la respuesta de la cuenca a una precipitación de volumen unitario de duración  $\Delta t$ .

Las hipótesis del modelo del hidrograma unitario referidas a la precipitación son las siguientes:

- a) La precipitación efectiva que produce un hidrograma de crecida con característica de HU considera intensidad constante en el tiempo
- b) Esa precipitación es uniformemente distribuida en toda la cuenca hidrográfica y, por tanto, genera escurrimiento generalizado

Las hipótesis del modelo del hidrograma unitario referidas al propio hidrograma unitario son las siguientes:

- a) Hipótesis de invariabilidad en el tiempo: El hidrograma de escurrimiento superficial es resultante de la ocurrencia de una precipitación efectiva (precipitación de duración unitaria) que refleja el conjunto de las características morfológicas, de tipo y uso del suelo de la cuenca
- b) Los tiempos característicos del hidrograma unitario (tiempo de ascensión, tiempo de recesión y tiempo de base) son constantes
- c) Hipótesis de linealidad: Las ordenadas del hidrograma unitario son directamente proporcionales a la altura de precipitación de duración unitaria

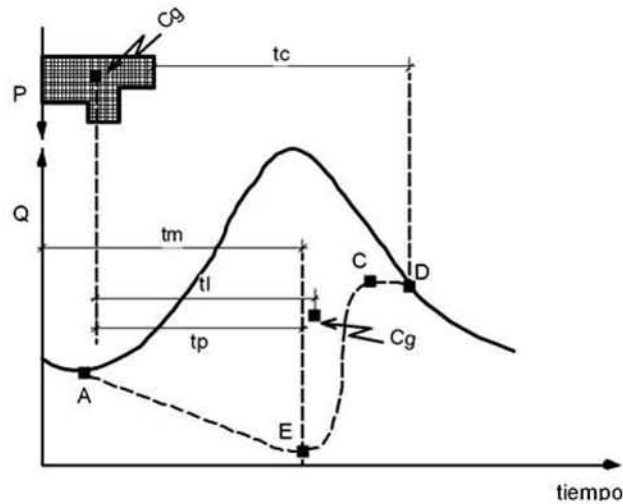


Figura 3.8 - Hidrograma típico

donde:

Tiempo de retardo (tl)	Intervalo de tiempo entre los centros de gravedad del hietograma <sup>2</sup> y el tiempo en que ocurre el pico del hidrograma.
Tiempo de ascensión (tm)	Intervalo de tiempo ocurrido entre el inicio de la lluvia y el pico del hidrograma.
Tiempo de base (tb)	Tiempo entre el inicio de la precipitación y aquel en que la precipitación ocurrida ya escurrió a través en la superficie, o que la superficie vuelve a las condiciones anteriores a la ocurrencia de la precipitación.
Tiempo de recesión (te)	Tiempo necesario para que el caudal baje hasta el punto C, cuando cesa el escurrimiento superficial.
Tiempo de concentración (tc)	Tiempo necesario para que el agua precipitada en el punto más distante de la cuenca participe en el caudal del fondo del valle. Este tiempo también es definido como el intervalo de tiempo entre el fin de la precipitación y el punto de inflexión del hidrograma.

El método debe ser aplicado conforme lo señalado por el Soil Conservation Service E.U.A (véase **figura 3.9**), publicado en el "Manual de Hidrología Básica para Estructuras de Drenaje" del Instituto de Investigación de Carreteras del DNER (1990). Este método determina la descarga de una cuenca hidrográfica a través del hidrograma triangular compuesto, por el resultado de la sumatoria de las ordenadas de histogramas unitarios simples, para cada intervalo de tiempo.

Para la definición de la relación entre lluvias y deflúvios<sup>3</sup>, el método utiliza la expresión de Mockus, conforme se indica a continuación:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)} \quad (3.45)$$

<sup>2</sup>Distribución de precipitaciones en el tiempo durante una tormenta.

<sup>3</sup>Volumen de agua que escurre por la superficie de una determinada área debido a la ocurrencia de una lluvia torrencial.

donde:

- $P_e$  Deflúvios, en mm
- $P$  Precipitaciones acumuladas, en mm
- $S$  Capacidad de infiltración del suelo, en mm

El valor de “ $S$ ” esta en función del tipo y uso del suelo y de las condiciones precedentes de humedad, descrito por:

$$254[(100 / CN) - 1] \quad (3.46)$$

donde:

- CN Curva de deflúvio

La determinación del caudal pico de los hidrogramas unitarios se realiza utilizando la siguiente expresión:

$$Q_p = \frac{0,208 \cdot (P_e \cdot A)}{t_p} \quad (3.47)$$

donde:

- $Q_p$  Caudal pico del hidrograma unitario, en  $m^3/s$
- $P_e$  Exceso de lluvia, en mm
- $A$  Área de la cuenca hidrográfica, en  $km^2$
- $t_p$  Tiempo de ascensión del hidrograma unitario, en h

El cálculo del tiempo de ascensión de los hidrogramas unitarios, se realiza por:

$$t_p = (D/2) + 0,6 \cdot t_c \quad (3.48)$$

donde:

- $t_p$  Tiempo de ascensión, en h
- $D$  Intervalo de discretización de la lluvia, en h
- $t_c$  Tiempo de concentración, en h

El cálculo del intervalo temporal de discretización de la lluvia, por:

$$D = \frac{t_c}{7,5} \quad (3.49)$$

donde:

- $D$  Intervalo de discretización de la lluvia, en h
- $t_c$  Tiempo de concentración, en h

De acuerdo con el procedimiento descrito, para cada intervalo temporal de discretización de la lluvia se debe obtener el escurrimiento correspondiente a la lluvia excedente en

este período, en función de las curvas de escurrimiento, elegidas a partir de parámetros que reflejen, de forma genérica, diversas características de la cuenca hidrográfica.

A partir de los escurrimientos obtenidos, deben ser definidos los hidrogramas triangulares para cada intervalo temporal de discretización de la lluvia. De la composición de los hidrogramas triangulares resulta el hidrograma final de crecida, cuyo pico corresponde al valor de punta de crecida deseado.

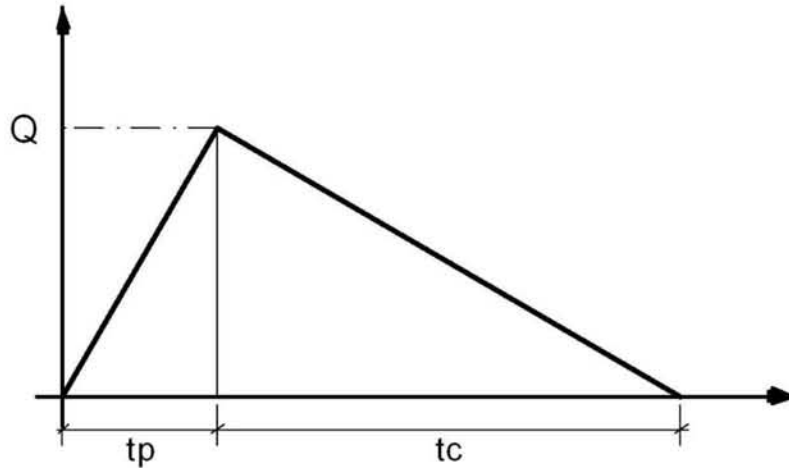


Figura 3.9 - Hidrograma triangular del SCS

#### 3.8.9.5 Método del Ven Te Chow

El método de Ven Te Chow debe ser aplicado conforme la recomendación en la publicación "Ingeniería de Drenaje Superficial", de Paulo Sampaio Wilken (CETESB-1978), y de acuerdo al procedimiento descrito a continuación, resumido por la siguiente expresión:

$$Q_e = 0,278 \cdot A \cdot X \cdot Y \cdot Z \quad (3.50)$$

donde:

- $Q_e$  Caudal de escurrimiento pico, en  $m^3/s$
- $A$  Área de drenaje de la cuenca, en  $km^2$
- $X$  Factor de escurrimiento, en mm
- $Y$  Factor climático, adimensional
- $Z$  Factor de reducción del pico, adimensional

El caudal de proyecto debe ser determinado por el caudal de escurrimiento (aguas superficiales), aumentado por el caudal de base (aguas subterráneas), es decir:

$$Q_d = Q_e + Q_b \quad (3.51)$$

donde:

- $Q_d$  Caudal de proyecto, en  $m^3/s$

$Q_b$  Caudal base, en  $m^3/s$

El factor de escurrimiento “X” será determinado a partir del número de escurrimiento “N” y del periodo de retorno.

Para la determinación de “N” se adopta el procedimiento recomendado en la publicación “Tentativa de Evaluación del Escurrimiento Superficial de acuerdo con el suelo y su recubrimiento vegetal en las condiciones de Sao Paulo”, elaborado por José Setter y presentado en el Boletín Técnico DAEE No 2 (Mayo/Agosto-1979) .

A partir de la localización de la cuenca, se define la zona ecológica y el número del tipo de suelo. De esta forma se obtiene la composición porcentual entre los grupos hidrológicos de suelos (A, B, C, D, y E).

Los valores parciales de “N” son determinados por el producto de la participación porcentual de los grupos hidrológicos de suelo por los respectivos valores de numeración de las curvas de escurrimiento superficial. Estos valores dependen de la cobertura vegetal o tipo y uso y manejo del suelo y de la evaluación de la situación hidrológica en cuanto a la infiltración. El valor de “N medio” a ser adoptado corresponde a la sumatoria de los valores de “N” parciales.

Si las informaciones pedológicas e inspecciones locales permitieren la caracterización más detallada de la composición porcentual de los grupos hidrológicos de suelo, deberá ser utilizado el valor de “N” correspondiente a la composición definida, de acuerdo con su cobertura vegetal o tipo de uso y manejo del suelo y conforme su condición de infiltración.

Para la determinación de los factores Y (factor climático) y Z (factor de reducción del pico), véase el Capítulo 3 del texto: Ingeniería de Drenaje Superficial de Paulo Sampaio Wilken.

### 3.8.9.6 Métodos Estadísticos Directos

Los métodos estadísticos directos se fundamentan en el análisis probabilístico de los registros fluviométricos, a partir del análisis de frecuencia de las crecidas.

El análisis de la frecuencia de las crecidas tiene por objetivo establecer la relación entre los valores de los caudales máximos anuales en una determinada sección de un curso de agua y los períodos de retorno a ellos asociados. La secuencia mínima de procedimientos que debe ser adaptada en los estudios conforme la suficiencia de los datos es la siguiente:

- Determinación de la serie de caudales máximos anuales
- Análisis de homogeneidad de la serie
- Elección de la función de distribución de probabilidad (Gumbel EV-1, Log-pearson III, Log-Normal, u otras)
- Determinación de los caudales máximos

Deben ser presentados todos los elementos utilizados en los estudios, entre ellos:

- Análisis para la determinación de la curva clave
- Extrapolación de la curva clave
- Análisis de consistencia y homogeneidad de la serie
- Correlaciones
- Series de niveles y caudales máximos
- Curvas de probabilidad de ocurrencia de caudales máximos
- Estudios de regionalización
- Tabla resumen de los resultados obtenidos

### 3.8.10 Informaciones para los estudios de niveles máximos

Deberán ser proporcionadas las informaciones que sirven de soporte para los estudios de niveles de agua máximos en los principales tramos de caminos deshabitados, cruces e interferencias de vías de tráfico de vehículos con los ríos de la cuenca. Estas informaciones constituirán de:

- a) Caudal de proyecto
- b) Curvas-claves de puestos fluviométricos próximos a los cruces
- c) Niveles de agua correlacionados
- d) Marcas de crecidas, obtenidas en inspecciones locales

## 3.9 DESARROLLO DE HIDROGRAMAS DE CRECIDA POR MÉTODOS HIDROLÓGICOS

Al estudiar una cuenca de gran tamaño o de características no homogéneas es necesario segmentar la misma en sub-cuencas menores, de forma que sea posible establecer hidrogramas de crecidas para cada una de ellas sin mayores dificultades. La resolución de los hidrogramas individuales hasta la sección de límite en consideración, y la subsiguiente superposición de los mismos permite determinar el hidrograma global para toda la cuenca.

Existen diversos métodos de resolución de hidrogramas en canales con grados de complejidad variables. También pueden ser abordados los métodos de traslación directa y el convexo por su simplicidad de aplicación.

### 3.9.1 Método de traslación directa

En el método de traslación directa el hidrograma es simplemente desplazado en el tiempo teniendo en cuenta el tiempo de recorrido a lo largo del tramo de la cuenca en consideración, de modo que la forma del mismo permanece inalterada. En el cálculo de las velocidades de traslación, es necesario verificar si el correspondiente número de Froude, es adecuado al tipo de cuneta del curso de agua o canal.

En la **tabla 3.19** se muestran los límites recomendados para cálculo de las velocidades de traslación. La descarga a ser considerada para el cálculo de la velocidad debe corresponder la descarga del pico del hidrograma. El cálculo de la velocidad debe ser efectuado para las condiciones de régimen normal, considerando la configuración de cuneta del curso de agua, así como, respectivamente, pendientes y rugosidades.



Tabla 3.19 - Límites recomendados para cálculo de las velocidades de traslación

Tipo de Canal	Velocidad Máxima(*) (m/s)	Número de Froude Máximo (*)
Cunetas Naturales	2,4	0,95
Canales Artificiales:		
a) Gramados	1,8	0,8
b) En Rip-rap	2,4	0,8
c) En Hormigón	3,6	s/limite

(\*) Utilizar el valor que resultare con menor velocidad

a) Ejemplo: Traslación directa en canal

Considere la cuenca hidrográfica mostrada en la **figura 3.10**. El tramo de canal A-B tiene una longitud de 1 678 m y posee sección trapezoidal revestida con grama. El ancho del fondo es 1,5 m, con taludes con inclinación 1:4, pendiente del fondo de 0,006 y coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0,04. El tramo B-C es un tramo natural con longitud de 915 m y configuración que puede ser asimilada la forma trapezoidal con fondo de 6 m de ancho, taludes con inclinación de 1:3, pendiente de 0,008 y coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0,045.

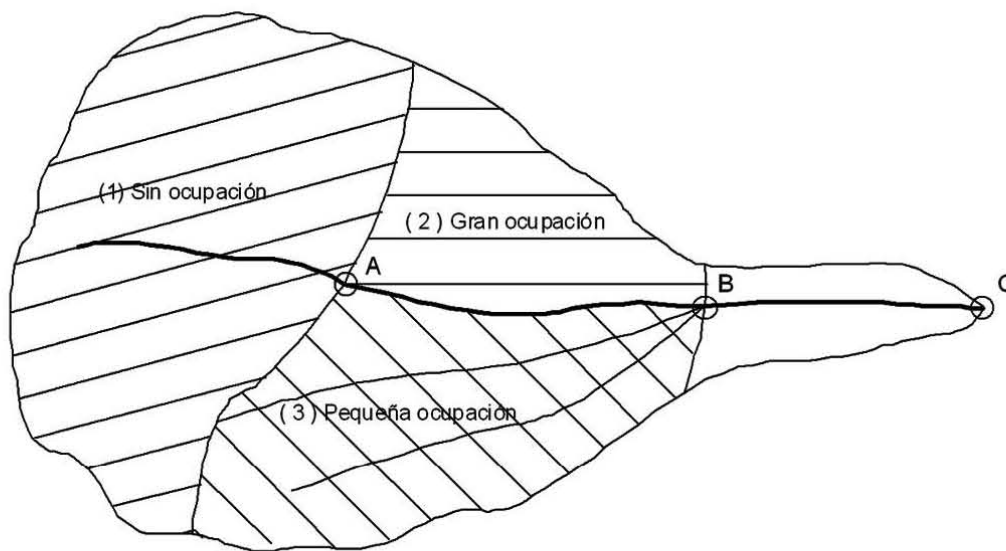


Figura 3.10 - Ejemplo de propagación de crecidas para el lecho de un curso de agua

En la **tabla 3.20** son dados los hidrogramas relativos a las sub-cuencas 1, 2 y 3 (en los puntos A y B). Se admite que la contribución relativa a la sub-cuenca entre B y C es muy pequeña y puede ser despreciada por no afectar el resultado final. Utilizando el método de traslación directa, determinar los hidrogramas globales relativos a los puntos B y C.

Tabla 3.20 - Hidrogramas relativos a las sub-cuencas de la cuenca considerada en el ejemplo

Tiempo (min)	Cuenca 1-A	Cuenca 2-B	Cuenca 3-B
10	0	0	0
15	0	0,06	0
20	0,06	0,34	0,03
25	0,28	1,36	0,23
30	0,85	3,06	0,57
35	2,55	4,45	1,99
40	3,40	4,79	2,13
45	3,97	4,40	2,27
50	4,26	3,86	2,21
55	4,43	3,43	1,99
60	4,26	3,06	1,71
65	4,11	2,75	1,56
70	3,92	2,44	1,13
75	3,69	1,99	0,79
80	3,26	1,70	0,57
85	2,84	1,42	0,40
90	2,50	1,19	0,23
95	2,21	0,94	0,14
100	1,93	0,68	0,09
105	1,65	0,45	0,03
110	1,36	0,26	0,02
115	1,13	0,14	0
120	0,91	0,11	0
125	0,68	0,06	0
130	0,45	0,03	0
135	0,26	0	0
140	0,11	0	0
145	0,09	0	0
150	0	0	0

Solución

Paso 1 - Preparar la tabla 3.21

Tabla 3.21 - Cálculo por el método de la traslación directa

Tramo	Hidrograma en PT		Qp m <sup>3</sup> /s	V m/s	F -	L m	T=L/60V min
	afluente	efluente					
A-B	A	B	4,43	1,17	0,54	1,678	23,9 adoptado 25
B-C	B	C	7,71	1,38	0,60	915	11,1 adoptado 10
Tiempo min	Qafluente m <sup>3</sup> /s	Tramo A-B			Tramo B-C		
		Qafluente traslación m <sup>3</sup> /s	Qafluente local m <sup>3</sup> /s	Qefluente m <sup>3</sup> /s 0	Qafluente traslación m <sup>3</sup> /s		
5	0	0	0	0	0		
10	0	0	0	0,06	0		
15	0	0	0,06	0,37	0		
20	0,06	0	0,37	1,59	0		
25	0,28	0	1,59	3,63	0,06		
30	0,85	0	3,63	6,44	0,37		
35	2,55	0	6,44	6,92	1,59		
40	3,40	0	6,92	6,73	3,63		
45	3,97	0,06	6,67	6,35	6,44		
50	4,26	0,28	6,07	6,27	6,92		
55	4,43	0,85	5,42	7,32	6,73		
60	4,26	2,55	4,77	7,71	6,35		
65	4,11	3,40	4,31	7,54	6,27		
70	3,92	3,97	3,57	7,04	7,32		
75	3,69	4,26	2,78	6,70	7,71		
80	3,26	4,43	2,27	6,08	7,54		
85	2,84	4,26	1,82	5,53	7,04		
90	2,50	4,11	1,42	5,00	6,70		
95	2,21	3,92	1,08	4,46	6,08		
100	1,93	3,69	0,77	3,74	5,53		
105	1,65	3,26	0,48	3,12	5,00		
110	1,36	2,84	0,28	2,64	4,46		
115	1,13	2,50	0,14	2,32	3,74		
120	0,91	2,21	0,11	1,99	3,12		
125	0,68	1,93	0,06	1,68	2,64		
130	0,45	1,65	0,03	1,36	2,32		
135	0,26	1,36	0	1,13	1,99		
140	0,11	1,13		0,91	1,68		
145	0,09	0,91		0,68	1,36		
150	0	0,68		0,45	1,13		
155		0,45		0,26	0,91		
160		0,26		0,11	0,68		
165		0,11		0,09	0,45		
170		0,09		0	0,26		
175		0			0,11		
180					0,09		
185					0		

Paso 2 - Calcular la profundidad normal y respectiva velocidad para el tramo A-B utilizando la descarga de pico del hidrograma (4,43 m<sup>3</sup>/s). Ese cálculo puede ser hecho a través de un proceso iterativo directamente por la fórmula de Manning, transcrita en la siguiente forma:

$$y = \left( \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right)^{3/5} \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} + b)^{0,4}}{(b + m \cdot h)} \quad (3.52)$$

donde:

- y Profundidad del escurrimiento, en m
- Q Caudal considerado, en m<sup>3</sup>/s
- n Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional
- i Pendiente, en m/m
- h Profundidad de la lámina de agua, en m
- m Inclinación del talud de la sección trapezoidal del canal, adimensional
- b Ancho de la base de la sección del canal, en m

El cálculo es efectuado atribuyéndose valores para “h” hasta que resulte y = h.

En el presente ejemplo se tiene:

$$y = \left( \frac{4,43 \cdot 0,040}{\sqrt{0,006}} \right)^{3/5} \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + 4^2} + 1,5)^{0,4}}{1,5 + 4 \cdot h}$$

Con pocas iteraciones se llega al valor:

$$y = 0,805 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 1,5 \cdot 0,805 + 4 \cdot (0,805)^2 = 3,8 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4,43}{3,8} = 1,17 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{\frac{A \cdot g}{T}}} \quad (3.53)$$

$$F_r = \frac{1,17}{\sqrt{\frac{3,80 \cdot 9,81}{7,94}}} = 0,54 < 0,80$$

Es posible adoptar  $V = 1,17 \text{ m/s}$ , una vez que es menor que el máximo recomendado de  $1,8 \text{ m/s}$  para canales gramados, y que resulta en un número de Froude también menor que  $0,80$  recomendado como máximo.

Paso 3 - Determinar el tiempo de traslación utilizando la velocidad calculada en el paso anterior.

$$t_{A-B} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{1678}{60 \cdot 1,17} = 23,90 \text{ min}$$

Redondeando para el valor entero más próximo, múltiplo del intervalo unitario de tiempo adoptado de 5 minutos, resulta  $t_{A-B} = 25$  minutos.

Paso 4 - Transcribir las ordenadas del hidrograma relativo al punto A en la columna 2 de la **tabla 3.20** y el mismo hidrograma en la columna 3 de la misma tabla desplazado en 25 minutos.

Paso 5 - Efectuar la suma de los hidrogramas locales (esto es cuenca 2 en B y cuenca 3 en B) registrando el resultado en la columna 4 de la tabla.

Paso 6 - Sumando el hidrograma de la columna 3 el total de los hidrogramas locales (esto es columna 4), entrando con los datos en la columna 5).

Paso 7 - Repetir los procedimientos del paso 2 para el tramo B-C utilizando los criterios propuestos para canales naturales.

$$y = \left( \frac{7,74 \cdot 0,045}{\sqrt{0,008}} \right)^{3/5} \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + 3^2 + 6})^{0,4}}{6 + 3 \cdot h}$$

$$y = 0,689 \text{ m}$$

$$\text{Área} = (6,0 \cdot 0,689) + 3 \cdot (0,689)^2 = 5,56 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{7,71}{5,56} = 1,39 \text{ m/s} < 2,40 \text{ m/s}$$

$$T = (2,3 \cdot 0,689) + 6,0 = 10,13 \text{ m}$$

$$F_r = \frac{1,39}{\sqrt{5,56 \cdot \frac{9,81}{10,13}}} = 0,6 < 0,95$$

Por lo tanto, es posible adoptar  $V = 1,39 \text{ m/s}$ , una vez que es menor que el valor máximo recomendado que es de  $2,4 \text{ m/s}$  y el número de Froude es menor que  $0,95$ .

Paso 8 - Repetir el procedimiento del paso 3 para el tramo B-C.

$$t_{B-C} = \frac{915}{60 \cdot 1,39} = 11 \text{ min}$$

Redondeando para el valor entero más próximo del intervalo unitario de tiempo adoptado de 5 minutos resulta  $t_{B-C} = 10$  minutos.

Paso 9 - Repetir el paso 4 para el tramo B-C

Paso 10 - Repetir el paso 5 para el tramo B-C

### 3.9.2 Método convexo

El método convexo del hidrograma toma en consideración el efecto de almacenamiento en el canal, proporcionando como resultado un hidrograma modificado al final de la traslación del canal.

De la misma forma, es necesario tomar en cuenta límites de velocidad en el canal. Los límites recomendados relativos a ese método son indicados en la **tabla 3.22**.

Tabla 3.22 - Límites recomendados para cálculos de velocidades de transición relativos al método convexo

Tipo de canal	Máximo caudal (*)	Máximo número de Froude (*)
Canales naturales	3/4 Q <sub>p</sub>	0,95
Canales artificiales:		
Gramados	3/4 Q <sub>p</sub>	0,80
Enrocados	3/4 Q <sub>p</sub>	0,80
En hormigón	3/4 Q <sub>p</sub>	sin límite

De acuerdo con el Soil Conservation Service, la ecuación básica para el empleo del método convexo es la siguiente:

$$Q_2 = (1 - C) \cdot Q_1 + Cl_1 \quad (3.54)$$

donde:

- Q<sub>2</sub> Caudal efluente del tramo del canal en consideración, en el final del intervalo de tiempo unitario (inicio del próximo intervalo)
- Q<sub>1</sub> Caudal efluente del mismo tramo en el inicio del intervalo de tiempo
- l<sub>1</sub> Caudal afluente del tramo en el inicio del intervalo de tiempo
- C Coeficiente dado por la siguiente expresión:

$$C = 1 - (1 - C_1)^{\Delta t / B} \quad (3.55)$$

Siendo:

$$C_1 = \frac{V}{(V + 0,52)} \quad (3.56)$$

$$B = K \cdot C_1 \quad (3.57)$$

$$K = \frac{L}{3\,600 \cdot V}$$

donde:

- Δt Intervalo unitario de tiempo, que debe ser < 1/5 t<sub>a</sub>, en h
- t<sub>a</sub> Tiempo de ascensión del hidrograma que corresponde al tiempo transcurrido entre el inicio del hidrograma hasta el pico
- V Velocidad de traslación, en m/s
- L Longitud del tramo de canal, m

La utilización del método convexo es bastante simple conforme ilustra el ejemplo

presentado a continuación:

**a) Ejemplo de aplicación del método convexo de desarrollo de hidrogramas en canales**

Para la misma cuenca y los mismos datos del ejemplo anterior, componer los hidrogramas en los puntos B y C utilizando el método convexo de desarrollo de hidrogramas.

Paso 1 - Determinar el caudal a ser utilizado para cálculo de la velocidad de traslación "V" para el tramo.

Entrar en la **tabla 3.21** v obtener los valores de  $Q_n$  y  $3/4 \cdot Q_p$ :

$$Q_p = 4,43 \frac{m^3}{s}$$

$$3/4 \cdot Q_p = 3,32 \frac{m^3}{s}$$

Paso 2 - Utilizando procedimiento análogo al presentado en el ejemplo anterior, calcular la profundidad normal y correspondiente velocidad para el caudal

$$3/4 \cdot Q_p = 3,32 \frac{m^3}{s}$$

Utilizando la expresión ya presentada para determinación de la profundidad normal:

$$y = \left( \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right)^{3/5} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2 + b})^{0,4}}{(b + m \cdot h)}$$

Se tiene:

$$y = \left( \frac{3,32 \cdot 0,040}{\sqrt{0,006}} \right)^{3/5} \cdot \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + 4^2 + 1,5})^{0,4}}{(1,5 + 4 \cdot h)}$$

Con algunas iteraciones se llega al valor:

$$y = 0,71 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 1,5 \cdot 0,71 + 4 \cdot (0,71)^2 = 3,08 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q_p}{A} = \frac{3,32}{3,08} = 1,08 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{\frac{A \cdot g}{T}}} \tag{3.59}$$

donde:

T Ancho superficial, en m

$$T = (2 \cdot 4 \cdot 0,71) + 1,5 = 7,18 \text{ m}$$

$$F_r = \frac{1,08}{\sqrt{\frac{3,08 \cdot 9,81}{7,18}}} = 0,53$$

Utilizar  $V = 1,08$  m/s una vez que esto resulta en un valor de número de Froude menor que 0,8.

Paso 3 - Calcular "C" utilizando las ecuaciones 3.54 a 3.58 y entrar con los resultados en la **tabla 3.23** para el tramo A'-B.

$$C_1 = \frac{V}{(V + 0,52)} = \frac{1,08}{(1,08 + 0,52)} = 0,68$$

$$K = \frac{L}{(3\ 600 \cdot V)} = \frac{1\ 678}{(3\ 600 \cdot 1,08)} = 0,43$$

$$B = K \cdot C_1 = (0,43 \cdot 0,68) = 0,29$$

$$\Delta t = \frac{5\ \text{min}}{60} = 0,083\ \text{h}$$

$$C = 1 - (1 - C_1)^{\Delta t/B}$$

Paso 4 - Determinar los coeficientes de la ecuación 3.54 e introducir los valores obtenidos en la **tabla 3.23**.

$$Q_2 = (1 - 0,28) \cdot Q_1 + (0,28) \cdot I_1 = (0,72) \cdot Q_1 + (0,28) \cdot I$$

Paso 5 - Efectuar la resolución del hidrograma relativo a la sub-cuenca 1 (punto A) a través del tramo A-B utilizando la ecuación establecida en el paso 4:

- a) En la **tabla 3.23** llenar la columna relativa a los caudales afluentes
- b) Partir del caudal cero para  $t = 15$ , denominado  $I = 0$
- c) El caudal efluente de partida para  $t = 15$  también será cero y por tanto  $Q_1 = 0$
- d) Calcular  $Q_2 = (0,72 \cdot 0,0) + (0,28 \cdot 0,06) = 0,02$
- e) Entrar con valor "Q" en la columna de los caudales efluentes para  $t = 20$
- f) Calcular  $Q_2$ ;  $Q_2 = (0,72 \cdot 0,0) + (0,28 \cdot 0,06) = 0,02$
- g) Entrar con 0,02 en la columna 3 para  $t = 25$
- h) Calcular  $Q_2$ ;  $Q_2 = (0,72 \cdot 0,02) + (0,28 \cdot 0,28) = 0,09$
- i) Entrar con 0,09 en la columna 3 para  $t = 30$
- j) Repetir el procedimiento indicado hasta que todo el hidrograma haya sido elaborado

Paso 6 - Entrar con la suma de los hidrógrafos locales relativos a las cuencas 1 y 2 como hidrógrafos locales relativo al tramo A-B en la columna 4.

Paso 7 - Sumar el hidrograma resuelto de la columna 3 al hidrograma afluente local en la columna 4 referido al tramo A-B y entrar con los valores obtenidos en la columna 5, los cuales constituyen el hidrograma afluente al tramo B-C.

Paso 8 - Repetir el procedimiento del Paso 1 para el tramo B-C



$$Q_p = 8,35 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\frac{3}{4} \cdot Q_p = 6,76 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Paso 9 - Repetir los procedimientos del Paso 2 para el tramo B-C.

$$y = \left( \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right)^{3/5} \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+m^2+b})^{0,4}}{(b+m \cdot h)}$$

$$y = \left( \frac{6,27 \cdot 0,045}{\sqrt{0,008}} \right)^{3/5} \frac{(2 \cdot h \cdot \sqrt{1+3^2+6})^{0,4}}{6+3 \cdot h}$$

$$y = 0,63 \text{ m}$$

$$\text{Área} = (6,0 \cdot 0,63) + 3 \cdot (0,63)^2 = 4,97 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{6,67}{4,97} = 1,26 \text{ m/s}$$

$$T = (2 \cdot 3 \cdot 0,63) + 6,0 = 9,78 \text{ m}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{A \cdot \frac{g}{T}}}$$

$$F_r = \frac{1,26}{\sqrt{4,97 \frac{9,81}{9,78}}} = 0,56 < 0,95$$

Utilizar  $V = 1,26 \text{ m/s}$ , una vez que el número de Froude resultante en el canal natural es menor que 0,95.

Tabla 3.23 - Cálculo por el método convexo

Tramo	Hidrograma en PT		Qp m³/s	3/4 Qp m³/s	L1 (V/V+0,36)	K (L/3600V)	B (KC1)	C (1-(1-G)At/B)	Ecuación	
	afluente	efluente							D2=(0,72)D1+(0,28)I	D2=(0,48)D1+(0,52)I
A-B	A	B	4,43	3,32	0,68	0,43	0,29	0,28	D2=(0,72)D1+(0,28)I	
B-C	B	C	8,35	6,27	0,71	0,20	0,192	0,52	D2=(0,48)D1+(0,52)I	
Tiempo	Qafi.	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo:		
min	m³/s	Qafi.trasl. m³/s	Qafi.local m³/s	Qefl. m³/s	Qafi.trasl. m³/s	Qafi.local m³/s	Qefl. m³/s	Qafi.trasl. m³/s	Qafi.local m³/s	Qefl. m³/s
5	0	0	0	0	0		0			
10	0	0	0	0	0		0			
15	0	0	0,06	0,06	0		0			
20	0,06	0,02	0,37	0,37	0,03		0,03			
25	0,28	0,02	1,59	1,61	0,21		0,21			
30	0,85	0,09	3,63	3,72	0,94		0,94			
35	2,55	0,30	6,44	6,74	2,38		2,38			
40	3,40	0,93	6,92	7,85	4,65		4,65			
45	3,97	1,62	6,67	8,29	6,31		6,31			
50	4,26	2,28	6,07	8,35	7,33		7,33			
55	4,43	2,83	5,42	8,25	7,86		7,86			
60	4,26	3,27	4,77	8,04	8,06		8,06			
65	4,11	3,55	4,31	7,86	8,05		8,05			
70	3,92	3,70	3,57	7,27	7,94		7,94			
75	3,69	3,76	2,78	6,54	7,60		7,60			
80	3,26	3,74	2,27	6,01	7,05		7,05			
85	2,84	3,60	1,82	5,42	6,50		6,5			
90	2,50	3,39	1,42	4,81	5,94		5,94			
95	2,21	3,14	1,08	4,22	5,35		5,35			
100	1,93	2,88	0,77	3,65	4,76		4,76			
105	1,65	2,61	0,48	3,09	4,19		4,19			
110	1,36	2,34	0,28	2,62	3,61		3,61			
115	1,13	2,06	0,14	2,20	3,10		3,10			
120	0,91	1,80	0,11	1,91	2,64		2,64			
125	0,68	1,55	0,06	1,61	2,27		2,27			
130	0,45	1,31	0,03	1,33	1,93		1,93			
135	0,26	1,07	0	1,07	1,62		1,62			
140	0,11	0,84		0,84	1,34		1,34			
145	0,09	0,64		0,64	1,08		1,08			
150	0	0,48		0,48	0,84		0,84			
155		0,35		0,35	0,65		0,65			
160		0,25		0,25	0,49		0,49			
165		0,18		0,18	0,37		0,37			
170		0,13		0,13	0,27		0,27			
175		0,09		0,09	0,20		0,20			
180		0,07		0,07	0,14		0,14			
185		0,05		0,05	0,10		0,10			
190		0,03		0,03	0,08		0,08			
195		0,03		0,03	0,05		0,05			
200		0,02		0,02	0,04		0,04			
205		0,01		0,01	0,03		0,03			
210		0,01		0,01	0,03		0,03			
215		0		0	0,01		0,01			
220		0		0	0,01		0,01			
225		0		0	0		0			

Paso 10 - Repetir el Paso 3 para el tramo B-C.

$$C_1 = \frac{V}{(V + 0,52)} = \frac{1,26}{1,78} = 0,71$$

$$K = \frac{L}{(3600 \cdot V)} = \frac{915}{(3600 \cdot 1,26)} = 0,20$$

$$B = K \cdot C_1 = (0,20 \cdot 0,71) = 0,142$$

$$\Delta t = \frac{5 \text{ min}}{60} = 0,083 \text{ h}$$

$$C = 1 - (1 - C_1)^{\Delta t/B}$$

$$C = 1 - (1 - 0,71)^{0,083/0,142} = 0,52$$

Paso 11 - Determinar los coeficientes de la ecuación 3.54 e introducir los valores obtenidos en la tabla 3.23.

$$Q_2 = (1 - 0,52) \cdot Q_1 + (0,52) \cdot I_1 = (0,48) \cdot Q_1 + (0,52) \cdot I_1$$

Paso 12 - Repetir el Paso 5 para el tramo B-C. Utilizar el hidrograma efluente del tramo A-B como afluente al tramo B-C.

El hidrograma resultante de la resolución es el hidrograma deseado en el punto C.

### 3.9.3 Comparación de los ejemplos de resolución de hidrograma en canales

Examinando las tablas 3.21 y 3.23 se verifica que los resultados obtenidos para el punto C son las siguientes:

**Tabla 3.24 - Comparación de los resultados de cálculo de los métodos directo y convexo**

Método	Caudal pico (m <sup>3</sup> /s)	tiempo de ascensión (minutos)	volumen 10 <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )
directo	7,71	75	34,69
convexo	8,06	60	34,69

Para los canales e hidrogramas utilizados en los dos ejemplos abordados, el método de traslación directa proporciona un caudal pico en el punto C, 5% inferior al del método convexo. El tiempo de ascensión del hidrograma resultante para el método de traslación directa es mayor. Los volúmenes de ascensión de los hidrogramas obtenidos por los dos métodos fueron idénticos, lo que indica que el principio de la conservación de la masa es verificado por ambos. Mientras los picos no sean idénticos, están dentro del grado de precisión de ese tipo de cálculo. Sin embargo, para diferentes hidrogramas y condiciones de los canales, los dos métodos pueden dar resultados relativos diferentes y los picos resultantes pueden diferir en más de un 5 %.

Los cálculos de resolución de hidrogramas en canales involucran una considerable capacidad de criterio por parte del proyectista, por la forma de los hidrogramas, así como las condiciones características de los canales. Es importante reconocer que los métodos diferentes de resolución de hidrogramas no pueden dar resultados idénticos, aún cuando sean utilizados los mismos datos de entrada. Es importante, a su vez, utilizar un único método al estudiar una cuenca.

En otras palabras, no se deben utilizar métodos diferentes de tramo en tramo de una misma cuenca.

## CAPITULO 4 - SISTEMAS DE MICRODRENAJE PLUVIAL URBANO

### 4.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Capítulo da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 "Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial".

Este Capítulo está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en el ámbito urbano. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar la definición de los componentes del sistema, criterios de diseños, disposiciones constructivas para el diseño, estructuras complementarias, actividades previas al cálculo hidráulico, cálculo hidráulico de colectores, cálculo hidráulico de cunetas y sumideros y mantenimiento de alcantarillados pluviales.

### 4.2 CONSIDERACIONES GENERALES

En este Capítulo básicamente se presentan las ecuaciones y métodos de cálculo que pueden ser utilizados, considerándose estos como criterios mínimos de dimensionamiento hidráulico de colectores pluviales y de galerías de pequeño y mediano tamaño.

Los sistemas del drenaje de aguas pluviales son infra-estructuras destinadas a servir una estructura principal (edificaciones, parques urbanos, vías de circulación), debiéndose adecuar al asentamiento poblacional que se pretende servir. En nuevas urbanizaciones, las reglas urbanísticas deben ser delineadas en el sentido de adecuarse con una mayor facilidad de construcción y economía.

Los aspectos generales para la concepción de sistemas de microdrenaje pluvial urbano deben proyectarse cuando las condiciones propias de drenaje de una localidad requieran una solución a la evacuación del escurrimiento pluvial. Dependiendo de las condiciones topográficas, el tamaño de la población, las características de las vías, la estructura y el desarrollo urbano, entre otras, la evacuación de las aguas pluviales debe lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles. Donde sea necesario, estos sistemas deben abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones.

Los sistemas de microdrenaje de recolección y evacuación de aguas pluviales se deben proyectar y construir para:

- a) Permitir una rápida evacuación del agua pluvial de las vías públicas
- b) Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas
- c) Evitar la acumulación de aguas en vías de circulación
- d) Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante una precipitación pluvial intensa
- e) Evitar las conexiones erradas del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales
- f) Mitigar efectos nocivos a cuerpos de agua receptores por contaminación de escurrimiento pluvial urbano

En el análisis de los problemas de recolección y evacuación de aguas pluviales de un sistema de microdrenaje en áreas urbanas se deben considerar los siguientes factores:

- a) Tráfico peatonal y vehicular
- b) Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones

- c) Análisis de soluciones con canales abiertos o conductos cerrados
- d) Profundidad de los colectores

En la elaboración de un proyecto de sistemas de microdrenaje pluvial urbano es necesaria la consideración económica. La selección del periodo de retorno (frecuencia) que debe adoptarse en un proyecto está en función de la probabilidad de ocurrencia de lluvias, y debe representar un balance adecuado entre los costos de construcción y operación y mantenimiento y los costos esperados por daños y perjuicios de inundación para el periodo de diseño. La capacidad de recolección de aguas pluviales del conjunto de sumideros o bocas de tormenta debe ser consistente con la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación.

Se debe considerar también el efecto de crecimiento de la urbanización, de ejecución de planes de desarrollo urbano. La elaboración de los proyectos debe ser precedida por estudios de los regímenes locales de precipitación de las lluvias de la región.

La elaboración y la presentación de los proyectos de sistemas de alcantarillado pluvial debe incluir, además del dimensionamiento de los colectores, un estudio de captación de aguas pluviales superficiales, esto es, la localización de bocas de tormenta en función de sus capacidades de evacuación, el estudio de los caudales que escurren por las cunetas en función de sus características hidráulicas y el estudio hidráulico de las tuberías de conexiones de las bocas de tormenta con el sistema de alcantarillado.

El elevado costo de las inversiones de los sistemas de microdrenaje pluvial, con relación a otras infra-estructuras urbanas, normalmente en asentamientos poblacionales con una población inferior a 10 000 habitantes, se debe a la necesidad de implementarse soluciones técnicamente adecuadas.

En los últimos años, la concepción y las metodologías relativas al drenaje de aguas pluviales ha evolucionado considerablemente, ajustándose, de un modo más adecuado, a las formas diversificadas de crecimiento urbano y consecuente ocupación del suelo.

### **4.3 SISTEMAS DE MICRODRENAJE Y SUS COMPONENTES**

El sistema de microdrenaje es el responsable por el escurrimiento preliminar de las aguas, constituido básicamente por los colectores pluviales o canales a nivel de lote o red primaria urbana.

El sistema de microdrenaje conduce las contribuciones provenientes de las calzadas, cunetas, bocas tormenta (sumideros) hacia el sistema de macrodrenaje a través de los colectores pluviales o galerías de pequeño tamaño. Las aguas pluviales que escurren por las cunetas de las calles y avenidas, son captadas a través de las "bocas de tormenta" y conducidas a la red colectora.

Para efectos de cuantificación se deben considerar los colectores o galerías de pequeño y medio tamaño con dimensiones iguales o superiores a 0,20 m (8 plg) e inferiores a 1,20 m (48 plg) de diámetro y galerías (revestidas, canales artificiales cerrados o conductos forzados) cuya área de la sección sea inferior a 1 m<sup>2</sup>.

#### **4.3.1 Tipos de sistemas**

##### **4.3.1.1 Sistemas convencionales**

Los sistemas de alcantarillado convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas pluviales hasta los sitios de disposición final. Los tipos de sistemas convencionales son: El alcantarillado separado, alcantarillado combinado y alcantarillado pseudoseparativo.

a) Los sistemas de alcantarillado separado

Las aguas residuales así como las pluviales son recolectadas y transportadas mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

b) Los sistemas de alcantarillado combinado

Sistema que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y pluviales, mediante un solo tubo. También denominado como alcantarillado unitario.

c) Los sistemas de alcantarillado pseudoseparativo

Sistema en que la red de alcantarillado separado de aguas residuales se dimensiona con capacidad suficiente para asumir, además de las aguas residuales, las aguas pluviales de los tejados, patios y zonas impermeables de las edificaciones, pero no las aguas pluviales de los viales, ni de las zonas no viales libres de edificación.

#### 4.3.1.2 Sistemas no convencionales

Los sistemas de alcantarillado no convencionales son sistemas de menor costo basados en consideraciones de diseño adicionales y en una tecnología disponible para su operación y mantenimiento.

Dentro de estos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados pluviales condominiales.

a) Los sistemas de alcantarillados pluviales condominiales

Son sistemas que recogen las aguas pluviales de un conjunto de viviendas, mediante el "ramal condominial", y que se conecta a la red pública a través de un punto de inspección.

#### 4.3.2 Componentes

Los diferentes componentes del sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben correlacionarse de tal manera que el sistema sea funcional y garantice los objetivos. Los componentes de un sistema de microdrenaje pluvial urbano son los siguientes:

- a) Cunetas
- b) Sumideros (bocas de tormenta)
- c) Cámaras de conexión
- d) Tubería de conexión
- e) Cámaras de inspección
- f) Galerías de pequeño y mediano tamaño
- g) Colectores secundarios
- h) Colectores principales
- i) Conductos forzados
- j) Estaciones de bombeo
- k) Desarenadores

- l) Cámaras drenantes
- m) Canalones

#### a) Cunetas

Las cunetas son dispositivos siempre asociados a un bordillo de acera, constituidos por canales de sección triangular o semicircular generalmente ubicado entre el cordón de acera y la calzada de una calle, destinado a conducir las aguas pluviales o superficiales hacia los sumideros o bocas de tormenta.

Los cordones están generalmente contruidos por hormigón o piedra, situados entre la vía pública y la acera, con su cara superior nivelados con la acera, formando una faja paralela al eje de la vía pública. También conocido como bordillo o guía.

#### NOTA

Véase el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### b) Sumideros

Los sumideros son estructuras diseñadas y contruidas para cumplir con el propósito de captar las aguas pluviales de escurrimiento que corren por las cunetas de las calzadas de las vías, para conducir las a las estructuras de conexión o cámaras de inspección de los alcantarillados combinados o pluviales. Son ubicadas en ambos lados de la calle, cuando la saturación de la cuneta así lo exige o cuando fueren sobrepasadas sus capacidades de transportar. Pueden tener dispositivos de protección a fin de evitar el acarreo de escombros que provocan obstrucciones en las tuberías. También son conocidos como bocas de tormenta.

#### NOTA

Véase el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### c) Cámaras de conexión

Las cámaras de conexión son dispositivos que reciben las aguas pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta, y que inciden sobre las vías públicas.

#### d) Tubería de conexión

La tubería de conexión es un dispositivo destinado a conectar la boca de tormenta con una cámara de inspección o galería.

#### e) Cámaras de inspección

Las cámaras de inspección con dispositivos que se instalan en los cambios de dirección, diámetro o pendiente en las tuberías de alcantarillado de la red pública, la misma sirve para permitir la inspección y mantenimiento de los colectores. Son elementos visitables a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos (2) o más colectores o recibir las tuberías

de conexión de las bocas de tormenta. Asimismo estas estructuras pueden ser construidas de mampostería de piedra o ladrillo u hormigón, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica, y con tapa removible.

**NOTA**

Véase el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

**f) Galerías de pequeño y mediano tamaño**

Las galerías de pequeño y mediano tamaño son las canalizaciones públicas utilizadas para conducir las aguas pluviales provenientes de las bocas de tormenta y del drenaje de la fuente (conexiones).

**g) Colectores secundarios**

Los colectores son dispositivos destinados a la conducción de las aguas superficiales colectadas, de diámetro menor que se conecta a un colector principal y utilizado para conducir las aguas pluviales provenientes de las bocas de tormenta y del drenaje de la fuente (conexiones).

**h) Colectores principales**

Los colectores principales son conductos sin conexiones domiciliarias directas que reciben los caudales de los colectores secundarios, para conducirlos hacia el sistema de macrodrenaje o cuerpos de agua.

**i) Conductos forzados**

Los conductos forzados son dispositivos destinadas a la conducción de las aguas superficiales colectadas y funcionan a presión hidráulica, es decir a tubo lleno.

**j) Estaciones de bombeo**

Las estaciones de bombeo están formadas por un conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua pluvial de un nivel inferior a otro superior, cuando no hubiere condición de escurrimiento por gravedad. La concepción y el dimensionamiento de las estaciones de bombeo deben efectuarse de modo que no se verifiquen deposiciones exageradas de sólidos sedimentables, concretamente partículas arenosas.

**NOTA**

Véase el Capítulo 7 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Estaciones de Bombeo del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

**k) Desarenadores**

Los desarenadores son instalaciones complementarias destinadas a provocar la deposición de materias incoherentes transportadas en las aguas pluviales.

**l) Cámaras drenantes**



Las cámaras drenantes son dispositivos específicos complementarios destinados a la retención e infiltración de las aguas pluviales, pudiendo ser asociados o no a sistemas de drenaje pluviales.

#### m) Canalones

Los canalones son formados por la propia pavimentación en los cruces de las vías públicas, formando canales que sirven para orientar el flujo de las aguas que escurren por las cunetas. También denominados badenes.

### 4.3.3 Vías de tráfico urbano

Las vías de tráfico urbano son elementos del drenaje urbano porque, además de recibir directamente parte de las precipitaciones, también conducen descargas provenientes del drenaje de la fuente.

Las vías públicas condicionan la concepción del drenaje de acuerdo con sus funciones de la trama urbana y con el tipo de tráfico.

Los tipos de vías son los siguientes:

- a) Calles secundarias o vías tributarias
- b) Calle principal o vías colectoras
- c) Avenidas
- d) Vías expresas y perimetrales

- Las calles secundarias o vías tributarias son las vías destinadas al tráfico local en un área urbana. Generalmente poseen dos fajas de tránsito, siendo permitido el estacionamiento a lo largo del bordillo. El control del tráfico es hecho apenas por señalización.

El escurrimiento en la cuneta no debe provocar rebalse sobre el bordillo, permitiéndose sin embargo una inundación hasta el eje de la calle.

- La calle principal o vías colectoras tienen tráfico preferencial sobre las calles secundarias y tienen la función de colectar y distribuir el tráfico de vías de mayor movimiento para las calles secundarias. Pueden tener dos a cuatro fajas de tránsito. El estacionamiento a lo largo del bordillo puede o no ser permitido. El escurrimiento en la cuneta debe ser tal que la inundación máxima debe preservar una faja de tránsito.

- Las avenidas deben permitir un tránsito rápido y relativamente fluido a través de una ciudad. Pueden tener de cuatro a seis fajas de tránsito, aunque generalmente no es permitido el estacionamiento a lo largo del bordillo.

El escurrimiento en la cuneta debe ser tal que la inundación máxima debe preservar por lo menos una faja de tránsito en cada dirección

- Las vías expresas y perimetrales o periferia tienen la función de limitar el perímetro urbano en cuanto a los diferentes flujos de vehículos, promoviendo la conexión entre los accesos carreteros y la malla vial urbana propiamente dicha. Deben permitir un tránsito rápido y fluido a través o en torno de una ciudad, con accesos controlados para entrada y salida.

Pueden tener hasta ocho fajas de tráfico, no es permitido el estacionamiento a lo largo del bordillo. El escurrimiento en la cuneta no debe provocar ninguna inundación en cualquier faja de tránsito.

#### 4.3.4 Formas mínimas para vías urbanas

Las dimensiones de las vías públicas son establecidas en función de su clasificación y del tipo de tráfico. La **tabla 4.1** presenta las dimensiones mínimas para las fajas de estacionamiento y flujo de tráfico en una vía urbana, de acuerdo con el tipo de tráfico y de vehículos. Las recomendaciones sobre las dimensiones para algunos tipos de vías, se presentan en la **tabla 4.2**. En la **tabla 4.3** se presentan las pendientes transversales de las vías de acuerdo al tipo de revestimiento del pavimento.

**Tabla 4.1 - Dimensiones mínimas para vías urbanas**

Tipos de vehículos	Faja elemental (m)	
	Estacionamiento	Tránsito
Livianos	2,50	3,00
Camiones y omnibuses con velocidad controlada	3,00	3,50
Camiones y omnibuses para tráfico intenso y velocidad libre	3,00	3,75

**Tabla 4.2 - Dimensiones recomendadas para vías urbanas**

Características de la vía	Dimensiones				
	1	2	2	2	2
Número de fajas de flujo de tráfico	1	2	2	2	2
Ancho de las fajas de flujo de tráfico (m)	3,00	3,25	3,00	3,50	3,00
Número de fajas de estacionamiento	1	-	1	2	2
Ancho de las fajas de estacionamiento (m)	2,50	-	2,50	3,00	2,50
Ancho de la franja central	-	-	-	-	2,00
Ancho total (m)	5,50	6,50	8,50	13,0	13,0

**Tabla 4.3 - Pendientes transversales para pavimentos**

Revestimiento	Pendiente (Z)
Pendiente mínima	1:100
Adoquín común	1:40 a 1:50
Adoquín bituminoso	1:50 a 1:70
Asfalto o adoquín	1:70 a 1:100
Hormigón	1:100 o menos

#### 4.4 CRITERIOS DE DISEÑO

##### 4.4.1 Ecuaciones para el diseño

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las expresiones indicadas según **4.5.1** de la NB 688.

#### 4.4.1.1 Ecuación de Manning

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las expresiones indicadas según 4.5.1.1 de la NB 688.

#### 4.4.1.2 Ecuación de Continuidad

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las expresiones indicadas según 4.5.1.2 de la NB 688.

#### 4.4.1.3 Sección llena

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las expresiones indicadas según 4.5.1.3 de la NB 688.

#### 4.4.1.4 Sección parcialmente llena

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las expresiones indicadas según 4.5.1.4 de la NB 688.

#### 4.4.1.5 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las expresiones indicadas según 4.5.1.5 de la NB 688.

#### 4.4.2 Coeficiente “n” de rugosidad

El coeficiente de rugosidad “n” de la ecuación de Manning para alcantarillados pluviales principalmente depende de la forma y del tipo de material y/o canal.

Valores de “n” se presentan en la **tabla 4.4** para diferentes tipos de materiales.

**Tabla 4.4 - Valores del coeficiente de rugosidad**

Material	Coeficiente de rugosidad (n)
Hormigón liso	0,011
Hormigón, superficie en mortero	0,013
PVC	0,010
Metal corrugado para aguas pluviales	0,024

#### 4.4.3 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas pluviales, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro interno mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales es 200 mm (8 plg). Sin embargo, en casos especiales, y con la justificación del proyectista, puede reducirse en los tramos iniciales a 150 mm (6 plg).

#### 4.4.4 Criterio de la tensión tractiva

La ecuación de la tensión de arrastre, que representa un valor medio de la tensión a lo largo del perímetro mojado de la sección transversal considerada, esta definida por:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot S \quad (4.1)$$

donde:

$\tau$	Tensión tractiva media o tensión de arrastre, en Pa
$\rho$	Densidad del agua, 1 000 kg/m <sup>3</sup>
$g$	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>
$R_h$	Radio hidráulico, en m
$S$	Pendiente del tramo de tubería, en m/m

#### 4.4.4.1 Tensión tractiva mínima

La fuerza tractiva debe ser suficiente para transportar el 95 % del material granular que se estima entra al sistema de alcantarillado pluvial.

Con el objeto de permitir la condición de auto limpieza de colectores, la tensión tractiva mínima admisible para sistemas de alcantarillado pluvial debe ser de 1,5 Pa. Para valores superiores el proyectista debe justificar.

#### 4.4.4.2 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

Para cumplir con la condición de autolimpieza, los colectores deben ser diseñados con una tensión tractiva mínima. Cuando por el requerimiento del transporte de arena (sedimentos) sea necesario diseñar tuberías con pendientes mayores, se recomienda determinar la tensión tractiva mínima en forma empírica mediante análisis granulométrico del material sedimentable y luego aplicar la ecuación de Shields que tiene la siguiente expresión:

$$\tau = f(\gamma_a - \gamma_w) \cdot d_{90\%-95\%} \quad (4.2)$$

donde:

$\tau$	Fuerza o tensión tractiva referida a la resistencia del sedimento al movimiento, en kg/m <sup>2</sup>
$f$	Constante adimensional: 0,04 - 0,80
$\gamma_a$	Peso específico del material de fondo (arena), en kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	Peso específico del agua, en kg/m <sup>3</sup>
$d_{90\% - 95\%}$	Diámetro específico en m, del 90 % al 95 % de las partículas a ser transportadas.

El valor es obtenido de la frecuencia de distribución del análisis granulométrico del material de fondo o sólidos sedimentables que ingresan al sistema de alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado

NOTA

Véase también 2.4.4.1 de la NB 688.

#### 4.4.5 Pendiente mínima

Las pendientes de los colectores deben seleccionarse de tal forma que se ajusten a la topografía del terreno. En tramos en que la pendiente natural del terreno sea muy baja, deben verificarse detalladamente las tensiones tractivas, mientras que si ésta es demasiado

pronunciada, es necesario establecer un número apropiado de estructuras de caída para que los tramos cortos resultantes tengan la pendiente adecuada.

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza. La pendiente de colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_h} \quad (4.3)$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)} \quad (4.4)$$

donde:

$S_{\min}$	Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m
$\tau_{\min}$	Tensión tractiva mínima, en Pa
$\rho$	Densidad del agua, 1 000 kg/m <sup>3</sup>
$g$	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>
$R_h$	Radio hidráulico, en m
$D$	Diámetro del conducto, en m
$\theta^\circ$	Angulo, en grado sexagesimal

La pendiente mínima debe determinarse para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería, para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,10 \quad (4.5)$$

donde:

$Q_P$	Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena)
$Q_{II}$	Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena)

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones.

#### 4.4.5.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible debe determinarse para las condiciones extremas de flujo establecidas en 4.4.5 para una tensión tractiva media de 1,5 Pa.

La pendiente mínima admisible se determina para las condiciones de flujo establecidas en el punto anterior, tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro). Utilizando las propiedades geométricas de la sección circular, se obtiene:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = (0,10) \Rightarrow \frac{h}{D} \Rightarrow \theta^\circ \Rightarrow R_H \quad (4.6)$$

- Relación de caudal

De las propiedades hidráulicas de la sección circular, si se tiene  $\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,10$ , se obtiene:

- Relación de caudales

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left( \frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\text{sen}\theta^\circ}{2\pi} \right) \cdot \left( 1 - \frac{360\text{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,10 \quad (4.7)$$

- Ángulo central  $\theta^\circ$ , en grado sexagesimal

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2 \cdot h}{D} \right) = 110,11^\circ \quad (4.8)$$

- Relación de tirantes

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 - \cos \left( \frac{\theta^\circ}{2} \right) \right] = 0,2136 \quad (4.9)$$

- Radio hidráulico del conducto parcialmente lleno

$$R_h = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{360 \text{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right) = 0,1278 \cdot D \quad (4.10)$$

- Pendiente mínima

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_h} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot 0,1278 \cdot D} \left[ \frac{m}{m} \right] \quad (4.11)$$

Para la relación de caudales de 0,10, su ángulo, la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta  $\tau_{\min} = 1,5 \text{ Pa}$ ;  $\rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ ;  $g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ ;  $n = 0,013$

, se obtienen las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena, como se presenta en la **tabla 4.5**.

La pendiente de los colectores, siempre que sea posible, debe ser igual a la pendiente del terreno. No obstante, para emplear secciones de menores dimensiones, pueden ser adoptadas inclinaciones mayores que la del terreno, justificándose en este caso la conveniencia de aumentar los volúmenes de excavación.

Tabla 4.5 - Pendiente mínima admisible  $Q_p/Q_{II} = 0,10$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
plg	m		Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)
6	0,15	7,98	0,77	13,60
8	0,20	5,98	0,81	25,37
10	0,25	4,79	0,84	41,14
12	0,30	3,99	0,86	61,06
14	0,35	3,42	0,89	85,28
16	0,40	2,99	0,91	113,89
18	0,45	2,66	0,92	147,00
20	0,50	2,39	0,94	184,70
22	0,55	2,18	0,96	227,07
24	0,60	1,99	0,97	274,18
26	0,65	1,84	0,98	326,10
28	0,70	1,71	0,99	382,90
30	0,75	1,60	1,01	444,64
32	0,80	1,50	1,02	511,37
34	0,85	1,41	1,03	583,15
36	0,90	1,33	1,04	660,04
38	0,95	1,26	1,05	742,07
40	1,00	1,20	1,06	829,30

4.4.5.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Se pueden establecer otras relaciones de caudal presente y futuro, de acuerdo con las condiciones locales (caudales de aporte). Para este caso, la pendiente mínima se puede obtener de los valores presentados en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal

Criterios de diseño				Pendiente mínima	Flujo a sección llena	
$Q_p/Q_{II}$	h/D	R/D	$s_{min}(Pa)$	$S_{min}(o/oo)$	$V_{II} (m/s)$	$Q_{II} (m^3/s)$
0,10	0,2136	0,1278	1,5	$1,1964 D^{-1}$	$1,0559 D^{0,1667}$	$0,8293 D^{2,1667}$
0,15	0,2618	0,1525	1,5	$1,0027 D^{-1}$	$0,9666 D^{0,1667}$	$0,7592 D^{2,1667}$
0,25	0,3408	0,1895	1,5	$0,8069 D^{-1}$	$0,8671 D^{0,1667}$	$0,6811 D^{2,1667}$
0,35	0,4084	0,2175	1,5	$0,7030 D^{-1}$	$0,8094 D^{0,1667}$	$0,6357 D^{2,1667}$

4.4.6 Pendiente máxima admisible

La pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tiene una velocidad en la tubería igual a 5,0 m/s para un caudal futuro de proyecto.

4.4.7 Tirante de agua

La altura de tirante de agua en colectores de aguas pluviales a considerar en el dimensionamiento de conductos circulares, deben ser normalmente dimensionadas para funcionar como conductos libres.

En caso de secciones rectangulares, el funcionamiento de los colectores debe ser como conductos libres, previendo un colchón de aire de 0,10 m de altura, encima del nivel máximo de la lámina de agua.

## **4.5 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO**

### **4.5.1 Profundidad mínima de instalación**

La profundidad mínima de instalación de los colectores de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.1** de la NB 688.

#### **4.5.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave**

El recubrimiento mínimo debe ser de 1,00 m pudiéndose aceptar, por requerimientos de proyecto hasta 0,50 m. Esta situación debe ser debidamente justificada por el proyectista.

La profundidad mínima a la cota clave de los colectores de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según **4.6.1.1** de la NB 688.

#### **4.5.1.2 Conexión de descargas domiciliarias**

El diámetro mínimo permitido en descargas domiciliarias pluviales es 100 mm (4 plg). La conexión de las descargas domiciliarias a los colectores de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según **4.6.1.2** de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Conexiones Domiciliarias del Reglamento Nacional de la NB 688.

### **4.5.2 Profundidad máxima**

La máxima profundidad de los colectores de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según **4.6.2** de la NB 688.

### **4.5.3 Ubicación de colectores**

La ubicación de los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según **4.6.3** de la NB 688.

### **4.5.4 Tipos de sección admitidos**

Los tipos de sección admitidos para conductos de dimensión interna hasta 1,20 m y mayores a 1,20 m, deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.4** de la NB 688.

### **4.5.5 Ubicación de cámaras de inspección**

La ubicación de las cámaras de inspección del sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según **4.6.5** de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección del Reglamento Nacional de la NB 688.

### **4.5.6 Distancia entre elementos de inspección**

La distancia entre los elementos de inspección de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según **4.6.6** de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección del Reglamento Nacional de la NB 688.



#### 4.5.7 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones del ancho de zanja para los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.7** de la NB 688.

#### 4.5.8 Anchos de zanja para dos (2) o más colectores

Los anchos de zanja para dos o más colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.8** de la NB 688.

#### 4.5.9 Dimensiones de las cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo debe seguir los mismos criterios según las mismas especificaciones según **4.6.9** y 6.5 de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección del Reglamento Nacional de la NB 688.

#### 4.5.10 Canaletas media caña

Las canaletas media caña de los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.10** de la NB 688.

#### 4.5.11 Cámaras con caída

Las cámaras con caída de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.11** y **6.6** de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección del Reglamento Nacional de la NB 688.

#### 4.5.12 Ubicación de las bocas de tormenta

Las bocas de tormenta deben seguir las mismas especificaciones según **4.6.12** y **6.4** de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional de la NB 688.

#### 4.5.13 Interconexión entre tramos de colectores

La interconexión entre tramos de colectores se debe hacer siempre mediante la instalación de una cámara de inspección, según las siguientes condiciones:

- a) Las dimensiones de los colectores no deben disminuir en la dirección aguas abajo
- b) En la unión de colectores de diámetros diferentes, las claves deben mantener el mismo nivel
- c) La caída máxima aceptable en una cámara de inspección no debe exceder de 2,5 m
- d) En caso de que sea necesaria la adopción de una caída mayor a 2,50 m de altura, se debe estudiar la disipación de energía existente

#### 4.5.14 Etapas de construcción

Los aspectos de las etapas de construcción para redes de sistemas de alcantarillado pluvial se establecen según **4.6.14** de la NB 688.

#### **4.5.15 Materiales**

Los aspectos sobre los diferentes tipos de materiales de tuberías para sistemas de alcantarillado pluvial, se establecen según 4.6.15 de la NB 688.

### **4.6 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS**

#### **4.6.1 Cunetas**

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de cunetas se deben realizar conforme a lo establecido en el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### **4.6.2 Sumideros - bocas de tormenta**

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de sumideros se deben realizar conforme a lo establecido en el numeral **4.6.12** y el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### **4.6.3 Transiciones en colectores**

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de transiciones en colectores se deben realizar conforme a lo establecido en el Capítulo 6 de la NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### **4.6.4 Sifones invertidos**

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de sifones invertidos se deben realizar conforme a lo establecido en el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Sifones Invertidos en Sistemas Sanitarios del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### **4.6.5 Aliviaderos**

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de cunetas se deben realizar conforme a lo establecido en el Capítulo 6 de la NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

### **4.7 ACTIVIDADES PREVIAS AL CÁLCULO HIDRÁULICO**

Como parte del proceso de diseño de una red de alcantarillado pluvial o galería de pequeño o mediano tamaño y previo al cálculo hidráulico de la red se deben analizar algunas actividades que servirán de apoyo de dicho cálculo. A continuación se describen dichas actividades:

#### **4.7.1 Identificación de la cuenca**

Previo a la identificación de la cuenca, se debe realizar el análisis del área de proyecto (incluyendo el reconocimiento local y eventual levantamiento topográfico) y trazado de

la red. La identificación de la cuenca implica el trazado de sus divisores, de forma de identificarla como unidad hidrológica. El área de cuenca de drenaje se muestra en la figura 4.1.

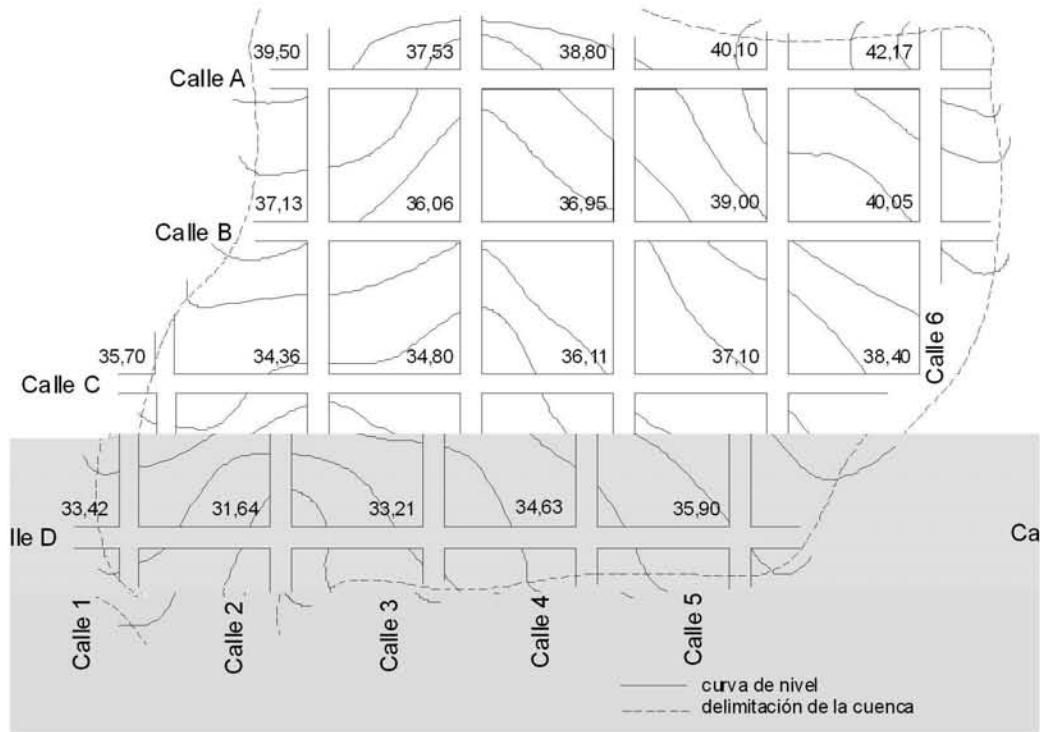


Figura 4.1 - Delimitación de la cuenca urbana

#### 4.7.2 División de la cuenca

La división de la cuenca y las áreas de contribución del escurrimiento superficial a cada tramo deben quedar adecuadamente marcadas en las plantas, como se muestra en la **figura 4.2**. Se deben analizar los tramos del sistema, identificando por medio de flechas los sentidos del escurrimiento superficial.

El sistema colector en una determinada vía podrá constar de una red única, y recibir conexiones de bocas de tormenta de ambos lados de las acera y del drenaje de la fuente (conexiones domiciliarias).

La solución más adecuada en cada calle debe ser establecida en función de su ancho y condiciones de pavimentación. Los divisores de cuencas y las áreas contribuyentes a cada tramo deberán quedar convenientemente marcados en las plantas

La representación gráfica de la división de la cuenca en áreas de contribución del escurrimiento superficial se muestra en la **figura 4.2**.

En la mayor parte de los casos, las estimaciones de los caudales son realizados en cruces de calles, considerados como puntos de análisis de la red de drenaje. Así, debe ser delimitada el área de contribución a aguas arriba de cada uno de estos puntos de análisis.

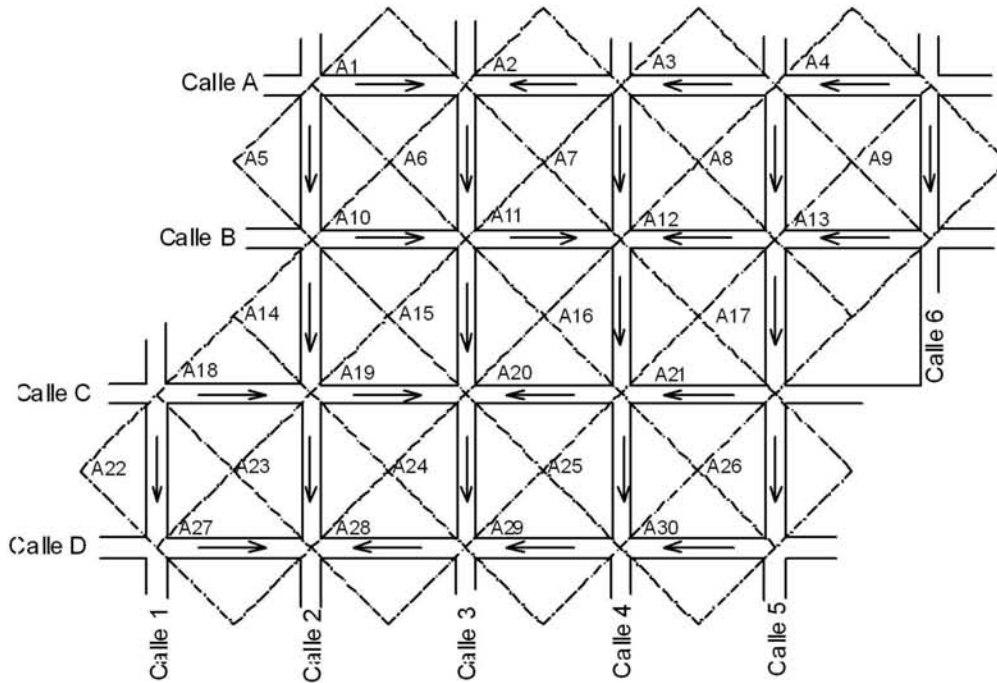


Figura 4.2 - Identificación de los elementos del sistema de drenaje

Los caudales para el diseño de cada tramo pueden ser obtenidos en función de su área tributaria. Para la delimitación de áreas se debe tomar en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que el trazado configura (véase figura 4.3). La unidad de medida es la hectárea (ha)

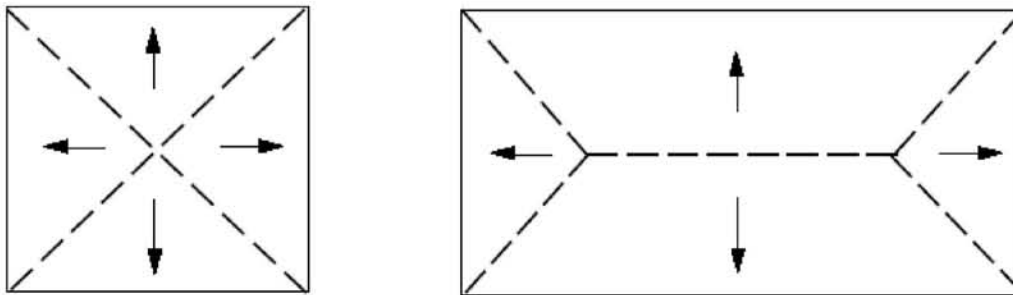


Figura 4.3 - Delimitación de áreas tributarias a cada tramo

Para facilitar la organización de las planillas de cálculos, se debe establecer un sistema de convenciones para la identificación de cámaras, tramos y áreas de contribución. Se debe adoptar las siguientes simbologías:

- Ubicación de cámaras: 1,2,3,...i...n
- Tramo : tramo 1-2,...i-j
- Área de contribución:  $A_1, A_2, A_3, \dots A_j \dots A_m$

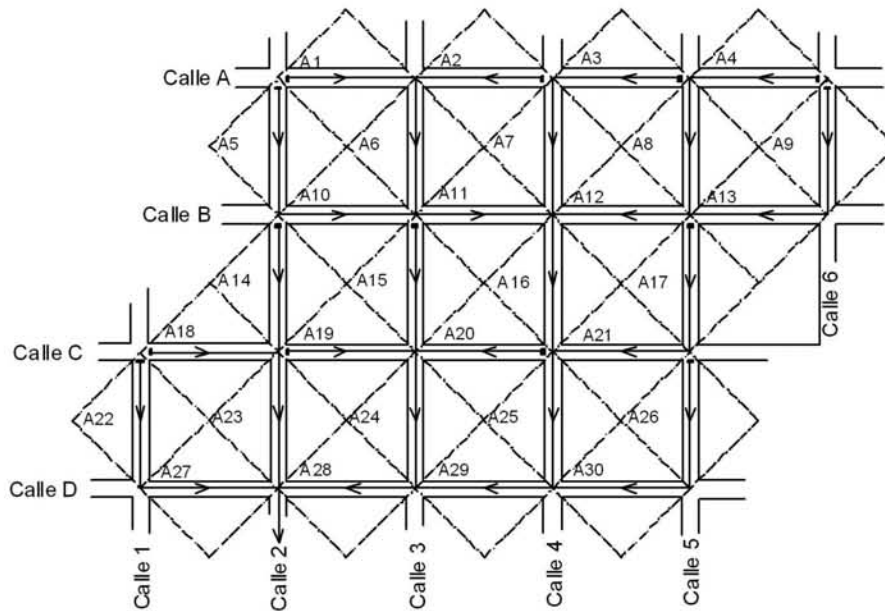
#### 4.7.3 Capacidades de las cunetas

Las capacidades de las cunetas son necesarias para la verificación de la capacidad de los colectores o galerías de pequeño o mediano tamaño. La definición de la lámina máxima de agua se determina en función del tipo de vía, su ancho y pendientes transversales de la cuneta y de la vía.

#### 4.7.4 Análisis del escurrimiento superficial

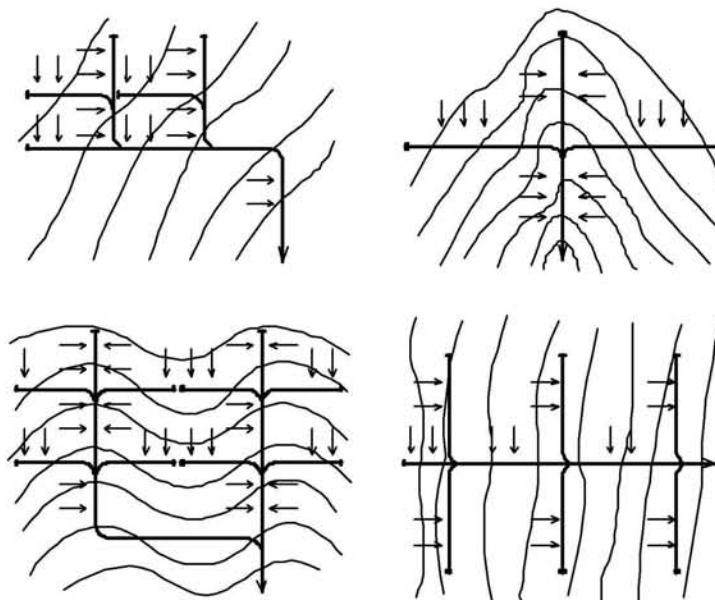
Para el análisis del escurrimiento superficial a lo largo del sistema vial, se deben definir los sentidos de escurrimiento de los colectores del sistema. Para tal efecto son determinantes los aspectos topográficos y económicos eligiendo los recorridos más cortos.

En la **figura 4.4**, se muestra la identificación de las conexiones entre los nudos del sistema de microdrenaje.



**Figura 4.4 - Identificación de las conexiones entre los nudos del sistema de drenaje**

En la **figura 4.5**, se muestran diferentes alternativas de trazado geométrico dependiendo de la topografía.



**Figura 4.5 - Alternativas de trazado de red de alcantarillado pluvial**

#### 4.7.5 Pendiente mínima

Conforme a lo establecido en el numeral **4.5.5** de la norma NB 688, previo al cálculo hidráulico, debe ser predeterminada la pendiente mínima para cada diámetro y de acuerdo a la relación de caudales de la etapa inicial y la capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro ( $Q_p / Q_{II} = 0,10$ ).

#### 4.7.6 Trazado de ejes

Los ejes se deben trazar por el centro de las calles, cuidando que intercepten en un mismo punto. Cuando la calle sea muy ancha (mayor a 13 m), se debe colocar doble eje. Si se prevé que la población tendrá alcantarillado sanitario y pluvial, los dos (2) colectores deben asentarse equidistantes del eje de la vía y el colector sanitario en lo posible a la izquierda en el sentido del escurrimiento.

La distancia horizontal entre ejes de colectores de alcantarillado sanitario y pluvial debe ser de 1,00 m., pero la separación mínima entre las generatrices puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$D_0 = \frac{d_s}{2} + 0,50 + \frac{d_p}{2}$$

donde:

- $D_0$  Separación horizontal entre generatrices, en m
- $d_s$  Diámetro de la tubería de alcantarillado sanitario, en m
- $d_p$  Diámetro de la tubería de alcantarillado pluvial, en m

#### 4.7.7 Medición de longitudes

Las distancias deben medirse entre cruceo y cruceo (intersección de calles) y cambios de dirección.

#### 4.7.8 Colocación de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección deben ser colocadas de acuerdo a lo establecido en el numeral **4.6.5** de la NB 688. Asimismo, se deben seguir los mismos criterios según el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección del Reglamento Nacional de la NB 688.

#### 4.7.9 Numeración de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección deben numerarse a partir de aguas arriba hacia aguas abajo. En el ejemplo de la **figura 4.6**, la numeración de las cámaras se inicia con el colector principal o interceptor en el sentido de flujo desde el punto de cota más elevada (1) hasta la cota más baja (8), además cada tramo recibe su correspondiente numeración (véase **4.7.2**) Posteriormente se numeran las cámaras y tramos que interceptan al colector principal durante su recorrido.

#### 4.7.10 Determinación de las cotas de terreno

Dependiendo de la topografía y de acuerdo con las curvas de nivel, se deben determinar cada una de las cotas de terreno correspondientes a cada una de las cámaras de inspección.

#### 4.7.11 Transición en cámaras de inspección

Las variaciones de flujo en los alcantarillados por efecto de cambios de sección y pendiente, generan pérdidas de carga que deben ser absorbidas. Estas pérdidas de carga producen una caída en la superficie del agua y se compensan con una caída en el fondo de la solera del alcantarillado.

#### 4.8 CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTORES

El proyectista debe desarrollar el cálculo del funcionamiento hidráulico del sistema a partir de las actividades previas al cálculo hidráulico del proyecto. Para esto se debe hacer uso de la planilla de cálculo que se presenta en el cuadro 1.

Para realizar el cálculo hidráulico, el proyectista puede utilizar un software que debe adecuarse a la planilla de cálculo tipo del cuadro 1.

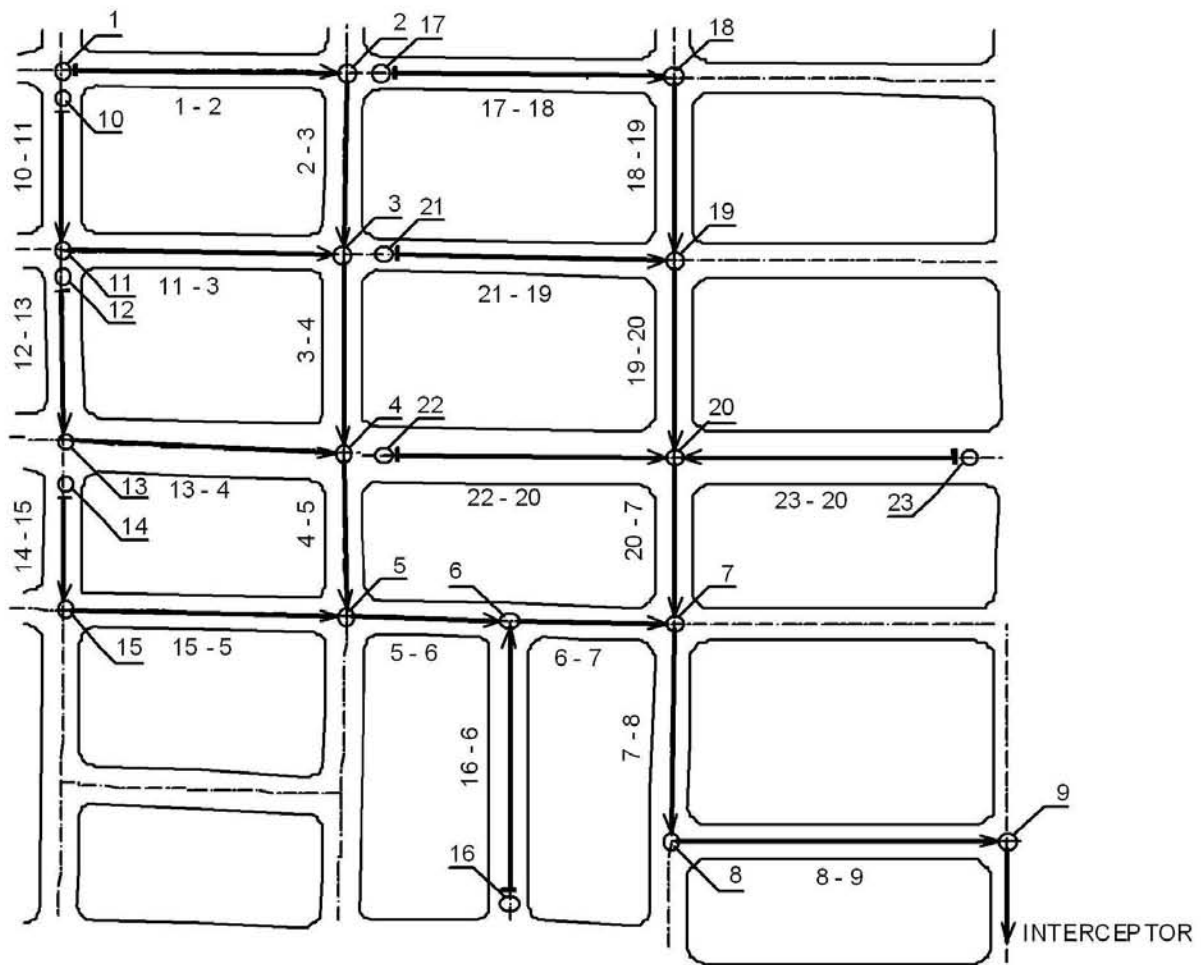


Figura 4.6 - Numeración de cámaras y tramos

CUADRO 1 CALCULO HIDRAULICO PARA UN PROYECTO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL																												
Cámara	De	A	3	CAUDALES												DISEÑO										CONDICIONES REALES DE FLUJO		
				Area tributaria		Tempos de duración		Intensidad	Caudal máximo	coeficiente de escorrenteo	Cotas				Longitud del conducto	Pendiente del conducto	Sección llena		Relación de caudal	Velocidad real	Relación de tirante	Tensión tracción						
Propia	Acomodada	Entrada	Colector	Terrano	Solera	Altura de cámara	Caída				Capacidad	Velocidad	Qp/Qll	Vp			h/D	Pa										
1	2		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
No	No	No	A	A	Te	Tt	I	C	Qmax	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	L	S (per mil)	D	Qll	Vll	Qp/Qll	Vp	h/D	Pa	Pa	



#### 4.9 CALCULO HIDRÁULICO DE CUNETAS Y SUMIDEROS

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de cunetas se deben realizar conforme a lo establecido en el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

Los cálculos hidráulicos de dimensionamiento y las disposiciones constructivas de sumideros se deben realizar conforme a lo establecido en el numeral 4.6.12 y en el Capítulo 6 de la NB 688 y el Reglamento Técnico de Diseño de Cunetas y Sumideros del Reglamento Nacional NB 688. Ministerio del Agua / Viceministerio de Servicios Básicos. Tercera Revisión - Abril, 2007.

#### 4.10 MANTENIMIENTO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL Y COMBINADO

##### 4.10.1 Mantenimiento de alcantarillado pluvial

Se deben tener programas de mantenimiento preventivo y correctivo de los colectores, estructuras de unión y demás elementos de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales.

El mantenimiento preventivo debe ser el resultado de un programa de inspección del sistema que permita detectar con anticipación puntos potencialmente críticos.

Para todos los sistemas de microdrenaje urbano de aguas pluviales debe tenerse un programa de mantenimiento preventivo. En las ciudades de más de 10 000 habitantes las labores de mantenimiento deben ser preferiblemente preventivos.

Las labores de limpieza de las redes deben efectuarse con sonda manual o electro sonda y la frecuencia mínima de inspección debe ser una vez al año.

En el caso de alcantarillados pluviales es necesario limpiar los desarenadores ubicados al pie de laderas empinadas que constituyen arranques de colectores de drenaje, después de lluvias intensas y evacuar lodos.

Los canales de drenaje deben disponer de rampas de acceso para equipos como cargadores y volquetas. En estos tramos los canales deben estar revestidos. El mantenimiento de cauces naturales de drenaje pluvial urbano debe realizarse con equipo adecuado.

##### 4.10.2 Mantenimiento de alcantarillado combinado

Se deben tener programas de mantenimiento preventivo y correctivo de los colectores, estructuras de unión y demás elementos de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales.

El mantenimiento preventivo debe ser el resultado de un programa de inspección del sistema que permita detectar con anticipación puntos potencialmente críticos.

Para todos los sistemas de microdrenaje urbano de aguas pluviales debe tenerse un programa de mantenimiento preventivo. En las ciudades de más de 10 000 habitantes las labores de mantenimiento deben ser preferiblemente preventivos.

Las labores de limpieza de las redes deben efectuarse con sonda manual o electro sonda y la frecuencia mínima de inspección debe ser una vez al año.

En el caso de los aliviaderos del sistema combinado es necesario inspeccionar el estado

el suelo en la zona de descarga, dejando el registro de inspección correspondiente y realizando las obras de estabilidad requeridas.

El mantenimiento de cauces naturales de drenaje receptores de las aguas del sistema deben realizarse de forma periódica, utilizando la maquinaria más adecuada de acuerdo con las condiciones existentes en el área. Debe seleccionarse un sitio de disposición del material obtenido, el cual no debe interferir la calidad de las aguas del entorno, preferiblemente el relleno sanitario municipal.

Los emisarios finales pueden exigir dragado permanente, lo mismo que una limpieza permanente en el caso de aliviaderos, lo cual debe quedar explícito en el manual de mantenimiento.

**NOTA:**

Véase también el Capítulo 8 de la NB 688.

## **CAPITULO 5 - SISTEMAS DE MACRODRENAJE PLUVIAL URBANO**

### **5.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN**

El presente Capítulo da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”.

Este Capítulo está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en el ámbito urbano. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar la definición de los componentes del sistema, criterios de diseño, singularidades, disposiciones constructivas para el diseño, estructuras de disipación de energía, reservorios de Detención/Retención, actividades previas al cálculo hidráulico, cálculo hidráulico y secciones cerradas especiales.

### **5.2 CONSIDERACIONES GENERALES**

En este capítulo básicamente se presentan las ecuaciones y métodos de cálculo que pueden ser utilizados, considerándose estos como criterios mínimos de dimensionamiento hidráulico de canales y galerías de grandes dimensiones, alcantarillas, cuencas de detención y estructuras auxiliares para el control, disipación de energía, amortiguamiento de picos, protección contra erosiones y sedimentos, estaciones de bombeo, etc.

Inicialmente se describen las consideraciones de proyecto sobre algunos principios básicos de la hidráulica de canales y de las ecuaciones de escurrimiento en régimen uniforme. Estos principios básicos sirven como criterios de pre-dimensionamiento en una fase de estudio de concepción general de proyecto, de análisis económico y otras definiciones generales.

Para un mayor detalle de proyecto es necesario considerar la variación de la líneas de agua a lo largo del canal, principalmente cuando se quiere hacer una evaluación mas realista de las pérdidas de carga en singularidades o eventuales limitaciones externas como pasos bajo puentes, entre otras. Se presentan dos métodos de cálculo para la determinación del escurrimiento en régimen gradualmente variable en el espacio. En el primero la variable independiente es la profundidad de escurrimiento y en el segundo la variable es el espaciamiento entre secciones cálculo.

El dimensionamiento hidráulico debe ser efectuado con el caudal pico de una onda de crecida, considerando el evento como si fuera permanente, resulta un criterio conservador. Hay situaciones de mayor complejidad que exigen un estudio más realista y por tanto la simulación del régimen no permanente. Por esta razón se incluye en este capítulo algunas consideraciones sobre las ecuaciones de Saint-Venant que forman la base de diversas metodologías de modelación matemática de los regímenes transitorios en canales.

El dimensionamiento de galerías debe ser efectuado para que estas funcionen como conductos libres. Los ríos son el mejor ejemplo de conductos libres

Sin embargo, hay situaciones en que eventualmente se debe verificar por ejemplo: Condiciones de escurrimiento en carga debido al paso de algún evento excepcional. Por esta razón también se presenta, en este capítulo, un criterio de verificación de escurrimiento en carga.

También se presentan las ecuaciones básicas (principios) utilizadas en los cálculos de

pérdidas de carga localizadas, además de otras consideraciones importantes en la implementación de canales y galerías.

### 5.3 SISTEMAS DE MACRODRENAJE Y SUS COMPONENTES

El sistema de macrodrenaje es el responsable por el escurrimiento final de las aguas, constituido básicamente por canales naturales (arroyos, ríos o riachuelos) o artificiales (abiertos o cerrados, revestidos, rectificados), galerías de grandes dimensiones, alcantarillas, cuencas de detención y estructuras auxiliares para el control, disipación de energía, amortiguamiento de picos, protección contra erosiones y sedimentos, estaciones de bombeo, etc. Recibe a lo largo de su curso las contribuciones laterales y de las redes pluviales provenientes del sistema de microdrenaje, originadas por los desagües pluviales intra-domiciliarios, calles, cunetas, zanjas y colectores. Involucra los sistemas colectores de diferentes sistemas de microdrenaje.

Para efectos de cuantificación se deben considerar las galerías tubulares con dimensiones iguales o superiores a 1,20 m de diámetro y las galerías celulares con área de la sección transversal igual o superior de 1,00 m<sup>2</sup>. El sistema de macrodrenaje incluye áreas por lo menos de 2 km<sup>2</sup> o 200 ha. Estos valores no deben ser tomados como absolutos porque la trama urbana puede poseer diferentes configuraciones. Este tipo de sistema debe ser proyectado para precipitaciones superiores a las de microdrenaje con riesgos de acuerdo con los daños humanos y materiales potenciales.

El sistema de macrodrenaje es un conjunto de obras que mejora las condiciones de escurrimiento para atenuar los problemas de erosiones, sedimentación e inundación a lo largo de los principales cauces. El macrodrenaje de una zona urbana corresponde a la red de drenaje natural pre-existente en los terrenos antes de la ocupación, constituido por las acequias, arroyos, riachuelos y ríos localizados en los cauces.

#### 5.3.1 Componentes

Los componentes de un sistema de macrodrenaje pluvial urbano son los siguientes:

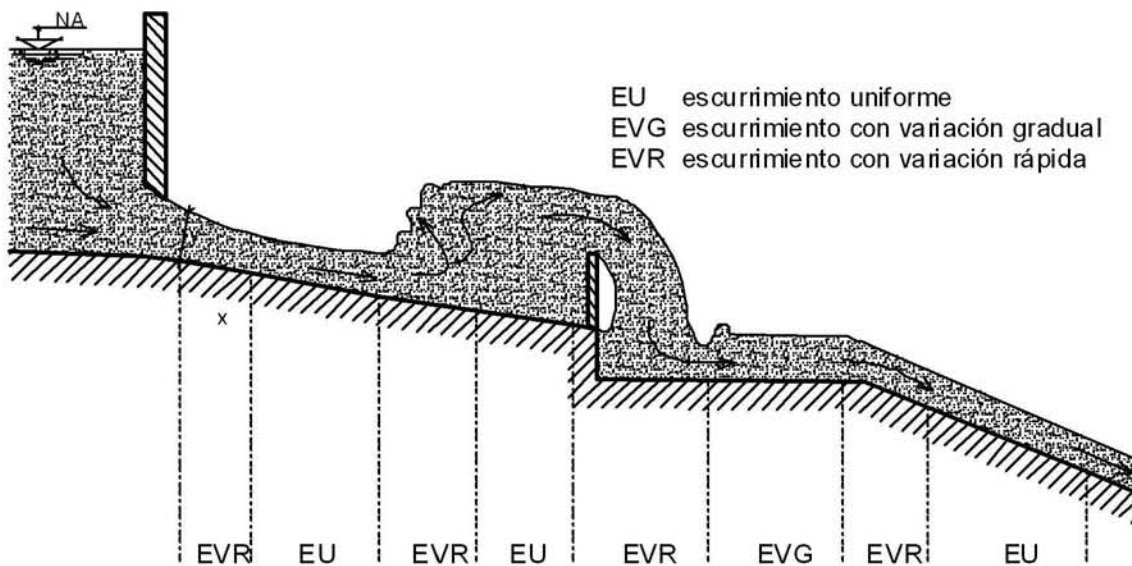
- a) Drenaje natural antes de la ocupación
  - Acequias
  - Arroyos
  - Riachuelos
  - Ríos
  
- b) Drenaje final de las aguas
  - Canales naturales: rectificación y/o ampliación de las secciones de cursos naturales
  - Canales artificiales: canalización cerrada o abierta
  - Galerías de grandes dimensiones
  - Alcantarillas
  - Tubos abovedados
  - Estructuras auxiliares: Diques de protección, reservorios de Detención/Retención, estructuras de disipación de energía, rápidas de caídas escalonadas, amortiguadores de energía, etc.
  - Singularidades
    - Emboque en nivel
    - Emboques a partir de vertederos
    - Alargamiento de la sección

- Estrechamiento de la sección
- Rebajamiento de nivel
- Pilares de puente
- Confluencias
- Cambio de dirección
- Conductos forzados
- Estaciones de bombeo

## 5.4 CRITERIOS DE DISEÑO

### 5.4.1 Elementos básicos de la hidráulica de canales

El escurrimiento en canal es, por definición, aquel que se da a superficie libre, es decir, con la frontera expuesta a la atmósfera. Tradicionalmente, el escurrimiento en canales puede ser clasificado según su comportamiento:



**Figura 5.1 - Escurrimiento en canales según su comportamiento**

- En el escurrimiento permanente no hay cambio de propiedades; principalmente caudal y masa específica:  $Q = \text{cte}$
- En el escurrimiento permanente uniforme, además del caudal y la masa específica, son necesarios: Sección, profundidad y velocidad constantes:  $Q = \text{cte}$ ;  $V_{\text{media}} = \text{cte}$ ;  $y = \text{cte}$



- En el escurrimiento permanente variado, además del caudal y masa específica constantes, se admite una gradiente de velocidades debido a la aceleración o retardación, que altera las profundidades:  $Q = \text{cte}$ ;  $A \propto \sqrt[3]{f \text{ cte}}$ ;  $V_{\text{media}} \propto \sqrt[3]{f \text{ cte}}$
- En el escurrimiento permanente variado gradualmente, además del caudal y masa específica constantes, se admite una moderada gradiente de velocidades debido a la aceleración o retardación, que altera las profundidades
- En el escurrimiento permanente variado rápidamente, además del caudal y masa específica constantes, se admite una alta gradiente de velocidades debido a la aceleración o retardación, que altera sensiblemente las profundidades
- En el escurrimiento no permanente o transitorio ocurren cambios de propiedades, es decir, la profundidad en una posición dada varía a lo largo del tiempo, constituyéndose, así, en la forma de representación más próxima a la realidad. En algunos casos se interpreta el escurrimiento como transitorio debido a su complejidad, como: Llenado y vaciado de esclusas, golpe de ariete, ondas de viento, ondas de desgaste en ríos, etc.:  $Q \propto \sqrt[3]{f \text{ cte}}$

Dependiendo de la relación entre la magnitud de las fuerzas de inercia y gravitacionales, los escurrimientos son también divididos en: Críticos, sub-críticos y super-críticos. El parámetro utilizado para esto es el número de Froude:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (5.1)$$

donde:

$F_r$	Número de Froude, adimensional
$V$	Velocidad del escurrimiento, en m/s
$g$	Aceleración de la gravedad, $9,81 \text{ m/s}^2$
$y$	Profundidad hidráulica, definida como el área de la sección (A) de escurrimiento dividida por el ancho superficial (B); , en m

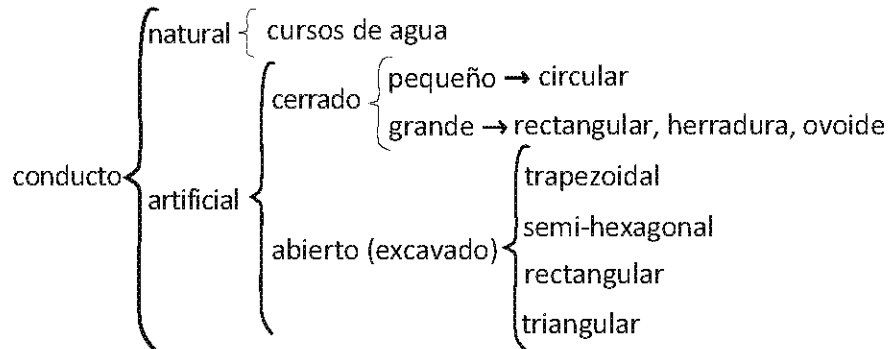
- Si  $F_r = 1$  El escurrimiento es crítico; las fuerzas de inercia y gravitacionales están en equilibrio
- Si  $F_r < 1$  El escurrimiento es sub-crítico o fluvial predominando las fuerzas gravitacionales
- Si  $F_r > 1$  El escurrimiento está en estado super-crítico o torrencial y las fuerzas de inercia son predominantes

El denominador de la ecuación 5.1 es la velocidad de propagación de las ondas superficiales en aguas poco profundas, y de ahí se concluye que:

1. Cuando el escurrimiento es sub-crítico, la velocidad  $V$  es menor que la velocidad de propagación de las ondas superficiales. Luego la alteración de las características se propagan tanto para aguas arriba como para aguas abajo y se dice que los fenómenos a aguas abajo pueden afectar el escurrimiento a aguas arriba en el canal.
2. Cuando el escurrimiento es super-crítico, la velocidad  $V$  es mayor que la velocidad de propagación de las ondas superficiales. Luego, las alteraciones que ocurren a aguas abajo no pueden afectar el escurrimiento a aguas arriba de los canales.

### 5.4.1.1 Elementos geométricos

En función de la sección transversal del escurrimiento, los canales son denominados artificiales o regulares, cuando la forma geométrica de la sección obedece a una ley conocida; y naturales, cuando la forma geométrica se desarrolla a través de procesos naturales. Las propiedades del escurrimiento en los canales relacionados con la sección transversal son denominados parámetros hidro-geométricos.



#### a) Profundidad "y"

Distancia vertical entre el fondo de la sección y el nivel del agua. También es usual la referencia de la profundidad "d" en la sección, que es la medida entre el fondo de la sección y el nivel de agua, perpendicular al fondo de la sección. La relación entre "d" o "y" esta dada por " $d \cos \theta$ ", donde  $\theta$  es el ángulo entre el fondo y la horizontal.

#### b) Cota del nivel de agua "h"

Elevación del nivel de agua en relación a un nivel de referencia. En general,  $z$ , donde  $z$  es la elevación del fondo de la sección.

#### c) Ancho superficial "B"

Ancho de la sección medida en la superficie libre

#### d) Área mojada "A"

Área de la sección transversal del escurrimiento

#### e) Perímetro "P"

Ancho lineal de la interfase fluido-contorno

#### f) Radio hidráulico "R<sub>n</sub>"

Relación entre área y perímetro mojado

La **tabla 5.2** indica las principales expresiones para la determinación de estos parámetros en secciones típicas de canales de drenaje. La distribución de la velocidad en la sección transversal de una canal es función principalmente de la resistencia del fondo y de las paredes, forma de la sección, resistencia superficial de la atmósfera y vientos, resistencia interna de la viscosidad del fluido y de la aceleración de la gravedad. La figura 5.2 ilustra estas distribuciones. Como resultado de estas distribuciones, la energía cinética del escurrimiento  $V^2/2g$  y su cantidad de movimiento  $QV/g$ , siendo "g" la aceleración de la

gravedad, son en realidad mayores que aquellas determinadas, considerándose apenas la velocidad media  $V$ . Se introduce para la corrección, los coeficientes de Coriolis y Boussinesq " $\alpha$ " y " $\beta$ " respectivamente, siendo " $v$ " la velocidad local.

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V^3 \cdot A} \quad (5.2)$$

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V^2 \cdot A} \quad (5.3)$$

Tabla 5.1 - Valores de Coriolis y Boussinesq

Conducto	Coriolis	Boussinesq
Tubería - flujo laminar	2,00	1,33
Canal regular	1,10 a 1,20	1,03 a 1,07
Canal natural	1,15 a 1,50	1,05 a 1,17
Ríos cubierto con hielo	1,20 a 2,00	1,07 a 1,33
Avenidas	1,50 a 2,00	1,17 a 1,33

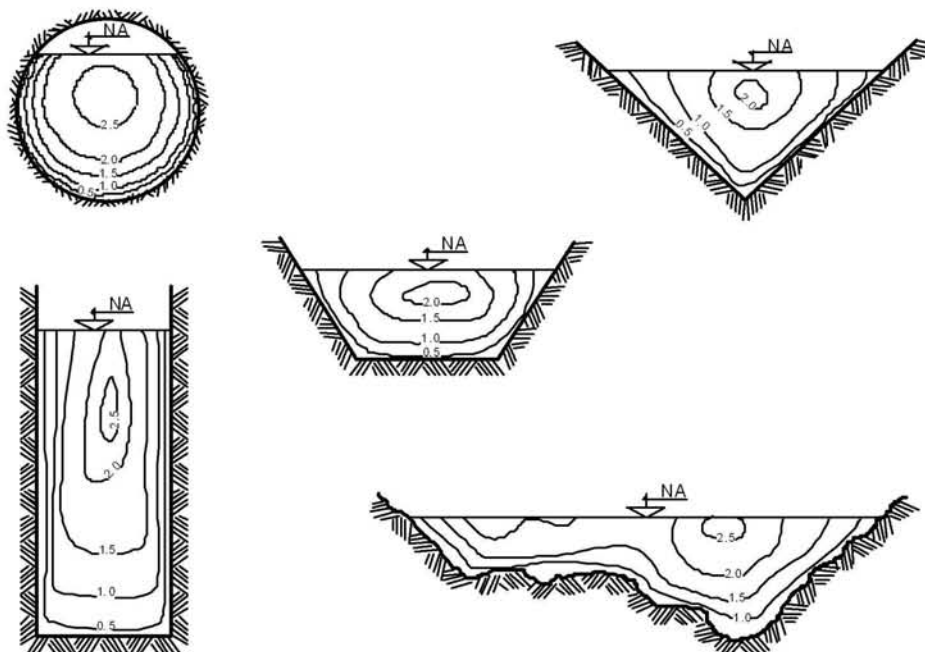


Figura 5.2 - Distribución de la velocidad en secciones típicas en los canales (Chow 1973)

#### 5.4.1.2 Ecuación de la energía

El principio básico que rige el escurrimiento en canales es el de la conservación de la energía total, expresada por la Ley de Bernoulli. Originada del análisis del movimiento de la partícula elemental e integrada a lo largo de la sección donde, para la distribución de presiones, es admitida la hidrostática y la velocidad en términos medios, y se calcula mediante la siguiente expresión:



$$H = \frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g} + d \cos \theta + z \quad (5.4)$$

donde:

H Energía total por unidad de peso del fluido, en m

Siendo " $\theta$ " suficientemente pequeño, el término  $d \cos \theta$  es sustituido por " $y$ ", es decir, la propia profundidad en la sección. En las aplicaciones prácticas, donde la sección y la descarga son definidas, la ecuación 4.4 puede ser reducida para presentar solo la energía específica:

$$E = \frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g} + y \quad (5.5)$$

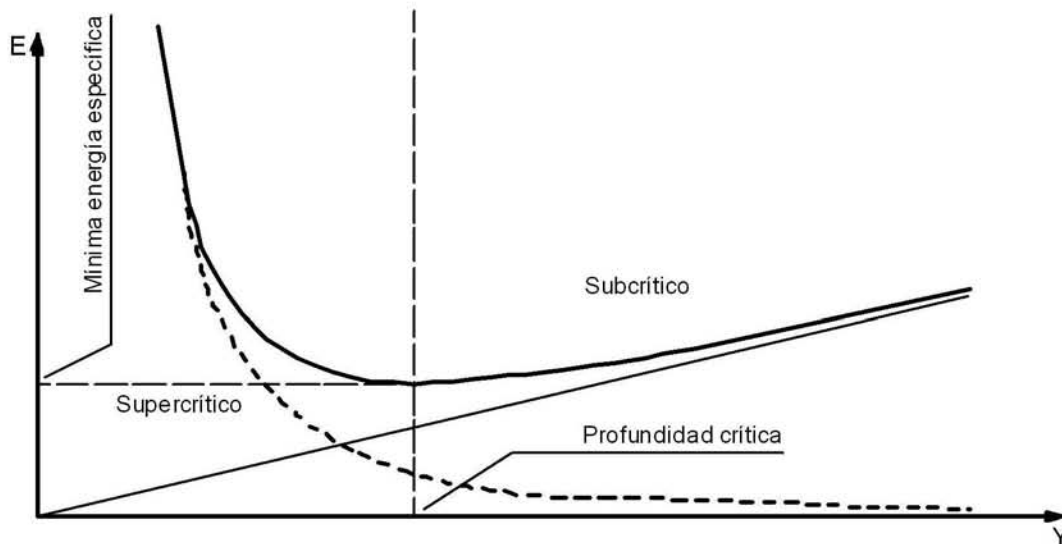


Figura 5.3 - Curva de la energía específica

La representación gráfica de la ecuación 5.5 se muestra en la **figura 5.3**, en la cual la existencia de una energía específica mínima en el escurrimiento, esta relacionada a una profundidad límite denominada crítica.

$$\frac{dH}{dy} = \frac{d}{dy} \cdot \left( \alpha \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) + 1 = 1 - \alpha \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dy} = 0 \quad (5.6)$$

La raíz de la ecuación 5.6 representa la profundidad crítica, pudiendo ser obtenida en función de la geometría de la sección transversal a través de la siguiente expresión:

$$\alpha \cdot \frac{Q^2 \cdot B}{2 \cdot g \cdot A^3} = 1 \quad (5.7)$$

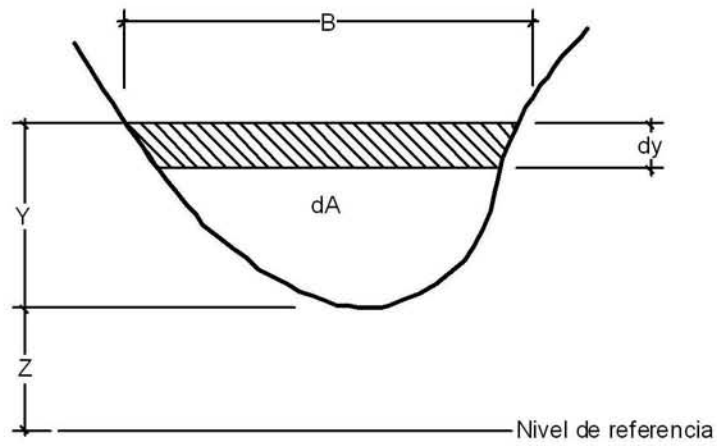
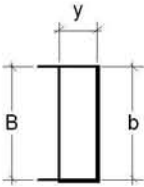
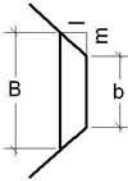
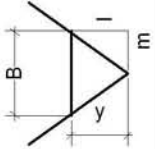
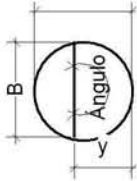
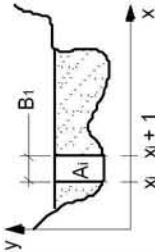


Figura 5.4 - Elementos geométricos para el cálculo de la ecuación 4.7

En la **tabla 5.2** son presentadas algunas expresiones prácticas para la determinación de la profundidad crítica en los canales regulares.

Tabla 5.2 - Elementos de las secciones transversales

Sección tipo	Área A	Perímetro P	Radio Hidráulico R <sub>h</sub>	Ancho Superficial B	Profundidad Crítica y <sub>c</sub>	Coefficiente de Coriolis α	Coefficiente de Boussinesq β
	by	b+2y	$\frac{by}{b+2y}$	b	$\left(\frac{\psi}{b^2}\right)^{1/3}$		
	$\frac{(b+my)y}{2}$	$b+2ye \sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+my)y/2}{b+2ye \sqrt{1+m^2}}$	b+2my	$0.81 \left[ \frac{\psi}{m^{0.75} b} \right]^{1/3}$		
	my <sup>2</sup>	$2ye \sqrt{1+m^2}$	$\frac{my}{2e \sqrt{1+m^2}}$	2my	$\left(\frac{\psi}{m^2}\right)^{0.20}$		
	$\frac{D^2}{8} (\theta - \text{sen } 2\theta)$	$\frac{1}{2} \theta D$	$\frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\text{sen } 2\theta}{\theta} \right) D$	D sen (θ/2)	$\left( \frac{1.01}{D} \right)^{0.25}$		
	$\sum_{i=1}^{n-1} A_i$	$\sum_{i=1}^{n-1} P_i$	$\left( \frac{A_1 R_{h1}^{2/3}}{A} \right)^{1/2}$	$\sum_{i=1}^{n-1} B_i$	$\frac{\sum_{i=1}^{n-1} A_i \alpha_i R_{h1} S_{i1}^3}{A \alpha C_e R_{h1} S_{i1}^3}$	$\frac{\sum_{i=1}^{n-1} A_i \alpha_i C_e R_{h1} S_{i1}^2}{A \alpha C_e R_{h1} S_{i1}^2}$	

$m = [\text{Tan}(\text{ángulo})]^{-1}$     θ = ángulo en radianes    ψ = Q<sup>2</sup>/g

### 5.4.2 Ecuaciones del régimen uniforme

Aunque las condiciones de escurrimiento en régimen uniforme solamente ocurren en situaciones especiales, es posible hacer uso de esta condición para un pre-dimensionamiento ya sea de canalizaciones como de galerías.

Solo en el sentido de repasar los principios, el régimen uniforme ocurre cuando en un canal prismático de pendiente y rugosidades constantes en su extensión, la fuerza gravitacional que genera el movimiento se iguala a las fuerzas de resistencia. Como consecuencia, todas las características hidráulicas, tales como el radio hidráulico y la velocidad media, entre otras, permanecen inalteradas a lo largo del canal.

De las diferentes ecuaciones disponibles para describir el escurrimiento en régimen uniforme, se citan las más conocidas, las cuales son: de Manning, de Chezy, de Darcy-Weissbach y la desarrollada a partir de la distribución logarítmica de velocidades. Todas estas ecuaciones son válidas para el caso de escurrimiento en régimen turbulento rugoso, situación característica de los proyectos de drenaje, pudiendo ser expresadas de manera unificada según la siguiente expresión:

$$\frac{V}{v_*} = \frac{R_h^{1/6}}{n \cdot \sqrt{g}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \cdot \log \left( 11 \cdot \frac{R_h}{K_s} \right) \quad (5.8)$$

donde:

- V Velocidad media en la sección de cálculo, en m/s
- V\* Velocidad de fricción  $v_* = (g \cdot R_h \cdot j)^{0,5}$ , en m/s
- R<sub>h</sub> Radio hidráulico, en m
- n Coeficiente de Manning, adimensional
- g Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s<sup>2</sup>
- C Coeficiente de Chezy, adimensional
- f Factor de fricción de Darcy-Weissbach, adimensional
- K<sub>s</sub> Rugosidad absoluta de la pared, en mm
- j Pendiente de la línea de energía (en el caso igual al del lecho), en m/m

Cualquier miembro de la ecuación 5.8 representa un factor de resistencia al escurrimiento en la forma adimensional.

### 5.4.3 Cálculo de la línea de agua en régimen permanente gradualmente variado

En los escurrimientos en canales es común que las profundidades no estén en una situación de equilibrio de fuerzas (régimen uniforme) y si condicionadas a niveles impuestos por estructuras hidráulicas o cualquier tipo de singularidad. Las posibles curvas de remanso que pueden ocurrir son, por tanto, transiciones entre estos niveles impuestos y la situación de equilibrio en régimen uniforme. Este último podrá ocurrir o no, dependiendo de la extensión del canal y de la diferencia de la profundidad vigente en relación a la normal (en régimen uniforme).

El principio que permite la determinación de la línea de agua es el de la conservación de la energía, pudiendo variar de un método de cálculo a otro solo en la forma de la resolución numérica. Aquí se presentan dos variantes de un método numérico aplicado que permite calcular paso a paso, o la distancia en que ocurrirá un determinado nivel, o el nivel de la superficie libre para una sección dada. Estas formas de cálculo son conocidas como el "Direct Step Method" y el "Standard Step Method" respectivamente.

La ecuación que describe la conservación de la energía entre dos secciones (ver figura 5.5), es la siguiente:

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H_{1-2} \quad (5.9)$$

donde:

- z Cota del lecho en la sección de cálculo, en m
- y Profundidad en la sección de cálculo, en m
 $\alpha$  Coeficiente de Coriolis o coeficiente de energía, adimensional
- V Velocidad media en la sección de cálculo, en m/s
- g Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s<sup>2</sup>
- $\Delta H_{1-2}$  Pérdida de carga entre las dos secciones de cálculo consecutivas, en m

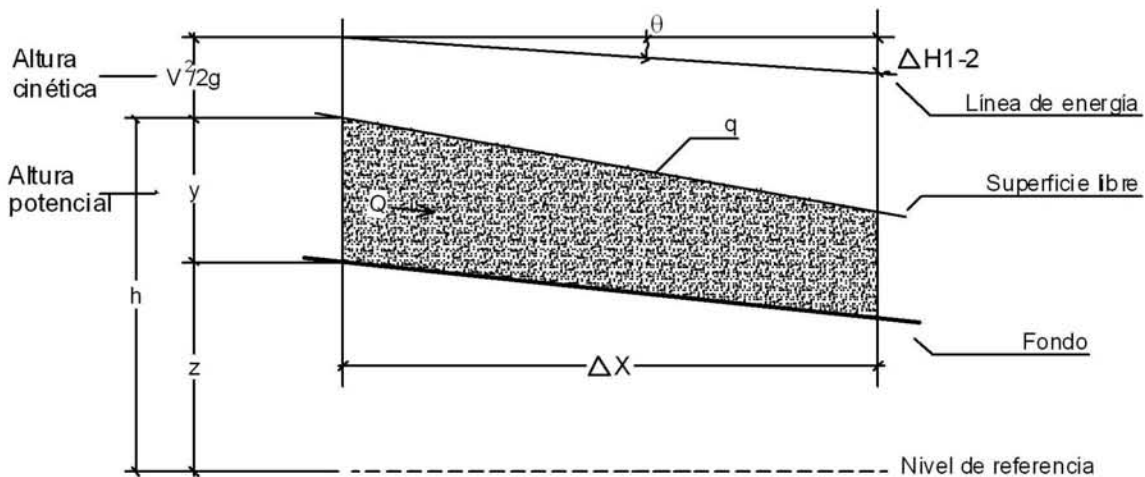


Figura 5.5 - Esquema de la variación de la línea de energía para escurrimientos con superficie libre

#### 5.4.3.1 Método en que la variable es la profundidad (DIRECT STEP METHOD)

Cuando se adopta como variable la variación de la línea de agua, el posicionamiento correspondiente a la sección que presenta una profundidad dada es determinado directamente a partir de la ecuación de la conservación de energía, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{i - j} \quad (5.10)$$

donde:

$$E_i = y_i + \frac{\alpha_i \cdot V_i^2}{2 \cdot g} \quad (5.11)$$

$$i = \frac{z_2 - z_1}{\Delta x} \quad (5.12)$$

$$j = \frac{j_2 + j_1}{2} \quad (5.13)$$

$$j_i = \left( \frac{V \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (5.14)$$

donde:

$\Delta x$	Discretización de la distancia entre dos secciones de cálculo, en m
$E_i$	Energía específica en una de las secciones de cálculo ( $i = 1$ ó $2$ ), en m
$i$	Pendiente del fondo, en m/m
$j$	Pendiente de la línea de energía (media entre las dos secciones de cálculo), en m/m
$y$	Profundidad hidráulica en la sección de cálculo, en m
$\alpha$	Coefficiente de Coriolis (Coeficiente de distribución de velocidad), adimensional
$V$	Velocidad de escurrimiento, en m/s
$g$	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>
$z$	Cota del fondo del canal en una sección dada, en m
$j_i$	Pendiente de la línea de energía en una sección de cálculo ( $i = 1$ o $2$ ). Se utiliza la ecuación de Manning incluso podría ser utilizada cualquier otra, en m/m
$n$	Coefficiente de rugosidad de Manning, adimensional
$R_h$	Radio hidráulico, en m

El cálculo es realizado sección por sección, a partir de un punto de partida donde se conoce la profundidad. Como ejemplo de aplicación del "Direct Step Method", considérese el cálculo de la línea de agua en un canal de 20 m de ancho, con un factor de fricción de Manning igual a 0,025, pendiente de 0,0018 m/m escurriendo un caudal de 150 m<sup>3</sup>/s. En el extremo final del canal la profundidad es de 4,0 m y el fondo se sitúa en la cota 700,00 m. Esta posición corresponde a la posición 1 500 m, decreciendo para aguas arriba.

La profundidad normal de escurrimiento para este caudal es de 2,70 m en régimen subcrítico (Froude = 0,54)

Solo como simplificación de cálculo se realiza una regresión lineal para definir una función del radio hidráulico tomando como variable independiente la profundidad. Esta regresión resulta en la siguiente expresión:

$$R_h = 0,813 \cdot y^{0,964}$$

El error relativo de esta función es del orden del 5 % en la faja de los valores de cálculo utilizados, lo que es bastante razonable para las aplicaciones prácticas.

Las columnas indicadas en la tabla 5.3 muestran la secuencia del cálculo posible de ser realizado en canales prismáticos como en el ejemplo, con la aplicación directa de las ecuaciones 5.10 a 5.14. Las tres últimas columnas muestran respectivamente los valores de las distancias acumuladas para cada nivel de agua considerado, la cota del fondo del canal y la cota del nivel de agua. La **figura 5.4** muestra los resultados de los cálculos.

Tabla 5.3 - Ejemplo de aplicación del "Direct Step Method"

y (m)	A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	Rh (m)	E (m)	j <sub>i</sub> (m/m)	j (m/m)	Δx (m)	x (m)	cota fondo (m)	Nivel de aguas (m)
4,00	80	3,09	4,18	0,000487			1 500	700,00	704,00
3,90	78	3,02	4,09	0,000530	0,000508	-70	1 430	700,13	704,03
3,80	76	2,95	4,00	0,000577	0,000553	-72	1 358	700,26	704,06
3,70	74	2,87	3,91	0,000630	0,000603	-74	1 283	700,39	704,09
3,60	72	2,80	3,82	0,000689	0,000659	-77	1 206	700,53	704,13
3,50	70	2,72	3,73	0,000756	0,000722	-81	1 125	700,67	704,17
3,40	68	2,65	3,65	0,000831	0,000793	-85	1 040	700,83	704,23
3,30	66	2,57	3,56	0,000917	0,000874	-91	948	700,99	704,29
3,20	64	2,50	3,48	0,001014	0,000965	-100	848	701,17	704,37
3,10	62	2,42	3,40	0,001126	0,001070	-112	736	701,37	704,47
3,00	60	2,35	3,32	0,001254	0,001190	-131	606	701,61	704,61
2,90	58	2,27	3,24	0,001401	0,001328	-164	441	701,91	704,81
2,80	56	2,19	3,17	0,001573	0,001487	-240	201	702,34	705,14
2,70	54	2,12	3,09	0,001772	0,001672	-567	365	703,36	706,06

**5.4.3.2 Método en que la variable es la posición de la sección (STANDARD STEP METHOD)**

Este método utiliza las mismas ecuaciones anteriores, aunque ahora solamente la incógnita es el nivel de la línea en la sección de cálculo, y este valor está implícito en los valores de la energía específica y de la pendiente de la línea de energía, el proceso de cálculo pasa a ser iterativo. Este proceso es presentado de forma de sumatoria de acuerdo con los siguientes pasos:

Paso 1 - Se determinan inicialmente las ecuaciones (o funciones gráficas) de las curvas de las variaciones de la energía específica y pendiente de la línea de energía para cada sección típica de cálculo:

$$E_i = \text{función}(y) \quad \text{o} \quad y = \text{función}(E_i) \quad \text{y} \quad j_i = \text{función}(y)$$

Este procedimiento puede ser hecho, en la mayoría de los casos, con una simple regresión lineal.

Paso 2 - En las dos primeras columnas se colocan el posicionamiento absoluto y relativo de cada sección de cálculo.

Paso 3 - En la primera sección de cálculo, conocida la profundidad de escurrimiento, se calcula la energía específica y la pendiente de la línea de energía (columna 4 a 5)

Paso 4 - Este valor servirá como dato de partida del proceso iterativo para la determinación de la energía específica, calculado a partir de:

$$E_2' = E_1 + (i - j) \cdot \Delta x$$

Paso 5 - A partir de los datos de la sección anterior se calcula, en una primera estimación,

el valor de la profundidad correspondiente a  $E_2$ , luego calcula el valor estimado de la pendiente de la línea de energía  $j_2$ , a partir de las funciones definidas en el primer paso.  
 Paso 6 - Se determina la pendiente media de la línea de energía en el tramo para esta estimación:

$$j = (j_2 + j_1) / 2$$

Paso 7 - A partir de este nuevo valor estimado de la pendiente de la línea de energía, se vuelve al paso (5), para determinar la nueva estimación de  $y$  y así sucesivamente, hasta que se obtenga una variación entre los valores consecutivos de cálculo de la profundidad  $y_2$  que esté dentro de un límite de precisión pre-determinado.

Paso 8 - El último valor de cálculo de esta sección es tomado como el primer valor de la iteración para la sección consecutiva, volcándose el procedimiento de cálculo al paso (4) hasta que se alcance la última sección de cálculo.

Además de este ejemplo, existen muchas otras posibilidades de esquemas de cálculo, encontrados en diversos programas, comercializados o de dominio público, que permiten el cálculo de la línea de agua en secciones predeterminadas además de otras posibilidades como el cálculo de secciones naturales con rugosidad variables, presencia de singularidades, dentro otras innumerables facilidades que podrían ser enumeradas.

La forma de cálculo se presenta en la **tabla 5.4**, la misma fue preparada como planilla de cálculo, utilizando básicamente las mismas ecuaciones del método anterior (véase **5.4.3.1.**), en este caso las profundidades en cada sección pre-establecidas son determinadas por un proceso de tanteos. En otras palabras, se parte de una profundidad conocida en la primera sección de cálculo y las demás son determinadas sucesivamente por tanteos (cuarta columna) hasta que el resultado de la distancia calculada (penúltima columna) coincida con la conocida (segunda columna).

La figura 5.6 muestra los resultados de los cálculos que están comparados los resultados del método anterior.

**Tabla 5.4 - Ejemplo de aplicación para el cálculo de la línea de energía con secciones establecidas**

Sección	x (m)	fondo (m)	y (m)	A (m <sup>2</sup> )	R <sub>n</sub> (m)	E (m)	j (m/m)	j <sub>m</sub> (m/m)	X <sub>calc.</sub> (m)	n.a. (m)
S0	1 500	700,00	4,00	80	3,09	4,00	0,000487		1500	704,00
S1	1 400	700,18	3,87	77	3,00	3,87	0,000542	0,000515	1400	704,05
S2	1 300	700,36	3,75	75	2,91	3,75	0,000603	0,000573	1300	704,11
S3	1 200	700,54	3,63	73	2,82	3,63	0,000669	0,000636	1200	704,17
S4	1 100	700,72	3,52	70	2,74	3,52	0,000740	0,000704	1100	704,24
S5	1 000	700,90	3,42	68	2,66	3,42	0,000814	0,000777	1000	704,32
S6	900	701,08	3,33	67	2,59	3,33	0,000893	0,000854	900	704,41
S7	800	701,26	3,24	65	2,52	3,24	0,000975	0,000934	800	704,50
S8	700	701,44	3,16	63	2,47	3,16	0,001056	0,001015	700	704,60
S9	600	701,62	3,09	62	2,41	3,09	0,001137	0,001097	600	704,71
S10	500	701,80	3,03	61	2,37	3,03	0,001216	0,001177	500	704,83
S11	400	701,98	2,97	59	2,33	2,97	0,001291	0,001253	400	704,95
S12	300	702,16	2,93	59	2,29	2,93	0,001361	0,001326	300	705,09
S13	200	702,34	2,89	58	2,26	2,89	0,001425	0,001393	200	705,23



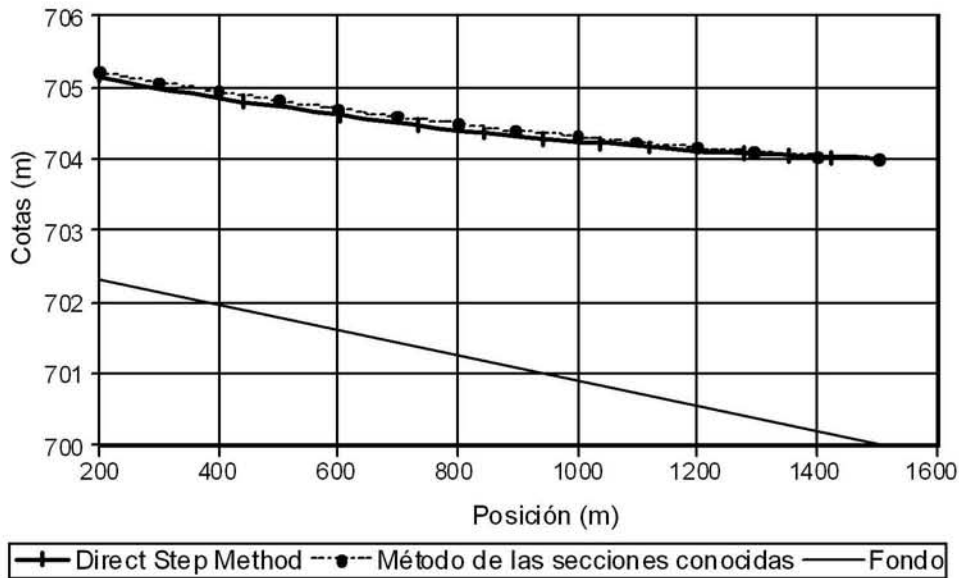


Figura 5.6 - Resultados de los cálculos de remanso

#### 5.4.3.3 Recomendaciones generales

Para efectuar los cálculos de la línea de agua por cualquiera de los métodos expuestos, no es condición necesaria, pero es conveniente, hacer un análisis del tipo de la curva de remanso que se debe esperar y verificarse en los cálculos.

En el caso de escurrimiento fluvial, los niveles deben ser determinados para una condición de aguas abajo, y en el caso de escurrimiento torrencial, son determinados para una condición de aguas arriba. Por esta razón, estas metodologías, presentan un cierto grado de dificultad en el cálculo de la línea de agua en canalizaciones de drenaje urbano, una vez que son comunes los cambios de regímenes locales. Se presenta un método de cálculo (véase 5.4.4.1), basado en las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento, desarrollado para casos generales de escurrimientos, que puede ser aplicado al caso particular del régimen permanente. En el referido método, el procedimiento de cálculo, en cualquier sentido, se realiza automáticamente. Su utilización, requiere un nivel de conocimiento de las técnicas de modelación matemática.

#### 5.4.4 Modelo hidrodinámico

##### 5.4.4.1 Ecuaciones del movimiento

Las ecuaciones básicas utilizadas para la caracterización del movimiento en los canales fueron establecidas en el siglo XIX por Barré de Saint-Venant y derivan de la ley de la conservación de la masa y de la conservación de la cantidad de movimiento.

- **Ecuación de la conservación de la masa**

Para la deducción de la ecuación de la conservación de la masa serán adoptadas las siguientes hipótesis:

- Fluido incompresible
- Distribución uniforme de la velocidad

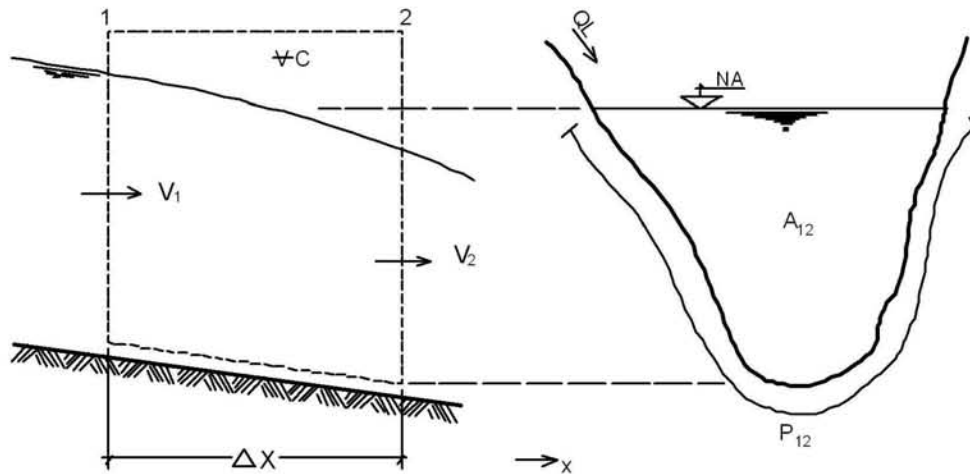


Figura 5.7 - Volumen de control en el escurrimiento genérico

La conservación de masa en forma integral está expresada por:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho dV + \int_{SC} \rho \vec{V} \cdot d\vec{A} = 0 \quad (5.15)$$

Que, aplicada al volumen de control (C) indicado en la figura 5.7, proporciona:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \Delta x A_{12}) - \rho V_1 A_1 + \rho V_2 A_2 - \rho Q_L \cong 0 \quad (5.16)$$

donde:

$A_{12}$  Área media entre las secciones 1 y 2, en  $m^2$   
 $Q_L$  Caudal de contribución lateral, en  $m^3/s$

Tomándose el límite cuando  $\Delta x \rightarrow 0$ , del primer miembro de la ecuación 5.16, después de la división, se tendrá realmente el primer miembro igual a cero, esto es:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[ \frac{\partial}{\partial t} (A_{12}) + \frac{Q_2 - Q_1}{\Delta x} - \frac{Q_L}{\Delta x} \right] \cong 0 \quad \text{v,} \quad \text{ó} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0$$

Después del desarrollo de la anterior ecuación se llega a:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.17)$$

donde:

$q$  Caudal de contribución lateral por unidad de longitud en  $x$ , en  $m^3/s.m$

La ecuación 5.17 es la primera de las ecuaciones de Saint-Venant y puede ser presentada de otras maneras, tales como:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.18)$$

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} = q \quad (5.19)$$

Para canal rectangular, con  $y$ , y  $A = B$ , la ecuación 5.19 se transforma en:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (5.20)$$

• **Ecuación de la cantidad de movimiento**

La cantidad de movimiento en forma integral esta expresada por:

$$\Sigma \vec{F}_{\text{exsup}} + \int_{\forall C} \rho \vec{B} d\forall = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} \rho \vec{V} d\forall + \int_{\forall C} \rho \vec{V} (\vec{V} \cdot d\vec{A}) \quad (5.21)$$

La ecuación 5.21 es entonces aplicada al indicado en la figura 5.7, tomándose en cuenta las siguientes hipótesis:

- a) Fluido incompresible
- b)  $\tau_0$  es uniforme a lo largo del perímetro mojado
- c)  $\theta$  es un ángulo pequeño, tal que  $|\text{sen } \theta| \cong |\text{tg } \theta| = i$
- d) La presión se distribuye hidrostáticamente

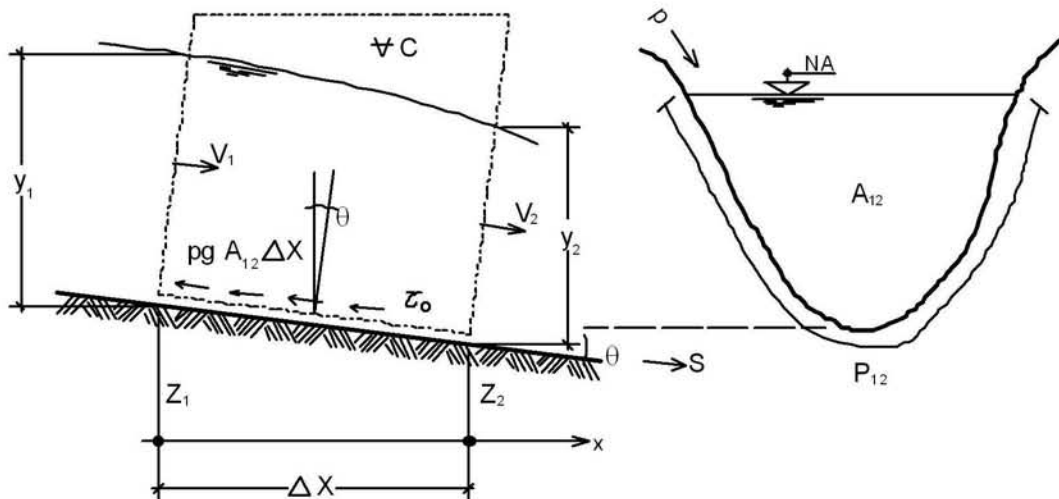


Figura 5.8 - Esquema de fuerzas en el volumen de control

La ecuación 5.21 es vectorial y la ecuación a ser determinada resultará de la proyección de la misma en la dirección paralela al fondo del canal (dirección s).

$$\Sigma \vec{F}_{\text{exsup}} \cong \rho g \bar{y}_1 A_1 - \rho g \bar{y}_2 A_2 - P_{12} \Delta x \tau_0 + (A_2 - A_1) \rho g \bar{y}_{12} \quad (5.22)$$

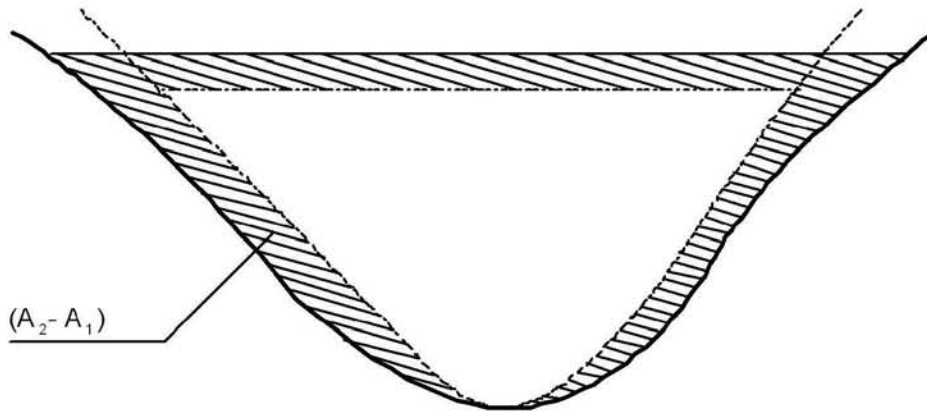


Figura 5.9 - Esquema de definiciones de áreas

$$\int_{VC} \rho \vec{B} dV \cong \rho g A_{12} \Delta x |\text{sen } \theta| \quad (5.23)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{V} dV \cong \frac{\partial}{\partial t} (\rho V_{12} A_{12} \Delta x) \quad (5.24)$$

$$\int_{AC} b \Lambda (\Lambda \cdot qV) \cong -b b^4 \sigma^4 \Lambda^4 + b b^5 \sigma^5 \Lambda^5 \quad (5.25)$$

Para obtener la ecuación 5.25 no se admite que exista contribución de caudal lateral en términos de flujo de cantidad de movimiento en la dirección "s" para evitar una VL ortogonal a "s". Haciéndose las sustituciones y simplificaciones de las ecuaciones 5.22,.....,5.25 en la ecuación 5.21, se obtiene la segunda ecuación de Saint-Venant:

$$\begin{aligned} & -\rho g \left( \bar{y}_2 A_2 - \bar{y}_1 A_1 \right) - P_{12} \Delta x \tau_0 + (A_2 - A_1) \rho g \bar{y}_{12} + \rho g A_{12} \Delta x |\text{sen } \theta| \cong \\ & \cong \frac{\partial}{\partial t} (\rho V_{12} A_{12} \Delta x) + \rho (\beta_2 Q_2 V_2 - \beta_1 Q_1 V_1) \end{aligned}$$

Se divide esta ecuación por  $\rho \Delta x$  y se toma el límite para  $\Delta x \rightarrow 0$  de ambos miembros:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[ -g \left( \frac{\bar{y}_2 A_2 - \bar{y}_1 A_1}{\Delta x} \right) - \frac{P_{12} \tau_0}{\rho} + g \bar{y}_{12} \left( \frac{A_2 - A_1}{\Delta x} \right) + g A_{12} |\text{sen } \theta| \right] =$$

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[ \frac{\partial}{\partial t} (V_{12} A_{12}) + \left( \frac{\beta_2 Q_2 V_2 - \beta_1 Q_1 V_1}{\Delta x} \right) \right]$$

Hechos los límites, se obtienen:

$$-g \frac{\partial}{\partial x} (A \bar{y}) - \frac{P \tau_0}{\rho} + g \bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} + g A |\text{sen } \theta| = \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) \quad (5.26)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + g A \frac{\partial \bar{y}}{\partial x} + g \bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} - g \bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{P \tau_0}{\rho} - g A |\text{sen } \theta| = 0$$

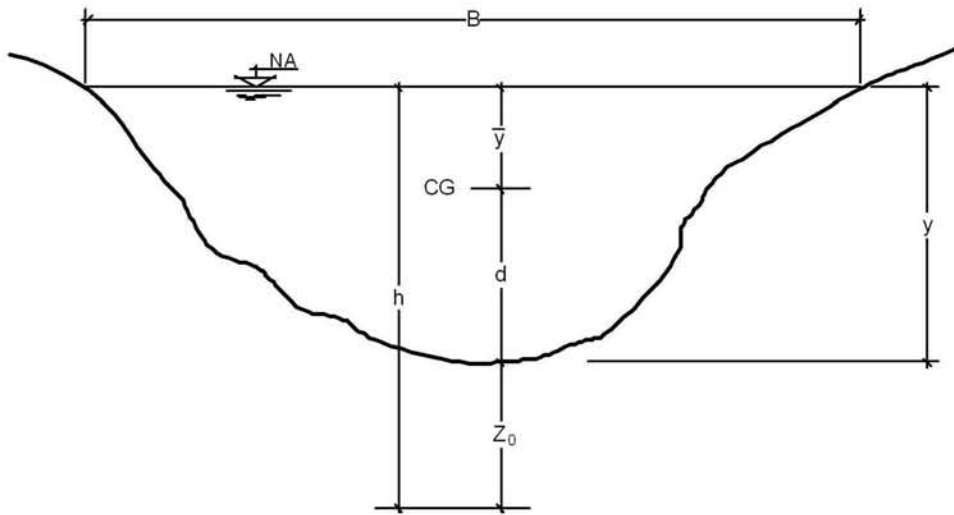


Figura 5.10 - Elementos geométricos de cálculo

donde:

- B Ancho del canal de la superficie libre, en m
- $Q_L$  Contribución lateral, en  $m^3/s$
- y Profundidad del escurrimiento, en m
- $z_0$  Elevación del fondo del canal, en m
- h Elevación de la superficie libre, en m
- V Velocidad de escurrimiento, en m/s
- g Aceleración de la gravedad,  $9,81 m/s^2$

Considerando:

$$\frac{\partial \bar{y}}{\partial x} \cong \frac{\partial y}{\partial x} \quad \frac{P \tau_0}{\rho} = g A S_f \quad |\text{sen } \theta| = |\tan \theta| = -\frac{dz_0}{dx} = i$$

Resulta:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (5.27)$$

donde:

$\beta$  Coeficiente de cantidad de movimiento, dado por:  $\beta = \frac{1}{AV^2} \int v^2 dA$

$S_f$  Pendiente de la línea de carga total, que puede ser expresada por:

$$V = 8,21 \sqrt{g} \left( \frac{R_h}{K} \right)^{1/6} \sqrt{R_h S_f}$$

donde:

$$S_f = \frac{V^2}{65,68 \cdot g} \left( \frac{K}{R_h} \right)^{1/3} \frac{1}{R_h}$$

La segunda ecuación de Saint-Venant en términos de cota "h" de la superficie libre, sería:  
Para:

$$S_0 = -\frac{dz}{dx} \quad y \quad h = y + z$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA S_f = 0 \quad (5.28)$$

• **Simplificaciones de las ecuaciones básicas**

Los varios modelos de escurrimiento en un canal, sea un régimen permanente o una onda de crecida son siempre representados por la ecuación 5.17 y por una forma completa o simplificada de la ecuación 5.27, como se indica a continuación:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \Rightarrow \text{onda - dinámica}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \Rightarrow \text{onda - difusa}$$

$$gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \Rightarrow \text{onda - gravitacional}$$

$$g \cdot A(S_f - S_0) = 0 \Rightarrow \text{onda - cinemática}$$

El criterio propuesto por el Prof. Víctor Miguel Ponce (Colorado State University), proporciona una orientación del tipo de modelo más adecuado a ser empleado en un caso práctico:

$$TS_{\frac{0}{f}} \left( \frac{g}{y} \right)^{1/2} < 30 \mapsto \text{onda - dinámica}$$

$$TS_{\frac{0}{f}} \left( \frac{g}{y} \right)^{1/2} \geq 30 \Leftrightarrow TS_{\frac{0}{f}} Fr_0 \left( \frac{g}{y} \right)^{1/2} < 171 \mapsto \text{onda - difusa}$$

$$TS_{\frac{0}{f}} \left( \frac{g}{y} \right)^{1/2} \geq 30 \Leftrightarrow TS_{\frac{0}{f}} Fr_0 \left( \frac{g}{y} \right)^{1/2} \geq 171 \mapsto \text{onda - cinemática}$$

donde:

- T Período de la onda, en s
- i Pendiente del fondo, en m/m
- g Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s<sup>2</sup>
- y Profundidad "efectiva", en m
- Fr Número de Froude, adimensional

• **Escurrimiento permanente gradualmente variado**

Existen diferentes modelos numéricos destinados para dar solución a las ecuaciones 5.18 y 5.27, sea en la forma completa o en cualquiera de las expresiones simplificadas. En todos los casos, estos modelos se basan en uno de los métodos tradicionales de integración

de las ecuaciones diferenciales, tales como diferencias finitas, elementos finitos, elementos de contorno, características y otros.

Los métodos de diferencias finitas son los más aplicados entre los investigadores hidráulicos, pues presentan gran facilidad en la formulación de las expresiones numéricas y condiciones extremas.

La modelación de los escurrimientos permanente tiene gran aplicación práctica en el cálculo de líneas de agua, determinación de secciones o tramos de control, estudio de rugosidades y pérdidas de carga, extrapolación de curvas de descarga.

En el caso particular de los escurrimientos permanentes, las ecuaciones básicas se resumen en la ecuación 5.27, donde se puede despreciar el término.  $\frac{\partial Q}{\partial t}$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (5.29)$$

Desarrollando la ecuación 5.29 en todos sus términos se obtiene:

$$\frac{Q^2}{A} \frac{\partial \beta}{\partial x} + 2\beta \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \beta \frac{Q^2}{A^2} \left[ \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{h=\text{const}} \right] + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0$$

Que puede ser simplificada:

$$\frac{Q^2}{A} \frac{\partial \beta}{\partial x} + 2\beta \frac{Q}{A} q + gA(1 - \beta F_r^2) \frac{\partial h}{\partial x} - \beta \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{h=\text{const}} + gAS_f = 0 \quad (5.30)$$

Considerando el esquema de la figura 5.11, la ecuación 5.30 puede ser discretizada a través de diferencias finitas, permitiendo la obtención de un sistema de ecuaciones para cálculo de la línea de agua:

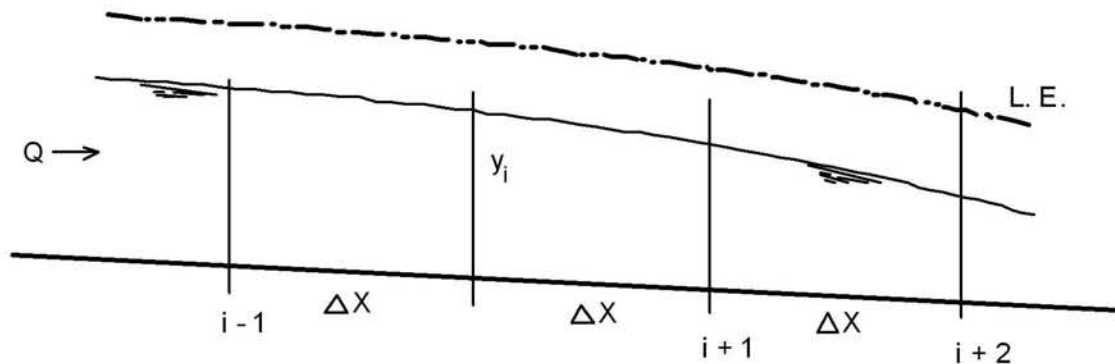


Figura 5.11 - Esquema de diferencias finitas para el escurrimiento permanente

$$\begin{aligned} \frac{\partial \beta}{\partial x} &= \frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} & \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{h_{i+1} - h_i}{\Delta x} & \bar{A}_i &= \frac{A_{i+1} + A_i}{2} \\ \bar{\beta}_i &= \frac{\beta_{i+1} + \beta_i}{2} & \bar{F}_{ri}^2 &= \frac{Q_i^2 B_i}{g \cdot A_i^3} & \bar{F}_{ri}^2 &= \frac{F_{ri+1}^2 + F_{ri}^2}{2} \end{aligned}$$

El parámetro "S<sub>r</sub>" puede ser obtenido a través de la ecuación de Chezy, considerando el coeficiente de rugosidad análogo al de de la fórmula de Darcy:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f_{i+1}} + S_{f_i}}{2} = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} + \frac{Q_i^2}{K_i^2} \right)$$

donde:

$$K = C \cdot A \cdot R_h^{1/2}$$

$$C = \left( \frac{8 \cdot g}{f} \right)^{1/2}$$

Sustituyendo las diferencias en la ecuación 5.30, resulta:

$$\frac{gA}{\Delta x} (1 - \bar{\beta} \bar{F}_r^2) (h_{i+1} - h_i) = 2\bar{\beta} \frac{\bar{Q}}{A} \bar{q} - \frac{Q^2}{A} \left( \frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + \bar{\beta} \frac{\bar{Q}^2}{A^2} \left( \frac{A_{i+1} - A_i}{\Delta x} \right) \Big|_{h=\text{const}} - g\bar{A}\bar{Q}^2 \left( \frac{1}{K_{i+1}^2} + \frac{1}{K_i^2} \right)$$

**(5.31)**

donde:

$\beta_i$ ,  $A_i$  y  $y_i$ , representan los parámetros en el tramo comprendido entre  $i$  y  $i+1$ .

La ecuación 5.31 aplicada entre diversas ecuaciones de un canal produce un sistema de (n-1) ecuaciones a "n" incógnitas:

$$D_1 h_2 + B_1 h_1 = E_1$$

$$D_2 h_3 + B_2 h_2 = E_2$$

$$D_3 h_4 + B_3 h_3 = E_3$$

.....

$$D_{n-1} h_n + B_{n-1} h_{n-1} = E_{n-1}$$

Para el cual los coeficientes son:

$$D_i = -B_i = \frac{g\bar{A}}{\Delta x} (1 - \bar{\beta} \bar{F}_r^2)$$

$$E_i = 2\bar{\beta} \frac{\bar{Q}}{A} \bar{q} - \frac{Q^2}{A} \left( \frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + \bar{\beta} \frac{\bar{Q}^2}{A^2} \left( \frac{A_{i+1} - A_i}{\Delta x} \right) \Big|_{h=\text{const}} - g\bar{A}\bar{Q}^2 \left( \frac{1}{K_{i+1}^2} + \frac{1}{K_i^2} \right) \quad (5.32)$$

El sistema puede ser solucionado por el esquema de doble barrido, adoptándose valores iniciales para las profundidades y calculándose para las secciones los valores de B, D y E. Con los coeficientes y una condición de extremidad (nivel de agua a aguas arriba o a aguas abajo), se calcula los valores  $h_i$  para las siguientes ecuaciones:

$$h_{i+1} = \frac{E_i - B_i h_i}{D_i} \quad ; \quad h_i = \frac{E_i - D_i h_{i+1}}{B_i} \quad (5.33)$$

Como inicialmente se partió de valores de "y<sub>i</sub>" incorrectos, el cálculo deber ser reiterado hasta que se obtengan, para "y<sub>i</sub>", valores próximos entre una iteración y otra.

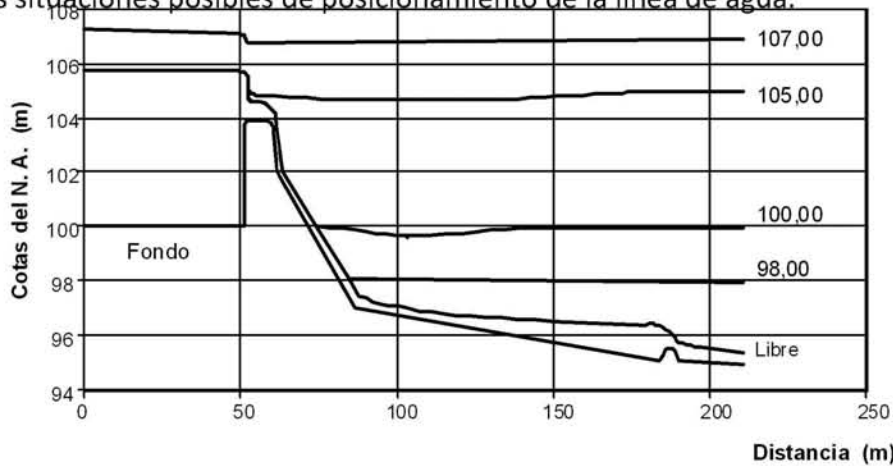
La figura 5.12 muestra los resultados del cálculo del escurrimiento gradualmente variado



en un canal rectangular de base  $b = 5,00$  m, escurriendo un caudal de  $5,00$  m<sup>3</sup>/s. El perfil del fondo engloba un tramo de pendiente nula, una solera seguida de dos tramos de pendiente fuerte, otro de pendiente suave y una solera terminal.

Para los cálculos, el canal fue dividido en 200 secciones y el factor de fricción fue estimado a través de la ecuación del régimen uniforme adoptándose  $k_s = 0,001$  m.

Los resultados fueron obtenidos variando el nivel de agua en la sección de aguas abajo desde el escurrimiento libre hasta la saturación parcial de solera, proporcionándose así todas las situaciones posibles de posicionamiento de la línea de agua.

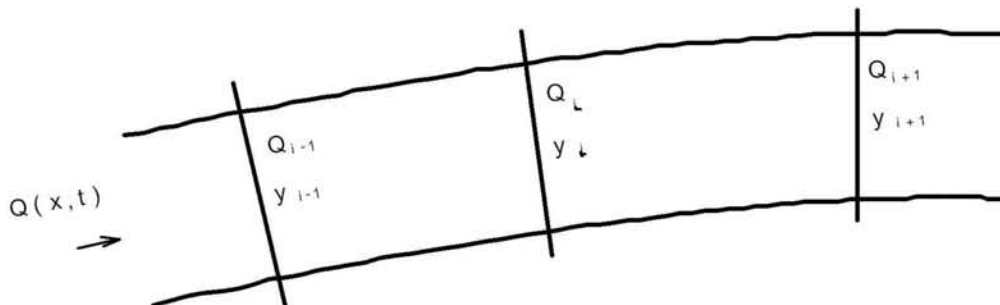


**Figura 5.12 - Ecurrimiento en canal rectangular con diversas situaciones de control hidráulico calculado a partir de las ecuaciones**

• **Ecurrimiento no permanente**

La modelación de los escurrimientos no permanentes tiene gran interés en el drenaje urbano para el estudio de traslación de ondas de crecida en los canales y galerías, entre otros. En estos fenómenos son aplicadas las ecuaciones genéricas de Saint-Venant (véanse ecuaciones 5.17 y 5.27). La solución de estas ecuaciones puede ser realizada por diversos métodos numéricos, como el método de las características, de diferencias finitas, de elementos finitos, etc. A continuación se presenta un ejemplo de solución numérica.

Chaudhry et alli. (1987, 1989, 1990, 1991) y posteriormente Navarro (1992) presentan estudios de la aplicación del esquema de MacCormack para la simulación numérica de los escurrimientos en canales regulares dotados de puntos singulares, ocurrencia de resaltos hidráulicos y variaciones de fondo. Este esquema se fundamenta en la aplicación de diferencias finitas de segundo orden entre los puntos discretizados del canal, considerando variables  $Q_i, y_i$ , como se muestra en figura 5.13.



**Figura 5.13 - Discretización numérica del canal**

La discretización numérica del esquema de MacComarck considera una “cuadrícula” espacio-tiempo conforme lo indicado en la **figura 5.14**, y dos grupos de representaciones finitas para una magnitud genérica G, denominados “predictor” y “corrector”. Espacialmente, el canal es discretizado a través de las secciones transversales distanciadas  $\Delta x$ . El dominio del tiempo es dividido en intervalos  $\Delta t$ .

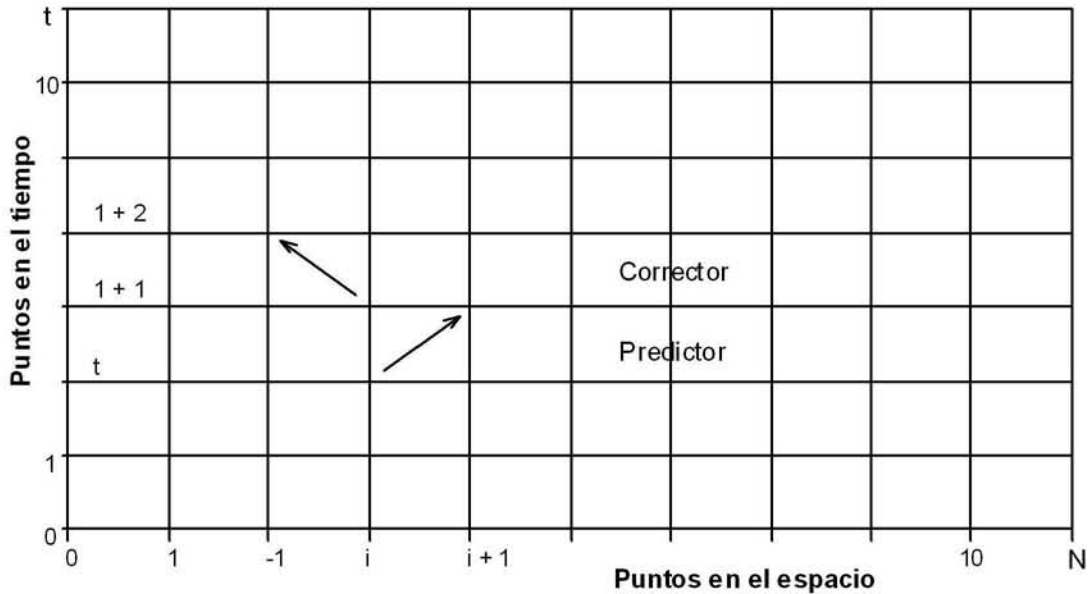


Figura 5.14 - Cuadrícula espacio-tiempo de MacComarck

**Predictor:**

$$\frac{\partial G}{\partial t} = \frac{G_i^* - G_i^t}{\Delta t} \dots \frac{\partial G}{\partial x} = \frac{G_{i+1}^* - G_i^*}{\Delta x} \dots \bar{G} = \frac{G_{i+1}^t + G_i^t}{2} \quad (5.34)$$

**Corrector:**

$$\frac{\partial G}{\partial t} = \frac{G_i^{**} - G_i^*}{\Delta t} \dots \frac{\partial G}{\partial x} = \frac{G_i^{**} - G_{i-1}^*}{\Delta x} \dots \bar{G} = \frac{G_i^* + G_{i-1}^*}{2} \quad (5.35)$$

La aplicación de la ecuación 5.34 con las ecuaciones básicas define el paso de cálculo denominado Predictor, de la forma:

$$h_i^* = h_i^t + \frac{\Delta t}{B_{i+1} + L_i} \left( \bar{q}_{s_{i+1}} - \left( \frac{\bar{Q}_{i+1}^t - Q_i^t}{\Delta x} \right) \right) \quad (5.36)$$

$$Q_i^* = Q_i - \Delta t \left[ \frac{\bar{Q}_i^2}{A_{i+1}} \left( \frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + 2 \bar{\beta}_{i+1} \frac{\bar{Q}_{i+1}}{A_{i+1}} \left( \frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_{i+1} \left( 1 - \bar{\beta}_{i+1} \bar{F}_{r_{i+1}}^2 \right) \left( \frac{h_{i+1}^t - h_i^t}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_{i+1} \bar{S}_{f_{i+1}} \right] + \bar{q}_{t_{i+1}} \bar{v}_{i+1} \cos \gamma_{i+1}$$

Aplicándose la ecuación 5.35, se obtiene el paso Corrector.

$$\begin{aligned}
 h_i^{**} &= h_i^* + \frac{\Delta t}{\bar{B}_i + \bar{L}_i} \left( \bar{q}_{s_i} - \left( \frac{\bar{Q}_i^* - \bar{Q}_{i-1}^*}{\Delta x} \right) \right) \\
 Q^{**} &= Q^* - \Delta t \left[ \frac{\bar{Q}_i^2}{\bar{A}_i} \left( \frac{\beta_i^* - \beta_{i-1}}{\Delta x} \right) + 2 \bar{\beta}_i \frac{\bar{Q}_1}{\bar{A}_1} \left( \frac{\bar{Q}_i^* - \bar{Q}_{i-1}}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_i \left( 1 - \bar{\beta}_1 \bar{F}_{\bar{\eta}}^2 \right) \left( \frac{h_i^* - h_{i-1}^*}{\Delta x} \right) - g \bar{A}_i \bar{S}_{f_i} \right] + \\
 &+ \bar{q}_{t_i} v_i \cos \gamma_i
 \end{aligned}
 \tag{5.37}$$

Los valores finales de las incógnitas “Q” y “y” son calculados después de los pasos predictor y corrector mediante las siguientes expresiones:

$$h^{t+1} = \frac{h_i^t + h_t^{**}}{2} ; \quad Q^{t+1} = \frac{Q_i^t + Q_i^{**}}{2} \tag{5.38}$$

Muchos autores indican que el cálculo de las variables h y Q puede ser corregido a través de la introducción de una viscosidad artificial para amortiguamiento de las oscilaciones numéricas de altas órdenes derivadas del método de discretización. Esta corrección esta dada por:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= \frac{|h_{i+1} - 2h_i + h_{i-1}|}{|h_{i+1}| + 2|h_i| + |h_{i-1}|} \\
 \varepsilon_{i-1/2} &= k \frac{\Delta t}{\Delta x} \text{máx}(\varepsilon_{i-1}, \varepsilon_i) \\
 \varepsilon_{i+1/2} &= k \frac{\Delta t}{\Delta x} \text{máx}(\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}) \\
 G_i^{t+1} &= G_i^{t+1} + \varepsilon_{i+1/2} (G_{i+1}^{t+1} - G_i^{t+1}) - \varepsilon_{i-1/2} (G_i^{t+1} - G_{i-1}^{t+1})
 \end{aligned}
 \tag{5.39}$$

El coeficiente de amortiguamiento “k”, según Chaudhry et alli. (1991), debe ser adoptado en cada caso, siempre el menor posible, incluso suficiente para el amortiguamiento de las oscilaciones características de alta frecuencia.

Siendo un método explícito, la estabilidad numérica está garantizada al ser cumplida la condición de Courant-Friedrichs-Lewys, conforme lo indicado en la siguiente expresión:

$$C_n = (v + \sqrt{g \cdot y}) \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \tag{5.40}$$

El algoritmo para la solución del esquema de MacComarck presenta 4 etapas para cada paso del tiempo, conforme indica la **tabla 5.5**.

**Tabla 5.5 - Algoritmo de solución del modelo de MacComarck**

A continuación se muestra una aplicación del modelo de MacComarck a un canal de diferentes condicionantes hidráulicas, que ilustra la gran utilidad práctica del método especialmente aplicable a los canales de drenaje.

La sección transversal considerada es trapezoidal con base de 6 m y taludes inclinados H: V 4:1. El perfil del fondo tiene pendientes 0,1 %, 0,45 % y 0,04 % en un tramo de 1 000 m. En la sección inicial de aguas arriba S1, fue impuesto un hidrograma triangular iniciando en 20 m<sup>3</sup>/s, variando hasta 50 m<sup>3</sup>/s bruscamente y decreciendo hasta 20 m<sup>3</sup>/s nuevamente. En la sección de aguas abajo fue impuesto un limnigrama variable entre las cotas de 1,50 m y 2,50 m. El tiempo total de simulación fue de 360 s. La resistencia del escurrimiento fue computada según la expresión de Manning, con  $n = 0,015$ , y el intervalo de cálculo adoptado es de 1 s, equivalente al número de Courant C del orden de 0,9.

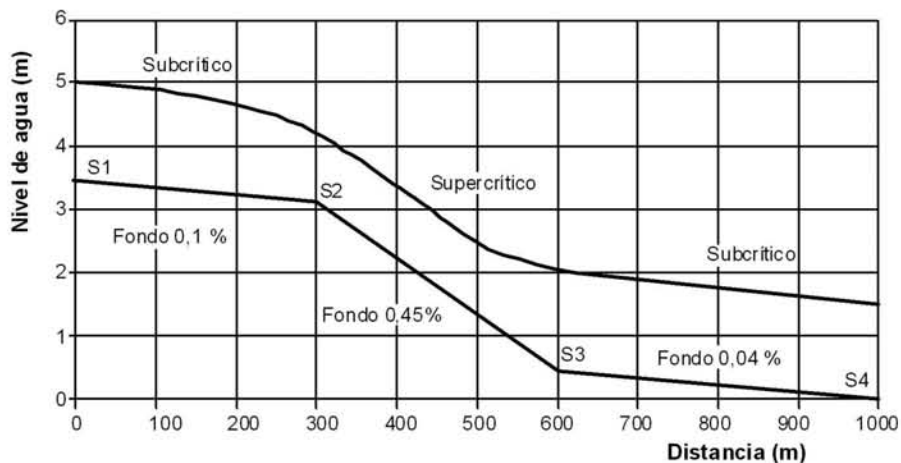
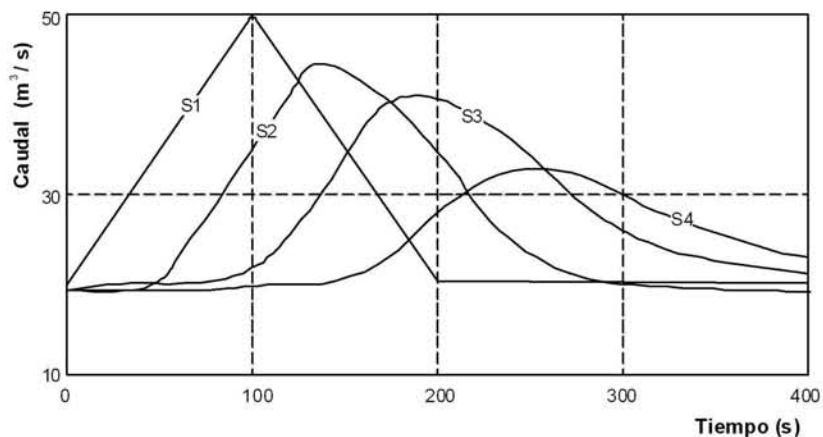


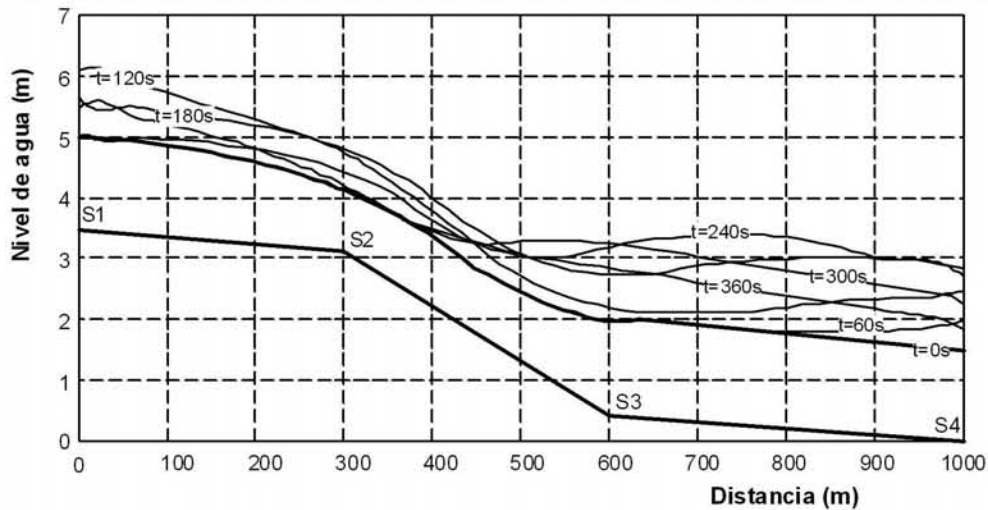
Figura 5.15 - Condiciones iniciales en el esquema de MacComarck

En la condición inicial, correspondiente a  $t = 0$  s, se observa que el canal presenta un escurrimiento sub-crítico entre las secciones S1 y S2, super-crítico entre S2 y S3 y nuevamente sub-crítico de S3 a S4. El resultado de la figura 5.15 fue obtenido calculándose el escurrimiento para el caudal constante de 20 m<sup>3</sup>/s.

El hidrograma afluente es fuertemente amortiguado a lo largo del canal debido al almacenamiento, y la sobre-evaluación impuesta al nivel en la sección S4 llega desfasada a la sección S3, como muestran los hidrogramas y limnigramas de las figuras 5.16 y 5.17. También en la figura 5.18 pueden ser observadas las líneas de agua en función del tiempo calculadas por este método.

Figura 5.16 - Método de MacComarck. Limnigramas resultantes (Nivel de agua - Tiempo)





#### 5.4.5 Cálculo de conductos en régimen forzado

A pesar de que los conductos cerrados destinados al drenaje urbano tienen como premisa de proyecto su funcionamiento como régimen libre, hay situaciones en que se debe hacer algún tipo de verificación del escurrimiento en régimen forzado (por ejemplo, para situaciones de caudales excepcionales en regiones planas).

El procedimiento de cálculo, en este caso, se realiza con el uso del principio de la conservación de energía. La diferencia es que, se calcula la trayectoria de la línea piezométrica y no de la línea de agua.

Con esta información se puede conocer, por ejemplo, las posibilidades de eventuales inundaciones en terrenos planos o de anegaciones de las secciones de salida de las galerías o tuberías de los sistemas de micro o macrodrenaje contribuyentes.

De esta manera, tomándose como base el diseño de la **figura 5.19**, se aplica la ecuación de la conservación de energía entre las secciones de cálculo 1 y 2:

$$\Delta H_{1-2} = \left( z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right) - \left( z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (5.41)$$

Donde  $\frac{P_i}{\gamma}$  corresponde al término piezométrico.

El primer término de esta ecuación puede ser calculado por la composición de las partes correspondientes a las pérdidas distribuidas a través de la Fórmula Universal de Pérdida de Carga y por ecuaciones correspondientes a las pérdidas localizadas, es decir:

$$\Delta H_{1-2} = \sum \Delta H_{\text{distribuidas}} + \sum \Delta H_{\text{localizadas}}$$

Siendo:

$$\Delta H_{\text{distribuida}} = \frac{f}{4} \cdot \frac{\Delta x_i}{R_{hi}} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

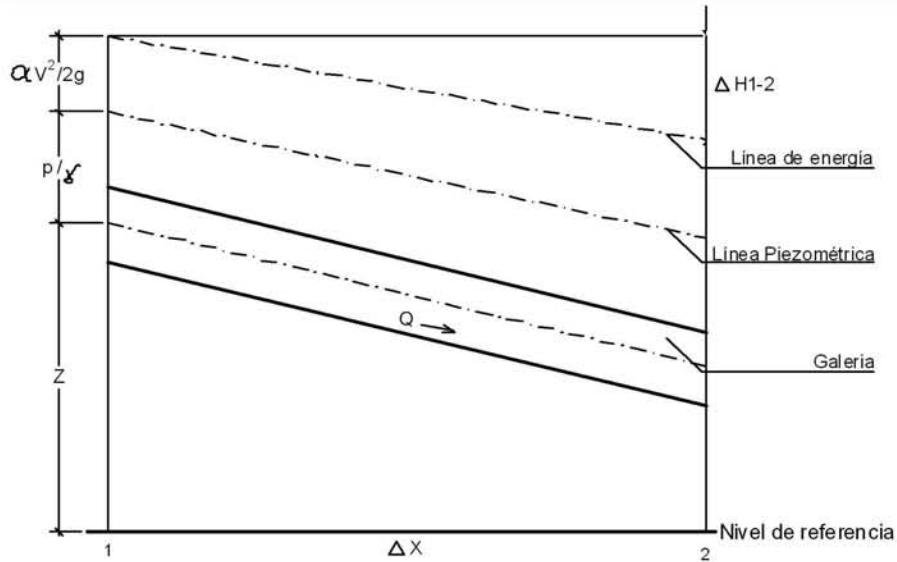


Figura 5.19 - Esquema de la variación de la línea de energía en galerías funcionando en carga

$$\Delta H_{\text{localizada}} = K_i \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (5.44)$$

donde:

- $\Delta X_i$  Extensión del tramo en conducto forzado con una determinada sección típica del radio hidráulico  $R_{hi}$ , en m
- $K_i$  Coeficiente de pérdida de carga localizada de la singularidad considerada, adimensional
- $f$  Factor de resistencia al escurrimiento, pudiendo ser determinado por la **ecuación** de Colebrook:

$$f = \left[ -2 \cdot \log \left( \frac{K_s}{14.8 \cdot R_h} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

$$Re \cdot \sqrt{f} = 8 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{v^* \cdot R_h}{\nu}$$

donde:

- $K_s$  Rugosidad absoluta de la pared del conducto, en mm
- $R_h$  Radio hidráulico, en m
- $Re$  Número de Reynolds, adimensional
- $v^*$  Velocidad de fricción, en m/s
- Coefficiente cinemática de viscosidad, en  $m^2/s$  (varía con la temperatura del líquido). Por ejemplo  $1,31 \times 10^{-6}$  ( $m^2/s$ ) para  $10^\circ C$

Por tanto, conocidas las condiciones de aguas abajo, se determinan las partes de pérdidas de carga distribuidas y localizadas. Con estos datos se calcula la posición del nivel en la sección de aguas arriba y sucesivamente.

### 5.4.6 Ecuaciones generales para el estudio de las singularidades

Todos los problemas relativos a las singularidades son resueltos con el conjunto de las ecuaciones de la conservación de la masa, conservación de la energía y de la cantidad de movimiento, expresadas de forma simplificada:

$$\sum Q_i = 0 \quad (5.45)$$

$$\sum E_i = 0 \quad (5.46)$$

$$\sum (F_{ext_i}) \text{ (en } x \text{ o } y) = \sum (\rho \cdot Q_i \cdot V_i) \text{ (en } x \text{ o } y) \quad (5.47)$$

donde:

- $Q_i$  Caudales a aguas arriba o a aguas debajo de la singularidad
- $E_i$  Niveles de energía a aguas arriba y a aguas abajo de la singularidad
- $F_{ext_i}$  Resultantes de las fuerzas de contacto y de campo en torno del volumen de control que incluye la singularidad, proyectadas en una dirección preferencial "x" (por ejemplo, del canal principal) o perpendicular a esta dirección "y"
- Masa específica del agua, 1 000 kg/m<sup>3</sup>
- $Q_i/V_i$  Valores de las cantidades de movimiento calculadas a aguas arriba y a aguas abajo de la singularidad, también en las direcciones "x" y "y"

#### Ejemplo de caso: Resalto hidráulico

Considérese el caso del resalto hidráulico, un fenómeno muy utilizado en estructuras de disipación de energía. El resalto hidráulico es una desaceleración brusca del escurrimiento en régimen torrencial (super-crítico), pasando al régimen fluvial (sub-crítico). Sea la **figura 5.20**, con un volumen de control incluyendo el resalto hidráulico. En este diseño se encuentran representados todos los elementos de cálculo y se asume que el lecho sea plano, horizontal, con pérdidas por fricción en contacto con la pared despreciables.

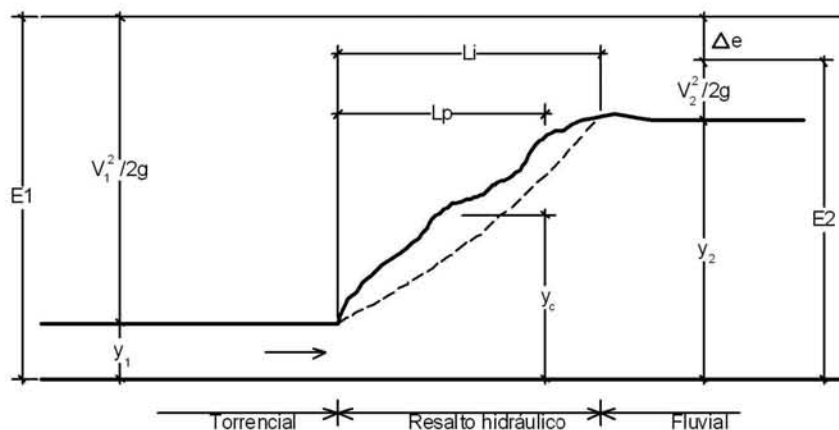


Figura 5.20 - Elementos del resalto hidráulico

Se puede concluir que la suma de las fuerzas externas en la dirección del escurrimiento sea igual a la diferencia entre los empujes hidrostáticos de los extremos del volumen de control (secciones 1 y 2):

$$F_{ext_i} = E_1 - E_2 \quad (5.48)$$

La variación de la cantidad de movimiento, también en esta dirección, tiene la siguiente expresión:

$$\sum(\rho \cdot Q_i \cdot V_i) = \rho \cdot Q_i \cdot (V_2 - V_1) \quad (5.49)$$

Por tanto, como consecuencia de la aplicación de la ecuación de cantidad de movimiento resulta:

$$E_1 - E_2 = \rho \cdot Q_i \cdot (V_2 - V_1) \quad (5.50)$$

Utilizándose la ecuación de conservación de la masa, se puede desarrollar la ecuación 5.50 que resulta en la forma clásica de la función de las profundidades conjugadas:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (5.51)$$

donde:

- y<sub>1</sub> Profundidad del escurrimiento inmediatamente a aguas arriba del resalto
- y<sub>2</sub> Profundidad del escurrimiento inmediatamente a aguas abajo del resalto
- F<sub>r1</sub> Número de Froude del escurrimiento en la sección 1

A partir de la ecuación de conservación de energía, aplicada entre las secciones 1 y 2, se calcula la pérdida de carga en el resalto hidráulico  $\Delta H_{1-2}$

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H_{1-2} \quad (5.52)$$

Desarrollando esta ecuación se llega a la expresión simplificada:

$$\Delta H_{1-2} = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_1 \cdot y_2} \quad (5.53)$$

#### 5.4.7 Definición de factores de fricción

Existen diferentes ecuaciones que expresan el factor de resistencia al escurrimiento, algunas de las cuales, las de mayor relevancia, se presentan en el capítulo referente al escurrimiento uniforme (véase 5.4.2). De este conjunto, la ecuación más aceptada, en función de su fundamento teórico-experimental que hace uso de conceptos clásicos de la Mecánica de los Fluidos, parte de la ecuación de distribución de velocidades (véase 5.4.1). Una simplificación que representa un recurso bastante interesante es la ecuación de Manning-Strickler que no es nada más que un ajuste numérico de la ecuación derivada de la distribución logarítmica de velocidades (válida para el régimen turbulento rugoso), la estructura de la ecuación de Manning, por tener una estructura monomial se torna más fácil para su uso. El hecho de que todas estas ecuaciones son de uso restricto al



régimen turbulento rugoso no representa problema para su utilización en proyectos de drenaje, una vez que los efectos de la viscosidad no son significativos. De esta manera, la determinación del factor de fricción de Manning esta dada por la siguiente expresión:

$$n = \frac{K_s^{1/6}}{26} \quad (5.54)$$

donde:

n      Factor de fricción de Manning (Sistema Internacional)  
 K<sub>s</sub>    Coeficiente de rugosidad absoluta de las paredes

Por tanto, la única dificultad en este tipo de ecuación es la definición adecuada de la rugosidad de las paredes.

Dentro de lo que es usual en proyectos de drenaje urbano, deben ser considerados los casos de canalizaciones en hormigón, gaviones, enrocamientos, canales excavados en tierra con taludes gramados, combinaciones de todos estos y por último, los canales naturales, sin tratamiento alguno.

Los canales de hormigón (con revestimiento en todo su perímetro mojado), presentan normalmente un valor bajo de factor de resistencia al escurrimiento. La literatura especializada indica, para revestimientos lisos bien acabados, valores de "n" variando entre 0,012 a 0,014 que corresponden a un valor de K<sub>s</sub> del orden de 1 a 2 mm. Estos valores son compatibles con el tipo de acabado de revestimiento en hormigón, desde que atienden a cuidados constructivos rigurosos.

Sin embargo, la realidad muestra que aunque se tengan todos los cuidados en la fase constructiva, en el recorrer de la vida útil de la canalización ocurren naturalmente desgastes en la superficie de hormigón debido a la abrasión natural, principalmente en el período de las crecidas. En estas ocasiones las sollicitaciones hidro-dinámicas son más intensas y las velocidades son más elevadas con el consiguiente transporte de gran cantidad de material de arrastre pesado, capaz de producir un efecto de "martillamiento" sobre la superficie de hormigón. Además de estos factores, ocurren los desgastes naturales de la intemperie, eventuales rebajes localizados o deformaciones, produciendo desalineamientos, principalmente en los puntos de las juntas. Por ello, se debe considerar el apreciable incremento de la rugosidad producto de depósitos localizados de sedimentos, basura y vegetación nativa o transportada, que se acumulan a lo largo de la canalización.

En la fase de proyecto es prácticamente imposible la evaluación de los efectos de depósitos localizados y estos deben ser resueltos a partir de servicios de mantenimiento adecuados ya en la fase operacional. Sin embargo, los efectos naturales de desgaste deben ser previstos, debiéndose adoptar para el factor de fricción valores realistas. Una práctica que ha sido recomendada es la de utilizar un factor de fricción de Manning igual a 0,018 que representa una rugosidad absoluta del orden de 10 mm, que es un valor bastante razonable, pensándose en una condición futura. Esta rugosidad será explicada para la remoción de parte de los agregados pequeños, dejando expuestos los agregados grandes junto a la superficie, así como otras eventuales pérdidas.

Para el caso de canales revestidos con piedra chancada, o gaviones, se puede utilizar la propuesta de Meyer-Peter Müller que considera K<sub>s</sub> =d90, donde d90 es el diámetro de la distribución granulométrica acumulada correspondiente a la frecuencia de 90%. Hay otras variaciones que al final resultan valores muy similares. En el caso de revestimientos con enrocamiento, si son bien construidos pueden tener el factor de fricción de Manning

variando entre valores del orden de 0,026 ( $d_{90} = 0,10$  m) y 0,031 ( $d_{90} = 0,30$  m). Y en el caso de los gaviones estos valores se reducen, una vez que el material acaba teniendo una mejor disposición, no presentando tantas protuberancias como ocurre con las soluciones de enrocamiento.

De la misma manera, canales revestidos con colchones tipo Reno, con material bien seleccionado y colocado en la obra con mucho cuidado, pueden presentar un factor de fricción del orden de 0,022; sin embargo, si fuese revestido con gaviones rellenos con material no seleccionado y colocados en la obra sin cuidado, el factor de fricción pasa a ser del orden de 0,029. Según los fabricantes, se puede conseguir una rugosidad de hasta 0,016 en revestimientos con colchones tipo Reno perfectamente impermeabilizados con mezcla de asfalto hidráulico aplicado con métodos apropiados para obtener una superficie plana y bastante lisa. No se recomienda la adopción de este valor extremadamente reducido por los mismos motivos ya presentados en lo que se refiere a los acabados en hormigón. En una condición futura el acabado superficial se deteriora, aumentando el valor del factor de fricción adoptado en proyecto. En este caso, conviene sobre-estimar el valor del factor de fricción, como se aconseja para revestimientos en hormigón, previendo una deterioración natural de la superficie de acabado.

El factor de fricción para canales revestidos excavados en tierra depende mucho de la técnica utilizada en la construcción, de los cuidados para el acabado de la obra, de su mantenimiento y cuidado con la vegetación de los márgenes de río. De manera general, en las obras corrientes con un buen cuidado en el acabado, se puede tener un factor de fricción en torno de 0,030; lo que corresponde a una rugosidad media de 0,22 m. En canales naturales, desde que las condiciones sean razonables, sin vegetación obstruyendo el canal, depósitos importantes de escombros, irregularidades de secciones u otras anomalías, es razonable que el factor de fricción se sitúe en una faja entre 0,030 y 0,035, lo que corresponde a una rugosidad media variando entre 0,22 m y 0,57 m. Estos valores son bastante compatibles con las rugosidades de forma que se encuentran en ríos aluviales con fondo arenoso.

En los canales excavados en tierra con cobertura de grama, la rugosidad depende no sólo de la especie plantada sino de la condición en que fue mantenida. Existen algunos trabajos que tratan exclusivamente el tema, como por ejemplo el de Geological Survey Water Supply (apud Wright-McLaughlin -1979), que recomienda para canales revestidos con gramas cortas, de profundidades superiores a 1,0 m un factor de fricción de Manning del orden de 0,030. Para profundidades inferiores a 0,5 m, se debe adoptar un factor de fricción variando entre 0,035; para gramas con alturas de 5 cm y 0,040 para gramas con altura entre 10 cm y 15 cm.

En el caso de especies gramíneas más alargadas, con longitud superior a 30 cm, recomienda un factor de fricción del orden de 0,035 para profundidades superiores a 1,0 m y del orden de 0,070 para profundidades inferiores a 0,5 m. En este último caso, el factor de fricción puede llegar a un valor del orden de 0,100 para vegetación densa y larga, superior a 60 cm de longitud.

#### 5.4.8 Composición de la rugosidad

Es normal proponer soluciones de proyecto que empleen diferentes tipos de revestimiento a lo largo del perímetro mojado, como en los casos de paredes laterales en hormigón o gavión y fondo en tierra, u otros tipos de combinaciones. En casos como este es necesario hacer la ponderación del factor de fricción. Existen métodos difundidos en la bibliografía especializada que tratan de este tema, siendo uno de los más conocidos, el método de H. Einstein (apud Chow - 1959), y tiene la siguiente expresión:

$$n = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1.5}}{P} \right]^{2/3} \quad (5.55)$$

donde:

- P<sub>i</sub> Partes que componen el perímetro mojado P, con el correspondiente factor de fricción "n".
- n Coeficiente de rugosidad, adimensional

Existen casos de soluciones que atienden los principios de estabilidad, que utilizan secciones compuestas. Estas secciones presentan un lecho principal que atiende caudales más frecuentes y un lecho secundario destinado a caudales excepcionales produciendo un efecto similar al que ocurre en canales aluvionales naturales. En estas condiciones normalmente hay diferencias marcadas entre los factores de fricción del lecho principal y el secundario.

La ecuación de Einstein, sobre la ponderación del factor de fricción de Manning, parte de la suposición de que la sección es dividida en celdas de igual velocidad, correspondientes a los diferentes factores de fricción. Esta ecuación, sin embargo, no puede ser aplicada al caso en cuestión dada la diferencia de magnitud de las velocidades en el lecho principal y secundario. En este caso, se debe hacer la sub-división entre los escurrimientos del lecho principal y del (los) secundario(s), como si fuesen canales distintos. El caudal total pasa a ser la suma de los caudales parciales en cada una estas partes.

Es importante observar que al considerar la velocidad media en toda la sección mixta, se debe hacer la composición de los coeficientes  $\alpha$  de la ecuación de la energía y  $\beta$  de la ecuación de la cantidad de movimiento. Los coeficientes de la distribución de velocidad de la sección completa son (Chow - 1959):

$$\alpha = \frac{\sum_1^N \left( \frac{\alpha_N \cdot K_N^3}{\Delta A_N^2} \right)}{\left( \sum_1^N K_N \right)^3} \quad ; \quad \beta = \frac{\sum_1^N \left( \frac{\alpha_N \cdot K_N^2}{\Delta A_N} \right)}{\left( \sum_1^N K_N \right)^2} \quad (5.56)$$

donde:

- K<sub>N</sub> Conductividad hidráulica parcial referida a la parte de área  $\Delta A_N$ . La conductividad hidráulica es definida como la razón  $Q/i0,5$ , y su expresión es función del tipo de ecuación de resistencia al escurrimiento con que se este tratando. En el caso de la ecuación de Manning está expresada de la forma:

$$K = \frac{A \cdot R_h^{2/3}}{n} \quad (5.57)$$

#### 5.4.9 Régimen de escurrimiento

Los escurrimientos super-críticos en canales de drenaje urbano acarrear inconvenientes

tales como formación de ondulaciones producidas por inestabilidades superficiales, niveles elevados de pérdidas de carga localizadas, necesidad de un cuidado mayor en cuanto a la estabilidad del canal, entre otros. Por ello, siempre que sea posible, se deben evitar proyectos en este régimen. En casos que esto sea inevitable se debe tener cuidado especial tanto en las consideraciones de cálculos hidráulicos, como estructurales y cuidados constructivos. De una forma general, los canales de hormigón son los más adecuados.

El número de Froude no debe estar situado entre 0,7 y 1,4 porque determina una inestabilidad del escurrimiento. Es importante tener bien definidos los puntos de cambio de régimen como, por ejemplo, gradas o puntos de formación de resalto.

#### 5.4.10 Borde libre

No hay un consenso en cuanto al dimensionamiento del borde libre de las canalizaciones porque, dependiendo de cada finalidad se puede tener criterios más o menos restrictivos. Por ejemplo, canales de irrigación cuyas condiciones de escurrimiento son bastantes controladas no necesitan de los mismos niveles de holgura que un canal de drenaje o de navegación. Los criterios establecen que estos parámetros deben ser resultado de la experiencia práctica y/o del buen criterio del proyectista. Para ello, se presentan algunas recomendaciones, recomendando que se debe adoptar siempre el criterio más limitativo.

De acuerdo con el U.S. Bureau of Reclamation (apud-Chow-1959), los valores adoptados para borde libre en canales, varía de 0,30 a 1,2 m, para canalizaciones con caudales entre 0,5 m<sup>3</sup>/s a 80 m<sup>3</sup>/s aproximadamente. Asimismo, para contar con una orientación inicial se aconseja el uso de la siguiente expresión:

$$BL = (a \cdot y)^{0,5} \quad (5.58)$$

donde:

- BL Valor del borde libre, en m
- a Constante variable, en m: 0,4, para caudal de proyecto con valores próximos al límite inferior de 0,5 m<sup>3</sup>/s; 0,8 para valores iguales o superiores a 80 m<sup>3</sup>/s, con un límite máximo de 1,2 m
- y Profundidad de escurrimiento para el caudal de proyecto, en m

El Manual de Criterios de Proyectos de Drenaje Urbano de la ciudad de Denver Colorado, E.U.A. (Wright-Mclaughin - 1979) presenta, como criterio, la siguiente ecuación:

$$BL = 0,60 + 0,037 \cdot V \cdot y^{1/3} \quad (5.59)$$

donde:

- BL Valor del borde libre, en m
- V Velocidad media en la sección de cálculo, en m/s
- y Profundidad de escurrimiento para el caudal de proyecto, en m

En el Manual de la ciudad de Denver, el caudal de proyecto esta considerado como el determinado para un período de retorno de 100 años. Para los casos de canalizaciones que atiendan períodos de retorno menores, se recomienda que las obras de ribera se sitúen a por lo menos 0,30 m sobre el nivel correspondiente a la línea de agua del caudal con período de retorno de 100 años.

En el caso que sea inevitable el proyecto de la canalización en régimen torrencial se deben aumentar esos valores propuestos por el incremento correspondiente a las ondulaciones de superficie. También en los puntos de cambio de dirección, debe ser aumentado el valor correspondiente al de sobre-evaluación del nivel de agua debido al efecto de curvatura (véase 5.5.9).

En secciones cerradas la determinación del borde libre merece especial atención, porque a sección llena, el conducto sufre una brusca reducción de la conductividad hidráulica. En los casos convencionales de un proyecto, con caudal de dimensionamiento con período de retorno de 25 años, conviene también hacer la verificación de su comportamiento hidráulico para el caudal con período de retorno de 100 años. En el caso de esta última condición cuando el conducto entre en carga, se debe imponer que la línea piezométrica no sobrepase los niveles más bajos de los terrenos laterales. La estructura debe ser dimensionada para soportar todas las solicitaciones, así como, se debe tomar todos los cuidados constructivos para atender esta situación de escurrimiento en carga.

## 5.5 SINGULARIDADES

### 5.5.1 Emboque en nivel

Los emboques en galerías siguen los mismos criterios de dimensionamiento de alcantarillas, con la particularidad que deben ser dimensionados para que no entren en carga en cualquier circunstancia. Para que esto ocurra es necesario no solo que las dimensiones de la galería sean suficientemente dimensionadas, para que funcione en régimen de escurrimiento con superficie libre, sino también que las condiciones de aguas abajo y aguas arriba sean tales que no permitan la saturación. La experiencia demuestra que existe un valor crítico de la altura del nivel de aguas arriba, entre 1,2 y 1,5 veces la altura de la galería, sobre la cual el emboque debe entrar en carga (figura 5.21).

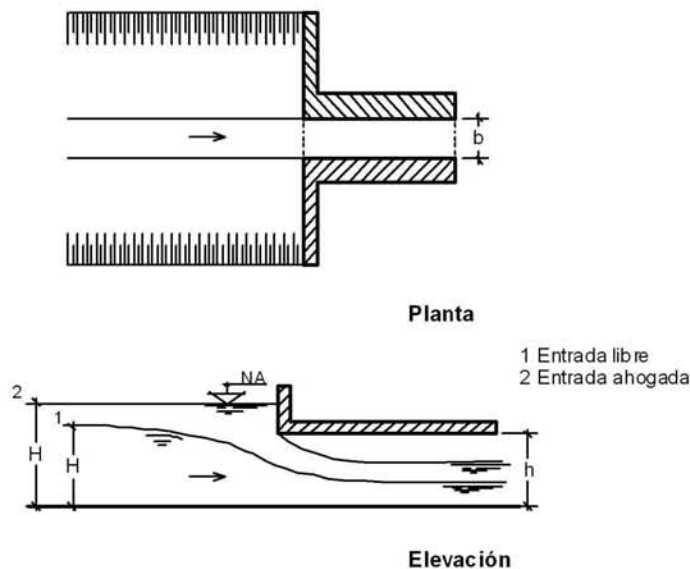


Figura 5.21 - Emboque en galería

Existen situaciones, como por ejemplo las salidas de reservorios, en que el nivel de aguas arriba sobrepasa el valor límite de saturación; sin embargo, en el interior del conducto el escurrimiento es superficie libre (figura 5.21). En estos casos se debe dimensionar la entrada de la galería como si fuese un orificio de grandes dimensiones, a partir de la ecuación de conservación de energía, con la expresión:

$$Q = C_Q \cdot l \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^3} \quad (5.60)$$

donde:

- Q Caudal de proyecto de la galería, en m<sup>3</sup>/s
- C<sub>Q</sub> Coeficiente de descarga del orificio
- A Área de la sección de entrada de la galería, en m<sup>2</sup>
- H Carga en el reservorio referida al piso de la galería, en m
- g Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s<sup>2</sup>

El coeficiente de descarga varía entre 0,45 y 0,75 aproximadamente, dependiendo de la geometría en la entrada (Chow - 1959).

Henderson (1966) indica una ecuación para secciones de galerías cuadradas o rectangulares, que se aproxima mucho a los valores observados, con desvíos del orden de 2 %:

$$Q = C_Q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (5.61)$$

donde:

- C<sub>Q</sub> 0,6 para bordes con arista cuadrada; 0,8 para bordes redondos
- b Ancho de la galería, en m
- h<sub>gal</sub> Altura de la galería, en m

Sin sobrepasar el límite para la saturación en la entrada (**figura 5.21**), Henderson (1996) recomienda utilizar una ecuación similar, admitiendo que el escurrimiento pase por el régimen crítico en la entrada de la galería:

$$Q = C_Q \cdot b \cdot h_{gal} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - C_Q \cdot h_{gal})} \quad (5.62)$$

donde:

- C<sub>b</sub> Coeficiente de contracción lateral que asume el valor unitario cuando los bordes son redondos con radio de curvatura superior a 10 % del valor del ancho de la boca de la galería, e igual a 0,9 cuando los bordes tienen arista cuadrada.

Para la aproximación en canales, la pérdida de carga en el emboque, depende básicamente de las condiciones geométricas de la aproximación. Lo ideal es que se desarrolle en la misma dirección del eje de la galería, con una transición geométrica gradual para minimizar las pérdidas de carga. En el caso que sea inevitable un paso con variación geométrica más brusca, que incluya cambio de ancho de sección o incluso un aproximación en curva, se debe calcular estos efectos.

### 5.5.2 Emboques a partir de vertederos

Existen casos en que el inicio o final de una galería debe ser desarrollada con vertederos, por una conexión de los sistemas de microdrenaje u otros. En este caso conviene que esta entrada sea realice a través de vertedero frontal y/o lateral o en forma de tulipán, dependiendo de la disposición específica de cada obra. Estos vertederos deben ser dimensionados de forma de tener una capacidad de descarga igual o superior al de la galería, evitando así que se forme un punto de restricción.



El ecuacionamiento de los vertederos sigue básicamente la misma estructura de la ecuación 5.60, con la diferencia de que la altura de carga es tomada en relación a la cresta vertiente, como la siguiente expresión:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_b \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot H} \quad (5.63)$$

donde:

$l$  Longitud de la cresta del vertedero, en m

El coeficiente de caudal  $CQ$  puede variar entre 0,385 para vertederos de solera gruesa a 0,49 para vertederos de solera normal. La figura 5.22 muestra un ejemplo de este tipo de configuración de emboque.

En caso que sea necesario hacer la disipación de energía, se debe seguir el criterio de dimensionamiento presentado en 5.7.

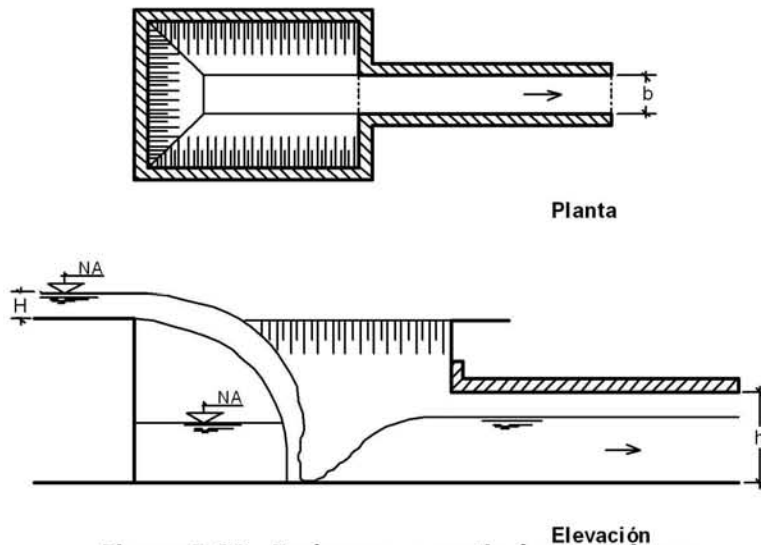


Figura 5.22 - Emboque a partir de vertederos

### 5.5.3 Alargamiento de sección

La situación más crítica, en términos del ancho de la canalización, ocurre cuando hay un alargamiento brusco de la sección. A partir de los principios de conservación de energía y de la cantidad de movimiento, se puede conducir a su ecuacionamiento. Dentro del esquema de la figura 5.23, resulta la siguiente ecuación de pérdida de carga en la singularidad (Henderson - 1966):

$$\Delta E = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_1 \cdot b_1)^2} \cdot \left[ \frac{2 \cdot F_{r1}^2 \cdot b_1^3 \cdot (b_2 - b_1)}{b_2^4} + \left( 1 - \frac{b_1}{b_2} \right)^2 \right] \quad (5.64)$$

donde:

$\Delta E$  Pérdida de carga entre las secciones de aguas arriba y aguas abajo, en m  
 $b_1; b_2$  Anchos de las secciones de aguas arriba y de aguas abajo respectivamente, en m  
 $F_{r1}$  Número de Froude del escurrimiento a aguas arriba de la singularidad, adimensional

$y_1$  Profundidad inmediatamente a aguas arriba del alargamiento, en m

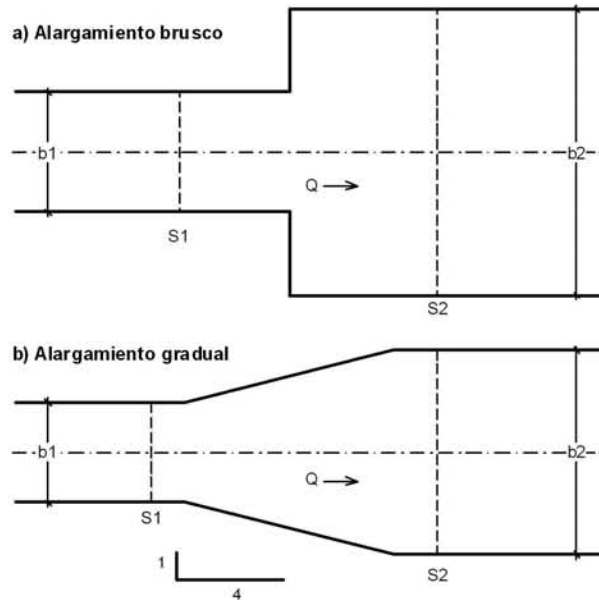


Figura 5.23 - Alargamiento

Cuando el número de Froude es muy bajo o la relación de anchos es elevada, la primera parte de la expresión entre corchetes asume un valor muy bajo, pudiendo ser despreciada. La ecuación, entonces, tiende a aproximarse a la ecuación equivalente de conductos forzados, es decir:

$$\Delta E = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_1 \cdot b_1)^2} \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right)^2 \quad (5.64)$$

En la mayor parte de de los casos esta ecuación presenta resultados conservadores. En los experimentos de Fórmica (1955), se determinaron valores de pérdida de carga ligeramente inferiores a los de esta ecuación simplificada (del orden de 10 %).

En los alargamientos graduales, las pérdidas de carga se reducen a valores del orden de 0,3 veces el valor determinado por la ecuación 5.65. Según Henderson (1966), no hay ventajas significativas al utilizarse razones de expansión superiores a 1:4 (ancho: longitud), siendo este valor recomendado para proyectos. La forma de transición no asume una importancia relevante, siendo recomendado que se evite la formación de aristas en las uniones.

Los cambios de sección en régimen torrencial, conforme ya fue descrito, determina la formación de ondas estacionarias superficiales que exige sobre-elevación del borde-libre. Este problema requiere cuidado en los proyectos, principalmente al tratarse de galerías. En este caso, debido a la posibilidad de una eventual formación de resalto o elevación del nivel de agua debido a las ondulaciones, la galería puede entrar en régimen de conducto forzado.

#### 5.5.4 Estrechamiento de sección

Las pérdidas son menores en el estrechamiento de sección, cuando son comparadas con los alargamientos. A partir de las mismas consideraciones hechas en 5.5.3 y según el esquema de la figura 5.24, se puede llegar a una expresión similar, considerando las mismas hipótesis simplificadas:



$$\Delta E = K_{est} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_2 \cdot b_2)^2} \quad (5.66)$$

donde:

$K_{est}$  Coeficiente de pérdida de carga debido al estrechamiento de la sección que depende fundamentalmente de la geometría de la transición, adimensional

Formica (1955) determinó experimentalmente valores de  $K_{est}$  del orden de 0,23 para contracciones con aristas cuadradas y de 0,11 para contracciones con estrechamiento con bordes redondos. Yarnell, en los estudios de pérdida de carga para pilares de puente, encontró valores superiores, del orden de 0,35 y 0,38, para aristas cuadradas y bordes redondos respectivamente. Con relación a los escurrimientos en régimen super-crítico, se deben tomar en cuenta las mismas observaciones realizadas en 5.5.3.

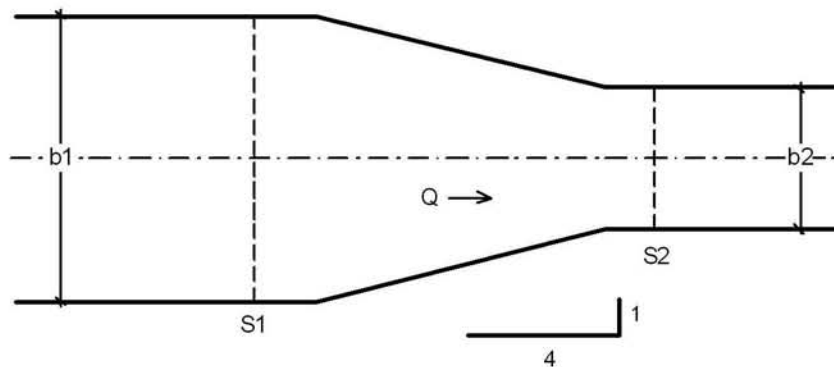


Figura 5.24 - Estrechamiento de sección

### 5.5.5 Rebajamiento de nivel

Es común en los proyectos de drenaje la necesidad de cambio de nivel del lecho, comúnmente resuelto con la introducción de grada. En el caso de desniveles poco acentuados, dentro del régimen fluvial tanto aguas arriba como aguas abajo de la grada, se aplican de la misma forma las ecuaciones de conservación de energía y de la cantidad de movimiento para la determinación del nivel aguas arriba, resultando las siguientes expresiones:

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot y_1} = \frac{b \cdot y_2^2}{2} - \frac{b \cdot \Delta z \cdot (2 \cdot y_2 - \Delta z)}{2} + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot y_2} \quad (5.67)$$

$$\Delta E = y_1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (b \cdot y_1)^2} - y_2 - \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (b \cdot y_2)^2} + \Delta z \quad (5.68)$$

donde:

$\Delta z$  Desnivel de la grada, según la figura 5.25

En los casos de rampas con variación gradual (1V:4H) se puede considerar una reducción de la pérdida de carga a un valor del orden de 0,3 veces lo determinado por la ecuación 5.68.

Los casos de desniveles acentuados con cambio de régimen de escurrimiento serán analizados más adelante (véase 5.7), estudio de las estructuras de caída.

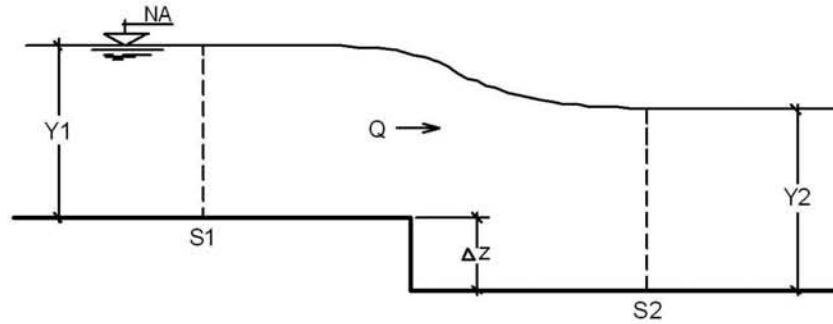


Figura 5.25 - Desnivel en grada

### 5.5.6 Pilares de puente

El estrechamiento localizado producido por pilares de puente puede ser comparado a un estrechamiento de sección seguido inmediatamente por un alargamiento. Se incluyen en este caso, además de los efectos debido al estrechamiento de sección, los efectos hidrodinámicos de la forma de los pilares.

Un cálculo aplicado al efecto de pilares de puente en secciones, es la utilización de la ecuación de Yarnell (1934a; 1934b), determinada experimentalmente para diversos formatos de pilares:

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + K_f \cdot F_{r3} \cdot (K_f + 5 \cdot F_{r3}^2 - 0,6) \cdot \left[ \left( 1 - \frac{b_2}{b_1} \right) + 15 \cdot \left( 1 - \frac{b_2}{b_1} \right)^4 \right] \quad (5.69)$$

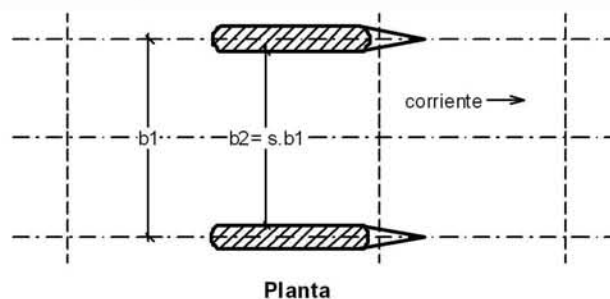
donde:

- $F_{r3}$  Número de Froude en la sección de aguas abajo, adimensional
- $K_f$  Coeficiente que considera la forma del pilar, adimensional, presentada en la **tabla 5.6**:

**Tabla 5.6 - Coeficiente de forma  $K_f$**

Forma del Pilar	$K_f$
Extremidades semi-circulares	0,90
Forma lenticular en las extremidades	0,90
Dos pilares circulares con pared de conexión	0,95
Dos pilares circulares sin conexión	1,05
Extremidades triangulares ( $90^\circ$ )	1,05
Pilares rectangulares	1,25

Los demás elementos están representados en la **figura 5.26**



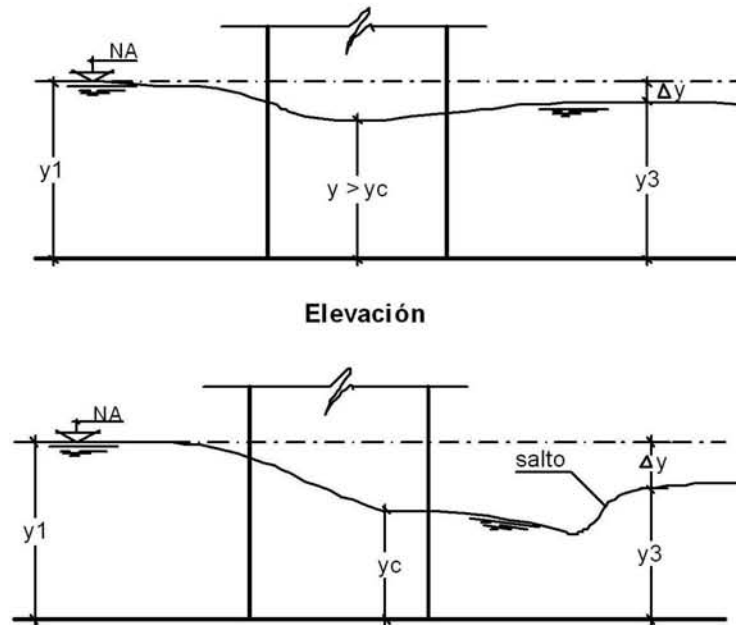


Figura 5.26 - Presencia de pilares en el escurrimiento

Cuán el grado de contracción de la sección es elevado, los escurrimientos producen resalto; por ello, se debe considerar la pérdida de carga a través de la expresión:

$$E_1 - E_2 = C_L \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \quad (5.70)$$

donde:

CL Coeficiente de pérdida que depende de la forma del pilar. Asume valores iguales a 0,35 para pilares rectangulares y 0,18 para pilares con bordes posteriores redondeados

Se puede admitir como una aproximación que la sección 2 presente la profundidad conjugada de la sección 3, después del resalto.

Con el valor de la pérdida de carga y aplicando la ecuación de la conservación de la energía se obtiene la profundidad en la sección 1 aguas arriba de los pilares. Esta ecuación fue desarrollada para pilares con una relación longitud/ancho igual a 4/1. Para relaciones de 7/1 y 13/1 fueron obtenidos experimentalmente un incremento de desniveles ( $y_1 - y_2$ ) del orden de 5 % y 10 % respectivamente.

En el caso de pilares no alineados con la dirección del escurrimiento Yarnell se verificó que para inclinaciones de hasta 10° el aumento del desnivel ( $y_1 - y_2$ ) es poco significativo. Para pendientes de 20° resultan aumentos del orden de 2,3 veces el valor del desnivel obtenido con los pilares alineados. Por tanto, siempre que fuere posible conviene que se evite tales situaciones.

### 5.5.7 Confluencias

Para el ecuacionamiento de las confluencias, se considera la situación representada en la figura 5.27. En las condiciones en que:

- a) El escurrimiento este en régimen fluvial
- b) El canal principal este alineado, con escurrimiento paralelo a las paredes y distribución uniforme de velocidades, inclusive con el contribuyente
- c) Es posible no considerar las pérdidas por fricción longitudinales
- d) El ángulo de incidencia del afluente no exceda a 45°

Los resultados de la aplicación directa de las ecuaciones de conservación de la masa, conservación de la energía y de la cantidad de movimiento dan resultados muy próximos a los valores observados experimentalmente (Taylor - 1944).

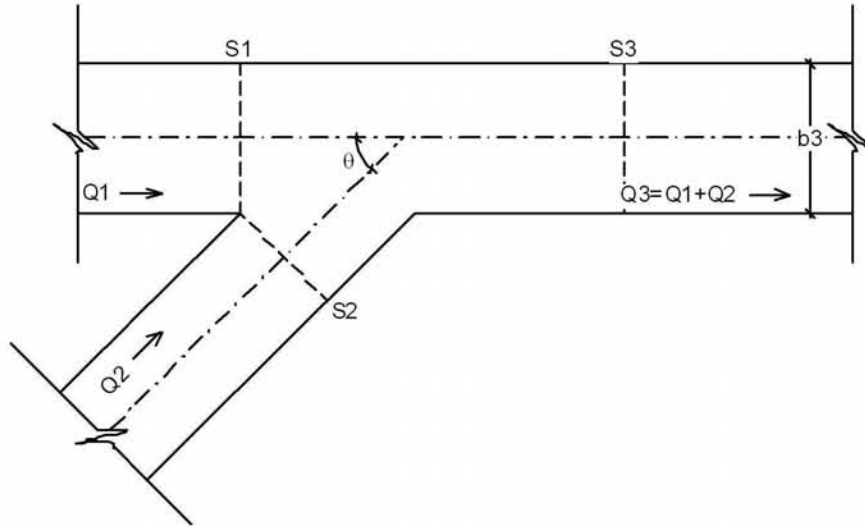


Figura 5.27 - Confluencia

Por tanto, las profundidades de aguas arriba se obtienen a partir de:

$$\frac{Q_3^2}{g \cdot A_3} + \frac{m_3 \cdot y_3^2}{2} = \frac{Q_1^2}{g \cdot A_1} + \frac{Q_2^2}{g \cdot A_2} \cdot \cos\theta + \frac{m_1 \cdot y_1^2}{2} \quad (5.71)$$

Para sección rectangular:

$$m_1 = m_3 = b_3 \quad (5.72)$$

Para sección trapezoidal:

$$m_3 = b_3 + Z_3 \frac{2 \cdot y_3}{3} ; \quad m_1 = b_3 + Z_1 \frac{2 \cdot y_1}{3} \quad (5.73)$$

donde:

- Subíndice 1 Sección de aguas arriba del canal principal
- Subíndice 2 Sección de aguas arriba del canal secundario
- Subíndice 3 Sección de aguas abajo del canal principal

No es recomendable que en la región de la unión el régimen sea super-crítico, por la ocurrencia de ondas estacionarias que producen la elevación del nivel de agua,

principalmente si se trata de galería cerrada. En caso de que sea inevitable este tipo de solución es recomendable el estudio en modelo reducido para la optimización de la solución. Para efecto de pre-dimensionamiento es recomendable que el ángulo de incidencia no supere a  $12^\circ$  y que la profundidad de escurrimiento no exceda 0,80 de la profundidad crítica para evitar la formación del resalto ondulado.

La condición ideal de confluencia es la indicada en la figura 5.28, porque las pérdidas son minimizadas al máximo, aunque existe un costo adicional por el corto prolongamiento del contribuyente.

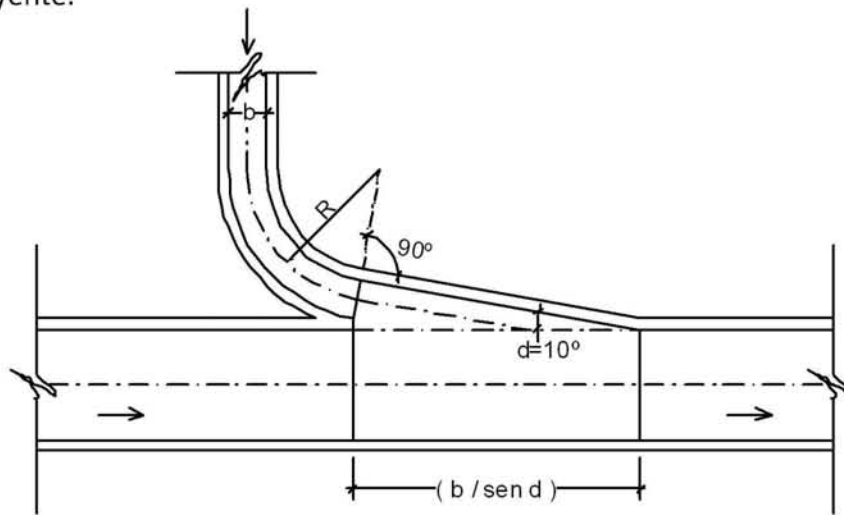


Figura 5.28 - Confluencia ideal

### 5.5.8 Bifurcaciones

Siguiendo las mismas hipótesis descritas, de manera análoga, se aplica las mismas ecuaciones para bifurcaciones en régimen fluvial. La diferencia fundamental es que los niveles en cada canal, después de la bifurcación, dependen de la condición de aguas abajo. La incógnita pasa a ser el nivel aguas arriba de la bifurcación. Por tanto, se puede aplicar el conjunto de ecuaciones 5.71 a 5.73, siguiéndose el esquema de la figura 5.29. Valen también, las mismas recomendaciones de 5.5.7

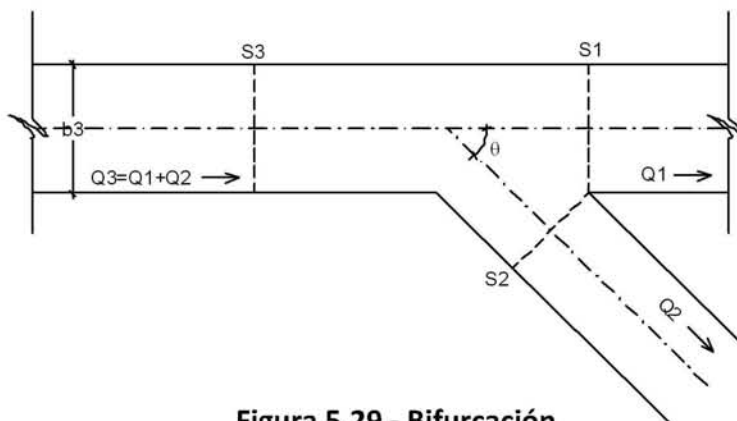


Figura 5.29 - Bifurcación

### 5.5.9 Cambio de dirección

Las pérdidas de carga en curvas ocurren principalmente por la presencia de corrientes

secundarias. La intensidad de estas corrientes, a su vez, es dependiente de las características del escurrimiento y de la geometría de la sección de escurrimiento, tornando así difícil una formulación generalizada.

Estudios realizados por Shukry (1950) en escurrimientos sub-críticos, demostraron que las corrientes secundarias, de manera general, disminuyen con el número de Reynolds del escurrimiento ( $Re$ ), con la razón entre el radio de curvatura y el ancho de la sección ( $r_c/b$  con  $r_c$  tomado hasta el eje) y con un ancho ( $h/b$ ), y crecen con el ángulo de inflexión de la curva ( $q/180^\circ$ ). Las corrientes secundarias pasan por un valor mínimo para una relación  $r_c/b$  del orden de 3 y para secciones relativamente largas ( $h/b$  elevado).

Las pérdidas de carga en curva pueden ser calculadas por la siguiente expresión:

$$\Delta E = f_c \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (5.74)$$

donde:

$f_c$  Factor de pérdida de carga debido a la curvatura, adimensional

No existe un estudio concluyente para la determinación del factor de pérdida de carga ( $f_c$ ) en curvas. Sin embargo, las observaciones cualitativas de Shukry son coherentes con el fenómeno físico, sus experimentos quedaron limitados a situaciones de Reynolds hasta un valor del orden de 75 000.

Henderson (1996), recomienda el uso de la ecuación propuesta por Mockmore expresado por:

$$f_c = 2 \cdot \frac{b}{r_c} \quad (5.75)$$

donde:

$b$  Ancho del canal, en m

$r_c$  Radio de curvatura, en m

Aunque esta expresión es bastante simplificada, en la determinación de las pérdidas de carga por otras metodologías, los resultados de esta ecuación son más conservadores.

El Manual de Drenaje Urbano de Denver (Wright-Mclaughlin - 1969) recomienda que las curvaturas no tengan radio ( $r_c$ ) inferior a 2 veces el ancho superficial o un mínimo de 30 metros.

Otra consideración para este tipo de singularidad, es la sobre-elevación de la línea de agua junto al margen externo de la curva. Por las razones descritas anteriormente, las ecuaciones presentadas a continuación, se restringen a escurrimientos fluviales. Aplicándose la segunda ley de Newton en el movimiento en curva dentro de hipótesis simplificadoras, se llega a la expresión:

$$Q = C \cdot \left( E - \frac{C^2}{2 \cdot g \cdot r_{ext} \cdot r_{in}} \right) \cdot \log \left( \frac{r_{ext}}{r_{in}} \right) \quad (5.76)$$

$$\Delta h = \frac{C^2}{2 \cdot g \cdot r_{\text{ext}} \cdot r_{\text{in}}} \cdot (r_{\text{ext}}^2 - r_{\text{in}}^2) \quad (5.77)$$

donde:

$R_{\text{ext}}$	Radio externo de la curva, en m
$r_{\text{in}}$	Radio interno de la curva, en m
$C$	Constante de circulación del vórtice libre, adimensional, determinada por la ecuación 5.76
$Q$	Caudal de escurrimiento, en m <sup>3</sup> /s
$E$	Energía específica en la sección, en m
$\Delta t$	Sobre-elevación de la superficie del agua, en m
$g$	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>

Con alguna simplificación resulta la siguiente expresión:

$$\Delta h = \frac{V^2 \cdot b}{g \cdot r_c} \quad (5.78)$$

El Manual de Drenaje Urbana de Denver (Wright-Mclaughlin - 1969) recomienda que sea adoptado la mitad del valor encontrado en la ecuación 5.78.

## 5.6 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

### 5.6.1 Desemboque de ríos

El desemboque final de una obra de canalización es en general problemática y exige cuidados especiales.

En los casos de obras en hormigón, sean en canales o galerías, las velocidades en general son elevadas y deben ser debidamente adecuadas para no causar problemas de erosión del margen opuesto del canal o río receptor, como también pérdidas de carga significativas en el escurrimiento principal. En tales casos, es recomendable prever dispositivos que permitan reducir las velocidades en el tramo terminal de la canalización o galería.

Las medidas que deben utilizadas en ese sentido son las siguientes:

- Concebir una disposición de las obras de modo que los ejes de la obra de desemboque y del canal receptor formen un ángulo  $\approx 45^\circ$
- En el tramo terminal de la obra de canalización conviene que sea insertado un dispositivo de expansión destinado a provocar una reducción de velocidad, de modo de limitarla a los 2,0 m/s. Cabe recordar que, si la atenuación de las velocidades fuere muy acentuada, la posibilidad de obstrucción inevitablemente será mayor.

En la figura 5.30 se muestran las posibles disposiciones para las obras de desemboque de una canalización en un río o canal de gran tamaño. En el ejemplo (a) se trata de una obra totalmente en hormigón, la cual exige un enrocamiento de protección en la intersección con el canal principal que debe ser dimensionado en función de las velocidades

máximas previsibles. En el ejemplo (b) el tramo terminal es un canal trapezoidal enrocado, cuyo revestimiento también debe ser dimensionado en función de las velocidades recomendadas en un proyecto.

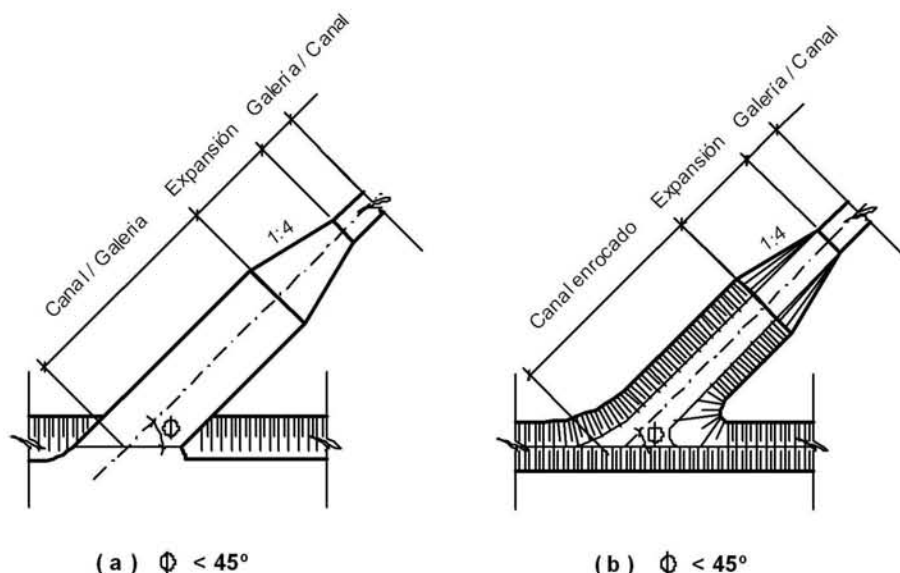
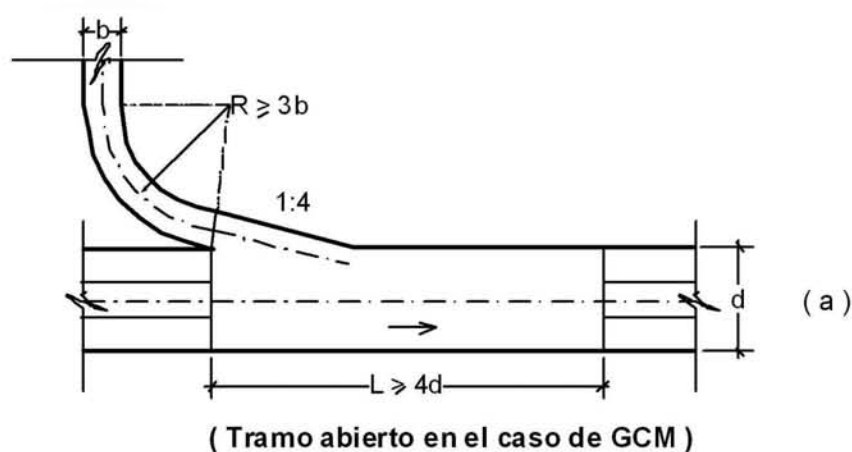


Figura 5.30 - Disposiciones de desemboque de una canalización en un río o canal

### 5.6.2 Confluencias

Las confluencias de tributarios de tamaño apreciable normalmente son problemáticas en obras de canalización y deben merecer una atención especial. El principal aspecto a ser observado en la disposición de las mismas es el ángulo de incidencia con el eje de la obra de canalización. En los casos en que ese ángulo se aproxime a  $90^\circ$  el flujo lateral, al entrar en el canal o galería principal, ejerce un bloqueo del flujo principal que puede representar una pérdida de energía bastante significativa con gran reducción de eficiencia en la conducción de los caudales elevados, para evitar tal inconveniente es esencial formular una disposición de manera que el flujo lateral sea orientado con ángulo mínimo de incidencia en relación principal. Muchas veces las condiciones locales involucran dificultades para obtener una disposición ideal, especialmente en el caso de galerías de celdas múltiples.





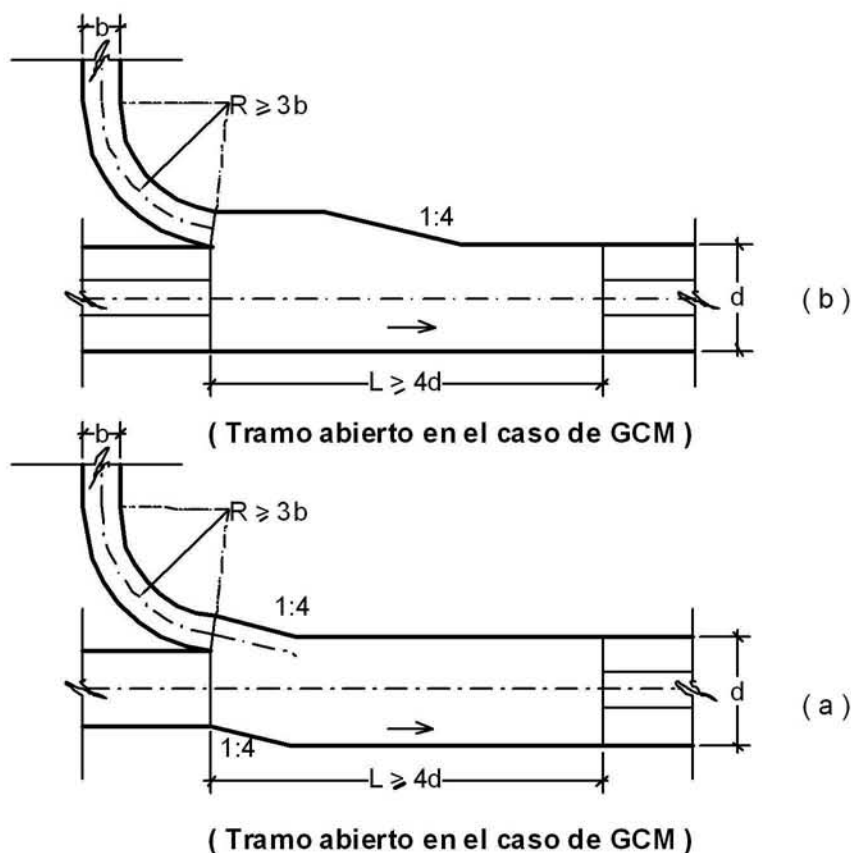


Figura 5.31 - Disposiciones posibles de confluencias

En la **figura 5.31** son presentados algunas disposiciones posibles de confluencias. Estos ejemplos son aplicables a canales rectangulares, a galerías simples o de celdas múltiples. En el caso de galerías de celdas múltiples se recomienda prever un tramo en canal abierto, siempre que sea posible, con la finalidad de permitir una adecuada homogeneización de los flujos.

Se recomienda, como extensión mínima para cada tramo en canal abierto, cerca de cuatro veces el ancho del canal en la galería en su tramo de aguas abajo. En el caso de canales trapezoidales estas consideraciones también son válidas.

En los casos en que las presentes recomendaciones no puedan ser atendidas es conveniente efectuar estudios especiales de laboratorio en modelo reducido.

### 5.6.3 Afluentes inclinados

Una situación bastante frecuente en proyectos de drenaje urbano es la existencia de afluentes con gran inclinación que incluye un canal o galería con velocidades bastante elevadas, muchas veces en régimen súper-critico, lo que causa gran turbulencia en el escurrimiento, pérdidas de energía y otros efectos indeseables. En tales casos, es siempre conveniente prever un tramo final para el afluente con pendiente más reducida, de forma de permitir la reducción de la energía cinética del escurrimiento, sea por la formación del resalto hidráulico en los regímenes torrenciales o por simple aumento de profundidad de la lámina líquida en los regímenes fluviales.

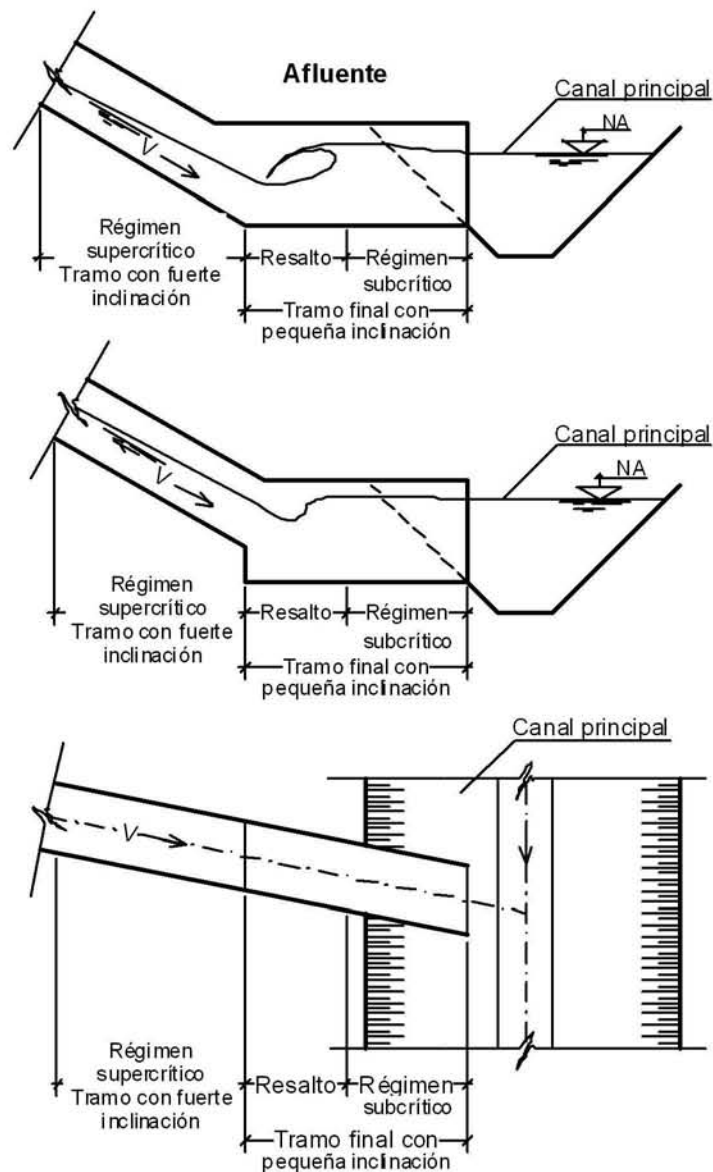


Figura 5.32 - Esquema para la entrada de un afluente inclinado

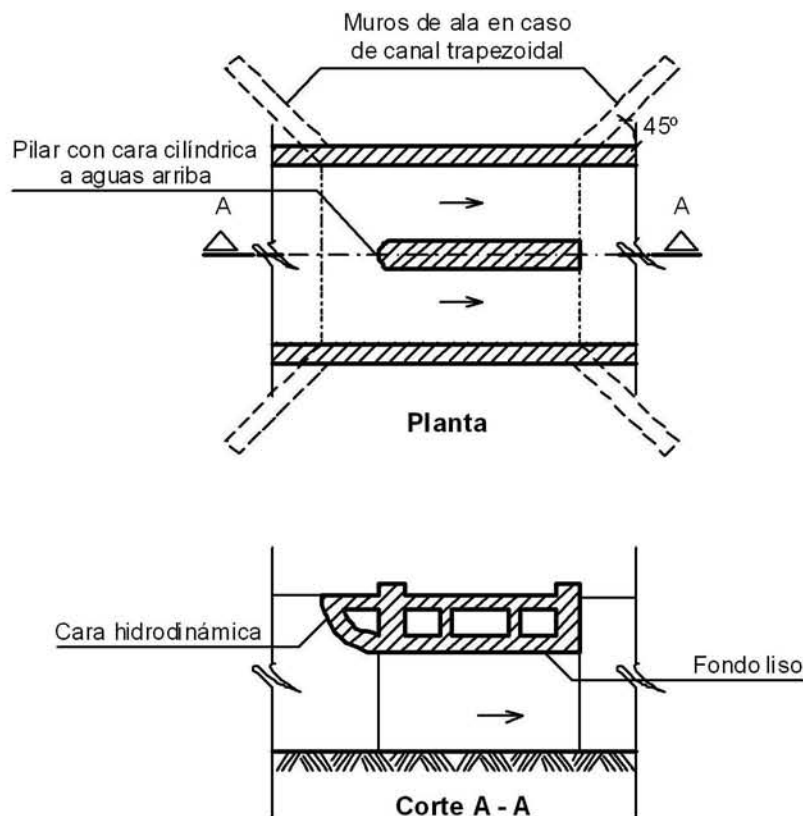
En situaciones en que el espacio disponible para la inclusión del referido tramo terminal con pendiente reducida sea muy corto, podrá ser analizada la posibilidad de insertarse una grada en el punto de cambio de pendiente.

#### 5.6.4 Puentes

Los puentes muchas veces constituyen singularidades que crean pérdidas localizadas en los canales causando sensible pérdida de eficiencia hidráulica. Es recomendable que los niveles de la parte inferior de las vigas estén sobre el nivel máximo en el canal correspondiente a una crecida de 50 o 100 años de período de retorno, con la finalidad de no producir su inundación.

Cuando esto no fuere posible y el área libre inferior fuere menor que la sección mojada del canal y las condiciones de operación forzosamente fueren con inundación, se debe considerarla como una alcantarilla operando en carga con una configuración tal que las pérdidas de carga sean mínimas.

En situaciones como esta, es conveniente prever un paramento hidro-dinámico en la cara de la viga de aguas arriba y que la superficie inferior del tablero sea continua, conforme a la **figura 5.33**. Tal configuración puede representar un considerable incremento de la capacidad de descarga en relación a un puente de configuración convencional.



Los pilares deben ser evitados no solo para evitar pérdidas de carga sino también para no favorecer la acumulación de escombros que reducen la sección útil del escurrimiento. En caso que no sea posible, es preferible adoptar pilares de forma cilíndrica, o que por lo menos tengan la cara de aguas arriba una forma hidro-dinámica.

En el caso de canales trapezoidales es siempre conveniente prever muros de ala aguas arriba y aguas abajo que también contribuyen para reducir las pérdidas de carga.

### 5.6.5 Transiciones

Las transiciones son utilizadas cuando existe la necesidad de cambio de sección, sea en canales o en galerías. Por tratarse de dispositivos que involucran cambio brusco en las condiciones de escurrimiento, es importante que tengan una configuración adecuada para que sean evitadas innecesarias sobre-elevaciones de los niveles de agua, debido a efectos explicados en 5.6.4.

La **figura 5.34** muestra ejemplos de las transiciones más frecuentemente utilizadas. Los casos (a) y (c) se refieren a canales o galerías de sección rectangular y el caso (b) se refiere a transición de sección rectangular a trapezoidal y viceversa.

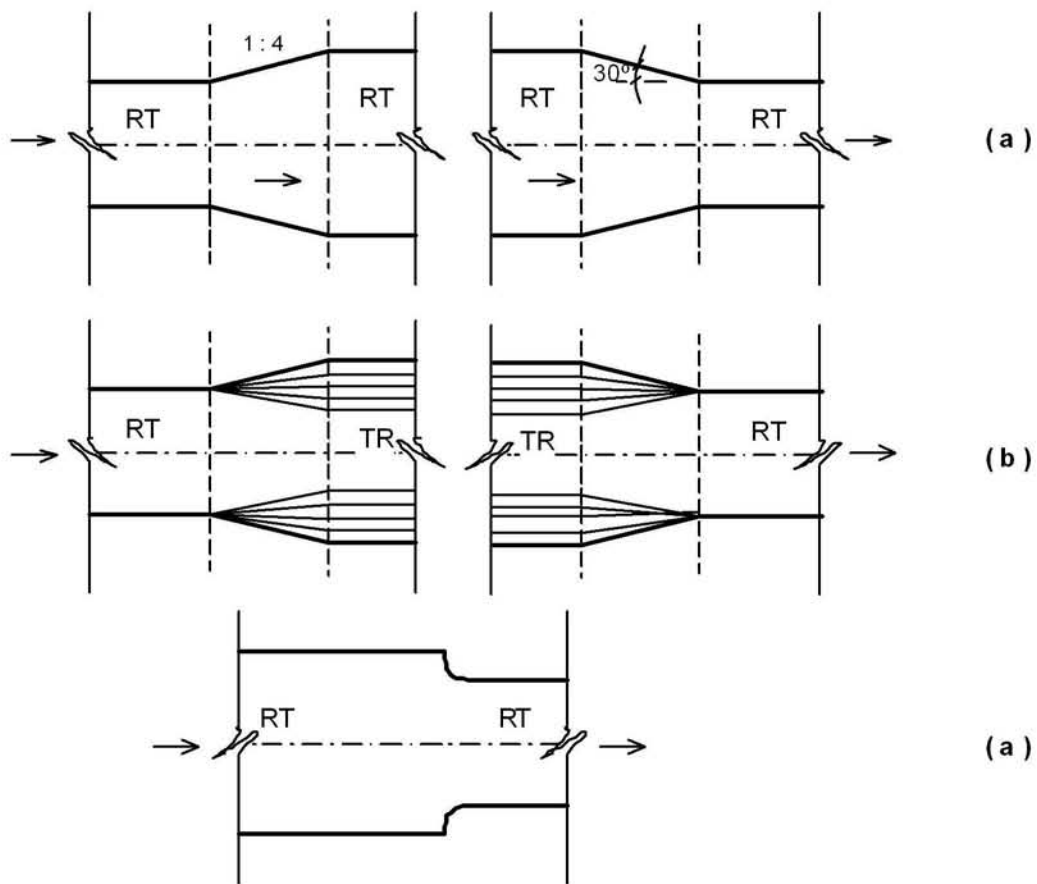


Figura 5.34 -Transiciones

### 5.6.6 Gradadas

Las gradadas verticales son frecuentemente utilizadas en canales como elementos de transición de nivel y disipación de energía. A pesar de no existir limitaciones hidráulicas para la fijación del desnivel, es conveniente que sus dimensiones sean elevadas para evitar problemas de disipación de energía cuyas implicaciones estructurales, en general, son problemáticas.

La práctica ha demostrado que valores de desniveles hasta el orden de 1,0 m son adecuados y permiten resolver la mayoría de los casos.

Un cuidado especial que debe ser tomado en cuenta con las gradadas verticales es la aereación de la superficie inferior de la lámina vertiente. En ese sector las presiones tienden a ser inferiores a la atmosférica, lo que provoca impactos intermitentes de la lámina vertiente contra el paramento de la grada, con consecuencias abrasivas para la estructura. Un ejemplo de solución para ese problema es la implantación de guías laterales en las paredes con la finalidad de crear un efecto de contracción lateral del flujo, de modo de proporcionar un espacio libre en cada lado entre la lámina vertiente y los muros que permita la entrada de aire (véase la figura 5.35).

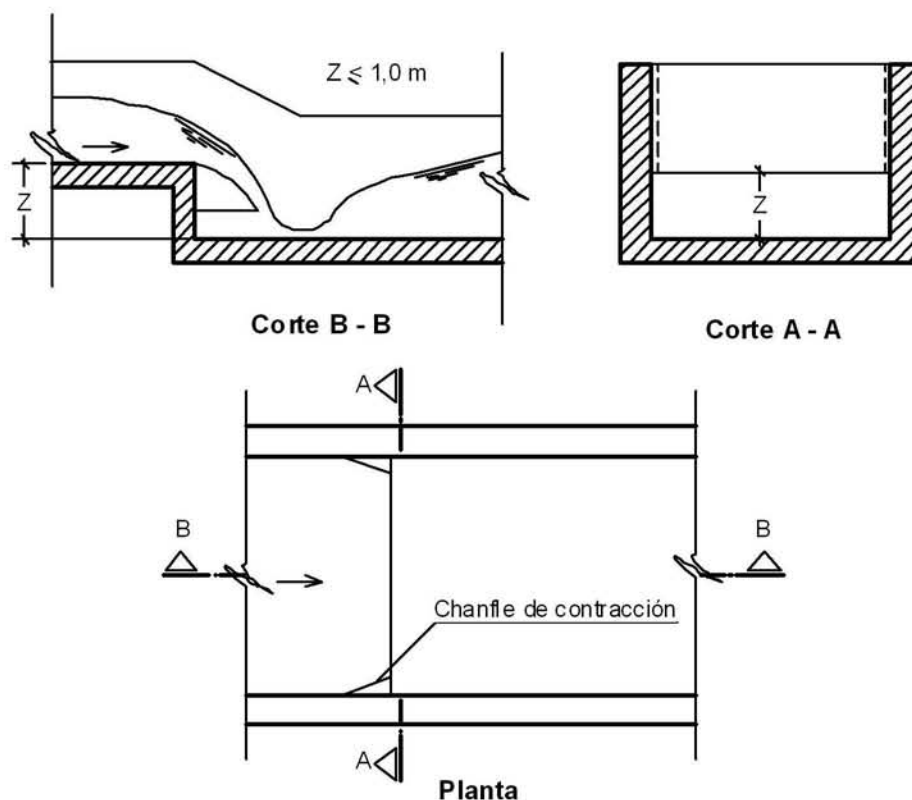


Figura 5.35 - Grada

### 5.6.7 Inicio de galería o canalización

En general, en el inicio de las obras de canalización en hormigón, tanto en el caso de canales como de galerías, es importante que sea previsto un tratamiento adecuado para evitar que en la discontinuidad se produzcan procesos erosivos. Ese cuidado debe existir incluso cuando el punto de inicio de la obra sea provisional y se encuentre planificado el proseguimiento de la canalización en el tramo de aguas arriba.

La buena práctica recomienda que el inicio de una canalización sea tratada como una obra de arte, que proporcione una adecuada transición entre la sección natural del lecho aguas arriba y la sección del canal o galería, garantizando un régimen hidráulico relativamente tranquilo, así como la protección de los márgenes contra la erosión.

La disposición general de las obras de transición de entrada debe ser concebida de modo de facilitar o por lo menos no dificultar las obras futuras, en el caso en que esté prevista la continuidad de la canalización para aguas arriba. Así, por ejemplo, los muros de ala pueden ser ejecutados en gavión en lugar de hormigón armado.

La **figura 5.36** muestra un ejemplo típico de disposición de obra de entrada asociada a un canal o galería rectangular. En este ejemplo, se observa un tramo inicial de transición en sección trapezoidal revestido con enrocamiento y un segundo tramo que termina en lecho natural que puede simplemente ser excavado con protección vegetal. El dimensionamiento de la transición debe ser realizado atendiendo criterios de estabilidad.

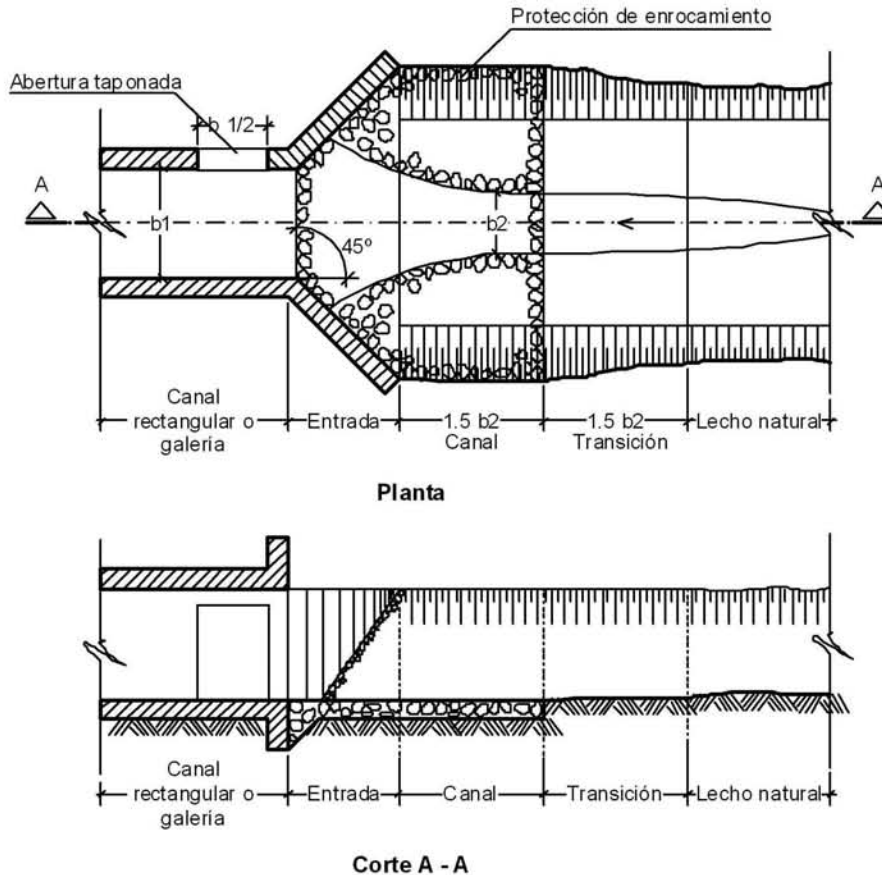


Figura 5.36 - Ejemplo de obra de entrada

### 5.6.8 Pozo de caída en la entrada de alcantarillas o galerías

En los sistemas de drenaje urbano es frecuente la necesidad de vencer desniveles elevados, en particular en el caso de cursos de agua situados más próximos a las cabeceras, en que las elevadas pendientes pueden representar un gran potencial de erosión y para evitar ello, un tipo de obra que puede ser utilizado, es el pozo de caída asociado a una galería o alcantarilla como conducto de descarga de fondo.

En obras de control de erosión ese conjunto es conocido en el medio técnico como "forma de cachimba" y muchas veces ejecutado con tubos de metal corrugado, conforme se muestra esquemáticamente en la figura 5.37.

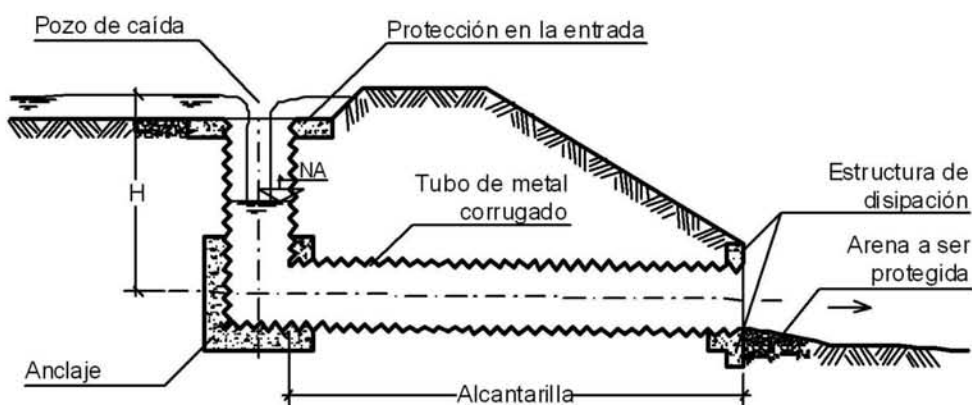


Figura 5.37 - Esquema de una cachimba

Para que el pozo de caída pueda actuar como elemento de disipación de energía, es fundamental que la entrada del conducto de aguas abajo, alcantarilla o galería, opere como sección de control, de modo de garantizar una lámina de agua en pozo con profundidad adecuada. El punto crítico que exige especial cuidado en este tipo de disposición es la unión del pozo con el conducto de fondo, ya que es un lugar donde se acumula material fino.

En el caso de galerías o alcantarillas en hormigón se puede evitar la sollicitación de subpresión en el límite máximo, en la región de la unión, haciendo un dimensionamiento suficiente para garantizar que el escurrimiento esté siempre en régimen libre. En el caso de ser utilizados tubos metálicos, es recomendable que la unión de los mismos, o sea del pozo con el conducto de descarga, sea ejecutada en la forma de un bloque de hormigón armado para garantizar no solo la estanqueidad de las juntas, sino también para absorber las vibraciones inherentes a este tipo de dispositivo.

En este tipo de dispositivo la salida de la alcantarilla o galería y también del punto merece un cuidado especial, una vez que es un lugar en que pueden ocurrir problemas de erosión y solapamiento de la base del tramo. Se debe analizar las condiciones hidráulicas de funcionamiento y prever obras de disipación de energía.

#### 5.6.9 Retención de escombros y sedimentos

Uno de los principales problemas de mantenimiento de sistemas de drenaje urbano es la remoción de escombros acumulados en conductos cerrados, sean estas galerías o alcantarillas. En los casos de galerías multi-celdas, las dificultades son aún mayores, habiendo incluso casos en que se hace necesario efectuar aberturas para limpieza no previstas originalmente en un proyecto. Para evitar, o por lo menos reducir, tales problemas se debe prever en la entrada de ese tipo de conductos dispositivos especiales de retención.

En el caso de escombros flotantes de grandes dimensiones se debe utilizar rejas constituidas por una barrera de perfiles metálicos empotrados a aguas arriba de la entrada de la galería a proteger, espaciados cada 0,5 m, previendo las condiciones necesarias de acceso para limpieza periódica.

Es importante enfatizar que, en casos de optarse por tal solución, se debe considerar en los cálculos hidráulicos la correspondiente pérdida de carga localizada, la cual dependerá de la sección libre de escurrimiento, o sea, la sección entre las barras, así como el efecto de contracción lateral entre dos barras contiguas. La finalidad de los perfiles es la de retener material grueso transportado, principalmente los flotantes, es de esperarse que parte de la sección quede obstruida por motivo de las crecidas. Por tanto conviene sobredimensionar el vano útil para que no haya una elevación del nivel de agua a aguas arriba. Se debe dar un incremento entre 20 % y 30 % de la sección útil. Esto, sin embargo, deberá estar asociado a la ejecución de un servicio de mantenimiento y limpieza continua y adecuada.

Para la retención del material sedimentable se deben utilizar cajas de decantación construidas en el fondo del canal, cuyo dimensionamiento depende de la cantidad acarreada, así como de la velocidad de escurrimiento en el canal a aguas arriba. Ese tipo de dispositivo solamente puede ser eficiente si es hecha la remoción sistemática del material retenido. En caso contrario, su existencia será enteramente inocua. Este esquema se muestra en la **figura 5.38**.

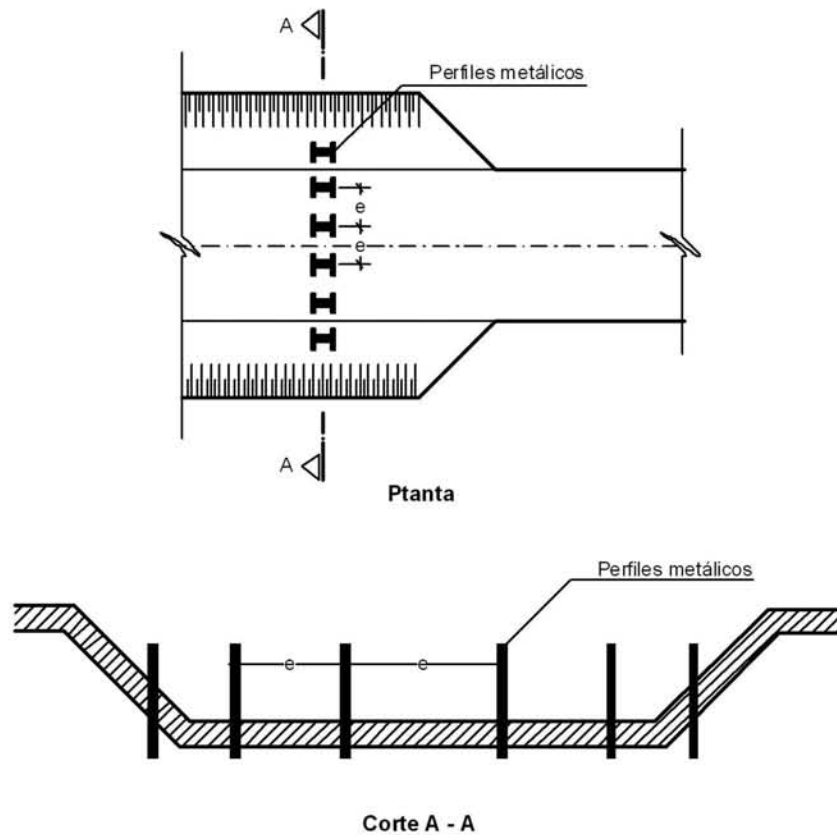


Figura 5.38 - Dispositivo para retención de escombros

#### 5.6.10 Uniones estructurales

Las uniones estructurales de galerías o canales son puntos de un proyecto de canalización que merecen un cuidado especial por ser, en ciertas circunstancias, extremadamente críticos. En los casos de galerías o canales proyectados para escurrimientos veloces, los puntos de unión son lugares donde pueden ocurrir efectos de succión debido a la diferencia de las presiones estáticas, del nivel freático y dinámica del escurrimiento en la galería o canal. Esa diferencia de carga puede normalmente sobrepasar valores del orden de 0,5 m.

Este flujo, a su vez, puede acarrear material fino, pudiendo causar solapamiento de la base y de las laterales del perímetro de contacto. Se evita este tipo de problema previendo la instalación de juntas especiales, conforme se muestra en la **figura 5.39** .

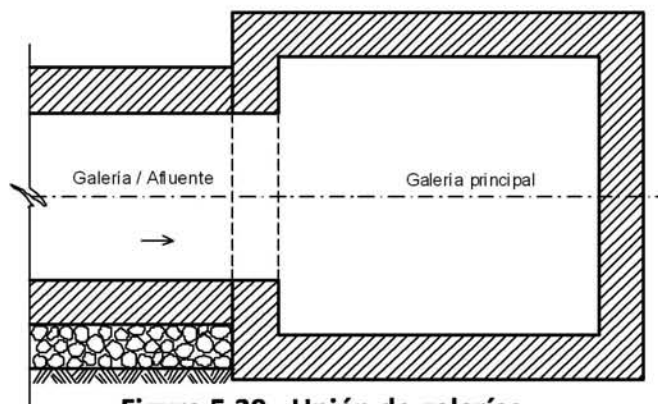


Figura 5.39 - Unión de galerías



## 5.7. ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

### 5.7.1 Gradadas

Estos tipos de estructuras para disipación de energía están vinculados a la existencia de un resalto hidráulico aguas abajo de modo de volverlas más eficientes. Como la pérdida de carga total es la suma de la ocurrida en la estructura y en el resalto, conviene establecer inicialmente consideraciones respecto de sus características.

De acuerdo al numeral 5.5, el resalto hidráulico proviene por una desaceleración brusca del escurrimiento del régimen super-crítico al sub-crítico, es un elemento importante para la disipación de energía. Los elementos de cálculo más significativos, para el caso de canal rectangular sin pendiente y con pérdidas por fricción con las paredes despreciables son los siguientes:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (5.79)$$

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_1 \cdot y_2} \quad (5.80)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (5.81)$$

donde:

$y_1$  Profundidad a aguas arriba del resalto, en m

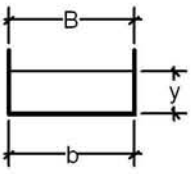
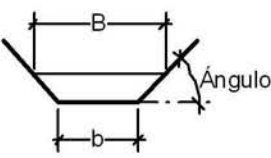
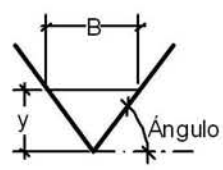
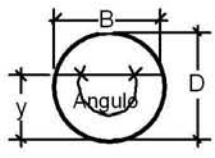
$y_2$  Profundidad a aguas abajo del resalto, en m

Se puede decir que la relación  $y_2/y_1$  y  $F_{r1}$  son una medida de la eficiencia del resalto, es decir, cuanto mayor fuere la primera relación indica que el resalto es más fuerte. Lo mismo acontece con el número de Froude, una vez que este determina el escurrimiento aguas arriba. El exponente tres de la ecuación 5.80 muestra que la pérdida de energía aumenta muy rápidamente con el aumento de la eficiencia del resalto. Cuando  $F_{r1} < 1,7$  la diferencia de energía entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo, dada por la ecuación 5.79 es pequeña. De esta forma ocurren quiebres de onda, con las ondas estacionarias. Este tipo de resalto recibe el nombre de "resalto ondulado" y, como ya fue establecido, la disipación de energía es pequeña.

Para que exista una disipación de energía adecuada es necesario que el número de Froude de aguas arriba, este comprendido entre 4,5 y 9, tratando de evitar siempre valores mayores a 13, pues acarrea problemas de inestabilidad de la línea de agua en aguas abajo, entre otros inconvenientes.

Investigaciones desarrolladas por Straub e Silvester en 1965 (apud French, 1986) y posteriormente confirmadas a través de ensayos de laboratorio, permiten definir relaciones para otros tipos de sección transversal comunes, en canales de fondo horizontal, como se muestra en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 - Profundidades del resalto hidráulico (Drenaje Urbano - ABRH - 1995)

Sección	$Fr_1$	$y_2 / y_1$
	$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot A^3}$	$\left( \frac{y_2}{y_1} \right)^2 = 1 + 2 \cdot Fr_1^2 \cdot \left( 1 - \frac{y_1}{y_2} \right)$
	$\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$	$\left( \frac{k + \frac{y_2}{y_1}}{k + 1} \right) \cdot \left( \frac{y_2}{y_1} \right)^2 = 1 + 4 \cdot \left( \frac{k + 2}{2 \cdot k + 2} \right) \cdot Fr_1^2 \cdot \left( \frac{k + 1}{k + \frac{y_2}{y_1}} \right) \cdot \frac{y_1}{y_2}$
	$\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$	$\left( \frac{y_2}{y_1} \right)^2 = 1 + 2 \cdot Fr_1^2 \cdot \left( 1 - \left( \frac{y_1}{y_2} \right)^2 \right)$
	$\left( \frac{y_c}{y_1} \right)^{1,93}$	$y_2 = \frac{y_c^2}{y_1} \rightarrow Fr_1 < 1,7$ $y_2 = \frac{y_c^{1,8}}{y_1^{0,73}} \rightarrow Fr_1 < 1,7$

La longitud del resalto,  $L_j$ , puede ser estimada por la relación propuesta por Silvester (en Francia, 1986).

$$\frac{L_j}{y_1} = 9,75 \cdot (Fr_1 - 1)^\Gamma \quad (5.82)$$

donde:

$\Gamma$  Coeficiente, admitido igual a 1,01 para canales rectangulares de fondo horizontal, 0,695 para canales triangulares y varía entre 0,83 a 0,90 para canales trapezoidales

Para resolver la parte relativa a la caída, se puede utilizar el diseño de una estructura típica, muy utilizada en proyecto de canales, como la indicada en la figura 5.40. Este tipo de estructura de manera general es adoptada cuando es necesario vencer desniveles con disipación de energía para evitar problemas de erosión aguas abajo. Para este tipo de estructura Moore (1943) desarrolló estudios experimentales y verificó que existe una considerable pérdida de energía debido a la circulación inducida por el impulso en el colchón de agua que forma la cuenca. La función de este colchón es disipar el impulso que surge, dado el cambio en la dirección del escurrimiento. La ecuación que el autor encontró después la conclusión de los estudios es la siguiente:

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{\sqrt{2}}{1,06 + \sqrt{\frac{\Delta Z_0}{y_c} + \frac{3}{2}}} \quad (5.83)$$

Con esto se llega al valor de la energía específica en la sección que debe ser determinada por:

$$\frac{E_1}{y_c} = \frac{y_1}{y_c} + \frac{y_c^2}{2 \cdot y_1^2} \quad (5.84)$$

Estas ecuaciones indican claramente que la pérdida de energía en la base de la caída puede ser del orden 50 % o más de la energía inicial, tomándose como referencia el nivel de la base de la cuenca. Como en la figura 5.40, existe un resalto hidráulico a aguas abajo de la sección 1 disipando más energía, la pérdida total dentro de la estructura de caída puede ser sustancial. Otra observación importante se refiere al hecho de que la razón  $E_2/y$  no varía mucho con  $\Delta Z_0/y_c$ , quedando de manera general en torno de 2,5, valor este que debe ser tomado como base satisfactoria para un proyecto.

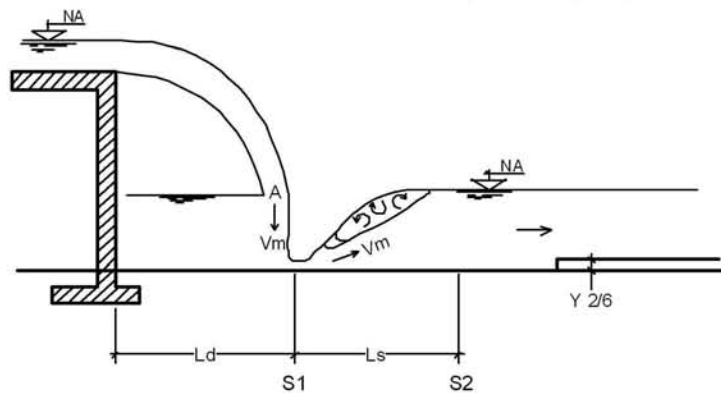


Figura 5.40 - Representación de una grada asociada a un resalto hidráulico

Con la finalidad realizar un pre-dimensionamiento, Rand (apud Henderson, 1966) agrupó sus resultados a otros hechos por Moore, llegando a las siguientes ecuaciones exponenciales cuyo error de ajuste de los datos es de 5 % o menos:

$$\frac{y_1}{\Delta Z_0} = 0,54 \cdot \left( \frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{1,275} \quad (5.85)$$

$$\frac{y_1}{y_c} = 0,54 \cdot \left( \frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,275} \quad (5.86)$$

$$\frac{y_2}{\Delta Z_0} = 1,66 \cdot \left( \frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,81} \quad (5.87)$$

$$\frac{L_d}{\Delta Z_0} = 4,30 \left( \frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,09} \quad (5.88)$$

$$L_j = 6,9 \cdot (y_2 - y_1) \quad (5.89)$$

donde:

- L<sub>d</sub> Distancia horizontal asociada a la longitud del resalto, en m
- L<sub>j</sub> Distancia horizontal asociada al impulso del resalto, en m, como se muestra en la figura 5.40

Además de esto, la elevación  $y_2/6$  en el final de la estructura es un procedimiento patrón para proyectos donde el resalto se localiza inmediatamente después de la caída.

### 5.7.2 Rampas dentadas

Estas rampas consisten en una transición gradativa entre dos pendientes menores con cotas de fondo diferentes. Por tanto, tiene su base revestida de hormigón con bloques existentes sobre la cara del talud. Este esquema se muestra en la figura 5.41.

Los mejores desempeños ocurren para caudales específicos de 3,25 m<sup>3</sup>/s.m a 5,6 m<sup>3</sup>/s.m, en canales. Para caudales mayores, deben ser realizadas algunas modificaciones en el emboque debido a la existencia de remanso.

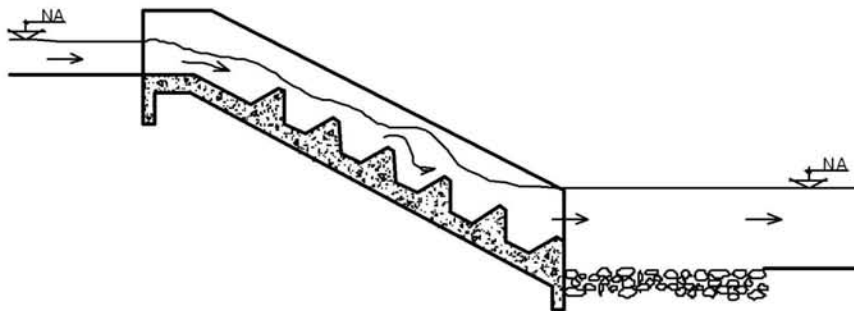


Figura 5.41 - Esquema de una rampa dentada

El concepto hidráulico de esa solución consiste en colocar repetidas obstrucciones, que son de una altura nominal equivalente de la profundidad crítica. Además de la disipación de energía proveniente de la turbulencia debida a estos bloques, otra parte es disipada a través de la rampa por la pérdida del momento asociado a la reorientación del escurrimiento. Es recomendable que sea utilizado como mínimo cuatro líneas de bloques para que la disipación de energía sea más eficiente.

Existen varias recomendaciones para los espaciamientos y tamaño de los bloques, como se muestra en la figura 5.42 del Manual de Drenaje Urbano de Denver (1988).

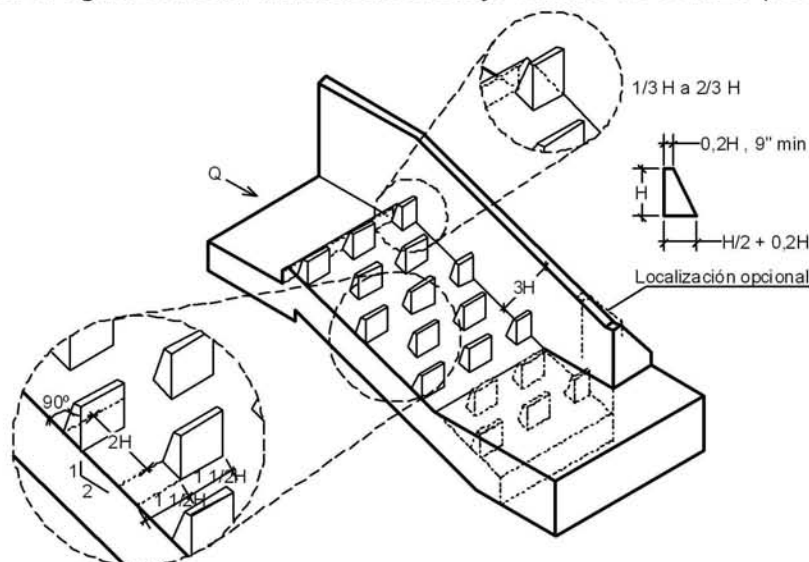


Figura 5.42 - Ejemplo de proyecto para una rampa dentada (Manual de Drenaje Urbano de Denver - 1989)

### 5.7. 3. Bloques de impacto

En las salidas de tuberías que presentan escurrimientos veloces, la forma más eficiente de disipación de energía se realiza con el uso de cuencas de disipación con enrocamiento o de bloques de impacto. Aunque el uso de la cuenca con enrocamiento representa una posibilidad atrayente de solución, en situaciones de escurrimiento muy veloz presenta limitaciones de dimensionamiento. Para estos casos, es recomendable el uso de los bloques de impacto. En muchos casos, son más económicos que las cuencas de enrocamiento, proporcionando también una solución que requiere mayores cuidados en su mantenimiento.

La estandarización de los proyectos para este tipo de bloques fue establecida por el USBR, recibiendo la denominación de "cuenca tipo VI". Este tipo de obra también es conocida como "disipador de impacto" o "cuenca de disipación para la salida de conductos". Este tipo de cuenca es relativamente pequeña, lo que produce una alta eficiencia de disipación de energía.

La estructura es proyectada para operar continuamente bajo escurrimiento. Las condiciones máximas de entrada son: Velocidad de 15 m/s y número de Froude próximo a 9. En drenaje urbano no es común tener condiciones que las excedan, lo que significa que el uso de esta cuenca es limitada solamente por consideraciones económicas y estructurales.

La configuración general de un proyecto se muestra en la figura 5.43, consistiendo básicamente en una caja de hormigón conectada directamente a la salida del conducto. El ancho  $W$  es determinado de acuerdo con la ecuación 5.90, en función del número de Froude. Las paredes laterales deben ser altas, suficientes para contener eventuales fugas durante los caudales más elevados. La salida de la tubería es verticalmente alineada con una proyección del bloque y no debe ser más baja que el fondo del mismo. Esto se debe al hecho de que el bloque tiene la forma de L y no apoya en el fondo. La altura de la solera final debe ser igual a la altura de la ventana bajo el bloque, para permitir la formación del remanso. La transición final alternada (con 45°) es recomendada en los canales de lecho natural para reducir el potencial de erosión a aguas debajo de la solera.

$$(5.90)$$

donde:

- B Ancho de la cuenca, en m
- $y$  Profundidad del escurrimiento, igual a la raíz cuadrada de su área, en m
- $Fr$  Número de Froude, adimensional

El padrón USBR debe sufrir algunas modificaciones para aplicaciones urbanas a fin de permitir el drenaje del fondo en periodos más secos. Estos tipos de bloques de impacto también pueden ser adaptados en proyectos con múltiples disipadores. Como las modificaciones pueden afectar el desempeño hidráulico de las estructuras, debe ser realizada una investigación para evaluar estos impactos.

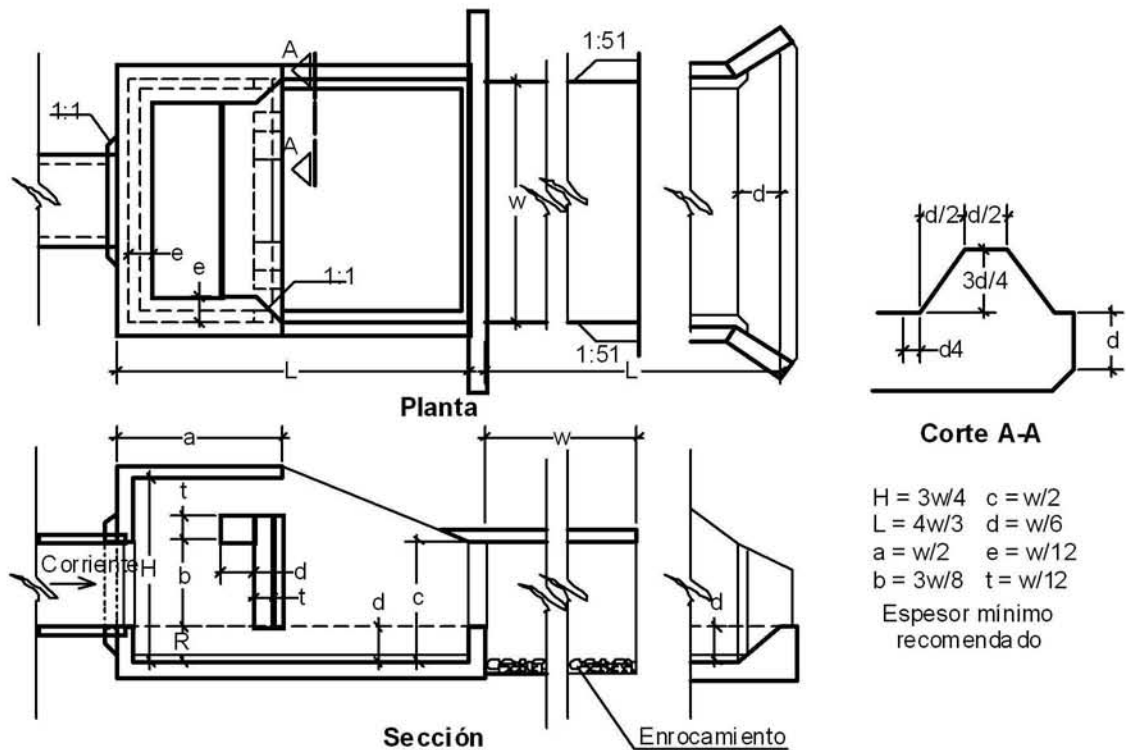


Figura 5.43 - Configuración general de un proyecto de bloques de impacto

## 5.8 RESERVORIOS DE DETENCIÓN/RETENCIÓN (D/R)

### 5.8.1 Definición general

Es importante destacar los conceptos relativos a las obras de detención y retención del escurrimiento superficial, estas obras son parte del macrodrenaje y vienen asumiendo una importancia creciente dentro de las conceptualizaciones modernas en el trato del drenaje urbano. Existen dos enfoques distintos de control de la cantidad y calidad del escurrimiento superficial y otra para su almacenamiento. Estas dos formas de enfoque no son mutuamente excluyentes.

Será presentada de manera general los conceptos y procedimientos fundamentales para su planificación y el diseño de las obras de detención/retención (D/R). Conviene enfatizar que no es posible, ni deseable, establecer una metodología detallada en este sentido, por la gran variabilidad de posibilidades de solución. Sin embargo es posible, con base a la experiencia, identificar los aspectos esenciales relativos a la planificación y diseño de D/R, e indicar los caminos posibles en busca de soluciones.

Las expresiones "obras de detención" y "obras de retención" tienen los más variados significados e interpretaciones, tanto en la literatura técnica como también en los términos de uso corriente. En este ámbito, serán adoptadas las siguientes definiciones para las obras de esa naturaleza.

#### a) Obras de detención

Obras que permiten el almacenamiento de agua de escurrimiento superficial, normalmente

secas, proyectadas para "detener" temporalmente las aguas, durante e inmediatamente después un evento. Constituyen ejemplos de dispositivos de detención: Zanjales naturales en levantamiento transversal actuando como estructura de control, depresiones naturales o excavadas, cajas o reservorios sub-superficiales, almacenamiento en techo y cuencas de infiltración.

#### **b) Obras de retención**

Obras que permiten el almacenamiento de aguas de escurrimiento superficial con el objetivo de dar un destino posterior a las aguas retenidas para fines recreativos, estéticos, de abastecimiento, u otros. El agua de escurrimiento superficial es temporalmente almacenada sobre el nivel normal de retención, durante e inmediatamente después de un evento de precipitación. Constituyen ejemplos de dispositivos de retención, reservorios y pequeños lagos en áreas, comerciales o residenciales.

#### **c) Cuencas de sedimentación**

Dispositivos que permiten el almacenamiento de aguas de escurrimiento superficial con el objetivo de retener material sólido en suspensión, así como escombros acarreados a través del sistema de drenaje. Estos, a su vez, pueden ser parte integrante de un sistema más amplio, teniendo múltiples propósitos.

### **5.8.2 Procedimientos de planificación y proyecto**

La planificación y proyecto de las obras de D/R, no solamente contempla un ejercicio de hidrología e hidráulica. Existen muchos aspectos técnicos que deben ser cuidadosamente considerados además de la hidrología y de la hidráulica. Se destacan:

- a) Determinación de la inclinación máxima del talud para excavación de reservorios de almacenamiento en lugares potencialmente favorables para eso, así como, de pequeños levantamientos en zanjales naturales que ofrezcan condiciones propicias para el almacenamiento.
- b) Estimación de la carga anual de transporte de material sólido de la cuenca tributaria, verificando si es necesario prever cuenca(s) de sedimentación u otros medios de control de sedimentos.
- c) Selección de las variedades de grama de protección de taludes que resistan a las inundaciones ocasionales que pueden durar varias horas o incluso varios días.

Deben también ser consideradas las condicionantes y necesidades de naturaleza no técnica, dentro de las cuales se resaltan:

- a) Análisis de las necesidades de la comunidad local, inclusive las relativas a la recreación de modo de insertar las posibles obras de D/R en un contexto de uso múltiple.
- b) Análisis de los riesgos que puedan comprometer las condiciones de seguridad y prever los medios de mitigarlos
- c) Búsqueda de caminos adecuados, teniendo en cuenta el financiamiento de expropiaciones, construcción y mantenimiento de las obras.

Para un abordaje completo y adecuado de todos los aspectos fundamentales en la planificación y proyecto de un sistema de obras de D/R, se recomienda seguir los pasos discriminados a continuación:

- a) Colecta y análisis de datos relativos a la cuenca de drenaje

- b) Identificación de los posibles lugares para almacenamiento
- c) Selección de la descarga de proyecto
- d) Configuración preliminar de la concepción hidrológica del proyecto
- e) Análisis y consolidación de todas las restricciones y condicionantes laterales y verticales
- f) Diseño del proyecto hidrológico-hidráulico

Los pasos anteriores no se aplican a todas las situaciones, pudiendo surgir circunstancias especiales. Los tópicos descritos a continuación abordan cada uno de los pasos arriba indicados en sus aspectos esenciales.

### 5.8.3 Colecta y análisis de datos relativos a la cuenca de drenaje

Si una o más obras de D/R son consideradas como una alternativa para solucionar problemas de drenaje en un área urbana, requerirán de determinados datos referentes a la cuenca de drenaje que deben ser levantados. Gran parte del esfuerzo para la colecta y análisis de datos es prácticamente idéntico al que será necesario para la planificación y proyecto de obras de evacuación rápida de aguas.

Teniendo por base la cartografía disponible, se deberá inicialmente delimitar toda el área incluida por la cuenca en estudio, así como también las respectivas sub-cuencas relativas a los lugares estudiados para posibles obras de D/R.

Conforme ya fue establecido en los tópicos referentes a la hidrología (véase Capítulo 3), el impacto de la urbanización, así como otras alteraciones en uso del suelo, tienen gran influencia en el incremento de los caudales máximos de escurrimiento superficial, como también en la determinación de la calidad de las aguas. Obras de D/R a ser proyectadas deben ser concebidas para encauzar las aguas de escurrimiento superficial en la condición más crítica de uso del suelo lo que para los propósitos de cuantificación, corresponde a la condición de futura ocupación. La condición más crítica para propósitos relativos a la calidad, como es el caso de los sólidos en suspensión, que no corresponde a la condición actual ni futura de ocupación, pero se establece en la fase de desarrollo.

Aunque muchas de las obras de D/R son usualmente planificadas y proyectadas para una condición crítica futura de uso del suelo y de cobertura vegetal, las condiciones actuales deben ser debidamente evaluadas. La caracterización de las condiciones actuales y futuras, involucra cálculos hidrológicos, estimación de sólidos en suspensión y otras cargas, que ayudarán a los planificadores y proyectistas a comprender mejor el impacto de la urbanización y reforzarán la necesidad de recomendación de obras de D/R y otras medidas volcadas para la administración del escurrimiento superficial.

Las condiciones actuales de uso y ocupación del suelo deben ser analizadas con base a las informaciones disponibles, así como por un reconocimiento de campo. Las condiciones de uso futuro deben ser pronosticadas teniendo por base planos existentes y proyectos oficiales de zonificación. Es muy importante considerar que en muchos casos es mejor realizar pronósticos realistas con buen criterio, que utilizar grandes esfuerzos y recursos para levantamientos perfeccionados.

Los parámetros a ser determinados deben comprender las condiciones de uso del suelo actuales y futuros, para cada una de las sub-cuencas involucradas, pudiendo ser mencionados:

- a) Tipos predominantes de suelo como: arena, arcilla, silte<sup>1</sup>, así como combinaciones posibles, grado de susceptibilidad a la erosión y otras características relevantes.
- b) Grupo hidrológico de los suelos A, B, C, D (véase tabla 3.14), conforme lo definido por el Soil Conservation Service, teniendo por base las informaciones disponibles en cada sub-cuenca.

<sup>1</sup>Material sedimentable: pequeñas partículas de minerales diversos, de tamaño comprendido entre la arena y la arcilla (entre 0,05 mm e 0,005 mm de diámetro), que normalmente constituyen mantos situados en el suelo.



- c) Pendiente nominal
- d) Porcentaje de impermeabilización
- e) Coeficientes de escurrimiento superficial teniendo por objeto la aplicación del método racional.
- f) Número de curva (CN) teniendo por objeto la utilización de la metodología hidrológica del SCS, con base a las características de los suelos y respectivos usos.
- g) Tiempos de concentración y tiempos totales de escurrimiento necesarios para uso del método racional, hidrograma unitario, así como también para la utilización de modelos hidrológicos.

Dos tipos de informaciones sobre precipitación son necesarios para la planificación y proyecto de obras de D/R. El primero se refiere a las curvas o ecuaciones que relacionan intensidad, duración y frecuencia de lluvias intensas, y el segundo se refiere a los pluviogramas u otro tipo de información de observación directa disponible en el histórico de lluvias de la cuenca. Siempre que sea posible es conveniente seleccionar las principales tormentas observadas, en especial las más recientes que hayan causado problemas de inundación en las áreas objeto de un estudio.

La posición del nivel freático tiene importancia fundamental en la construcción y ocupación de las obras D/R. Si por ejemplo se trata de una obra de retención con fines recreativos o estéticos será necesario que el nivel del nivel freático este situado sobre el fondo del reservorio a ser creado, a fin de que sea posible garantizar un nivel permanente de retención y que sea independiente de las condiciones de afluencia del escurrimiento superficial. Por otro lado, la construcción de una obra de detención podrá ser bastante dificultosa, así como su operación podría estar comprometida si el nivel freático local estuviese situado encima del fondo seco deseable para el reservorio.

Como paso anterior a la investigación de lugares propicios para obras de D/R es necesario efectuar una selección de áreas libres, o con ocupación no significativa, sean ellas pertenecientes al poder público o incluso particulares que puedan, en principio, ser atractivas para la implantación de obras de D/R.

La selección involucra una serie de investigaciones que deben ser efectuadas de forma muy cautelosa, teniendo por objetivo identificar propiedades y respectivos propietarios, así como posibles intenciones de uso de las tierras. Tales posibilidades, aliadas a una tributación sobre uso recreativo y otras necesidades de la comunidad local, pueden constituir un importante trabajo de base para el suceso de las negociaciones involucradas, así como para el emprendimiento viendo otros objetivos, además del control de crecidas.

#### **5.8.4 Identificación de posibles lugares para el almacenamiento**

En este paso se efectúa la elección previa de los lugares potencialmente favorables para la obra de D/R antes de efectuar un análisis más detallado de cada uno de ellos. A continuación son mencionados los principales factores que deben ser considerados, en el orden en que deben ser analizados.

Una primera consideración relativa a la obra de D/R es que el lugar este localizado aguas arriba, y tan próximo cuanto sea posible al área que requiere protección. Cuanto más próximo este el lugar de almacenamiento del área sujeta a inundación, mayor será el control.

Un lugar potencialmente utilizable debe contar, incluso en una evaluación aproximada, con un tamaño adecuado en términos de área, así como de volumen que pueda contener temporalmente. Una vez conocidas las características del área tributaria del lugar en

consideración, se debe efectuar una estimación aproximada del volumen de escurrimiento superficial que debe ser desviado o retenido en el lugar de almacenamiento. Para una primera estimación se considera una lluvia de 100 años de período de retorno y 24 horas de duración y coeficiente de escurrimiento superficial o número de curva (CN) representativo del área de drenaje, convirtiendo la precipitación en volumen de escurrimiento superficial.

Es recomendable que una obra de D/R pueda operar exclusivamente por gravedad, tanto en el proceso de captación de aguas, como de restitución al sistema local de drenaje.

En cierto casos el área favorable para la implantación de una obra de D/R puede estar situada en el propio valle del curso local a ser controlado, pudiendo haber o no necesidad de realizar excavación adicional para obtener el volumen de almacenamiento necesario. En tales casos las condiciones de entrada serán simplificadas, restringiéndose las estructuras de control apenas al punto de descarga.

Hay situaciones en que las áreas favorables pueden estar situadas fuera del valle del curso local, habiendo la necesidad de obras de transposición, debiéndose prever entonces obras de captación y desvío para el lugar de almacenamiento. Podrá haber o no la necesidad de excavaciones adicionales para la obtención del volumen necesario de almacenamiento.

Para el estudio de las posibilidades, es imprescindible un conocimiento detallado de los sistemas de drenaje locales existentes en términos de sus características hidráulicas, hidrológicas y limitaciones principales.

Otros factores relevantes podrán eventualmente ser considerados, por lo menos en el proceso de análisis preliminar, dependiendo de las circunstancias. Algunos lugares potencialmente favorables para obras de D/R pueden ser aprovechados en condiciones casi inmediatas. Como ejemplo hipotético se puede citar un área baja situada a aguas arriba de una autopista que pasa sobre una alcantarilla que, mediante la inclusión de un dispositivo de restricción de capacidad en su entrada, puede actuar como obra de control y permitir que esa área actúe como reservorio de detención.

#### **5.8.5 Determinación de la descarga de proyecto**

La condición de proyecto de una obra D/R en términos de descarga (función de la probabilidad de ocurrencia) debe ser establecida considerando la condición más severa de ocurrencia de crecidas en términos de probabilidad y los efectos en crecidas de menor magnitud.

En la determinación de la crecida más severa que debe ser considerada para un proyecto, se debe tener como objetivo que los grados de protección de las diferentes partes de la comunidad sean aproximadamente similares.

En este sentido, es oportuno recordar que en un proyecto de canalización el grado de protección resultante para la comunidad residente en su área de influencia puede no ser equitativo en todas sus partes, pudiendo ocurrir situaciones como por ejemplo la existencia de tributarios del tramo de canalización en cuestión que causen problemas localizados de inundación.

En tales circunstancias, para un mismo grado de protección, inclusive para el área que aún se resiente de problemas de inundación, es necesario que en tales tributarios sean también efectuadas obras de mitigación de inundaciones y que, dependiendo de las condiciones locales podrá ser una obra de D/R.

A esta altura conviene citar que las obras de D/R, dependiendo de la forma como sean proyectadas, pueden, en determinadas circunstancias, no solo tornarse en inocuas, sino también agravar el problema de las inundaciones en términos de frecuencia de ocurrencia. La literatura más reciente aborda la cuestión enfatizando los aspectos fundamentales a ser considerados y propone que los eventos más severos a ser considerados tengan probabilidad de ocurrencia no superior a 1 %; es decir, período de retorno de 100 años.

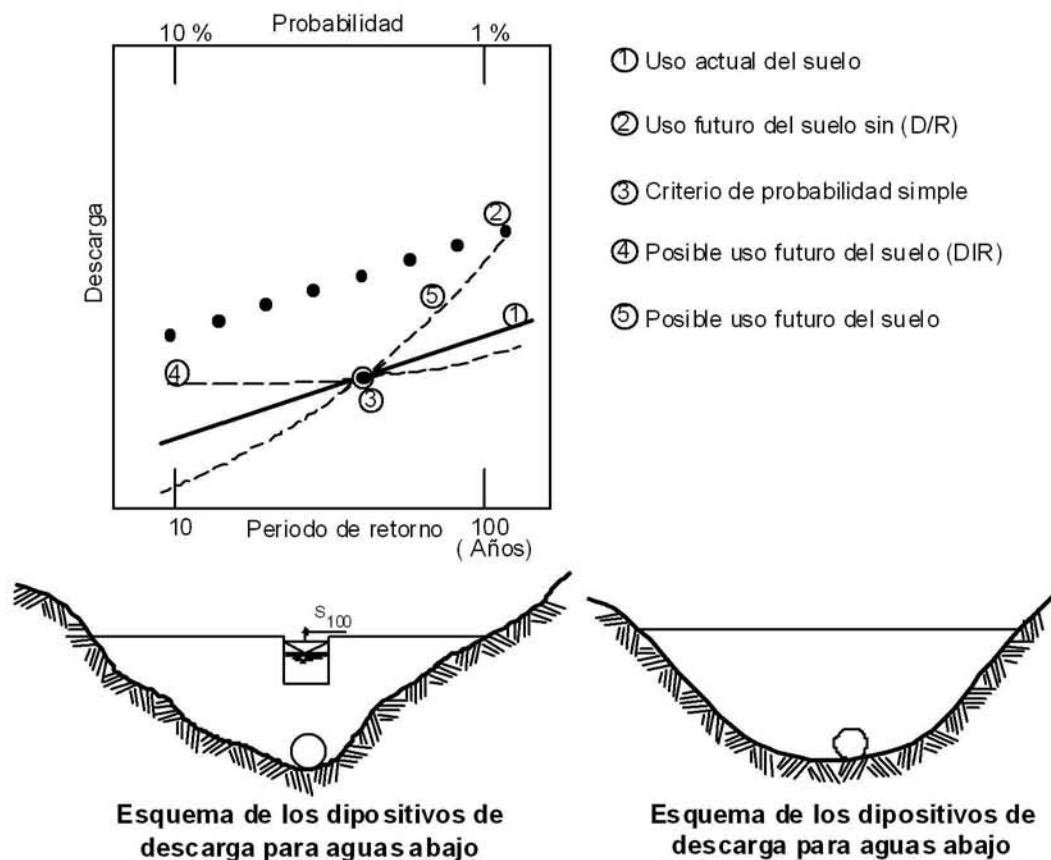
Al seleccionar el evento más severo a ser considerado en un proyecto de una obra de D/R, es muy importante analizar también el efecto que esa obra ejercerá sobre las descargas de pequeña magnitud.

Las posibilidades de acción para un período de retorno específico para obras de D/R, se presentan en la figura t. Con este criterio, en una tentativa de evitar un incremento en los caudales pico de crecidas resultantes de la urbanización (caso 2 en la figura 5.44), una obra de D/R puede ser proyectada de tal modo que los caudales pico para un período de retorno específico, después del proceso de desarrollo, no sean superiores a la condición actual (caso 1). Sin embargo, para otros períodos de retorno que no sea el específico, conforme lo referido, los picos de crecidas después del desarrollo (caso 4 y 5) podrán ser tanto mayores como menores que los correspondientes a la condición actual (caso 1). Si los caudales pico van a aumentar o disminuir, para otros períodos de retorno que no sea aquel específico adoptado para un proyecto, depende exclusivamente de las características de los dispositivos de control de los caudales efluentes utilizados para obtener el "no incremento" deseado. Normalmente el desempeño de los dispositivos de control de los caudales efluentes no es verificado para otras condiciones hidrológicas que no es la adoptada como la de proyecto.

Una obra de gran envergadura de D/R es proyectada, construida y operada para controlar explícitamente un evento poco frecuente y condiciones hidrológicas típicamente severas. Cualquier efecto de control ejercido sobre otros eventos que no sea el de proyecto podrá ocurrir casualmente y no como resultado del propósito del proyecto.

Es posible, sin embargo, considerar un criterio de proyecto diferente en su esencia, eventualmente con algún costo adicional en la construcción y operación, que posibilite controlar una amplia gama de eventos de crecidas. La diferencia fundamental en términos de criterio de proyecto es la probabilidad continua, conforme se muestra en la figura 5.44. La idea consiste en establecer que, para todos los eventos de crecidas, incluyéndose los más severos, los picos aguas abajo del lugar estudiado para una obra de D/R no superen, para la condición de desarrollo futuro, los picos que ocurrirán en las condiciones actuales sin la obra de D/R.





- ① Uso actual del suelo
- ② Uso futuro del suelo sin (D/R)
- ③ Criterio de probabilidad simple
- ④ Posible uso futuro del suelo (DIR)
- ⑤ Posible uso futuro del suelo

**Figura 5.44 - Criterio de probabilidad simple para obras de detención/retención y sus posibles efectos**

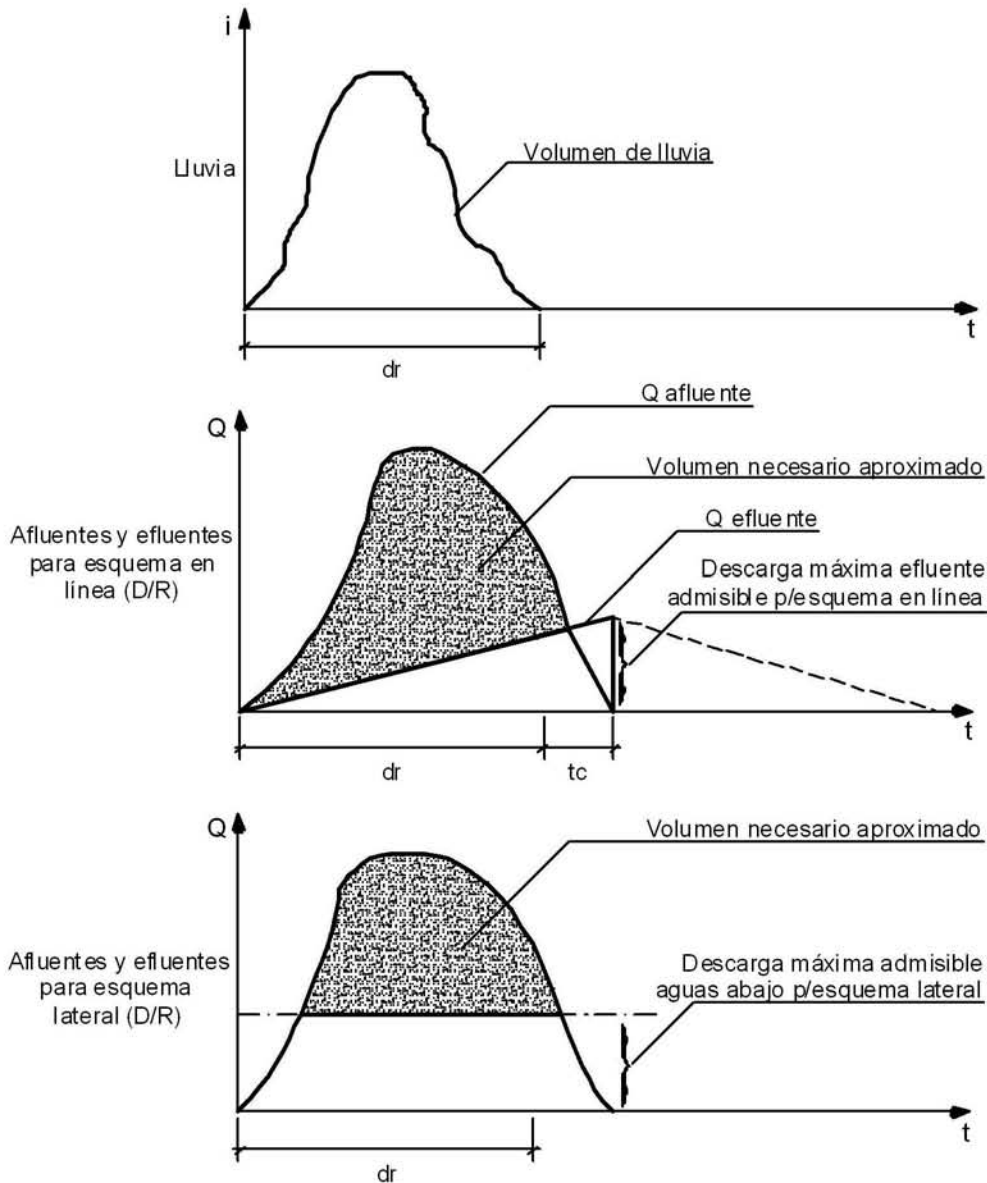
Las descargas máximas a aguas arriba de una obra de D/R deben ser establecidas como consecuencia de la selección o especificación de la condición (descarga vs probabilidad). Si por ejemplo, fuera adoptado el criterio de probabilidad simple, la máxima descarga será aquella correspondiente a la máxima para la condición actual de uso del suelo para la probabilidad especificada, que se refiere al “único punto” indicado en la **figura 5.44**. Por otro lado, si fuere adoptado el criterio de probabilidad continua, habrá una serie de descargas máximas, cada una correspondiente a un período de retorno. Esas descargas corresponden al caso 3 mostrado en la **figura 5.44**, es decir, la relación descarga/probabilidad es coincidente con la relación referente al caso 1.

Independientemente de las descargas máximas para aguas abajo que puedan resultar de cualquiera de los criterios de proyectos, la descarga o descargas máximas pueden también ser evaluadas en el contexto de la capacidad de aguas abajo, sea en lechos naturales, canales o inclusive galerías. En general, la condición más restrictiva puede ser considerada como adecuada para la determinación de la máxima descarga posible de liberación.

En determinadas circunstancias, independientemente de la manera que sea determinada la máxima descarga para aguas abajo de una obra de D/R, esta puede ser mucho menor que la descarga correspondiente al período de retorno de 100 años, sin obras de control. En tales condiciones, el proyectista, con la intención de simplificar su análisis, puede considerar el efluente para aguas abajo igual a cero. Este procedimiento no es aconsejable, porque las descargas pequeñas a aguas abajo pueden ocasionar largos períodos para la disminución de volumen de la obra de D/R.

### 5.8.6 Configuración preliminar de la hidrología de proyecto

El objetivo de este paso es efectuar una estimación preliminar del volumen de almacenamiento necesario, en un lugar potencial, para una obra de D/R y verificar si el volumen disponible es suficiente o puede ser obtenido mediante intervención local. El paso es aún preliminar, y por tanto no requiere análisis hidrológicos o hidráulicos de gran profundidad, debiendo apenas propiciar elementos con suficiente nivel de detalle para la elección de las mejores posibilidades. En la **figura 5.45** se muestra la concepción hidrológica de manera esquemática para la solución en línea y lateral para las obras de D/R.



**Figura 5.45 - Modelos hidrológicos simplificados de afluentes y efluentes para las obras de detención/retención**

Las variables mostradas en la **figura 5.45** son las siguientes:

$d_r$  Duración de la lluvia de proyecto

- $t_c$  Tiempo de concentración de la cuenca
- $Q_{af}$  Hidrograma afluente a una obra D/R en línea o lateral
- $Q_{ef}$  Hidrograma efluente de una obra D/R en línea.

La primera idea es convertir el volumen de lluvia de proyecto en volumen de escurrimiento superficial.

Entonces el volumen de almacenamiento necesario es calculado por la diferencia entre el volumen de escurrimiento superficial y el volumen descargado para aguas abajo, en el caso de esquema en línea, o el volumen desviado, en el caso de esquema lateral.

Las hipótesis simplificadoras admiten que la base del hidrograma afluente sea igual a la suma de  $dr$  y  $t_c$ , que el hidrograma efluente en el caso de esquema en línea tenga forma triangular, y que en el caso de esquema lateral la descarga derivada sea constante.

Las formas tanto del hidrograma correspondiente a la lluvia de proyecto como del hidrograma efluente son necesarias.

• **Ejemplo**

Como ejemplo de aplicación de proyecto preliminar, se considera la situación para una obra de D/R lateral conforme se muestra en la **figura 5.46**.

Considerando las características del lugar, se han establecido las siguientes lluvias de proyecto para las duraciones indicadas y período de retorno de 100 años.

- a)  $Tr = 100$  años 3 horas = 110,5 mm
- b)  $Tr = 100$  años 6 horas = 123,5 mm
- c)  $Tr = 100$  años 12 horas = 135,7 mm
- d)  $Tr = 100$  años 24 horas = 147,8 mm

La condición descarga/probabilidad aplicable a la presente situación, es la de controlar todos los eventos de crecida con probabilidad de ocurrencia hasta 1 %, o sea, 100 años de período de retorno, sin que la capacidad de la galería aguas abajo sea sobrepasada.

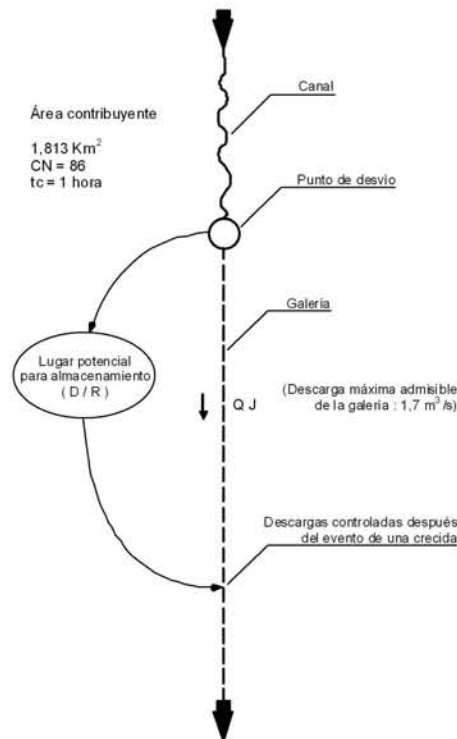


Figura 5.46 - Ejemplo de esquema de obra de detención/retención lateral



El cálculo de los volúmenes de almacenamiento necesarios relativos a cada uno de los eventos arriba indicados puede ser efectuado de la siguiente manera:

Para la lluvia de 100 años,  $d_r = 3h$ ,  $P = 110,5$  mm:

1) Esguerrimiento superficial (D) para CN = 86

$$D = \frac{P - 5\,080}{CN + 50,8} \cdot \frac{CN - 203,2}{P + 2\,030}$$

$$D = 72,8 \text{ mm}$$

2) Volumen de esguerrimiento superficial ( $V_D$ )

$$V_D = D \cdot A = 0,0728 \cdot 1,813 \cdot 10^6 = 132.000 \text{ m}^3$$

3) Volumen liberado para aguas abajo ( $V_j$ )

$$V_j = Q_j \cdot (d_r + t_c) = 1,7 \cdot (3 + 1) \cdot 3\,600 = 24\,480 \text{ m}^3$$

4) Volumen necesario de almacenamiento ( $V_a$ )

$$V_a = V_D - V_j = 132\,000 - 24\,480 = 107\,520 \text{ m}^3$$

Procediendo de la misma forma para los demás períodos de retorno se obtienen los valores presentados en la **tabla 5.8**:

**Tabla 5.8 - Resultados de los cálculos de los volúmenes de almacenamiento**

Duración (horas)	P (mm)	D (mm)	$V_D$ ( $\text{m}^3$ )	$V_j$ ( $\text{m}^3$ )	$V_a$ ( $\text{m}^3$ )
3	110,5	72,8	132 000	24 480	107 520
6	123,5	84,8	153 740	42 840	110 900
12	135,7	96,2	174 410	79 560	94 850
24	147,8	107,6	195 080	153 000	42 080

Se verifica que el volumen necesario de almacenamiento ( $V_a$ ) varía en la faja de 42 000  $\text{m}^3$  a 110 000  $\text{m}^3$ , y que éste no necesariamente crece para duraciones mayores.

El procedimiento anterior, a pesar de permitir una evaluación razonablemente segura para el volumen necesario de almacenamiento en la obra de D/R, no dispensa de un análisis hidrológico-hidráulico detallado en **5.8.7**.

### 5.8.7 Abordajes de las condicionantes laterales y verticales

En este paso deberán ser identificadas, las principales condicionantes laterales como las verticales, existentes en el área prevista para la obra de D/R, y procurar las formas de efectuar una compatibilidad adecuada con la disposición de las obras de proyectos. En otras palabras, el propósito de este paso es el cómo disponer el volumen necesario en el lugar considerado de modo de atender a todas las necesidades.

Las condicionantes laterales comprenden, en las utilidades públicas, las construcciones y otras instalaciones antiguas, sean ellas existentes o previstas. Las instalaciones para fines recreativos pueden construir condicionantes planimétricas, una vez que definen áreas mínimas y proporciones de dimensiones de la obra de D/R, siendo que esas áreas deben ser muy próximas de la horizontal.

En ciertas situaciones o interés para el aprovechamiento de un área para fines de D/R puede ser estimulado si fuere asociado al uso para fines recreativos, así como de espacios abiertos para fines de recreación. Ese tipo de interés puede existir en áreas no ocupadas y que pueden en el futuro ser utilizadas para fines típicamente residenciales como para la instalación de escuelas.

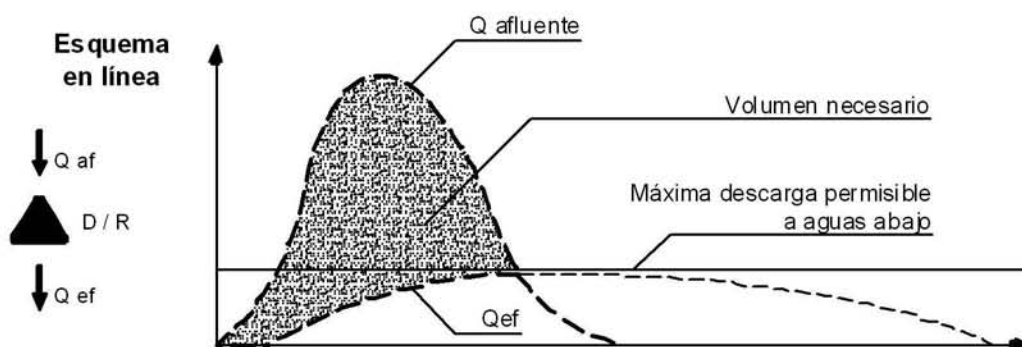
Constituyen condicionantes verticales existentes o planificadas, áreas antiguas resguardadas cuyo sistema de microdrenaje y/o macrodrenaje dependa del nivel de agua máximo en el lugar de la obra de D/R estudiada. El nivel freático del lugar también es una importante condicionante vertical. La solución aconsejable para proyectar la obra, desde el punto de vista de condicionantes verticales, es aquella que permite analizar todas las necesidades sin que sea preciso recurrir al bombeo, tanto de los afluentes como de los efluentes.

### 5.8.8 Finalización del proyecto

El propósito de este paso es determinar la relación volumen de la obra de D/R en función de la descarga liberada para aguas abajo (esquema en línea o esquema lateral), que debe satisfacer la condición descarga/probabilidad de un proyecto, así como los elementos geométricos característicos de la obra de D/R y respectivo proyecto hidráulico final de los dispositivos de descarga. Se admite que la condición descarga/probabilidad de proyecto corresponda al caso de probabilidad continua.

En el caso de existir un evento extraordinario (p.e.  $T_r = 100$  años) como condición de proyecto descarga/probabilidad, los procedimientos descritos de forma genérica podrán ser simplificados.

En el primer paso de esta etapa de trabajo se deben generar hidrogramas de crecidas para diferentes períodos de retorno, como por ejemplo, 2, 5, 10, 50 y 100 años, para una duración dada establecida, en función de las condiciones de concentración de la cuenca de drenaje. Esos hidrogramas deben ser generados utilizando diferentes métodos, como por ejemplo el Método Racional Modificado y el Método de Soil Conservation Service. Para cada período de retorno se deben identificar las correspondientes descargas máximas permisibles hacia aguas abajo conforme se muestra en la **figura 5.47**.





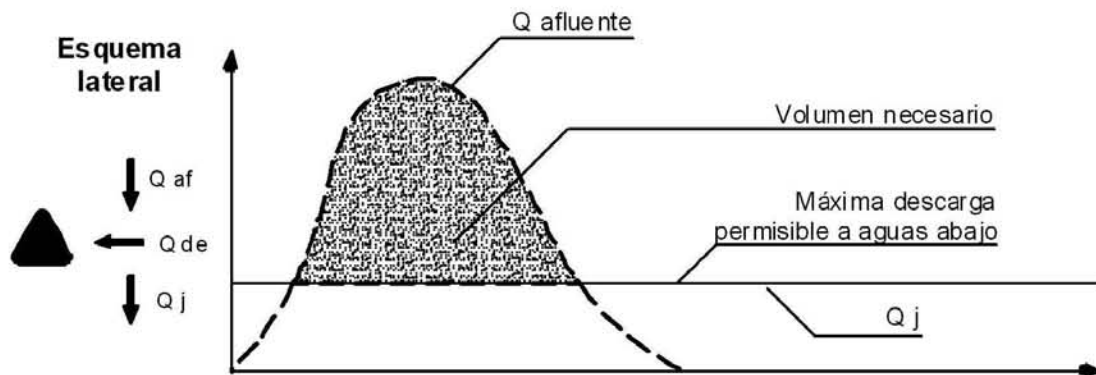
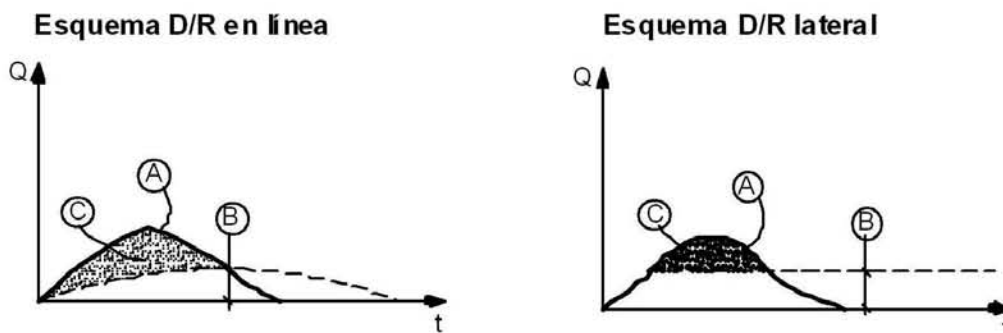


Figura 5.47 - Descargas máximas permisibles para aguas abajo

Se debe efectuar la orientación de los hidrogramas de crecidas establecidos a través de las obras de D/R de forma de atender los requisitos de descarga máxima para aguas abajo para el tipo de esquema en consideración. Para cada cálculo de orientación efectuado resultará un volumen de almacenamiento necesario. La **figura 5.48** muestra de forma esquematizada el procedimiento para obtención de los pares de valores: Descarga máxima para aguas abajo y correspondientes volúmenes de almacenamiento necesarios.

Utilizando los pares de puntos, descargas máximas para aguas abajo y correspondientes volúmenes de almacenamiento necesarios, se debe construir las curvas presentadas esquemáticamente en la **figura 5.49** (a y b). Esas curvas consolidan gráficamente los resultados de los hidrogramas generados y respectivas orientaciones para las obras de D/R, en las cuales son planteados los pares de puntos almacenamiento - descarga máxima para cada período de retorno considerado. La **figura 5.49** (a) es de carácter genérico mostrando los resultados de los procedimientos indicados en términos conceptuales. La **figura 5.49** (b) por otro lado, es más específica y procura mostrar la relación almacenamiento-descarga para dos situaciones diferentes de descargas hacia aguas abajo.



- (A) Hidrograma afluente para  $T_1$
- (B) Descarga máxima para aguas abajo  $Q_{máx-1}$
- (C) Volumen necesario  $V_1$

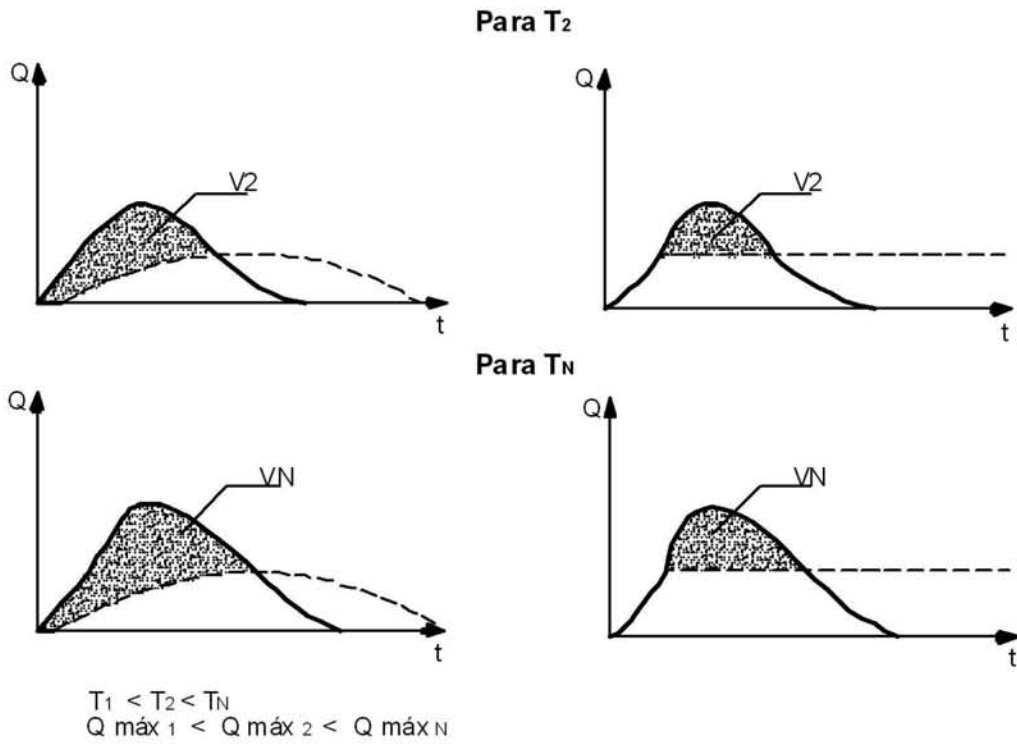


Figura 5.48 - Procedimiento para la obtención de los volúmenes de almacenamiento en función de las descargas máximas para aguas abajo

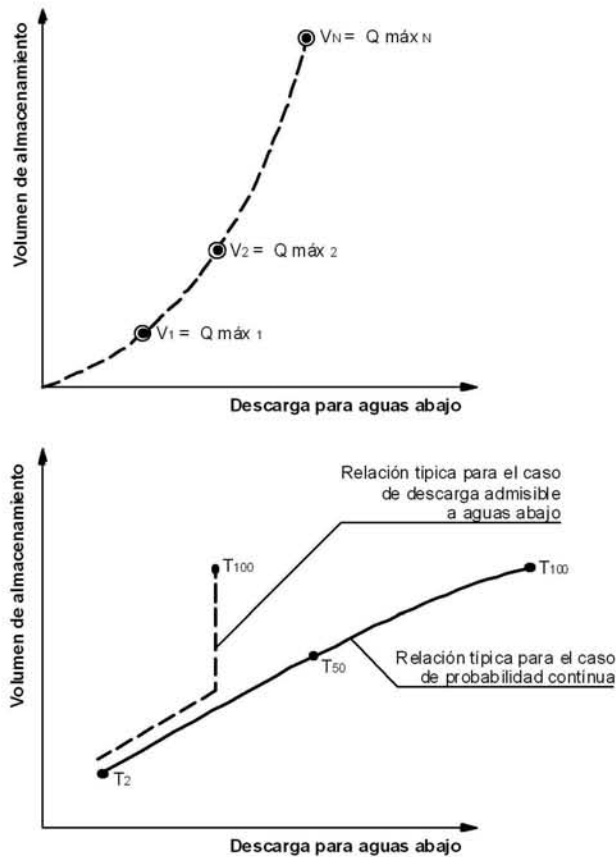
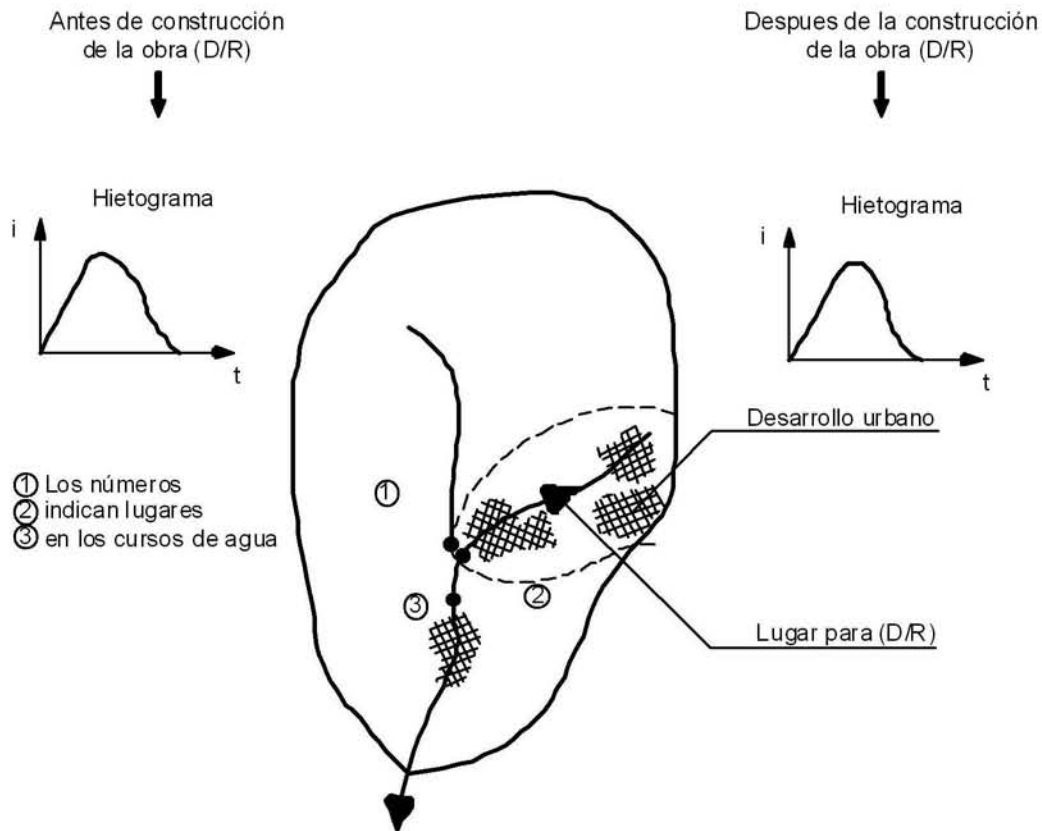


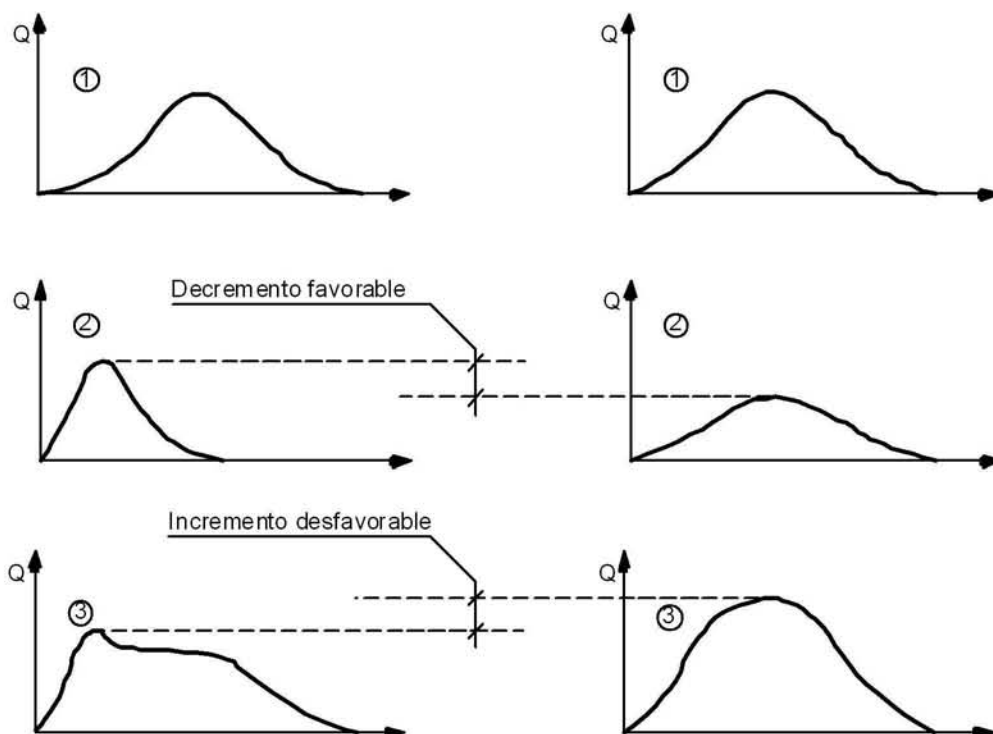
Figura 5.49 - Relación descarga x almacenamiento de obras D/R

Dos situaciones pueden ocurrir en lo que concierne a la configuración geométrica de la obra de D/R. La primera se refiere al caso en que esa configuración es predeterminada y corresponde al caso en que el volumen de almacenamiento es obtenido para la cuenca. La segunda corresponde al caso en que el volumen de almacenamiento es obtenido por medio de excavación para la formación de un reservorio artificial. En el primer caso la relación volumen de almacenamiento en función de descarga liberable para aguas abajo debe ser obtenida exclusivamente por medio del adecuado dimensionamiento de dispositivo de control para aguas abajo. En el segundo caso la referida relación debe ser obtenida por el dimensionamiento integrado del volumen de almacenamiento y del dispositivo de control de descarga para aguas abajo.

### 5.8.9 Reservorios múltiples de D/R

La implantación indiscriminada de las obras de D/R en una determinada cuenca, es decir viendo la solución de problemas localizados, puede llevar a efectos adversos y debe ser evitada. Es importante destacar dos situaciones que pueden ocurrir como consecuencia de la presencia de obras de D/R en una cuenca, que son: El surgimiento de un falso sentido de seguridad en determinadas áreas y el efecto de sincronismo de picos de crecidas de sub-cuencas resultando, en ciertos puntos, descargas mayores antes de la implantación de las obras. Sin embargo, obras de D/R individuales en una cuenca que permitan resolver problemas localizados de inundación, pueden interactuar con la cuenca como un todo, de forma de agravar problemas de inundaciones en otros lugares de la cuenca aguas abajo. La figura 5.50 muestra esquemáticamente como una nueva obra de D/R puede provocar un problema en una cuenca.





**Figura 5.50 - Interacción adversa de hidrogramas de crecidas como consecuencia de una obra de detención/retención**

Conforme se observa en la figura 5.50, la construcción de una obra de D/R en un tributario de un curso de agua dado puede tener un efecto favorable de atenuación de inundaciones en el propio tributario, en cuanto que, en el curso principal, podrá tener un efecto desfavorable o inclusive agravar problemas existentes de inundación.

Mein (1980) propone que en los estudios de D/R sea establecido, como objetivo principal de proyecto, mantener descargas máximas permisibles en determinados puntos de control, y recomienda la utilización de lluvia con duraciones diferentes. En sus investigaciones concluye que una obra de D/R es más eficiente que dos obras en serie, y que dos son más eficientes que tres en serie y así sucesivamente.

Un sistema de obras de D/R en el cual el criterio de dimensionamiento corresponde a la probabilidad simple y no permite un efecto significativo de reducción de picos de crecidas, tanto para eventos grandes como de pequeñas magnitudes, constituye uno de los aspectos del "falso sentido de seguridad".

Esto significa que un sistema con una o más obras de (D/R) en una cuenca, puede controlar apenas una pequeña parte de la gama de posibilidades de crecidas que pueden ocurrir, permaneciendo determinadas áreas de la cuenca sujetas a inundaciones para condiciones hidrológicas diferentes de aquellas consideradas en el proyecto.

Mein (1980) indica que sin embargo un conjunto de obras de D/R en serie o paralelo puedan no incrementar significativamente los picos de crecidas a lo largo de una cuenca, estos pueden también producir un efecto interactivo de modo de no proporcionar ninguna reducción de los mismos, lo que constituye otro aspecto de "falso sentido de seguridad". En otras palabras en un sistema de obras de D/R puede ocurrir un tipo de efecto interactivo inesperado de las mismas, de modo que unas anulen los beneficios de otras, causando problemas en áreas aguas abajo.

Conforme lo establecido, la implantación de un sistema de obras de D/R en una cuenca es bastante complejo. Es recomendable, para evitar efectos indeseables, efectuar un estudio amplio considerando todas las obras existentes y planificadas, analizando el comportamiento de las mismas de forma global.

#### 5.8.10 Aspectos negativos y usos inadecuados de reservorios de D/R

Las obras de (D/R) constituyen una de las posibles medidas de naturaleza estructural y no estructural teniendo como objetivo la administración de las aguas urbanas en términos de cantidad y calidad. Su uso debe ser efectuado con las debidas precauciones.

Debo y Ruby (1982) efectuaron un abordaje de los aspectos negativos de las obras de (D/R) con base a 10 años de experiencia en el área metropolitana de Atlanta. Los problemas citados incluyen:

- a) Mantenimiento inadecuado o no continuado, particularmente cuando las obras no son de responsabilidad del vecino. Posible solución: Atribuir la responsabilidad para la operación a la municipalidad, con excepción de los casos en que los sectores industrial y comercial puedan asumir tal responsabilidad.
- b) Dificultad de acceso para mantenimiento
- c) Taludes muy inclinados, creando dificultades para implantación y mantenimiento de vegetación
- d) Dispositivos de control de caudal de dimensiones muy reducidas que acarrear los problemas de obstrucción, resultando en dificultades de operación y agua estancada después de la ocurrencia de lluvias
- e) Problemas de control de arbustos y hierbas dañinas, particularmente en obras con almacenamiento permanente, o como consecuencia de la falta de mantenimiento
- f) Proliferación de mosquitos, ratas y otros vectores de enfermedades
- g) Problemas de seguridad, particularmente de niños, debido a las profundidades muy grandes y velocidades excesivas
- h) Inexistencia de control de crecidas aguas abajo o agravamiento de los problemas de inundación, como consecuencia de los efectos interactivos inesperados de dos o más obras de D/R en la cuenca
- i) Problema de erosión inmediatamente aguas abajo de los dispositivos de descarga
- j) Surgimiento o agravamiento de problemas de erosión en el canal aguas abajo, como posible consecuencia de un tiempo más prolongado de permanencia de caudales en el mismo
- k) Reducido o ningún efecto sobre las crecidas en otros lugares que no sea aquel en que se sitúa la obras de D/R.

#### 5.9 ACTIVIDADES PREVIAS AL CÁLCULO HIDRÁULICO

Las actividades previas al cálculo hidráulico, tienen por objeto dar una orientación al proyectista sobre obras de macrodrenaje urbana en el sentido de indicar una secuencia metodológica para los diferentes aspectos a ser considerados en el proyecto. Evidentemente son orientaciones generales y puede ser mejor adecuadas en función de la magnitud de un proyecto.

Las actividades de un proyecto deben involucrar los siguientes aspectos principales:

- a) Colecta de datos

- b) Estudios hidrológicos y climatológicos
- c) Concepción de alternativas de la disposición de obras
- d) Distribución de espacios y ocupación marginal en las canalizaciones
- e) Consolidación de requisitos y restricciones básicas del proyecto
- f) Canales abiertos
- g) Galerías de grandes dimensiones
- h) Dispositivos de almacenamiento

### **5.9.1 Colecta de datos**

#### **5.9.1.1 Datos básicos**

El proyectista debe recolectar y sistematizar todos los datos e informaciones básicas que servirán de soporte para la elaboración de un proyecto, sean ya existentes o elementos nuevos obtenidos a través de levantamiento de campo.

Los principales asuntos a ser abordados son los siguientes:

- a) Planta de la cuenca de drenaje
- b) Características de la faja de implantación de las obras
- c) Drenaje lateral
- d) Interferencias principales y utilidades públicas
- e) Condiciones previstas de desarrollo futuro
- f) Cobertura vegetal y condiciones de ocupación de la cuenca actual y futura
- g) Características geológicas de la cuenca
- h) Características geotécnicas y del nivel freático de la faja de implantación de las obras
- i) Informaciones sobre lluvias intensas en el área de la cuenca
- j) Estudios anteriores
- k) Otras informaciones

#### **5.9.1.2 Datos hidrológicos**

Deberán ser colectados estudios existentes y datos disponibles de instituciones oficiales que permitan la caracterización climática, pluviométrica, pluviométrica, meteorológica y geomorfológica de la cuenca de interés de un proyecto.

Deben ser colectados los datos para la elaboración de pluviogramas de las alturas de agua en los puntos localizados en el área de estudio, conteniendo la localización, período y tipo de observación, tipo de aparato, entidad operadora y otras informaciones pertinentes.

El estudio debe contar con mapas o plantas en escala adecuada, destacando la red hidrográfica del proyecto, conteniendo el trazado de las autopistas, ciudades, ríos, vías y ferrocarriles existentes.

Serán catalogadas las principales obras hidráulicas existentes o proyectadas que puedan influir en los estudios hidrológicos, como presas aguas arriba y aguas debajo de autopistas, canalizaciones y dragados.

### **5.9.2 Estudios hidrológicos y climatológicos**

Los estudios hidrológicos tienen por objetivo determinar los caudales máximos a ser adoptados para el proyecto, así como hidrogramas de crecidas cuando hubiere la necesidad de dimensionar o analizar el efecto de reservorios de detención existentes.

En los casos de cuencas alargadas que poseen tributarios de tamaño apreciable en su porción de aguas abajo, sin reservorio, se debe generar los respectivos hidrogramas individuales por sub-cuencas y efectuar luego la composición del hidrograma global afluente para cada punto de interés a lo largo del canal principal.

La utilización de métodos que suministran directamente picos de crecidas, como es el caso del método de Ven Te Chow, puede llevar a valores subestimados. Este aspecto es analizado con mayor detalle en el Capítulo 3 del Reglamento.

La forma de considerar los caudales de proyecto a lo largo del canal a proyectar puede ser consolidada en una curva tangente de picos de crecida, sean ellas obtenidas por cálculos directos, o a través de la composición de hidrogramas, conforme fue establecido.

La distribución final de caudales a adoptar podrá ser efectuada de modo de considerar sub-tramo con caudales constantes para mayor simplicidad de los cálculos.

Los tópicos básicos que deben ser considerados son los siguientes:

- a) Criterios de proyecto
- b) Lluvias de proyecto
- c) Subdivisión de la cuenca en áreas hidrológicamente homogéneas
- d) Parámetros morfológicos característicos de las sub-cuencas
- e) Cálculo de caudales máximos y/o hidrogramas de crecidas
- f) Estudio de reservorios de detención

#### **5.9.2.1 Características físicas de la cuenca**

Este análisis tiene por objetivo proporcionar los elementos característicos de la cuenca que influyen en el régimen de crecidas de la misma, involucrando aspectos geológicos, morfológicos, ocupación, cobertura vegetal y tipo de ocupación existente y previsible.

En este sentido, los tópicos básicos considerados son:

- a) Características morfológicas de la cuenca
- b) Características de ocupación y de cobertura vegetal
- c) Características geológicas y de los suelos de la cuenca
- d) Evaluación de las condiciones de permeabilidad regionales

#### **5.9.2.2 Caracterización del régimen climático regional**

El régimen climático de la cuenca debe ser caracterizado por los siguientes parámetros obtenido a partir de los puestos investigados:

- a) Temperatura máxima
- b) Temperatura mínima
- c) Evaporación
- d) Insolación
- e) Humedad relativa del aire
- f) Distribución del número medio de días lluviosos por mes con precipitaciones superiores a 5 mm diarios.

El clima deberá ser clasificado según el Sistema Internacional de Koeppen.

### 5.9.2.3 Estudio de las lluvias intensas

El estudio de lluvias intensas tiene por finalidad establecer las ecuaciones intensidad - duración - frecuencia.

Las ecuaciones existentes de regiones próximas deben ser analizadas e incorporadas al estudio, siempre y cuando representen el régimen de lluvias intensas del lugar de la obra en estudio.

Deberán ser presentados los siguientes elementos:

- a) Ecuaciones de intensidad - duración - frecuencia indicando la fuente, ubicación del puesto y período de colecta de los datos
- b) Gráficos comparativos relacionando la intensidad pluviométrica y la duración de la lluvia para períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

NOTA

Véanse también los Capítulos 3 y 4.

### 5.9.2.4 Caracterización del régimen fluvial

El estudio debe presentar el listado de puestos fluviométricos de la cuenca de interés para el proyecto y, bajo la forma de histograma, los siguientes elementos de la serie histórica de caudales:

- a) Caudales medios mensuales
- b) Máximos caudales medios diarios
- c) Mínimos caudales medios diarios

En el caso de no disponer de la regla limnimétrica, se debe presentar una tabla conteniendo las cotas de las máximas crecidas observadas en la región y el período de ocurrencia.

### 5.9.3 Concepción de alternativas de disposición de obras

Se deben desarrollar las ideas básicas de disposición de obras consideradas posibles. Normalmente la disposición en planta es impuesta por el propio alineamiento del cauce natural del curso de agua a canalizar. Sin embargo, en términos de perfil longitudinal, diferentes configuraciones son posibles, las cuales dependen de las restricciones existentes, de las interferencias así como de las posiciones de las principales confluencias.

Las velocidades máximas permisibles también influyen en la disposición longitudinal de las canalizaciones a proyectar. Estas deben ser condicionadas por el tipo de material de revestimiento a ser utilizado mas, por otro lado, también son dependientes de las pendientes posibles de ser adoptadas.

Los tópicos básicos a ser abordados son los siguientes:

- a) Trazado en planta
- b) Elección del tipo de conducto a adoptar y secciones transversales
- c) Alternativas de disposición en perfil longitudinal

### 5.9.4 Distribución de espacios y ocupación marginal en las canalizaciones

En los proyectos de canalización de cursos de agua urbanos, la ubicación de los espacios



para el canal propiamente dicho, así como para las pistas marginales de tráfico (bermas) y el alineamiento de edificaciones, se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- a) Por razones de orden económico, los proyectos pueden ser elaborados para crecidas con períodos de retorno (p.e. 25 años).
- b) Normalmente los proyectos son desarrollados para un determinado escenario de ocupación de la cuenca a aguas arriba, sin considerar la posibilidad de condiciones futuras de ocupación que pueden sobrepasar significativamente las suposiciones efectuadas por ocasión del proyecto, resultando en caudales mucho más elevados que los inicialmente establecidos.
- c) Es muy frecuente la situación de cursos de agua con intensa ocupación marginal, con faja disponible muy estrecha para el lecho, que, con el pasar del tiempo, se torna insuficiente para la conducción de los caudales pico de crecidas, incrementadas por el efecto de la urbanización aguas arriba.
- d) La ausencia de planes directores, como normalmente ocurre, aumenta el nivel de incertidumbre en las evaluaciones hidrológicas.

Frente a los factores señalados, en los proyectos de canalización de cursos de agua urbanos, la disposición de espacios a lo largo de los mismos debería basarse en las siguientes directrices:

- a) Siempre que el espacio disponible para implantación del lecho del canal lo permita, se debe prever fajas laterales, eventualmente inundables que permitan futuras ampliaciones del canal, si es necesario
- b) Como consecuencia de a), las pistas marginales de vías de tráfico deberían ser retiradas de las márgenes del canal y, evidentemente, limitadas por otro lado por el alineamiento de las edificaciones. En este sentido es oportuno recordar que tal medida contribuye para valorizar las áreas marginales.
- c) Las fajas destinadas a las edificaciones en cada margen, tanto como sea posible, deben estar fuera de la faja de inundación correspondiente a la crecida de 100 años de período de retorno.
- d) En los casos en que las medidas anteriores no sean posibles atender, en virtud de la ocupación existente, es conveniente caracterizar las áreas inundables así como las áreas de riesgo que podrán en el futuro ser re-urbanizadas o, eventualmente beneficiadas con obras de detención en la cuenca, aguas arriba, para reducir la incidencia de inundaciones.

#### 5.9.5 Consolidación de requisitos y restricciones básicas de proyecto

En el proyecto de canalización de un curso de agua, una de las actividades a ser desarrollada inicialmente es la de efectuar una adecuada consolidación de todos los requisitos básicos y principales restricciones existentes, que deberán constituir las condiciones de contorno a ser consideradas en un proyecto.

En este sentido, los aspectos básicos a ser considerados se refieren a: confluencias y desemboques, puntos bajos, puentes, tramos deshabitados, estrangulamientos, drenaje lateral, obras útiles realizadas dentro la propiedad, y edificaciones importantes y limitaciones aguas abajo, se que analizan a continuación.

##### a) Confluencias y desemboque en el curso principal

Este es un tópico que debe ser analizado con especial cuidado, una vez que para las condiciones de caudales extraordinarios, pueden representar importantes sobre-elevaciones. Por otro lado, su concepción es siempre muy condicionada al espacio

disponible, muchas veces limitado. Se debe, en estas situaciones, buscar la forma más racional de compatibilización de estas condicionantes.

**b) Puntos bajos**

Es siempre conveniente efectuar una identificación inicial de todos los puntos bajos a lo largo de las dos márgenes del curso de agua, por los correspondientes perfiles longitudinales que deben orientar a la disposición básica del proyecto del canal o galería.

En los casos en que sea impracticable mantener la línea de agua de proyecto del canal, se debe concebir soluciones particulares de drenaje de los mismos que deberán ser tratadas separadamente, ya sea mediante conductos paralelos al canal principal hasta un punto más bajo ubicado aguas abajo, mediante conducto descargando directamente en el canal.

**c) Puentes**

En los casos en que los puentes constituyen limitaciones al escurrimiento se debe verificar la posibilidad de mejoras, tales como: Adecuación hidrodinámica de pilares, aumento del tablero y, si posible, revestimiento del fondo en hormigón y la inclusión de vanos adicionales.

**d) Estrangulamientos**

En determinados casos ocurren estrangulamientos en un curso de agua, causados por construcciones muy próximas al lecho del mismo que implican limitaciones bastante serias para la conducción de los caudales máximos deseables.

En esos casos, incluso concibiendo soluciones de canal o galería con mayor eficiencia hidráulica, las capacidades máximas posibles pueden estar del lado de las necesidades reales. En situaciones con restricciones de esa naturaleza, la búsqueda de soluciones puede abarcar la posibilidad de un conducto paralelo de refuerzo, el desvío de caudales a aguas arriba para otros sectores o, eventualmente, la implantación de reservorios de detención a aguas arriba.

**e) Drenaje lateral**

En un tramo de curso de agua a canalizar es también de gran importancia efectuar un análisis previo de todo el sistema de drenaje lateral, tanto en lo que se refiere a microdrenaje, como en los puntos de desemboque de colectores de medio y gran tamaño como por ejemplo, el caso de galerías del macrodrenaje.

En este sentido, se debe compatibilizar altimétricamente las características del canal a proyectar con los diferentes conductos afluentes, de modo de garantizar las condiciones de escurrimiento de esos conductos.

**f) Mejoras y edificaciones importantes**

Muchas veces la presencia de mejoras y edificaciones importantes situadas en las márgenes de un curso de agua que, sin embargo, no constituyen propiamente limitaciones de la obra de canalización, pueden tener influencia en la disposición general de las obras de canalización por su vinculación con la configuración del sistema vial

**g) Limitaciones a aguas abajo**

Es también importante tener presente en los proyectos de canalización, eventuales limitaciones a aguas abajo del tramo a canalizar, que pueden limitar los caudales que vengán a ser conducidos por el tramo objeto de estudio. En tales casos, la necesidad de crear reservorios de detención a aguas arriba puede ser una imposición a ser considerada en un proyecto.

**5.9.6 Canales abiertos**

La adopción de canales abiertos en proyectos de drenaje urbano, es una solución que debe ser estudiada como primera posibilidad por las siguientes razones:

- a) Posibilidad de conducir caudales superiores a la de proyecto incluso con perjuicios del borde libre
- b) Facilidad de mantenimiento y limpieza
- c) Posibilidad de adopción de una sección transversal de configuración mixta con mayor economía de inversiones
- d) Posibilidad de integración paisajística con valorización de las áreas de áreas de río, cuando hay espacio disponible
- e) Mayor facilidad para ampliaciones futuras caso sea necesario

Los canales abiertos presentan, por otro lado, limitaciones en su implantación, en situaciones en que los espacios disponibles sean reducidos, como es el caso de áreas de gran concentración urbana.

**• Recomendaciones para proyecto**

La elección del tipo de sección transversal de un canal a ser proyectado depende de factores fundamentales, como: El espacio disponible para su implantación, las características del suelo de apoyo, la pendiente y condiciones de operación.

La configuración ideal para un canal de drenaje urbano es la sección trapezoidal simplemente excavada con taludes gramados, por su simplicidad de ejecución y mantenimiento, así como por el menor costo de implantación.

El canal simplemente excavado, por admitir normalmente velocidades máximas relativamente reducidas, exige mayor espacio para su implantación, así como pendientes más reducidas.

Uno de los principales beneficios de los canales simplemente excavados consiste en el hecho de permitir futuras remodelaciones para el aumento de capacidad mediante revestimiento, además de preservar fajas mayores para futuras intervenciones que se hagan necesarias.

Los canales simplemente excavados constituyen una alternativa de canalización adecuada para cursos de agua en áreas aún en proceso de urbanización y para las cuales sean previsibles incrementos futuros de los caudales pico de escurrimiento superficial.

Cuando, por otro lado, el espacio disponible para la implantación del canal es limitado, el canal revestido podrá ser inevitable para garantizar mayores velocidades de escurrimiento y, consecuentemente, necesidad de menores secciones transversales.

En la práctica usual de proyecto de canales urbanos en nuestro medio, es común concebir

canales para conducción de caudales de crecidas, lo que lleva a serios problemas de sedimentación y disposición de escombros para condiciones de operación de caudales de media intensidad, también conocidas como caudales de formación o modeladoras, que son las más frecuentes. Esos canales, sean trapezoidales o rectangulares, normalmente tienen fondos largos e incompatibles con los caudales modeladores. Es común en canales, la formación de pequeños lechos meandrados, sea en medio a los sedimentos depositados, o en los propios fondos de canales de tierra.

Para evitar tales problemas, o por lo menos reducirlos, la solución recomendable es adoptar secciones compuestas, dimensionadas en su conjunto, para transportar los caudales máximos previstos y que permitan conducir los caudales modeladores en sublechos menores en condiciones adecuadas de velocidad.

En los casos de canales trapezoidales simplemente excavados, es posible prever un lecho menor, trapezoidal o rectangular, de hormigón. En los casos de canales revestidos, sean ellos de sección trapezoidal o rectangular, es posible un fondo con configuración triangular, mediante simples rebajes del fondo a lo largo del eje.

En las figuras 5.51, 5.52 y 5.53 se muestran sugerencias de secciones transversales compuestas.

Es conveniente que tales secciones sean dimensionadas de forma de garantizar su auto-limpieza conforme a criterios técnicos.

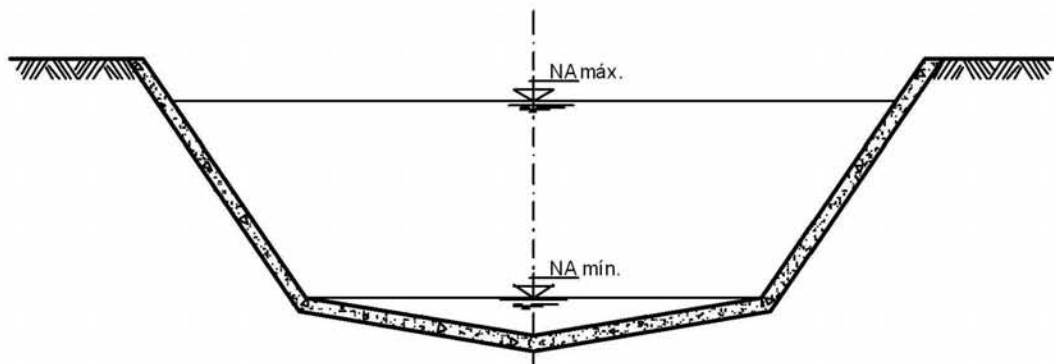


Figura 5.51 - Canal en hormigón - Sección trapezoidal mixta

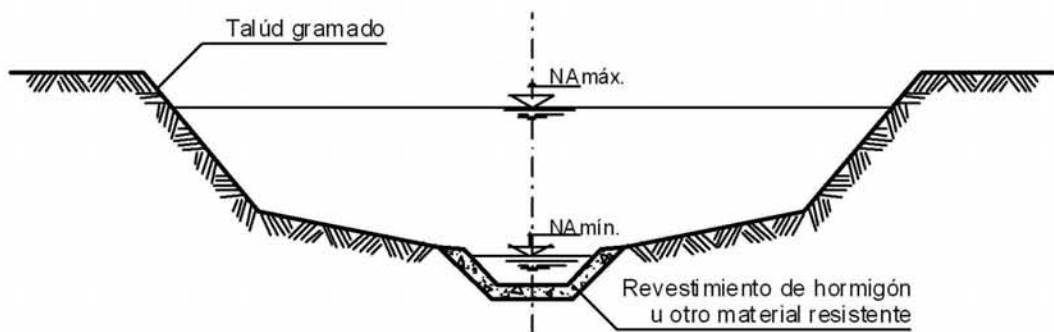


Figura 5.53 - Canal en hormigón - Sección rectangular mixta

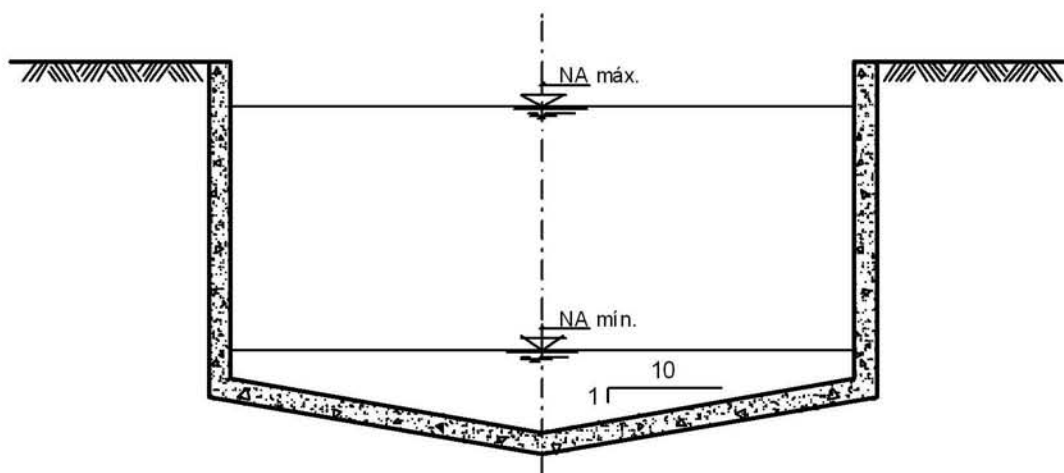


Figura 5.53 - Canal en hormigón - Sección rectangular mixta

### 5.9.7 Galerías de grandes dimensiones

En proyectos de drenaje urbano la utilización de galerías de grandes dimensiones se hace necesaria en áreas densamente urbanizadas en virtud principalmente de la limitación de espacio y de las limitaciones impuestas por el sistema vial.

Al proyectar una galería de grandes dimensiones es muy importante tener presente las limitaciones de ese tipo de conducto que, en líneas generales, son las siguientes:

- Las galerías tienen capacidad de escurrimiento limitada por su radio hidráulico relativo a la sección plena, que es inferior a su capacidad máxima en régimen libre
- Por ser cerradas, las galerías siempre presentan condiciones de mantenimiento más difíciles que los canales abiertos, siendo relativamente grande la posibilidad de ocurrir problemas de sedimentación y deposición de escombros, que resultan siempre en pérdida de eficiencia hidráulica
- En determinadas circunstancias, las galerías exigen la adopción de una sección transversal de celdas múltiples. A pesar de ese tipo de configuración de sección transversal, la misma presenta ventajas desde el punto de vista estructural; pero en términos de desempeño hidráulico y de mantenimiento es bastante problemático. El principal inconveniente de naturaleza hidráulica consiste en el hecho de ser necesaria la introducción de "ventanas" a lo largo de las paredes internas para que haya una equalización de caudales entre las celdas. Esas "ventanas", además de introducir pérdidas localizadas no despreciables, constituyen punto de acumulación de basura y escombros que, además de reducir la sección libre para escurrimiento, causan perturbaciones en el flujo de agua que resultan en pérdida de energía, contribuyendo al aumento del coeficiente global de rugosidad, hecho normalmente no considerado en el proyecto. Además de eso, las galerías de celdas múltiples muestran, invariablemente la tendencia del escurrimiento de los caudales menores si se tiene apenas una celda, con sedimentación más acentuada en las demás, resultando en pérdida de eficiencia en la conducción de caudales próximas a la del proyecto en virtud de la reducción de la sección útil.

- **Recomendaciones para proyecto**

Por las razones señaladas, siempre que sea posible, se deben adoptar galerías de celda única que permiten, inclusive, prever el fondo en forma de triángulo, para permitir la

concentración de los caudales menores en su parte central, favoreciendo el acarreo natural del material sedimentable.

En los casos en que no sea posible evitar la utilización de galerías de celdas múltiples, se debe proponer las recomendaciones a continuación con el propósito de mejorar la eficiencia de las mismas, o de por lo menos minimizar sus inconvenientes.

- a) Si es posible, introducir tramos en canal abierto que actúen como elementos de homogenización del flujo de agua, situándolos principalmente en los lugares de entrada de las principales contribuciones laterales, de modo de evitar la necesidad de ventanas en las paredes internas de los tramos de galería. Además de su función hidráulica, los tramos en canal abierto, conforme fue analizado, constituyen puntos de acceso para mantenimiento y limpieza en condiciones más razonables de acceso que en el caso de galería cerrada.
- b) En los casos en que las galerías de celdas múltiples no puedan ser evitadas, es preferible optar por galerías de dos celdas. Si fuese necesaria la utilización de ventanas de equalización, estas deben ser dimensionadas considerando las diferencias de los afluentes en cada celda, por tramo de galería. Para la simplificación en la ejecución, ese dimensionamiento debe ser encarado básicamente como una verificación de las dimensiones y espaciamiento entre ventanas, de modo que la transferencia de caudales de una celda para otra sea asegurada. Se juzga también recomendable, en el sentido de reducir el problema de retención de escombros en las ventanas, que el borde vertiente de las mismas este situado de  $1/2$  a  $2/3$  de la altura libre de la galería.
- c) Conforme ya fue señalado, las galerías celulares, en virtud de la necesidad de ventanas en sus paredes internas, poseen un coeficiente de rugosidad global mayor que las galerías de celdas simples.

### 5.9.8 Dispositivos de almacenamiento

La utilización de dispositivos de almacenamiento en proyectos de drenaje urbano no es una tradición en el país. La literatura internacional indica, que este tipo de proyectos viene siendo cada vez más utilizado en todos los países del primer mundo, desde hace más de veinte años.

Cabe destacar que, en la fase inicial de desarrollo de las obras de drenaje urbano, el principio fundamental que orienta los proyectos es el de garantizar el rápido escurrimiento de las aguas. Con el crecimiento de las áreas urbanas, los picos de crecidas de los cursos de agua principales pasan a alcanzar niveles extremadamente elevados en relación a las condiciones primitivas de ocupación, con graves problemas de inundación. Eso permite constatar que la filosofía de proyecto de obras de drenaje debería ser radicalmente alterada, en el sentido de propiciar mayores tiempos de permanencia de las aguas precipitadas sobre una cuenca dada con el propósito de reducir los caudales pico excesivamente elevados en los puntos de aguas abajo de la misma.

Luego, los dispositivos de detención pasan a tener una especial importancia en los proyectos de drenaje urbano. Además de lo que ya fue indicado, se incrementan los beneficios de carácter ambiental y estabilidad morfológica de los cursos de agua receptores que, con esto, no tienen la misma amplitud de variación de caudales escurridos, conforme ocurre en los proyectos en que se contempla apenas las soluciones de canalización. La función básica de los dispositivos de almacenamiento es la de retardar las aguas precipitadas sobre un área dada, de modo de contribuir la reducción de los caudales pico de crecidas en puntos a aguas abajo.

Los dispositivos de almacenamiento comprenden dos tipos distintos que son los de control en la fuente y los de control a aguas abajo.

Los dispositivos de control en la fuente son instalaciones de tamaño pequeño colocadas próximas al lugar de origen del escurrimiento superficial de modo de permitir una utilización más eficiente de la red de drenaje a aguas abajo. Este tipo de dispositivo posee gran flexibilidad en términos de elección de lugar de implantación, presenta posibilidad de normalización de la instalación, permite mejora de las condiciones de drenaje a aguas abajo, así como del control de los caudales. Por otro lado, dificulta el monitoreo y el mantenimiento de estas pequeñas unidades instaladas en gran número y en diferentes lugares. Esto implica también, elevados costos de mantenimiento.

Los dispositivos de control a aguas abajo por otro lado, abarcan un menor número de lugares de almacenamiento. Las obras de almacenamiento pueden, por ejemplo, estar localizadas en el extremo de aguas abajo de una cuenca de drenaje de tamaño apreciable, o inclusive en una sub-cuenca de tamaño también significativo. Esta modalidad de control permite reducir el costo de implantación, en relación al caso de gran número de pequeñas instalaciones de control en la fuente y presenta mayor facilidad de operación y mantenimiento con costos más reducidos. Por otro lado, presenta mayor dificultad para encontrar lugares adecuados para su implantación, con costos de expropiación más elevados, además de encontrar una mayor resistencia en la opinión pública cuando se trata de reservorios de almacenamiento o de represa de mayor tamaño.

Es necesario destacar que no hay una distinción clara entre los dos tipos de dispositivos mencionados, existiendo dispositivos que se encuadran en ambos tipos. La tabla 5.9, da una visión general de los diferentes tipos de dispositivos de almacenamiento o retención normalmente utilizados:

**Tabla 5.9 - Clasificación de los dispositivos de almacenamiento o retención**

Tipo de control	Dispositivos	
Control en la fuente	Disposición local	1. Lechos de infiltración 2. Cuencas de percolación 3. Pavimentos porosos
	Control de entrada	1. Techos 2. Estacionamientos
	Detención en el origen	1. Zanjas 2. Fosas secas 3. Lagos excavados 4. Reservorios de hormigón 5. Reservorio tubular
Control a aguas abajo	Detención en línea	1. Red de galerías 2. Reservorio tubular 3. Reservorio de hormigón 4. Túnel en roca 5. Reservorio abierto
	Detención lateral	1. Reservorios laterales

• **Disposición local**

El término disposición local es utilizado para las instalaciones que se valen de la infiltración y de la percolación para el retiro de las aguas pluviales. Esa práctica procura aprovechar las propias condiciones naturales de conducción de las aguas precipitadas para las tormentas de pequeña magnitud.

Cuando las condiciones de suelo así lo permiten, las aguas precipitadas en áreas

impermeables son conducidas hacia un lugar con cobertura vegetal para infiltración en el suelo.

Caso no hay disponibilidad de lugar para infiltración, las aguas de lluvia pueden ser conducidas a un dispositivo subterráneo de almacenamiento para su posterior percolación en el suelo.

- **Control de entrada**

Las aguas pluviales pueden ser controladas en su origen por medio de detención en el propio lugar donde precipitan, mediante el estrangulamiento de las entradas en el sistema de escurrimiento. De esta manera, el volumen de detención puede ser obtenido en lugares adecuadamente preparados como techos, áreas de estacionamiento, patios industriales y otras áreas adecuadas.

- **Detención en el origen**

La detención en el origen se caracteriza por un “congestionamiento” de todos los dispositivos de almacenamiento que se sitúan a aguas arriba del sistema de evacuación de las aguas.

La primera diferencia entre la detención en el origen, la disposición local y el control de entrada consiste en la magnitud del área a ser interceptada. La detención en el origen generalmente intercepta el escurrimiento superficial de varias partes aisladas de un área dada o inclusive de una única área dividida en segmentos distintos. La detención en el origen puede ser conseguida a partir de la construcción adecuada de zanjas, fosas secas, lagos, reservorios de hormigón, reservorios tubulares (tubos agrupados), entre otros.

- **Detención en línea**

El término “en línea” se refiere a la inserción de dispositivos de detención en la propia línea de tuberías de un sistema de galerías. La detención en línea puede utilizar la capacidad excedente existente en un sistema dado de galerías, o exigir la instalación de dispositivos adicionales que permitan obtener el volumen necesario. La detención en línea puede ser conseguida, por ejemplo, con la construcción de reservorios de hormigón, volúmenes excedentes en las redes existentes, reservorios tubulares, túneles, excavaciones subterráneas, reservorio abierto, entre otras formas que podrían ser citadas.

- **Detención lateral**

La detención lateral consiste en disponer el volumen de detención no alineado con el sistema de drenaje.

Eso se consigue al desviar el flujo del sistema de escurrimiento hacia el almacenamiento lateral cuando la descarga conducida sobrepasa un límite dado previamente establecido. El agua desviada es retenida por un período suficiente para que los afluentes bajen a magnitudes compatibles con la capacidad de escurrimiento a aguas abajo. Con relación a la detención lateral, es necesario decidir inicialmente la manera cómo el reservorio deberá ser llenado. En el proyecto deben ser considerados los siguientes aspectos: Tiempo de detención adecuado para evitar la formación de malos olores o problemas de salud pública, capacidad de escurrimiento del sistema de descarga a aguas abajo, posibilidad de contribuciones adicionales antes que el reservorio este lleno y afluentes a aguas abajo en un intervalo de tiempo dado.



• **Cuidados específicos en cuanto a las obras de detención**

Los dispositivos de detención en los sistemas de drenaje urbano, aunque pueden tener gran eficiencia en términos de reducción de los picos de crecidas, presentan algunos aspectos negativos que deben ser debidamente considerados.

Los principales problemas que pueden ocurrir son resultantes de la deposición de sedimentos y escombros que pueden desencadenar en una serie de dificultades, pudiéndose destacar: La pérdida de capacidad de almacenamiento en los reservorios de detención como el caso de los sedimentos depositados que no fueron removidos oportunamente, aparición de malos olores y problemas de salud pública resultantes de la descomposición de la materia orgánica y, finalmente, problemas de colmatación, con pérdida de capacidad de detención en obras previstas para infiltración y percolación.

Para evitar tales problemas, es fundamental tomar algunos cuidados:

- a) Es conveniente que las áreas donde vayan a ser implantadas obras de detención sean consolidadas en términos de ocupación urbana
- b) Es también conveniente que esas áreas sean dotadas de un razonable sistema de colecta de basura y de limpieza de las vías públicas a fin de que los escombros acarreados por el sistema de drenaje sean de pequeña importancia
- c) Es importante abarcar el nivel de educación de la población de esas áreas, una vez que este aspecto tiene una relación muy estrecha con la basura lanzada directamente en el sistema de drenaje
- d) En cuanto a las ferias libres que existen en diversos puntos de las ciudades, es importante recordar que constituyen importante factor de producción de basura que, en parte por lo menos, inevitablemente es acarreado por el sistema de drenaje, inclusive en áreas consolidadas y dotadas de colecta regular de basura y limpieza de las vías públicas
- e) En el proyecto de obras de detención, de manera general, se debe prever condiciones de acceso a las mismas que faciliten los trabajos de remoción de escombros y limpieza, en particular en los casos de obras subterráneas que, por su propia naturaleza, abarcan dificultades inherentes a ese tipo de obra.

## 5.10 CÁLCULO HIDRÁULICO

El proyecto hidráulico de las obras comprende el dimensionamiento de las mismas y la verificación del funcionamiento del conjunto para las condiciones y criterios previamente establecidos, así como también el análisis de desempeño hidráulico de las singularidades y obras especiales, efectuando las alteraciones y ajustes necesarios.

Los tópicos principales a ser abordados en el proyecto son los siguientes:

- a) Criterios de proyecto
- b) Dimensionamiento de secciones transversales de las obras de canalización
- c) Establecimiento del perfil longitudinal final de las obras
- d) Características preliminares de las singularidades y obras especiales
- e) Cálculo de líneas de agua
- f) Análisis hidráulico y establecimiento de la configuración final de las singularidades y obras especiales
- g) Proyecto hidráulico de los reservorios de detención, si fuese necesario

### 5.11 SECCIONES CERRADAS ESPECIALES

En sistemas de alcantarillado, las secciones cerradas circulares son las más empleadas, debido a que son las que requieren menos material en su construcción, así como tienen menor perímetro mojado y consecuentemente, mayor radio hidráulico por unidad de área. Son por tanto, las secciones, teóricamente ideales, en general construidas a partir del empleo de tubos pre-fabricados.

Sin embargo, para grandes conductos la adopción de la sección circular queda condicionada a cuestiones estructurales y físico-geométricas, y también a problemas de naturaleza hidráulica y a procesos constructivos como por ejemplo, fundaciones en terrenos inestables, espacios disponibles para instalación de conductos, láminas líquidas muy pequeñas, etc. Se observa que, de acuerdo con las circunstancias, el empleo de la sección circular se puede tornar inviable o hasta incluso imposible.

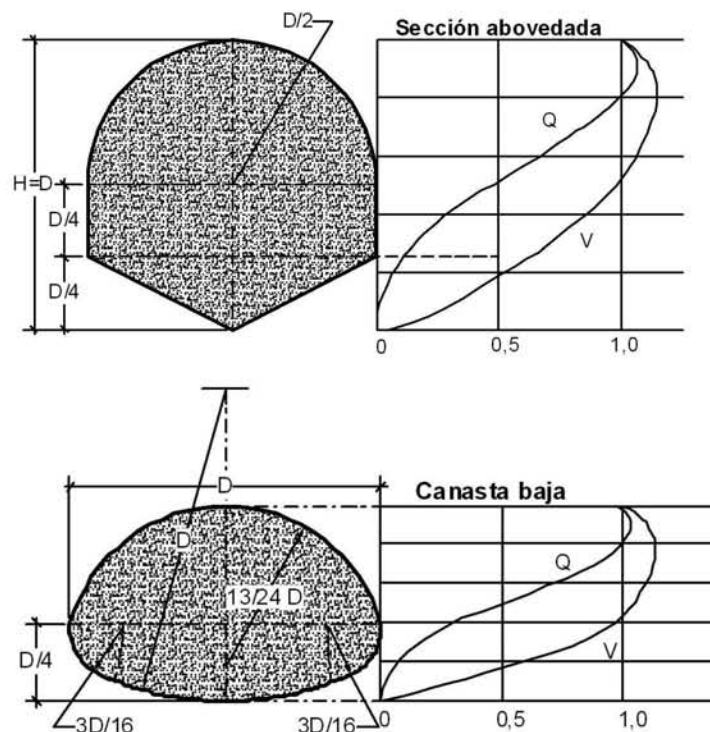
#### 5.11.1 Secciones normalizadas

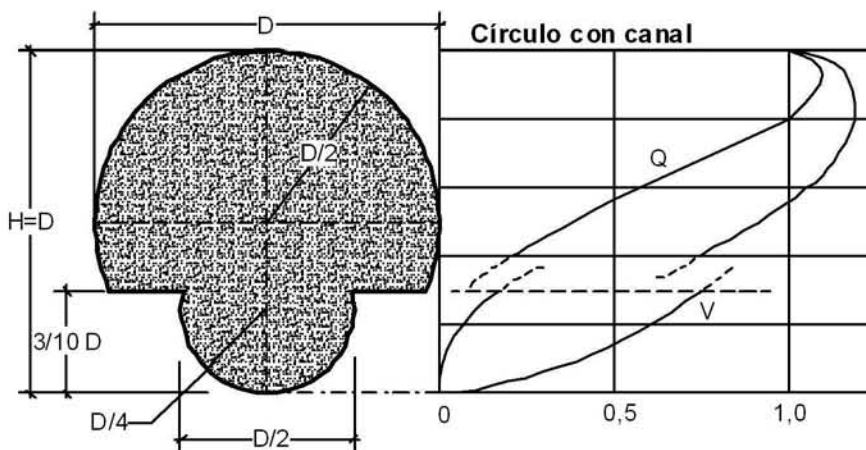
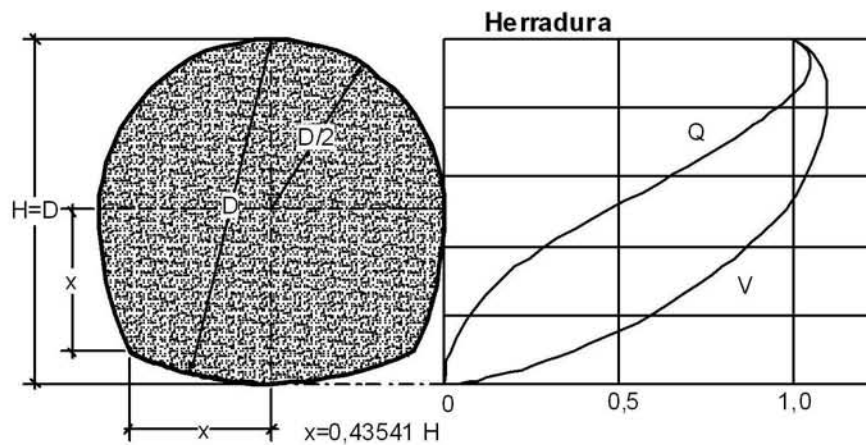
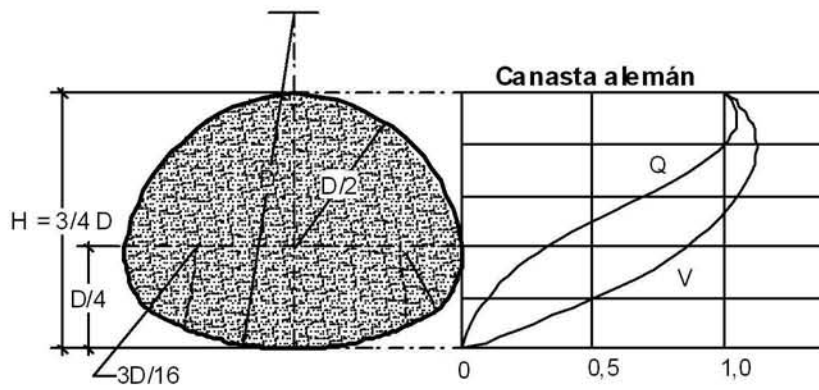
Se describen algunas secciones normalizadas alternativas a la circular, denominadas en la literatura como “secciones cerradas especiales normalizadas”, o simplemente “secciones especiales”.

La sección ideal, en principio, será la que minimice las perturbaciones del escurrimiento de las aguas residuales así como problemas relativos a la erosión y a la sedimentación, escombros flotantes, etc.

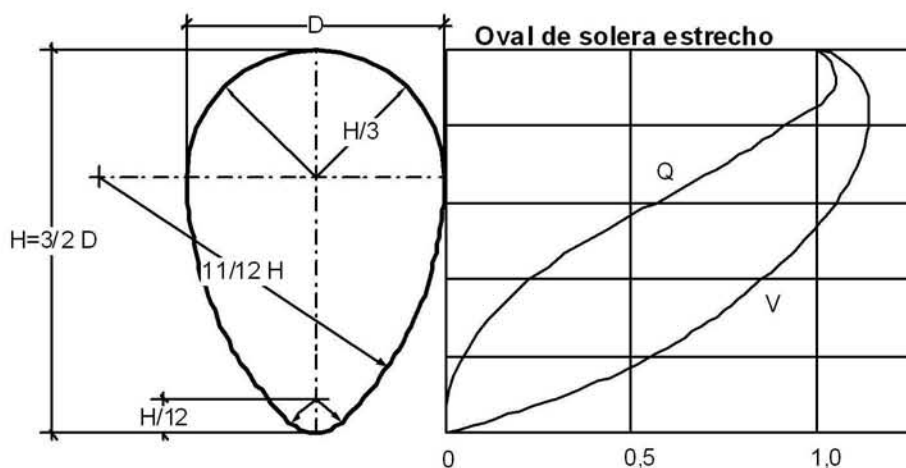
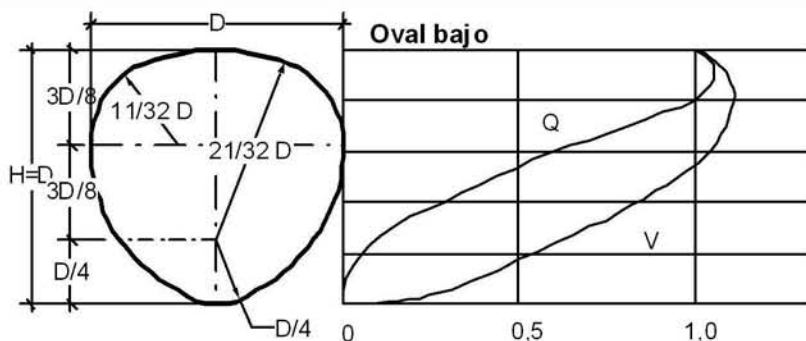
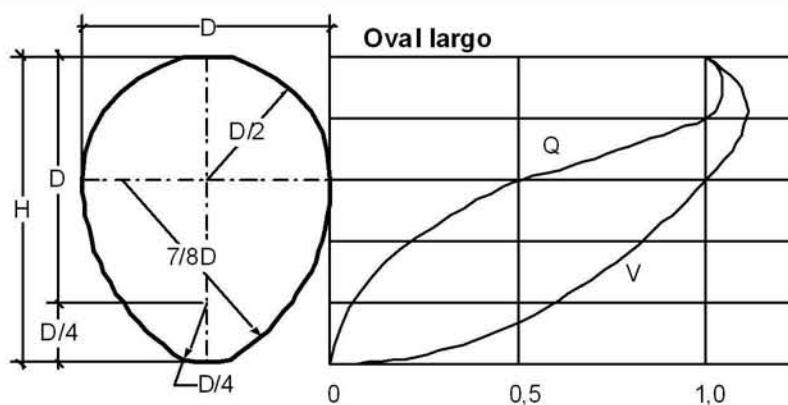
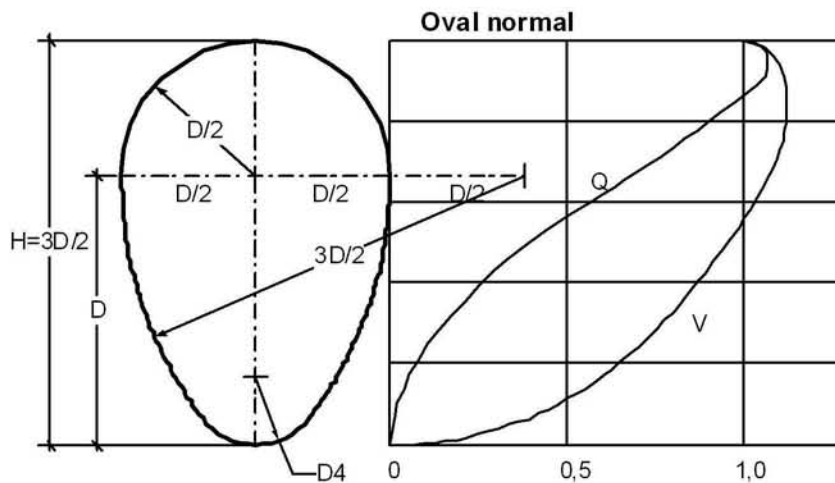
La **figura 5.54** muestra una serie de secciones especiales normalizadas frecuentemente citadas en la literatura especializada.

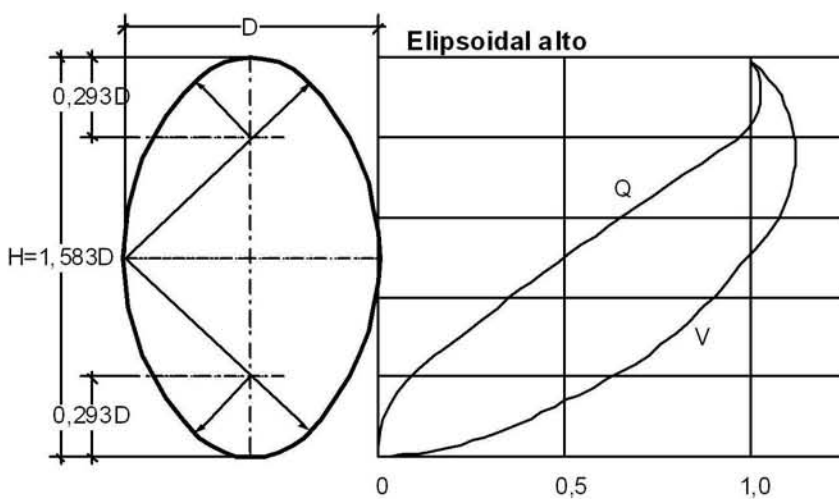
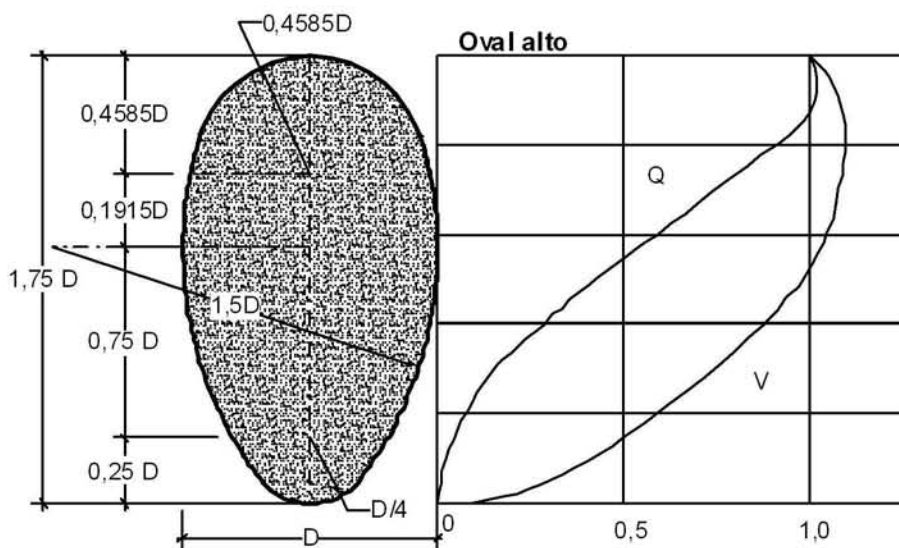
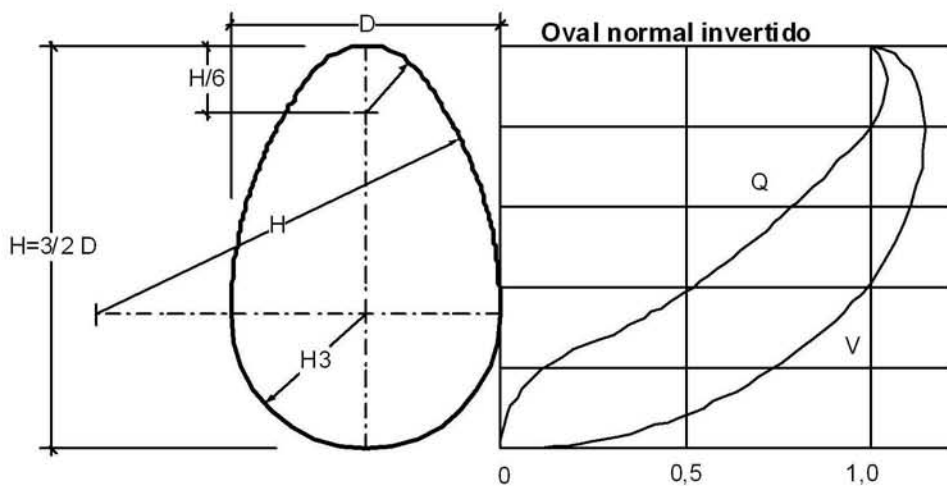
Algunos de los esquemas mostrados en la **figura 5.54** son acompañados de la variación hidráulica del escurrimiento (caudal parcial sobre la sección plena y de la velocidad media parcial también en relación a la sección máxima), con la altura del líquido en el interior de la sección.





$\bar{i}$





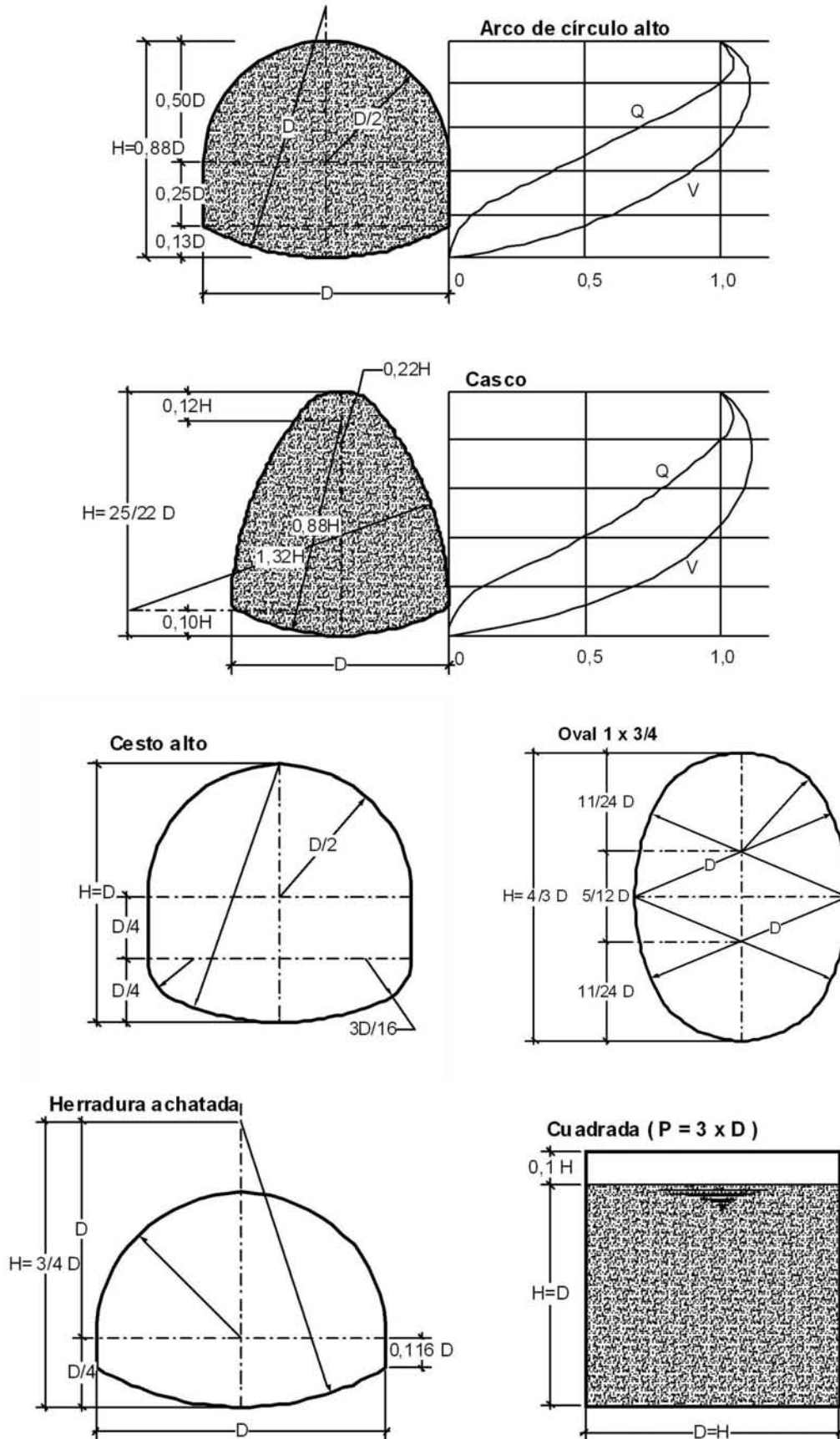


Figura 5.54 - Ejemplos de secciones especiales

5.11.2 Cálculo hidráulico

El cálculo hidráulico de una sección especial puede tornarse posible a partir del concepto de “conducto equivalente”, relacionándose la sección en estudio con la circular equivalente, partiendo de la consideración que cálculos hidráulicos de secciones circulares son de mayor dominio por la extensa literatura especializada. Se define como “conducto equivalente” aquel que transporta el mismo caudal escurrimiento totalmente lleno, en condiciones libres, en la misma pendiente. Así, por definición, “Q<sub>o</sub>” es el caudal de la sección plena de un conducto de sección circular y “Q<sub>e</sub>” es el caudal equivalente, se tiene:

$$Q_e = Q_o \text{ ó } A_e \cdot V_e = A_o \cdot V_o$$

O sea, por la expresión de Manning,

$$A_e \cdot (R_e^{2/3} \cdot I_e^{1/2}) / n_e = A_o \cdot (R_o^{2/3} \cdot I_o^{1/2}) / n_o$$

Como, por definición I<sub>e</sub> = I<sub>o</sub> y admitiendo n<sub>e</sub> = n<sub>o</sub>, se simplifica la expresión anterior en:

$$A_e \cdot R_e^{2/3} = A_o \cdot R_o^{2/3}$$

Substituyéndose los valores de la sección circular en función del diámetro, se encuentra, para A<sub>o</sub>=0,785·D<sub>o</sub><sup>2</sup> y R<sub>o</sub>=D<sub>o</sub>/4, la expresión:

$$A_e \cdot R_e^{2/3} = 0,3115 D_o^{8/3}$$

El valor de “D<sub>o</sub>” debe ser determinado a través de los procedimientos ya conocidos, a partir del caudal de la sección plena y de la pendiente de la canalización, eliminándose esta incógnita. Las expresiones para la determinación de A<sub>e</sub> y R<sub>e</sub> son presentadas en la tabla 5.10, en función de la dimensión horizontal máxima “D” de la sección en cálculo.

Tabla 5.10 - Dimensiones hidráulicas de secciones especiales

Forma de la sección	D/H	A(xD <sup>2</sup> )	P(xD)	R(xD)
1.Arco de círculo				
▪ alto	1,13	0,734	3,118	0,235
▪ bajo	1,58	0,484	2,618	0,185
con canal	1,00	0,711	3,284	0,216
2.Casco	0,88	0,847	3,441	0,246
3.Circular	1,00	0,785	3,142	0,250
4.Elipsoidal alta	0,63	1,205	4,062	0,297
5.Herradura				
▪ normal	1,00	0,847	3,338	0,254
▪ achatada	1,33	0,599	2,850	0,210
6.Forma de Canasta				
▪ alemán	1,33	0,593	2,820	0,210
▪ alto	1,00	0,845	3,301	0,256
▪ bajo	1,60	0,484	2,584	0,187
7.Oval (u ovoide)				
▪ alto	0,57	1,370	4,430	0,309
▪ bajo	1,00	0,775	3,143	0,247
▪ estrecho	0,67	1,115	3,920	0,284
▪ invertido	0,67	1,149	3,965	0,290
▪ largo	0,80	0,960	3,516	0,273
▪ normal (alemán)	0,67	1,149	3,965	0,290
▪ 1 x 3/4	0,75	1,075	3,735	0,288
8.Pentagonal*	1,00	0,833	3,533	0,236
9.Cuadrada				
▪ cuatro lados	1,00	1,000	4,000	0,250
▪ tres lados	1,00	1,000	3,000	0,333
10.Rectangular*	1,50	1,500	5,000	0,300
11.Semi-elíptica	1,00	0,813	3,340	0,243
12.Zanja abovedada	1,00	0,769	3,200	0,240

\* Pueden ser calculadas con relaciones diferentes

### 5.11.3 Características estructurales

Las secciones especiales requieren, en función de sus dimensiones, un cálculo estructural minucioso y complejo, por las condiciones intrínsecas de hiper-estabilidad. Este cálculo requiere, a priori, la evaluación de las cargas y esfuerzos solicitantes involucrando esfuerzos de carga y de apoyo, tales como peso propio, peso del líquidos, presiones hidrostáticas, cargas de relleno, sobrecargas fijas y móviles, variaciones de temperatura y reacciones de apoyo.

El desarrollo de estos cálculos extrapola el nivel de este reglamento y deben ser determinados, en el caso de proyectos, en la literatura relativa a cada tema, como normas para cálculos de estructuras, teorías de mecánica de suelos, comportamiento de cargas permanentes y accidentales, líneas de influencia, etc. La recomendación básica para efecto del dimensionamiento, es reducir la posibilidad de fisuras para evitar infiltraciones y, consecuentemente, la adopción agresiva de los componentes de las aguas residuales contra el material estructural.

De forma resumida se exponen los siguientes comentarios:

- a) Rectangular - es la más utilizada, generalmente construida "in situ", de gran simplicidad de ejecución y reducido costo de montaje de las formas y armaduras, no siendo particularmente indicada para trabajar bajo presión interna, sin embargo funciona bien para terraplenes de media y baja altura y no presenta problemas de fundaciones con cualquier tipo de suelo pudiendo hasta incluso dispensar losa de fondo en casos de apoyo en roca.
- b) Herradura - es de fácil ejecución y se aproxima al comportamiento hidráulico de la circular siendo frecuentemente empleada en alcantarillas y pasos bajo terraplenes.
- c) Oval - Debido a su forma trabaja, principalmente a compresión y presenta prácticamente todas las ventajas hidráulicas de la sección circular en escurrimiento libre y, a pesar de las dificultades de ejecución, es sensiblemente ventajosa en los casos de grandes cargas verticales con pequeñas presiones laterales.
- d) Arco - Sustituye con ventaja al oval en el caso de grandes dimensiones, ya que desde el punto de vista estructural no es conveniente el empleo de arcos abatidos, siendo en estos casos más indicados la sección semi-elíptica o parabólica.

### 5.11.4 Elección de la sección

La adopción de secciones especiales está ligada a una serie de factores determinantes, primero de la inviabilidad de la sección circular y, a continuación del tipo de sección a emplear.

Estos factores pueden ser agrupados en tres bloques:

- a) Factores hidráulicos
- b) Factores económicos
- c) Factores físicos-geométricos



### 5.11.5 Factores hidráulicos

Raramente se puede contar con caudales iniciales de proyecto muy pequeños en relación a las máximas previstas. Esto acarrea láminas muy bajas para los caudales mínimos implicando un escurrimiento con arrastres insuficientes para autolimpieza de las canalizaciones, en el caso de empleo de sección circular.

La solución para el problema es aumentar la lámina líquida para mejorar las condiciones de “ahogamiento” y, consecuentemente del escurrimiento. Esto es conseguido, lógicamente, con el estrechamiento de la corriente reduciendo su dispersión y ampliando su altura.

Secciones ovales (también llamadas de ovoides), arco con canal, zanja abovedada o pentagonal, pueden por ejemplo, ser recomendadas para el estudio de una solución en este caso. Inversamente secciones cuadradas, rectangular tendida, herradura, casco, etc., no pueden ser indicadas para la situación.

### 5.11.6 Factores económicos

El costo de la canalización depende esencialmente de sus características estructurales y del método constructivo. Secciones circulares de gran tamaño (por encima de 2,0 m de diámetro) generalmente requieren construcción “in situ” pues la adquisición de tubos pre-fabricados se torna inviable a partir del transporte. Asimismo, se requiere mano de obra especializada desde el armado, tornando la sección circular más cara en relación a las otras.

El material a excavar también puede tener importancia decisiva en la decisión en la definición de la sección a construir. Secciones más altas y menos estrechas requieren zanjas más profundas y menos largas en oposición al que requieren las achatadas.

En terrenos muy duros se deben implantar secciones de mayor ancho en relación a la altura, pues interesa reducir los costos de excavaciones. De la misma forma terrenos inestables requieren más ancho para mejor distribución del peso propio y sobrecarga en las fundaciones. También cuando se pretende evitar complicaciones con el nivel freático, principalmente durante la apertura de las zanjas, aliviando la construcción y facilitando el cálculo estructural en el caso de empujes, se debe optar por secciones que tornen la canalización “poco profunda”.

Una sección rectangular es un ejemplo clásico de economía estructural y de facilidad constructiva principalmente en la ejecución de las armaduras, formas y construcción “in situ”.

### 5.11.7 Factores físico-geométricos

Frecuentemente el desarrollo de un proyecto es limitado en su concepción por problemas físicos y geométricos que surgen como desafío al proyectista. Esto ocurre con más frecuencia en grandes centros urbanos y con grandes colectores.

En las grandes ciudades el número de obras subterráneas en funcionamiento tales como: Canales, galerías, túneles, conductos de energía y de teléfono, canalizaciones de gas, etc., restringen el espacio subterráneo disponible para paso de nuevos conductos. En este caso es común tener fajas subterráneas disponibles reducidas, donde solo pueden ser instaladas secciones de menor dimensión horizontal en relación a la altura cuando la expansión vertical no es problema.

En una situación opuesta, se tendrían espacios más profundos ya ocupados restando disponible la capa más superficial del lugar. En este caso la opción se invertiría y las secciones donde prevalecen el ancho en relación a la altura es que serían las viables.

De la misma forma, limitaciones en las cotas mínimas de lanzamiento a aguas abajo implican en secciones achatadas, ya que el empleo, por ejemplo, de la sección circular podría implicar una profundidad insuficiente para el emboque de la canalización o la profundización de la zanja provocaría el ahogamiento del extremo de aguas abajo con retornos no convenientes en los tramos finales.

**Anexo A (Normativo)**  
**Trabajos topográficos**

**A.1 INTRODUCCIÓN**

- a) Los trabajos topográficos destinados a diseño y elaboración de proyectos de microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano deben satisfacer y regirse según lo indicado en el Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos de la norma boliviana NB 688.
- b) Para realizar trabajos topográficos en zonas donde se implementarán proyectos de recolección de aguas pluviales, se debe recabar previamente, la información básica, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras como el Instituto Geográfico Militar - IGM), como ser planimetrías, nivelaciones, fotos aéreas, cartas geográficas, planos reguladores, catastrales y toda información necesaria para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos.
- c) Cuando se cuente con levantamientos y restituciones aerofotogramétricas se debe utilizar ésta información, para la cual se establecerán y conformarán los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.
- d) Todo trabajo de topografía se debe iniciar con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar (IGM). Las estaciones topográficas del proyecto, deben tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación directa, arrastrados desde el BM.
- e) En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se debe iniciar el trabajo definiendo y ubicando un punto fijo y permanente (Banco de nivel), cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un alfilerómetro o un GPS navegador). Este punto (Est) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitios difíciles de remover o deteriorar (puentes vehiculares, la base de una estatua, plaza, edificios públicos y similares).
- f) Los estudios preliminares, estudios a diseño final requeridos en la elaboración de proyectos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en todos sus componentes deben ser realizados con la precisión señalada en el numeral **A.6**, indicado en el presente Anexo.
- g) Para representar en un plano, la configuración física de los sitios geográficos, se debe emplear un método de levantamiento topográfico y disponer de equipos apropiados al proyecto para efectuar: Poligonación, triangulación, trilateración, nivelación directa, radiación taquimétrica o métodos combinados que sean complementarios.
- h) Toda información y levantamientos topográficos deben ser necesariamente verificados en el terreno.
- i) Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BM's auxiliares y/o estaciones de la poligonal básica en lugares fijos, o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:2:3), de forma cilíndrica a una altura total de 40 cm y 15 cm de diámetro, enterrados una profundidad mínima de 30 cm y que sobresalgan 10 cm. Deben ser anclados en el terreno a través de barras metálicas,

hincadas antes del vaciado del hormigón. En caso de disponer de mojoneros prefabricados, estos serán de 25 cm de altura, debiendo enterrarse 15 cm y sobresalir 10 cm, los cuales serán embebidos en una plataforma de mortero de 25 cm x 25 cm con una mezcla de hormigón cuya dosificación sea 1:2:3.

j) En el centro de la cara superior del mojón debe insertarse un elemento metálico (placa de bronce) para señalar el punto de la estación.

k) Se seguirá la anterior indicación para poligonales que abarquen los componentes principales del proyecto. En poligonales secundarias las estaciones pueden ser también estacas de madera, cubiertas con pintura y convenientemente protegidas.

l) Los mojoneros y estacas deben ser identificados y localizados con pintura al aceite de color que contraste con el medio (amarillo, verde, rojo u otros). Se deben señalar las marcas con letras legibles y seguida del número correspondiente a la estación (por ejemplo E 30), en dimensiones de 50 x 50 cm y en un lugar visible; la numeración no debe repetirse en el mismo proyecto.

## A.2 PLANIMETRÍA

a) Se puede definir una o más poligonales primarias cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con dos (2) puntos geodésicos como mínimo (uno de partida), con puntos de coordenadas absolutas conocidas determinadas a través de GPS topográfico. El enlace o la liga a los puntos geodésicos deben realizarse por alguno de los métodos de medición de ángulos horizontales para mejorar la precisión de los mismos.

b) La línea poligonal principal puede ser medida por el método teodolito - cinta metálica.

c) La línea poligonal principal puede ser medida con Estación Total, por taquimetría electrónica, requiriéndose 2 lecturas obligadas y una tercera opcional de comprobación.

d) En los casos que se quiera realizar una poligonal cerrada para obtener la representación de la cuenca, ésta debe estar en el perímetro exterior de la zona urbanizada y anexa a las áreas de expansión, las restantes poligonales se deben ubicar de acuerdo al criterio del ingeniero proyectista; debe tomar los ángulos por doble lectura y utilizar el promedio para fines de verificación y representación gráfica. Toda poligonal debe cerrarse con la tolerancia indicada en el punto A.6 del presente Anexo.

e) En las poligonales deben anotarse los valores resumen de ángulos y distancias, así como los valores de enlace o liga a la red y se realizarán los cálculos de coordenadas.

f) En poligonales secundarias (abiertas), deben levantarse fajas laterales con un ancho no menor a 25 m a cada lado en zonas no urbanizadas y poblaciones dispersas; en regiones urbanizadas, el ancho de faja debe ser hasta los límites de los predios.

## A.3 ALTIMETRÍA

a) La cota de partida para las nivelaciones necesarias, se debe tomar con referencia a un BM del IGM, o lo establecido en el punto A.1, inciso e).

b) La nivelación de la poligonal con relación al BM debe ser directa y cerrada, arrastrando la cota del BM de partida hasta el siguiente o hasta el punto de la poligonal base.

- c) La nivelación debe realizarse con nivel de ingeniero.
- d) Excepcionalmente, en trabajos cuya extensión no sea mayor a las 5 hectáreas y no requieran de precisión por la naturaleza del mismo, la nivelación podrá realizarse con teodolito por medio de nivelación trigonométrica recíproca con doble lectura. La realización de este método de nivelación debe ser aprobada por el encargado de obra.
- e) La nivelación para el enlace de la línea poligonal principal al BM y las poligonales secundarias a las principales, deben cumplir los requerimientos señalados en el punto A.6, inciso g).
- f) Deben definirse puntos o estaciones de referencia de elevación conocida, a distancias intermedias de aproximadamente 500 m, de modo que haya dos por cada kilómetro de poligonal, usando de referencia y de ser posible, sitios de carácter permanente y localizándolos con respecto a la poligonal básica.
- g) La lectura de la mira no se hará a más de 50 m de distancia.
- h) En las áreas destinadas para la construcción de reservorios de detención y retención de aguas pluviales y estaciones de bombeo, se deben efectuar nivelaciones a lo largo y ancho del área proyectada, levantando perfiles transversales al menos cada 50 m. Se dejarán mojones de nivelación distribuidos en el perímetro del área destinada a la infraestructura a distancias no mayores a los 50 m.
- i) Se deben levantar los perfiles transversales de todas y cada una de las vías existentes o futuras en zonas urbanizadas o por urbanizar, que estén comprendidas en el área del proyecto.

#### A.4 TAQUIMETRÍA

- a) El método taquimétrico debe emplearse para levantar los puntos de manera tal que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de una poligonal principal o secundaria, se debe efectuar el levantamiento tomando los puntos más representativos, puntos de cambios de dirección de vías y similares, cambios de pendiente, montículos, depresiones en el terreno y detalles plano - altimétricos en general.
- b) El número generador de todos los puntos debe ser calculado previa anotación de la lectura estadimétrica. Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.
- c) En caso de emplear el método de taquimetría por radiación, se debe realizar con lecturas angulares a partir de estaciones de las poligonales. Debe anotarse simple o doble lectura, según precisión requerida, para los ángulos horizontales propios, utilizando el promedio así como también realizar las mediciones en posición directa e invertida del instrumento.
- d) Los detalles más importantes se deben levantar con cinta metálica y los ángulos horizontales y verticales con teodolito.
- e) Los puntos visados deben estar a distancias no mayores a 150 m de los instrumentos.

#### A.5 REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)

- a) En la libreta de campo se deben dibujar croquis explicativos lo más ajustados a la realidad.
- b) Se deben efectuar anotaciones acerca del tipo y/o calidad del terreno en cada zona debiéndose también indicar los límites de predios o parcelas, señalando si se trata de muros, cercas de alambres de púas u otros.
- c) Las anotaciones que resulten incorrectas, en el momento de realizar los levantamientos no deben ser borrados sino marcadas con una línea diagonal sobrepuesta, anotando nuevamente la correcta. En caso de que toda la página o un sector del trabajo se encuentren incorrectos, este se tachará completamente, indicándose además con la palabra NULO O ANULADO y comenzando a renglón seguido a anotar el trabajo correcto; si esto ocurre, se debe indicar con la nota correspondiente y se señalará en el índice de la misma.
- d) Deben emplearse para las anotaciones, libretas de nivelación marcadas con un número ordinal en la tapa, nombre y título del proyecto, nombre del proyectista, del topógrafo y del supervisor así como la fecha y equipo utilizado. Todas las páginas deben ser numeradas. Cada libreta debe llevar en sus primeras páginas un índice del contenido de las mismas así como la numeración completa de ésta.
- e) Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.

#### A.6 PRECISIÓN REQUERIDA

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- a) Error angular permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{ap} = 15'' \sqrt{N}$$

donde:

$E_{ap}$  Error admisible, en segundos  
 $N$  Número de ángulos en el polígono

- b) Error angular permisible para cierre de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 25'' \sqrt{N}$$

donde:

$E_{as}$  Error admisible, en segundos  
 $N$  Número de ángulos en el polígono

- c) Error longitudinal permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{lp} = 1 : 5\ 000$$

donde:

$E_{lp}$  Error longitudinal permisible

- c) Error longitudinal permisible para poligonales secundarias:

$$Els = 1 : 3\ 000$$

donde:

Els Error longitudinal permisible

d) Error permisible de nivelación directa de poligonales principales:

$$E_{np} = 10\text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

E<sub>np</sub> Error permisible de nivelación directa, en milímetros  
L Longitud nivelada, en km

e) Error permisible de nivelación directa de poligonales secundarias:

$$E_{ns} = 20\text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

E<sub>ns</sub> Error permisible de nivelación directa, en milímetros  
L Longitud nivelada, en km

f) Error permisible de nivelación para enlace de poligonal con BM:

$$E_{ne} = 10\text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

E<sub>ne</sub> Error permisible en nivelación, en milímetros  
L Longitud nivelada, en km

## A.7 INSTRUCCIONES GENERALES

- a) El equipo a utilizar debe estar convenientemente calibrado y en buen estado de mantenimiento.
- b) El topógrafo debe realizar el levantamiento de acuerdo a las instrucciones emitidas por el encargado del proyecto.
- c) Los sitios de las estaciones de bombeo de aguas pluviales se deben levantar detalladamente, de manera que se pueda representar gráficamente el terreno, conocer su ubicación y configuración con precisión, con poligonales cuyas tolerancias de cierre se indican en el punto **A.6** según corresponda.
- d) Las posibles líneas de interceptores deben ser levantadas por medio de poligonales abiertas que tengan las precisiones de la poligonal principal del poblado y estén enlazadas a la misma, tomando puntos intermedios que indiquen los desniveles o perfiles del terreno.
- e) De acuerdo a la apreciación o instrucciones superiores, en el lugar donde pudiese convenir ubicar una estación de bombeo y obras de arte, se debe proceder a realizar el levantamiento de una zona de cierta amplitud que permita el dibujo de curvas de nivel con bastante precisión y la elección de la cota definitiva.

- f) El trazado de redes de alcantarillado pluvial, se debe realizar con preferencia por vías públicas, evitando expropiaciones y servidumbres de paso en propiedades privadas. En caso de no poder evitar estos pasos, se debe medir la zona afectada (señalando los vértices con estacas o mojones), rigiéndose a disposiciones legales de la alcaldía del lugar.
- g) Las variantes de vías públicas, se justificarán cuando existan pasos inaccesibles (infraestructura existente, ríos y cauces profundos), evitando cruces directos con obras demasiado costosas.
- h) En caso de cruce de cursos de agua se obtendrán secciones transversales, cada 20 m en 50 m de longitud del río, determinando el nivel de agua y registrando la fecha.
- i) Debe obtenerse detalles plani-altimétricos (perfiles transversales y/o longitudinales) de cruces de vías públicas donde existan puentes vehiculares y peatonales, canales, ríos, ductos y otras obras civiles, que puedan utilizarse para el paso de la tubería proyectada.
- j) Se deben completar los trabajos, midiendo ancho de vías, caminos, calles, avenidas y otros puntos representativos.
- k) Cuando se considere aprovechable la infraestructura existente en uno o varios componentes, se debe efectuar un relevamiento.
- l) Para redes de recolección y evacuación de aguas pluviales, se obtendrán datos sobre los ejes de la red de colectores, profundidad de soleras, puntos de ubicación de cámaras de inspección (con y sin caída), de cambios de dirección o pendiente, material, longitud, diámetro y estado de tuberías.

## A.8 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS

- a) Todo cálculo topográfico debe iniciarse verificando que la poligonal levantada en el campo se encuentre dentro de los límites para errores determinados (véase A.8), referidas a cierres de ángulos, distancias y altimetría. Si la poligonal es abierta, se debe hacer la revisión de los azimutes, comparando el de arrastre o conservación con puntos geodésicos en una estación dada.
- b) Si con los valores anotados en la libreta no se pueden cumplir las condiciones anteriormente indicadas, debe procederse a rehacer el levantamiento en forma total o parcial según el caso.
- c) Se debe proceder al cálculo de las coordenadas de acuerdo con las prácticas topográficas.
- d) Los ángulos registrados en la libreta, deben ser comparados con los ángulos resultantes de los cálculos, determinados a partir de las coordenadas de las estaciones de la poligonal principal. La planilla de cálculos de coordenadas, debe ser presentada adjunta al proyecto, indicando el método de cálculo y nombre del responsable.
- e) En caso de realizar el trabajo topográfico con estación total, se deberá adjuntar la memoria y la información de respaldo en medio magnético.



**A.9 DIBUJO**

Después de realizar los cálculos, se debe proceder al dibujo de las poligonales por el método de las coordenadas. El plano topográfico del proyecto, se debe dibujar a la escala correspondiente, con curvas equidistantes de un metro o cada 50 centímetros dependiendo de la pendiente del terreno (plana, ondulada, irregular, etc.). El intervalo entre las curvas de nivel se debe establecer de acuerdo a las siguientes condiciones:

**Tabla A.1 - Curvas de nivel**

<b>Pendiente media del terreno (%)</b>	<b>Intervalo de curvas de nivel (m)</b>
Menor a 2	0,50
De 2 a 5	1,00
De 5 a 10	2,00
De 10 a 20	2,50
Mayor a 20	5,00

Fuente: Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión. Diciembre 2004.

Se deben indicar las cotas de intersección de calles y cambios de pendiente al centímetro: nombre o número de las calles y de corrientes superficiales, indicando el sentido de escurrimiento

El plano topográfico del proyecto se debe dibujar a escalas 1:1 000; 1:2 000 o 1:500

## Anexo B (Normativo) Presentación de planos y memorias de cálculo

### B.1 DOCUMENTACIÓN DEL PROYECTO

La documentación de un proyecto comprende la sistematización, organización y presentación de todos los elementos que deben constituir la documentación básica de proyecto en su versión final.

El contenido de la documentación debe estar en el marco de los Proyectos de Inversión Pública Menores y Mayores (monto de 1.000.000 Bs), del Reglamento Básico de Preinversión del Viceministerio de Inversión Pública y Financiamiento Externo (VIPFE) del Ministerio de Planificación del Desarrollo, y que está definido según el Estudio de Identificación (EI) y Estudio Integral Técnico, Económico, Social y Ambiental (TESA).

#### NOTA

Véase Capítulo 1. Numeral 1.10.2 de este Reglamento  
Véase también el Reglamento Básico de Preinversión. Viceministerio de Inversión Pública y Financiamiento Externo (VIPFE). Ministerio de Planificación del Desarrollo. Mayo 2007.

### B.2 MEMORIAS DE CÁLCULO

Las memorias de cálculo se deben presentar de forma circunstanciada según la metodología aplicada. Debe también presentarse de forma clara y justificada todas las hipótesis de cálculo y condiciones de contorno asumidas.

Para que en el futuro eventualmente se pueda reconstituir los cálculos, todos los elementos básicos que dieron origen a estos deben estar contenidos en las memorias de cálculo de forma explícita. Conviene, siempre que se juzgue de interés, presentar ilustraciones visuales, a través de gráficos, figuras o diseños más elaborados, por ejemplo para reforzar resultados de cálculo, criterios de elección u otra información considerada relevantes.

Los planos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, estructurales, eléctricos, mecánicos, de instalaciones especiales y demás que sean necesarios para la ejecución de la obra, deben ir acompañados por las memorias detalladas de diseño y cálculo que describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron dichos diseños.

Las memorias deben incluir entre otros:

- Las suposiciones utilizadas en los diseños
- Las metodologías empleadas
- La verificación del cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por el presente reglamento
- Referencia a normas técnicas nacionales o internacionales para los materiales, equipos y procedimientos específicos
- Los esquemas con base en los cuales se realizan los planos de construcción
- Especificaciones detalladas e instrucciones de instalación de maquinaria y equipo
- Las memorias descriptivas deben especificar en impresos para tal fin, los procedimientos detallados para puesta en marcha, operación y mantenimiento de cada uno de los sistemas de microdrenaje y macrodrenaje
- Referencia a códigos nacionales
- En el caso que se utilice procesamiento automático de información, debe entregarse una descripción detallada de los principios en que se basa el procesamiento automático, así como una descripción de los datos de entrada y salida en el proceso

- Manuales de puesta en marcha, operación y mantenimiento
- Presupuesto detallado, soportado por análisis de precios unitarios con la fecha precisa de su elaboración

Las memorias que contengan errores aritméticos, cotas, ejes, coordenadas, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o falta de revisión por parte del proyectista, deben corregirse en el original, si es posible y las copias procedentes del documento defectuoso deben ser destruidas.

### B.3 PLANOS

Todos los planos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, estructurales, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales deben ser firmados y rotulados por profesionales debidamente facultados para realizar los diseños respectivos.

Los planos a ser elaborados en cada una de las especialidades anteriores, deben incluir toda la información básica necesaria para la construcción, tales como:

- a) Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGM o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital
- b) Parámetros de calidad para la construcción
- c) Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción
- d) Especificaciones e instrucciones de instalación de maquinaria y equipo
- e) Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular
- f) Identificación de las redes existentes de acueducto, alcantarillado, gas, fibra óptica, energía y teléfonos
- g) Suposiciones básicas utilizadas en el diseño y que puedan afectar el uso futuro de la construcción, como cargas supuestas en los análisis, tipo de uso supuesto en el diseño, presiones máximas y mínimas de utilización, precauciones especiales que deben tenerse en cuenta en la construcción o instalación de elementos.
- h) Demás instrucciones y explicaciones que se requieran para poder realizar la construcción e instalación de maquinaria y equipo acorde con el diseño previsto.

Además, los planos deben especificar el nivel del tamaño del sistema asignado al proyecto (microdrenaje y macrodrenaje) y algunos aspectos que faciliten la comprensión de los manuales de operación y mantenimiento.

Aquellos planos que contengan errores aritméticos, de dibujo, cotas, ejes, coordenadas, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o falta de revisión por parte del firmante de los mismos, deben ser corregidos en el original, si es posible, y esto debe quedar registrado en el mismo plano con la fecha y la firma del responsable de la corrección o modificación. Las copias tomadas de los originales defectuosos deben ser destruidas para ser reemplazadas por unas nuevas tomadas a partir de los planos originales corregidos. Los planos deben elaborarse en medios magnéticos para facilitar su corrección, actualización y edición inmediata, permitiendo adicionalmente establecer distintas escalas de impresión de acuerdo a los procedimientos constructivos.

Los planos mínimos a ser elaborados son los siguientes:

1. Planta general
2. Planta de característica de la ocupación y cobertura vegetal de la cuenca y tipo de suelos
3. Planta de caracterización de la geología central de la cuenca

4. Diseños catastrales de la faja de influencia de las obras
5. Diseños de proyecto conteniendo planta y perfil presentados juntos
6. Diseño(s) de secciones transversales típicas
7. Diseño(s) de estructuras y detalles especiales
8. Diseño(s) presentando métodos constructivos y etapas de ejecución de las obras

**NOTA**

Véase "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento". Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión. Diciembre 2004.

**B.4 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Todas las especificaciones deben ser presentadas de forma clara y objetiva, de forma de no traer cualquier duda. Siempre que sea posible deben estar dentro de las Normas Técnicas vigentes del país, o, cuando estas no existieren, dentro de lo que representa el uso corriente, de comprobación aplicada por el uso. En el caso de innovaciones, estas deben ser debidamente justificadas, de preferencia a través de decisiones de estudios laboratoriales.

**B.5 INSERCIÓN DEL PROYECTO DENTRO DEL PLAN DE DESARROLLO URBANO**

La existencia de Planes de Drenaje Pluvial Urbano (PDPUR) es extremadamente importante en la elaboración de proyectos de sistemas microdrenaje y macrodrenaje pluvial urbano, ya que todas las etapas de proyecto deben estar concordantes con las líneas generales del Plan de Desarrollo Urbano (PDUr).

**Anexo C (Informativo)**  
**Criterios metodológicos para evaluar los daños provocados por inundaciones<sup>1</sup>**

**C.1 JUSTIFICACIÓN**

Existe una constante preocupación por invertir en proyectos destinados a evitar daños provocados por efectos climáticos y otras catástrofes naturales que se originan con las lluvias torrenciales u otros fenómenos naturales. Sin embargo, se puede constatar que las metodologías de evaluación socioeconómica tradicionales que se aplican en proyectos de riego y agua potable, no son aplicables al presente caso, y que alternativamente no se manejan metodologías adecuadas y claras.

Se considera que la eficiencia económica constituye el método más recomendable para analizar las iniciativas de inversión en este rubro; esto sólo será posible en la medida que se cuantifiquen adecuadamente los costos y beneficios (léase daños evitados) asignables al proyecto en estudio, en forma rápida, confiable y barata, evitando de esta manera imputar costos y/o beneficios espurios. El presente criterio metodológico analiza los beneficios, ya que los costos directos e indirectos no representan mayor inconveniente.

**C.2 OBJETIVOS**

Cuantificar los daños económicos provocados por las lluvias torrenciales, en función de la probabilidad de que estas precipitaciones vuelvan a repetirse.

Dimensionar las obras civiles y los niveles de inversión en función del tiempo de retorno y el riesgo aceptado de estos fenómenos naturales de acuerdo a la vida útil de las obras.

**C.3 APLICACIÓN**

Para la evaluación socioeconómica de proyectos que tratan de evitar los daños provocados por las lluvias torrenciales (canalización, drenaje y defensivos pluviales). Se calculan los beneficios a través de la determinación de las pérdidas o daños que ocasionan estos fenómenos naturales.

Se hace referencia a los daños en la infraestructura física (vías de comunicación, viviendas, servicios básicos, etc.), el deterioro de la salud y otros efectos en la reducción de ingresos, resultante de los días que se deja de trabajar por enfermedad, interrupción de los servicios básicos, etc.

**C.4 REQUERIMIENTO DE INFORMACIÓN**

Se deberá disponer de registros pluviométricos en una serie histórica representativa (por lo menos 10 años).

Se debe recabar información directa de las personas que habitan en el área de influencia del proyecto, a través de una encuesta, con el objeto de cuantificar, en términos monetarios, los daños en la infraestructura pública y privada, reparación de la salud, disminución del ingreso por los días no trabajados, etc.

**C.5 MÉTODO**

Se aplica la Distribución de Valores Extremos, dentro de la cual se encuentra la Ley de Gumbel, puesto que permite ajustar a una expresión matemática las distribuciones de frecuencia de valores máximos, sean éstos caudales, precipitaciones, etc., que se han

<sup>1</sup> Autores: Lic. Alfredo Barrientos, Economista e Ing. Msc. Franz Monroy, Ingeniero Civil

sucedido a través de los años.

La función de distribución acumulada de la distribución de Gumbel, tiene la siguiente forma:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (1)$$

Para todo  $-\infty < x < \infty$

donde:

$$y = \frac{x - m}{s} \quad (2)$$

Llamada también variable aleatoria reducida de Gumbel, donde:

$0 < \sigma < \infty$  , es el parámetro de escala o de dispersión

$-\infty < \mu < \infty$  , es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

Derivando (1), con respecto a "x", se obtiene la función de densidad de probabilidad, expresada por:

$$f(x) = \left( \frac{1}{\sigma} \right) e^{\left[ \frac{(x-\mu)}{\sigma} \right] - e^{\left[ \frac{(x-\mu)}{\sigma} \right]}} \quad (3)$$

Reemplazando (2) en (3), se obtiene la función densidad reducida de Gumbel, expresada por:

$$g(y) = e^{-y - e^{-y}} \quad (4)$$

La función acumulada reducida de Gumbel con la que se trabajará es:

$$P = G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (5)$$

Los parámetros requeridos para el cálculo son:

La Moda ( $\mu$ ), para lo que previamente se determina la Media ( $\bar{x}$ ); por definición se tiene la siguiente expresión:

$$\bar{x} = \mu + \sigma C \quad (6)$$

Donde C es la Constante de Euler, cuya expresión es:

$$C = \lim_{n \rightarrow \infty} \left[ 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln(n) \right] \quad (7)$$

y su valor tiende a:

$$C = 0,5772156649$$

Por tanto:

$$\bar{y} = \mu + 0,57721 \sigma \quad (8)$$

La varianza está expresada por:

$$S^2 = \frac{\pi^2 \sigma^2}{6} \quad (9)$$

Despejando  $\sigma$  se obtiene:

$$\sigma = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0,78 S \quad (10)$$

Reemplazando (10) en (8) y despejando  $\mu$ , se obtiene:

$$\mu = \bar{y} - 0,57721 \sigma = \bar{y} - 0,45 S \quad (11)$$

Una vez determinada la función acumulada reducida de Gumbel  $G(Y)$ , se calcula el Tiempo de Retorno ( $T_r$ ), que viene expresado por:

$$T_r = \frac{1}{1 - P} \quad (12)$$

Reemplazando (5) en (12):

$$T_r = \frac{1}{1 - e^{-e^y}} \quad (13)$$

Luego se calcula el Riesgo ( $K$ ), o probabilidad de ocurrencia del evento, que viene dado por la siguiente expresión:

$$K = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (14)$$

Donde "n" es el tiempo de vida útil de las obras civiles a ejecutarse.

Finalmente, y a partir de la información de los daños económicos reportados por los habitantes del área de influencia, a través de la encuesta socioeconómica, se cuantifican las pérdidas que se evitarían al ejecutarse el proyecto.

La intersección de las curvas de pérdidas y riesgos, identifica el Tiempo de Retorno (número de años en que se espera que se repitan las precipitaciones pluviales torrenciales que ocasionaron los daños detectados en la encuesta), con el correspondiente nivel de pérdidas a evitarse. Se asume en primera instancia que "n" es igual a Tr.

Se hace notar que éste procedimiento es valido si el "n" calculado es menor o igual al "n" correspondiente al período de vida útil de las obras civiles; puesto que si el "n" calculado es mayor, el modelo de simulación trata a "n" como un parámetro exógeno, lo que implica una restricción que significa un riesgo adoptado<sup>2</sup>.

### C.6 EJEMPLO PRÁCTICO

Esta metodología fue aplicada en un proyecto de canales de drenaje en la ciudad de Santa Cruz, donde además de la encuesta socioeconómica, se dispone de una serie de registros de precipitaciones pluviales máximas diarias anuales correspondiente a 52 años.

A efectos de operativizar la resolución del sistema de ecuaciones de riesgos y pérdidas, se expresaron los Tiempos de Retorno en función de la probabilidad de ocurrencia de la precipitación,  $Tr = f(P)$ . Los resultados obtenidos son los siguientes:

La magnitud de las pérdidas, resultante de los daños reportados en los 3 últimos años, a través de la encuesta socioeconómica, permite determinar la ecuación de daños o pérdidas en función al tiempo de retorno (Tr), cuya expresión es:

$$\text{Pérdidas} = 413,19 (Tr)_2 - 842,43 (Tr) + 161\ 008,48$$

Y el riesgo de las pérdidas para un período de vida útil es igual al tiempo de retorno que producen los daños. Los cálculos se resumen en la siguiente tabla:

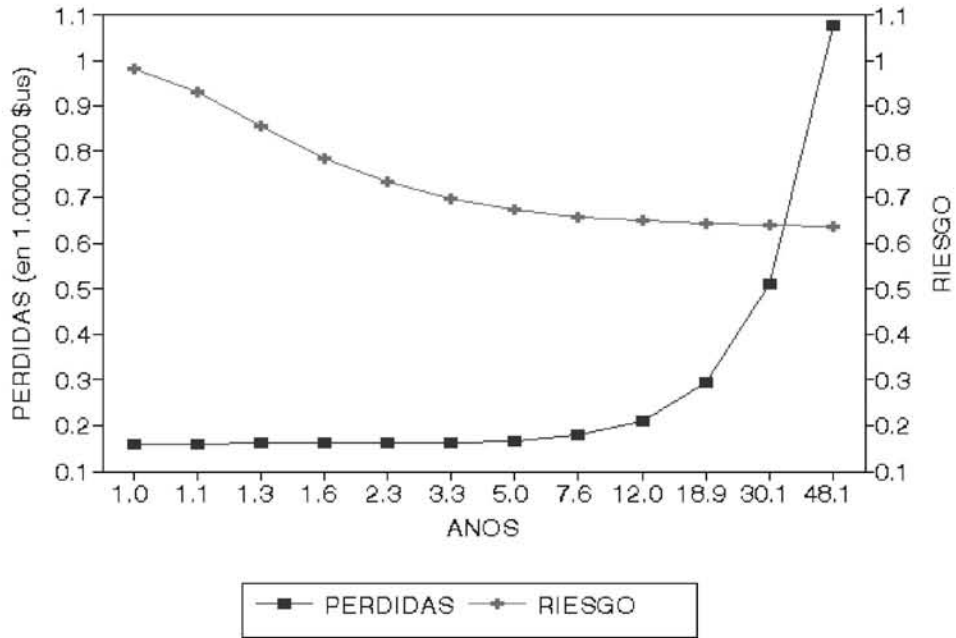
Precipitación (mm)	Probabilidad (%)	Tiempo de retorno (años)	Pérdidas (en millones de \$us)	Riesgo (%)
151,7	2	1,0	0,161	98,1
181,5	9	1,1	0,161	93,0
211,3	22	1,3	0,161	85,5
241,1	39	1,6	0,161	78,6
270,9	56	2,3	0,161	73,3
300,7	70	3,3	0,163	69,6
330,5	80	5,0	0,167	67,3
360,3	87	7,6	0,179	65,8
390,1	92	12,0	0,210	64,8
419,9	95	18,9	0,293	64,2
449,7	97	30,1	0,510	63,8
479,5	98	48,1	1,075	63,6

De la intersección de las curvas de pérdidas y riesgos, se obtiene el tiempo de retorno, que es a su vez el tiempo de vida útil que deberían tener las obras; asimismo se determina el nivel de las pérdidas para el riesgo calculado.

<sup>2</sup>Otra opción sería revisar el diseño técnico de las obras civiles, y de esta manera disponer de más de una alternativa, en cuyo caso serán los costos de oportunidad de los factores intervinientes los que recomienden la alternativa a elegir.



## PERIODO DE RETORNO



O sea que el diseño de vida útil de obras es de 35 años. Con un riesgo del 63,7% se presentarán precipitaciones pluviales de hasta 459,3 mm, que provocarán pérdidas por un valor de \$us 637 000; éstas precipitaciones se repetirán cada 35 años (Tiempo de Retorno).

## Anexo D - (Informativo)

### Modelos hidrológicos computacionales

#### D.1 MODELOS HIDROLÓGICOS COMPUTACIONALES

Existe actualmente en el mercado una gran cantidad de modelos hidrológicos computacionales que pueden ser usados para el análisis de sistemas de drenaje urbano, incluyendo no sólo los aspectos cuantitativos sino también los efectos de la calidad del agua. El desarrollo de este tipo de modelos es una actividad de mucho dinamismo, lo que hace que continuamente aparezcan nuevas opciones y que se actualicen versiones anteriores. Se han seleccionado algunos modelos para una presentación general, teniendo en cuenta fundamentalmente su disponibilidad para ser adquiridos por terceras personas, su facilidad de operación frente a situaciones prácticas y una amplia experiencia en su empleo.

En este análisis se entiende por modelo, un programa computacional que representa el comportamiento de la escorrentía urbana en base a algoritmos, mediante el cual se pueda analizar aspectos hidrológicos, hidráulicos, de calidad o de economía relacionados con el tema del drenaje urbano.

Estos modelos se emplean en situaciones concretas para contestar tres tipos de preguntas: a) ¿Cómo funciona el sistema en las condiciones actuales?, es decir establecer las causas de los problemas que pueden existir verificando las consecuencias, b) ¿Cómo se puede modificar el sistema actual para mejorar su operación y disminuir los problemas?. Esto significa estimar el efecto de obras y acciones sobre las variables que ocasionan las dificultades, c) ¿Cómo funciona un nuevo sistema?. Esto significa diseñar el sistema para las condiciones actuales y futuras.

En general, para el drenaje urbano existen dos tipos de modelos: a) De operación temporal continua, es decir que representan de manera ininterrumpida periodos de tiempo relativamente largos, reproduciendo lo que ocurre durante las tormentas y entre ellas. Estos modelos se orientan al manejo de recursos. Son relativamente complejos y requieren una gran cantidad de información. b) Existen otros modelos orientados a los eventos de interés, por ejemplo las tormentas o las crecidas. Reproducen condiciones parciales y requieren menos información, pero pueden ser más que suficientes para los fines del estudio.

En general se recomienda que, para adquirir uno de estos modelos se realice una evaluación que considere como aspectos básicos los siguientes: a) Utiliza algoritmos que ya fueron testeados, b) La existencia de una institución o empresa de soporte para solucionar posibles inconvenientes que se presenten durante el empleo en etapas de producción y c) La disponibilidad de ejemplos concretos de uso exitoso en variadas circunstancias.

##### D.1.1 DR3M-QUAL

El U.S. Geological Survey ha puesto al día un modelo anterior desarrollado por Dawdy et al. (1972) para convertirlo en el Distributed Routing Rainfall Runoff Model, DR3M, el cual incluye aspectos de calidad y está diseñado especialmente para hidrología urbana (Alley and Smith 1982a, 1982b). La generación de escurrimiento y su posterior desplazamiento emplea la teoría de la onda cinemática, e incluye una asistencia para la estimación de parámetros. Los aspectos de calidad son simulados en base a funciones que incluyen la sedimentación de sólidos en las unidades de almacenamiento dependiendo de la distribución de tamaños de ellos. El modelo fue empleado en el Programa Nacional de Escorrentía Urbana por la EPA de U.S.A.

### D.1.2 ILLUDAS

El modelo de Illinois Urban Drainage Area Simulator, ILLUDAS evolucionó a partir de Modelo del British Road Research Laboratory (Watkins 1962; Stall y Terstriep, 1972). Emplea el método del área tiempo para generar los hidrogramas desde áreas pavimentadas directamente conectadas y desde áreas permeables. Para las zonas permeables se emplea la ecuación de infiltración de Horton basado en una clasificación de suelos del SCS. Se incluye una subrutina para dimensionar conductos de insuficiente capacidad hidráulica. El usuario puede incorporar curvas que relacionan el nivel con el almacenamiento y la descarga de elementos de retención en cualquier parte del sistema. Se pueden generar gráficos de cualquier variable de interés. Su simplicidad de uso y la disponibilidad en unidades métricas hicieron de este modelo uno de los más empleados. Si bien los aspectos de calidad no son abordados en las versiones típicas se le han incorporado para algunos usos.

### D.1.3 PENN STATE

El modelo de Penn State Urban Runoff (PSURM, Aron, 1987) fue originalmente desarrollado en cooperación con la ciudad de Philadelphia para el análisis de sus sistemas de drenaje, de manera de poder ser aplicado a los colectores unificados de la ciudad. Para la generación de escurrimiento se emplea una subrutina basada en un estanque no lineal, acoplada con un desfase definido por el usuario en el sistema de colectores. Se incorpora un procedimiento para dimensionar tuberías pero no se incluyen los aspectos de calidad del agua. Este modelo ha sido muy empleado en el noreste de Estados Unidos.

### D.1.4 STORM

El modelo de Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model, STORM, incorporó por primera vez el empleo de la simulación continua en hidrología urbana. Se trata de un esfuerzo financiado por el U.S. Corps of Engineer (HEC, 1977; Roesner et al. 1974). Una de sus primeras aplicaciones fue el desarrollo del plan maestro de la ciudad de San Francisco para la disminución de la contaminación del sistema combinado. El hecho de disponer del soporte por parte del HEC ayudó a que este programa fuera ampliamente usado para propósitos de planificación, especialmente para la evaluación y decisión entre sistemas con almacenamiento o tratamiento como elementos de control de la polución de sistemas unificados de aguas pluviales y residuales. El análisis estadístico de las series cronológicas de escurrimiento y de calidad resultante permite la optimización de los elementos de control. Si bien originalmente fue desarrollado para la evaluación de aspectos de calidad en sistemas combinados el modelo es igualmente útil para evaluar la efectividad de elementos de detención en la reducción de caudales máximos en cuencas de tamaño intermedio. Este modelo emplea coeficientes simples de escorrentía para generar escurrimientos horarios a partir de datos, también horarios, de lluvias, y emplea fórmulas para la simulación de seis contaminantes pre-especificados. Sin embargo, se puede manipular para incorporar cargas contaminantes de otros elementos arbitrarios. El modelo está disponible en el HEC del U.S.C. of E.U.A.

### D.1.5 SWMM

La versión original del Storm Water Management Model, SWMM, fue desarrollada por la EPA como un modelo de eventos aislados especialmente para el análisis de los rebases de redes de colectores unitarios (Metcalf y Eddy, 1971). Posteriormente mediante la mantención y puesta al día continua de este modelo se ha convertido en un modelo adecuado para todo tipo de gestión en drenaje urbano tanto en traslación de crecidas, en cauces como sobre superficies. A partir de la versión 4 (Huber y Dickinson, 1988; Roesner et al, 1988) opera tanto en forma continua como para eventos aislados. Puede representar situaciones de ejes hidráulicos, sobrecarga, flujo a presión y circuitos cerrados.

Tiene una variedad de opciones para la simulación de problemas de calidad, incluyendo formulaciones en base al concepto de escurrimiento, curvas de descarga y técnicas de regresión. Puede representar condiciones de flujo subterráneo, con calidad constante, y traslación en superficie tanto de cantidad como de calidad del agua, incluyendo algunos elementos de tratamiento y de almacenamiento, usando funciones de remoción y sedimentación de partículas. Se incluye una rutina de hidráulica para el dimensionamiento de tuberías y una variedad de elementos de regulación, incluyendo orificios, vertederos, bombas y estanques. Existe una amplia bibliografía sobre referencias de empleo de este modelo (Huber et al. 1986) que contiene casos prácticos. El modelo SWMM está segmentado en bloques de Escorrentía, Escorrentía Extendida (Extran), Transporte, Almacenamiento, Tratamiento y Estadística para los fenómenos de precipitación, escorrentía, traslación de crecidas y contaminantes. Los aspectos de calidad pueden ser simulados en todos los bloques con excepción del Extran, que se dedica a los aspectos hidráulicos. Debido a que el modelo no tiene derechos de propiedad partes de él han sido adaptados e incorporados en otros modelos con fines específicos tanto por otras agencias del gobierno federal de Estados Unidos como por consultores privados. Existen versiones para PC disponibles a través de la oficina de la EPA en Athens, Georgia.

#### **D.1.6 TR55**

El Soil Conservation Service desarrolló una metodología original para la transformación de lluvia en escorrentía que posteriormente fue adaptada a cuencas urbanas y ha sido conocida como el procedimiento TR55 (USDA, 1975). Existen versiones para computadores personales y manuales. Para la transformación de lluvia en escorrentía se emplea el hidrograma unitario. Si se requiere el traslado de caudales a través de los cauces es necesario recurrir a otro programa separado. El método del SCS es ampliamente usado en Estados Unidos debido a la disponibilidad de información sobre los suelos que provee el mismo SCS. Viessman et al (1989) y McCuen (1982) proporcionan información conceptual sobre este modelo.

#### **D.1.7 HEC-1**

El modelo HEC-1 desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del Corps of Engineers está diseñado para simular el escurrimiento superficial de una cuenca como respuesta a la precipitación, representando la cuenca mediante un sistema hidrológico interconectado formado por componentes de sub-cuencas y cauces. Cada una de estas sub-cuencas entrega una respuesta que se agrega en el sistema general. Los elementos que se simulan son superficies de flujo, canales o estanques. El resultado del modelo es el cálculo de la escorrentía a la salida y en lugares preestablecidos del sistema. Se pueden realizar simultáneamente hasta nueve caracterizaciones del sistema o de la red de canales en una misma corrida del programa. Se ha agregado un análisis de rotura de presas de tierra para estudiar su efecto sobre los cauces de la red de canales y las estructuras hacia aguas abajo.

#### **D.1.8 HEC-2**

Este programa también ha sido desarrollado por el Corps of Engineers de E.U.A. para el cálculo de ejes hidráulicos en condiciones permanentes, flujo gradualmente variado en cauces naturales y canales artificiales. Acepta condiciones de flujo sub y supercrítico. Se puede analizar el efecto de diferentes estructuras como puentes, alcantarillas, vertederos e incluso el caso de planicies de inundación sobre las márgenes de los cauces. El procedimiento se basa en la solución de la ecuación de energía unidimensional considerando las pérdidas por fricción según la ecuación de Manning. Este modelo ha sido empleado para establecer superficies de inundación en el desarrollo de planes de gestión de zonas inundables, así como estudios de seguros.

### D.1.9 MOUSE

Este modelo ha sido desarrollado por el Danish Hydraulic Institute, el Departamento de Ingeniería Ambiental de la Universidad Técnica de Dinamarca y dos empresas de ingeniería de consulta danesas. Es uno de los modelos más populares en Europa, con un gran apoyo comercial para su venta, difusión y comercialización a través del propio DHI. La sigla corresponde a Modeling of Urban Sewers. El modelo contiene una serie de módulos de variada sofisticación para describir el flujo superficial, infiltración, flujo en tuberías y cargas contaminantes. Se incluyen ecuaciones simplificadas o algoritmos más complejos de manera que el usuario puede seleccionarlos dependiendo del caso. El programa dispone de un sistema de menús desplegables para su uso interactivo, un elemento para manejar y organizar los datos de la cuenca y sus elementos de manera simple, una base de datos de series de lluvias y escurrimientos, rutinas para tabular y graficar diferentes datos y módulos de cálculo para la modelación hidrológica, flujo generalizado en tuberías y modelación de contaminantes, incluyendo aspectos de sedimentación. Este modelo puede ser empleado incluso para control en tiempo real de sistemas complejos.

### D.1.10 CABC

El modelo hidrológico "Análise de Bacias Complexas" (CABC), desarrollado por la Fundación Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) y la Escuela Politécnica de la Universidad de São Paulo, permite la simulación del proceso hidrológico de precipitación-retención-infiltración en una cuenca hidrográfica. De ese proceso resulta el escurrimiento superficial directo. El referido modelo utiliza como técnicas de simulación los algoritmos del Soil Conservation Service (SCS) para el cálculo del hidrograma superficial y el método de Muskingum para el amortiguamiento de crecidas en canales naturales. El proceso de modelación implica la adaptación de:

- Una ley de precipitaciones máximas
- Parámetro de infiltración de los suelos
- Índices físicos de las áreas impermeables
- Índices físicos de las áreas que se encuentran directamente conectadas al drenaje superficial.

## D.2 USO DE LOS MODELOS

En los modelos mencionados se ha dado preferencia a los de origen académico o institucional, sobre los comerciales o desarrollados por empresas, por la facilidad y menores costos de adquisición. Entre ellos el que puede tener mayor utilización es el SWMM desarrollado por la EPA, debido a que se puede emplear en diversas situaciones, desde simples a muy complejas, e incorpora tanto elementos tradicionales de drenaje urbano, colectores y cauces, como elementos de técnicas alternativas, es decir volúmenes de retención y disposición local por infiltración. Además alternativamente puede abordar aspectos de cantidad y de calidad de las aguas pluviales urbanas. En este sentido puede ser un modelo muy apropiado para fines de planificación y diseño de situaciones globales a nivel de grandes cuencas urbanas. Sin embargo su empleo requiere un buen conocimiento y entrenamiento para que sea efectivo, además de requerir una cantidad importante de antecedentes detallados sobre las obras y propiedades de la urbanización.

Para el caso de situaciones simples en cuencas pequeñas sin muchos elementos puede ser suficiente el modelo TR55. El uso de modelos comerciales dependerá del propio mérito de cada uno y de los costos involucrados en su uso.

Anexo E (Informativo)  
Ecuaciones Intensidad – Duración – Frecuencia  
de varias regiones de Bolivia: La Paz, Santa Cruz, Cochabamba, Beni.



MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA**  
Calle Reyes Ortiz No 41 – Casilla 10993 – Fax 591 – 2 – 392413  
Teléfonos: 2355824– 2129583 – 2129586  
Website: [www.senamhi.gov.bo](http://www.senamhi.gov.bo) - E-mail: [dirmethi@senamhi.gov.bo](mailto:dirmethi@senamhi.gov.bo)  
La Paz - Bolivia

Estación: SAN CALIXTO

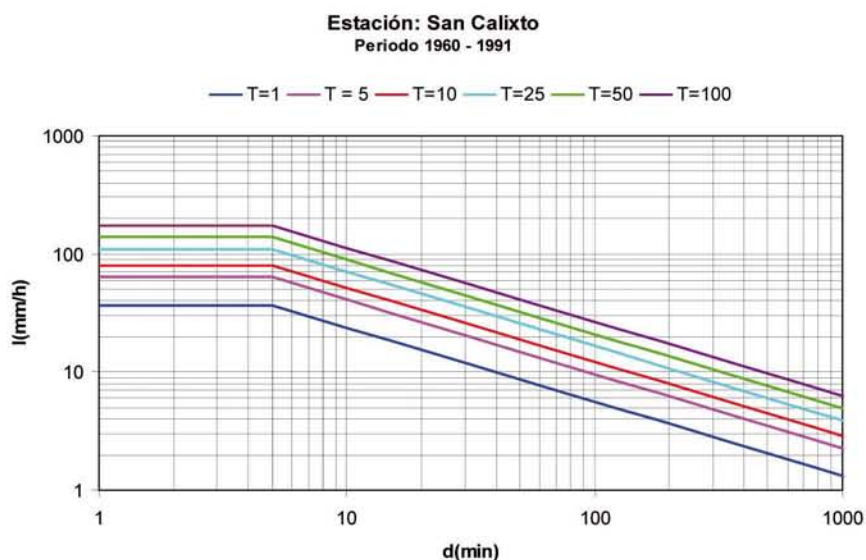
**Departamento:** La Paz  
**Provincia:** Murillo  
**Latitud Sur:** 16°30'00"  
**Longitud Oeste:** 68°10'00"  
**Altitud:** 3655 m.s.n.m.  
**Periodo de información:** 1960 – 1991  
**Tipo de información:** Bandas pluviográficas semanales  
**Administrador:** OBSERVATORIO SAN CALIXTO

**Ecuación: Intensidad – Duración – Frecuencia**

$$I = 101.261 \frac{T^{0.338}}{d^{0.629}} \text{ [mm/h]}$$

**Donde:**

**I:** Intensidad en (mm/h)  
**T:** Periodo de retorno en (años)  
**d:** Duración en (min)



**Autor:**

Ing. Javier Carlos Mendoza Rodriguez  
Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA.  
Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología



MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA**  
 Calle Reyes Ortiz No 41 – Casilla 10993 – Fax 591 – 2 – 392413  
 Teléfonos: 2355824– 2129583 – 2129586  
 Website: [www.senamhi.gov.bo](http://www.senamhi.gov.bo) - E-mail: [dirmethi@senamhi.gov.bo](mailto:dirmethi@senamhi.gov.bo)  
 La Paz - Bolivia

Estación: LAIKACOTA

**Departamento:** La Paz  
**Provincia:** Murillo  
**Latitud Sur:** 16°30'18"  
**Longitud Oeste:** 68°07'22"  
**Altitud:** 3632 m.s.n.m.  
**Periodo de información:** 1990 – 2008  
**Tipo de información:** Bandas pluviográficas diarias  
**Administrador:** SENAMHI

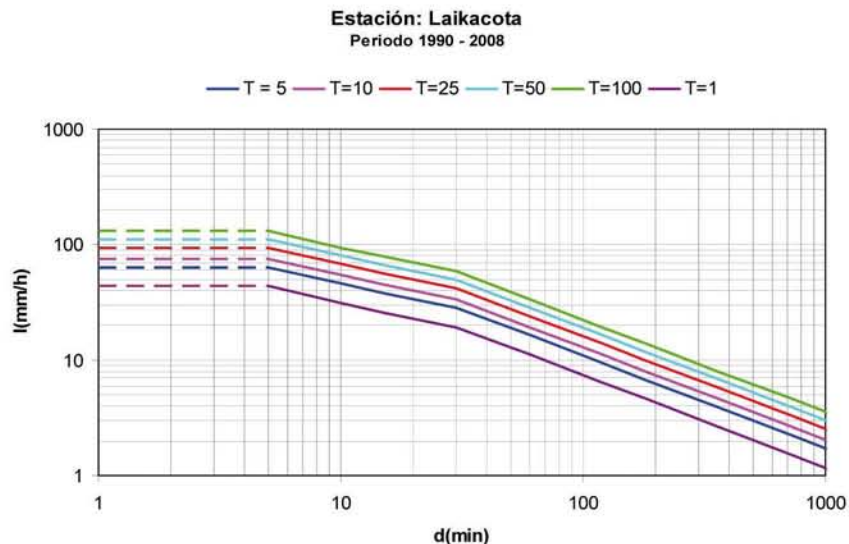
**Ecuación: Intensidad – Duración – Frecuencia**

$$I = 92.28 \frac{T^{0.2399}}{d^{0.4682}} \text{ [mm/h]; para } d < 30 \text{ min}$$

$$I = 293.68 \frac{T^{0.2415}}{d^{0.8002}} \text{ [mm/h]; para } d \geq 30 \text{ min}$$

**Donde:**

**I:** Intensidad en (mm/h)  
**T:** Periodo de retorno en (años)  
**d:** Duración en (min)



**Autores:**

Dr. José Luis Montaña Vargas <sup>(1)</sup>, Ing. Javier Carlos Mendoza Rodríguez <sup>(1)(3)</sup>, Ing. MSc. Oscar Paz Rada <sup>(2)</sup>, Ing. Manuel E. Seoane Salazar <sup>(4)</sup>, Ing. Miltón López Condori <sup>(4)</sup>, Ing. Rubén Amaya Martínez <sup>(4)</sup>

- (1) Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA.
- (2) Instituto de Ingeniería Sanitaria, UMSA.
- (3) Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
- (4) Ingeniería Civil, UMSA





MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA**  
 Calle Reyes Ortiz No 41 – Casilla 10993 – Fax 591 – 2 – 392413  
 Teléfonos: 2355824– 2129583 – 2129586  
 Website: [www.senamhi.gov.bo](http://www.senamhi.gov.bo) - E-mail: [dirmethi@senamhi.gov.bo](mailto:dirmethi@senamhi.gov.bo)  
 La Paz - Bolivia

Estación: EL ALTO – AEROPUERTO INTERNACIONAL

**Departamento:** La Paz  
**Provincia:** Murillo  
**Latitud Sur:** 16°30'50"  
**Longitud Oeste:** 68°13'45"  
**Altitud:** 4071 m.s.n.m.  
**Periodo de información:** 1975 – 2008  
**Tipo de información:** Bandas pluviográficas semanales y diarias  
**Administrador:** AASANA

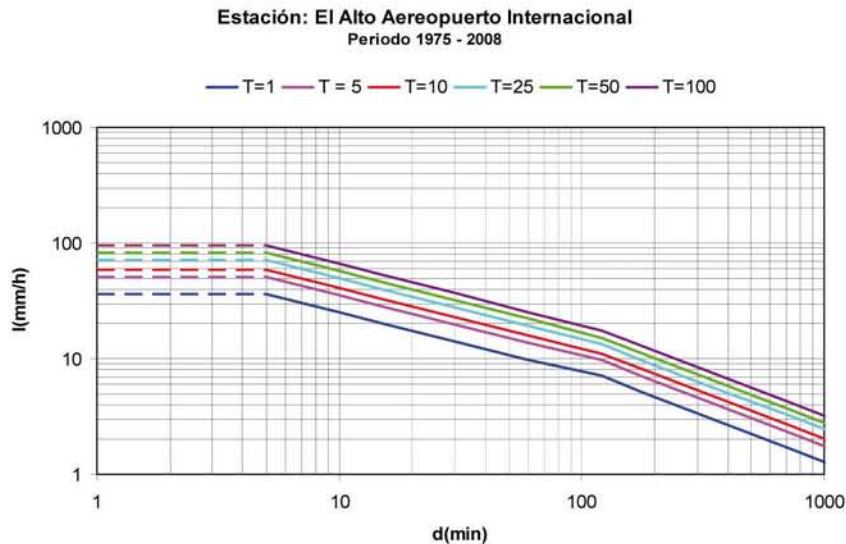
**Ecuación: Intensidad – Duración – Frecuencia**

$$I = 85.43 \frac{T^{0.207}}{d^{0.529}} \text{ [mm/h]; para } d < 120 \text{ min}$$

$$I = 327.32 \frac{T^{0.198}}{d^{0.802}} \text{ [mm/h]; para } d \geq 120 \text{ min}$$

**Donde:**

**I:** Intensidad en (mm/h)  
**T:** Periodo de retorno en (años)  
**d:** Duración en (min)



**Autores:**

Ing. Javier Carlos Mendoza Rodríguez <sup>(1)(3)</sup>, Dr. José Luis Montaña Vargas <sup>(1)</sup>, Ing. MSc. Oscar Paz Rada <sup>(2)</sup>, Ing. Manuel E. Seoane Salazar <sup>(4)</sup>, Ing. Milton López Condori <sup>(4)</sup>, Ing. Rubén Amaya Martínez <sup>(4)</sup>

- (1) Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA.
- (2) Instituto de Ingeniería Sanitaria, UMSA.
- (3) Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
- (4) Ingeniería Civil, UMSA





MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA**

Calle Reyes Ortiz No 41 – Casilla 10993 – Fax 591 – 2 – 392413

Teléfonos: 2355824– 2129583 – 2129586

Website: [www.senamhi.gov.bo](http://www.senamhi.gov.bo) - E-mail: [dirmethi@senamhi.gov.bo](mailto:dirmethi@senamhi.gov.bo)  
 La Paz - Bolivia

Estación: SENAMHI CENTRAL SANTA CRUZ

**Departamento:** Santa Cruz  
**Provincia:** Ibáñez  
**Latitud Sur:** 17°47'00"  
**Longitud Oeste:** 63°10'00"  
**Altitud:** 416 m.s.n.m.  
**Periodo de información:** 1980 – 2006  
**Tipo de información:** Bandas pluviográficas semanales  
**Administrador:** SENAMHI

**Ecuación: Intensidad – Duración – Frecuencia**

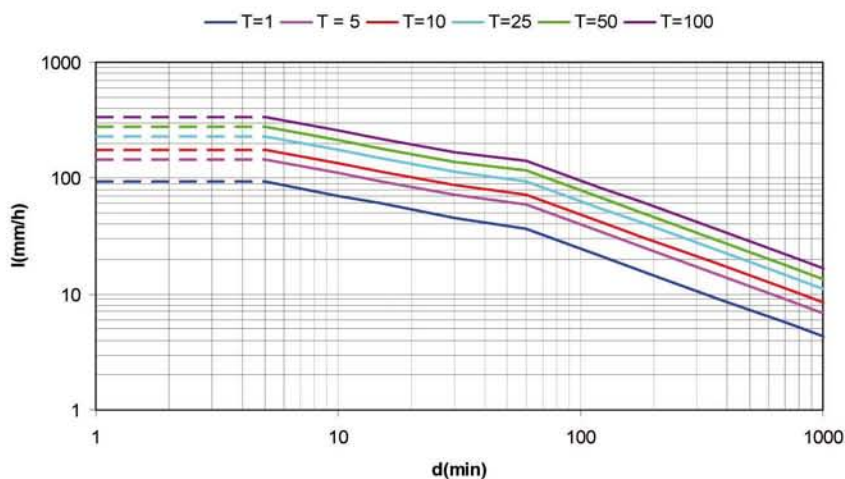
$$I = 175.300 \frac{T^{0.279}}{d^{0.394}} \text{ [mm/h];} \quad \text{para } d < 60 \text{ min}$$

$$I = 831.8028 \frac{T^{0.2944}}{d^{0.76277}} \text{ [mm/h];} \quad \text{para } d \geq 60 \text{ min}$$

**Donde:**

**I:** Intensidad en (mm/h)  
**T:** Periodo de retorno en (años)  
**d:** Duración en (min)

Estación: SENAMHI Central Santa Cruz  
 Periodo 1980 - 2006



**Autores:**

Ing. Javier Carlos Mendoza Rodríguez <sup>(1)(3)</sup>, Dr. José Luis Montaña Vargas <sup>(1)</sup>, Ing. MSc. Oscar Paz Rada <sup>(2)</sup>, Ing. Manuel E. Seoane Salazar <sup>(4)</sup>, Ing. Milton López Condori <sup>(4)</sup>, Ing. Rubén Amaya Martínez <sup>(4)</sup>

- (1) Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA.
- (2) Instituto de Ingeniería Sanitaria, UMSA.
- (3) Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
- (4) Ingeniería Civil, UMSA



MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA**

Calle Reyes Ortiz No 41 – Casilla 10993 – Fax 591 – 2 – 392413

Teléfonos: 2355824– 2129583 – 2129586

Website: [www.senamhi.gov.bo](http://www.senamhi.gov.bo) - E-mail: [dirmethi@senamhi.gov.bo](mailto:dirmethi@senamhi.gov.bo)  
 La Paz - Bolivia

Estación: AEROPUERTO COCHABAMBA

**Departamento:** Cochabamba  
**Provincia:** Cercado  
**Latitud Sur:** 17°24'58"  
**Longitud Oeste:** 66°10'28"  
**Altitud:** 2548 m.s.n.m.  
**Periodo de información:** 1991 – 2008  
**Tipo de información:** Bandas pluviográficas semanales  
**Administrador:** AASANA

**Ecuación: Intensidad – Duración – Frecuencia**

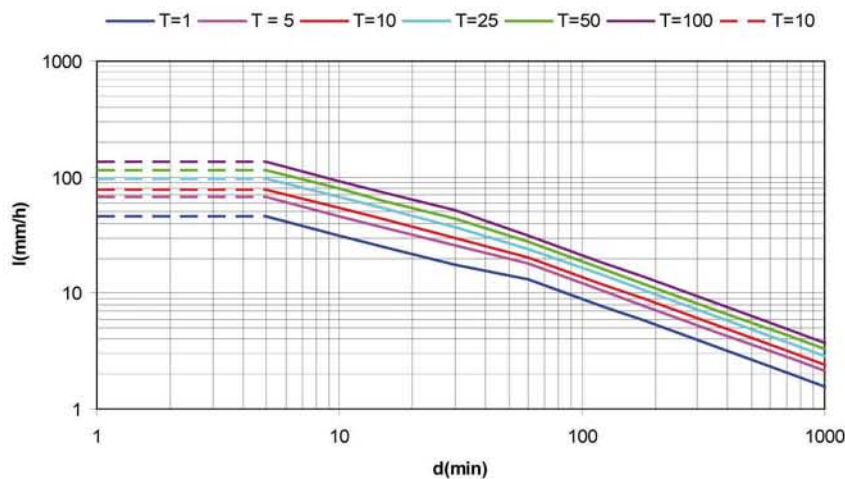
$$I = 108.288 \frac{T^{0.2345}}{d^{0.5357}} \quad [\text{mm/h}]; \quad \text{para } d < 60 \text{ min}$$

$$I = 293.439 \frac{T^{0.1880}}{d^{0.7573}} \quad [\text{mm/h}]; \quad \text{para } d \geq 60 \text{ min}$$

**Donde:**

**I:** Intensidad en (mm/h)  
**T:** Periodo de retorno en (años)  
**d:** Duración en (min)

Estación: Aeropuerto Cochabamba  
 Periodo 1991 - 2008



**Autores:**

Dr. José Luis Montaña Vargas <sup>(1)</sup>, Ing. Javier Carlos Mendoza Rodríguez <sup>(1)(3)</sup>, Ing. MSc. Oscar Paz Rada <sup>(2)</sup>, Ing. Manuel E. Seoane Salazar <sup>(4)</sup>, Ing. Milton López Condori <sup>(4)</sup>, Ing. Rubén Amaya Martínez <sup>(4)</sup>

- (1) Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA.
- (2) Instituto de Ingeniería Sanitaria, UMSA.
- (3) Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
- (4) Ingeniería Civil, UMSA



MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA  
**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA**

Calle Reyes Ortiz No 41 – Casilla 10993 – Fax 591 – 2 – 392413

Teléfonos: 2355824– 2129583 – 2129586

Website: [www.senamhi.gov.bo](http://www.senamhi.gov.bo) - E-mail: [dirmethi@senamhi.gov.bo](mailto:dirmethi@senamhi.gov.bo)

La Paz - Bolivia

Estación: AEROPUERTO TRINIDAD

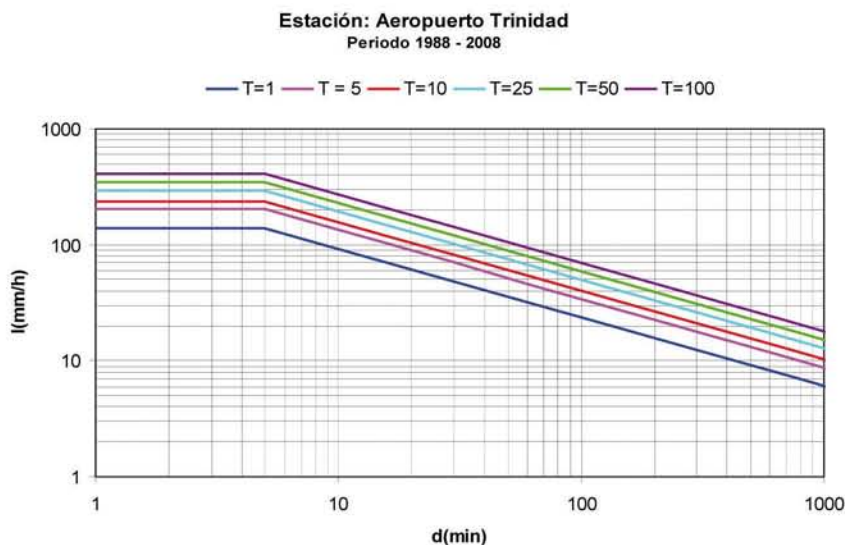
<b>Departamento:</b>	<b>Beni</b>
<b>Provincia:</b>	<b>Cercado</b>
<b>Latitud Sur:</b>	<b>14°49'06"</b>
<b>Longitud Oeste:</b>	<b>64°54'48"</b>
<b>Altitud:</b>	<b>156 m.s.n.m.</b>
<b>Periodo de información:</b>	<b>1988 – 2008</b>
<b>Tipo de información:</b>	<b>Bandas pluviográficas semanales</b>
<b>Administrador:</b>	<b>AASANA</b>

Ecuación: Intensidad – Duración – Frecuencia

$$I = 358.53 \frac{T^{0.236}}{d^{0.592}} \text{ [mm/h]}$$

Donde:

- I:** Intensidad en (mm/h)  
**T:** Periodo de retorno en (años)  
**d:** Duración en (min)



**Autores:**

Dr. José Luis Montaña Vargas <sup>(1)</sup>, Ing. Javier Carlos Mendoza Rodríguez <sup>(1)(3)</sup>, Ing. MSc. Oscar Paz Rada <sup>(2)</sup>, Ing. Melina Valencia Viscarra <sup>(4)</sup>

- (1) Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA.  
 (2) Instituto de Ingeniería Sanitaria, UMSA.  
 (3) Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología  
 (4) Ingeniería Civil, UTO



## AGRADECIMIENTO

El Ministerio de Medio Ambiente y Agua, a través del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de profesionales e instituciones del sector el presente Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano.

La presente edición 2010, en un tiraje de 500 ejemplares, fue posible gracias a la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) y la participación de profesionales e instituciones del sector que de manera desinteresada contribuyen para que nuestro país cuente con valiosos instrumentos técnicos.



## VAPSB: Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico

El VAPSB, dependiente del Ministerio de Medio Ambiente y Agua, en cumplimiento al mandato del "Vivir Bien" y los Objetivos del Milenio, creado con el propósito de promover el mejoramiento de la calidad de vida de la población boliviana, a través de la dotación de servicios sostenibles de agua potable y saneamiento y gestión de residuos sólidos, tiene las siguientes funciones y atribuciones:

- a) Coadyuvar en la formulación e implementación de políticas, planes y normas para el desarrollo, provisión y mejoramiento de los servicios de agua potable, saneamiento básico (alcantarillado sanitario, disposición de excretas, residuos sólidos y drenaje pluvial).
- b) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivas para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios de agua potable y saneamiento básico.
- c) Impulsar y ejecutar políticas, planes programas y proyectos, así como gestionar financiamiento para la inversión destinados a ampliar la cobertura de los servicios de saneamiento básico en todo el territorio nacional, particularmente en el área rural y en sectores de la población urbana y periurbana de bajos ingresos, coordinando con las instancias correspondientes.
- d) Difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios de agua potable y saneamiento básico.
- e) Coordinar la fiscalización y ejecución de proyectos y programas relativos a los servicios de agua potable y saneamiento básico en el nivel nacional.
- f) Coordinar con las diferentes instancias de la organización territorial del estado, en el ámbito competencial exclusivo, compartido y concurrentes, la elaboración e implementación y fiscalización de políticas, planes, programas y proyectos relativos al sector de saneamiento básico.
- g) Implementar, sustentar y fortalecer el Sistema de Información Sectorial Nacional.
- h) Coadyuvar en la implementación de políticas, planes, programas y proyectos de fortalecimiento institucional y asistencia técnica a entidades prestadoras de servicios de agua potable y saneamiento básico.
- i) Promover y canalizar cooperación financiera a las entidades territoriales descentralizadas y autónomas, con el fin de desarrollar políticas, planes, programas y proyectos de agua potable y saneamiento básico.
- j) Gestionar a través del Despacho del Ministro de Medio Ambiente y Agua el financiamiento para el establecimiento de programas, proyectos de agua potable y saneamiento básico.

### Revisión

El presente Reglamento está sujeto a ser revisado periódicamente, con el objeto de que responda permanentemente a las necesidades y exigencias del Sector.

### Características de aplicación

Este Reglamento se constituye en instrumento de ordenamiento tecnológico, orientado a aplicar criterios de calidad; su utilización es de carácter obligatorio y un compromiso concienzudo y de responsabilidad de las instituciones y profesionales que trabajan en el Sector.

### Información sobre Normas y Reglamentos Técnicos

El VAPSB ha habilitado en su página web ([www.mmaya.gob.bo](http://www.mmaya.gob.bo)) un espacio de "Normas Técnicas", donde se encuentran en formato pdf, las distintas normas y reglamentos técnicos del Sector.

### Derechos de propiedad

Este documento es propiedad del Ministerio de Medio Ambiente y Agua del Estado Plurinacional de Bolivia. Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

Ministerio de Medio Ambiente y Agua  
Viceministerio de Agua Potable y Servicios Básicos  
Calle Capitán Castrillo No 434  
Telf. 2115571 - 2115573  
La Paz - Bolivia