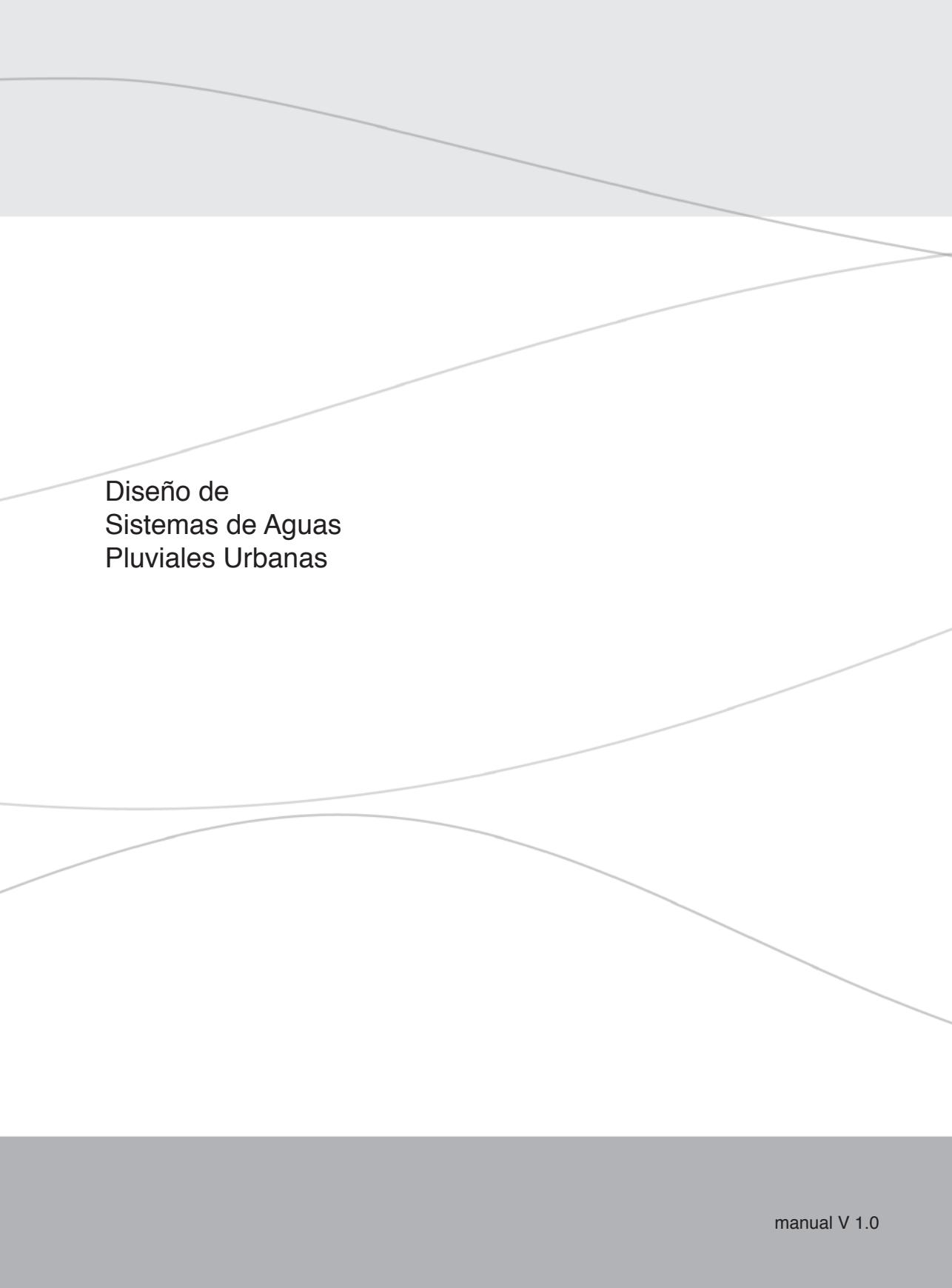




Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas



Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas

MANUAL DE DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUAS PLUVIALES URBANAS
VERSIÓN 1.0

MINISTERIO DE VIVIENDA ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y MEDIO AMBIENTE (MVOTMA) /
DIRECCIÓN NACIONAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO (DINASA)

MINISTRO

Ing. Jorge Carlos Colacce

DIRECTOR DE DINASA

Ing. José Luis Genta

FICHA TÉCNICA

AUTORES:

EQUIPO INUNDACIONES Y DRENAJE URBANO
MVOTMA - DINASA

*Ing. Nicolás Failache
Soc. Alejandra Cuadrado
Ing. Juan Pablo Martínez
Arq. Adriana Piperno
Ing. Germán Saralegui
Cecilia Laffitte - Colaboradora*

CONTRAPARTE INSTITUCIONAL

Facultad de Arquitectura – UDELAR
Arq. Bernardo Martín

Unidad de Desarrollo Municipal (UDM)
Ing. J. Pereira

Banco Mundial
Apoyo financiero a través del Convenio de Préstamo N° 4598-UR para la financiación del “Proyecto de Asistencia Técnica para la Modernización de los Servicios Públicos”

Fotomecanica e Impresión:
Mastergraf s.r.l.

ISBN: 978-9974-7610-4-9

Depósito Legal: 350.813
Edición amparada en el decreto 218/996 (Comisión del Papel)

Primera edición: octubre de 2009
260 pp. 17 x 23 cm.
© MVOTMA

Montevideo Uruguay

EQUIPO CONSULTOR EXTERNO

Responsable en macrodrenaje
Ing. Luis Liberman
Responsable en microdrenaje
Ing. Marcelo Pittamiglio
Ing. Laura Rovira - Colaboradora
Responsable en diseño de infraestructuras
Arq. Eduardo Brenes
Arq. Ivanca Mijailovich - Colaboradora
Arq. M. Mercedes Medina - Colaboradora
Arq. M. Gabriela Detomasi - Colaboradora
Bach. Fiorella Amoretti - Colaboradora
Responsable en diseño y edición
Nelly Peniza
Gustavo Carrier - Colaborador
Tadeo Carrier - Colaborador

Este material no tiene fines de lucro, siendo el mismo realizado con fines exclusivamente didácticos, orientado fundamentalmente a la mejora de las capacidades técnicas locales. Se autoriza su reproducción total o parcial citando fuentes. Siendo una primera versión del manual se reciben sugerencias y errores encontrados a dinasa@mvotma.gub.uy los que serán publicados en la página web de la DINASA.

Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas

Índice general

CRÉDITOS	ii
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DEL MANUALvii
INDICE DEL CD	xiii
PRÓLOGO	xv
MANUAL	1-240

: **00** 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A B

Índice del manual

1	INTRODUCCIÓN	1
2	DRENAJE SUSTENTABLE	3
2.1	Objetivos del Drenaje Sustentable	4
2.2	Principios del Drenaje Sustentable	6
3	AGUA Y CIUDAD	7
3.1	Presencia histórica del agua en las ciudades	8
3.2	El desarrollo de la ciudad y la planificación del agua.	9
3.2.1	Es vehículo fundamental para transportar, desde barcos hasta residuos	9
3.2.2	Genera bordes a la expansión urbana, debido al riesgo por calidad.	10
3.2.3	Genera bordes a la expansión urbana, debido al riesgo, por caudal.	10
3.2.4	Las opciones	10
4	PLAN DE AGUAS PLUVIALES	17
4.1	Etapas del Plan	18
4.1.1	Inicio	18
4.1.2	Estado de situación	18
4.1.3	Definición y discretización del sistema.	19
4.1.4	Simulación y selección de alternativas	19
4.1.5	Propuestas del Plan	20
4.2	Abordaje integral	20
5	ESTRUCTURA Y CONTENIDO DE UN PROYECTO PLUVIAL	23
5.1	Estudios básicos	24
5.2	Anteproyectos	24
5.3	Proyecto Ejecutivo	24
6	ELEMENTOS CONCEPTUALES	25
6.1	Sistemas de drenaje	26
6.1.1	En la fuente	26
6.1.2	Microdrenaje	26
6.1.3	Macrodrenaje	26
6.2	Período de retorno	26
6.2.1	Definición del Período de Retorno	26
6.2.2	Variables que se pueden considerar.	26
6.2.3	Tr como instrumento de diseño.	26
7	PRECIPITACIÓN	29
7.1	Datos disponibles en Uruguay	30
7.2	Tiempo de concentración.	31
7.2.1	Flujo concentrado y no concentrado	31
7.3	Intensidad de Precipitación	34
7.3.1	Montevideo - Ley de Montaña	34
7.3.2	Relaciones IDF para el resto del Uruguay	34
7.3.3	Hietograma de la Tormenta de Diseño.	35
7.4	Transformación de la Lluvia en Escurrimiento	36
8	INFORMACIÓN NECESARIA PARA DISEÑO	39
8.1	Planos de base	40
8.2	Información altimétrica	40
8.2.1	Información para el Plan Sectorial	40
8.2.2	Información para Anteproyecto	41
8.2.3	Información para proyecto ejecutivo	41
8.3	Catastro pluviales	41

8.3.1	Catastro infraestructura existente	42
8.3.2	Catastro de campo	42
8.4	Tipo de Urbanización y Uso del Suelo	42
8.5	Colector o Cuerpo de Agua Receptor	42
8.5.1	Niveles y Caudales de Cursos de Agua Superficiales	43
8.6	Información Hidrogeológica	43
8.6.1	Suelo	43
8.6.2	Subsuelo	43
9	DRENAJE EN FUENTE	45
9.1	Vinculación de predios privados con las redes públicas de conducción	46
9.2	Recursos disponibles de gestión por parte de las autoridades competentes	47
9.2.1	Disposiciones normativas que actualmente no proveen los nuevos criterios de conducción y disposición	47
9.2.2	Políticas de estimulo a los privados	47
9.3	Dispositivos constructivos de control en fuente	49
9.3.1	Azoteas tradicionales	50
9.3.2	Azoteas o terrazas verdes	50
9.3.3	Instalación de mantos esponjosos	51
9.3.4	Inclusión en el proyecto de estanques de retención	52
9.3.5	Zanjas de infiltración	52
9.3.6	Caminerías entre jardines	53
9.3.7	Empleo de pavimentos permeables	53
9.3.8	Diseño de los espacios exteriores con acumulación transitoria	54
9.4	Otros tipos de dispositivos	55
9.4.1	Sistemas asociados de re-aprovechamiento de aguas	55
10	MICRODRENAJE	57
10.1	Componentes del Sistema de Microdrenaje	58
10.1.1	Estructuras de conducción	60
10.1.1.1	Cunetas	60
10.1.1.2	Cordón cuneta	61
10.1.1.3	Badenes	62
10.1.1.4	Alcantarillas	62
10.1.2	Estructuras de captación	84
10.1.2.1	Rejas	84
10.1.2.2	Bocas de Tormenta	85
10.1.2.3	Bocas de tormenta combinadas	86
10.1.2.4	Sumideros	86
10.1.2.5	Captaciones de cunetas	86
10.1.3	Estructuras de alejamiento	95
10.1.3.1	Tuberías	95
10.1.3.2	Canales	95
10.1.4	Estructuras de Control	95
10.1.4.1	Estructuras de almacenamiento	95
10.1.4.2	Estructuras de Infiltración	97
10.1.5	Estructuras de disipación	99
10.1.5.1	Elementos de rugosidad en base de conducción	100
10.1.5.2	Expansiones	100
10.1.5.3	Bloques disipadores en inclinaciones	100
10.1.5.4	Caída inclinada con enrocado	100
10.1.5.5	Caída Vertical Reforzada	100
10.2	Trazado de la red	101
10.3	Determinación del caudal de escorrentía	102
10.3.1	Caracterización de la cuenca	102
10.3.1.1	Ocupación de suelo	102
10.3.1.2	Red vial	102
10.3.1.3	Área de la cuenca	102
10.3.2	Caudal de Escorrentía - Método Racional	102

10.3.2.1	Coeficiente de Escorrentía	103
10.3.2.2	Intensidad de Precipitación	103
10.3.2.3	Tiempo de Concentración	103
10.3.2.4	Período de retorno	104
10.4	Diseño y Dimensionado de los componentes	104
10.4.1	Conducciones	104
10.4.1.1	Cordón cuneta.	104
10.4.1.2	Cunetas	107
10.4.2	Captaciones	109
10.4.2.1	Localización	109
10.4.2.2	Diseño de Captaciones - Generalidades.	109
10.4.2.3	Rejas	109
10.4.2.4	Bocas de Tormenta	112
10.4.2.5	Bocas de Tormenta Combinadas	114
10.4.2.6	Sumideros	116
10.4.2.7	Captaciones en cunetas o canales	117
10.4.3	Estructura de Alejamiento	117
10.4.3.1	Localización	117
10.4.3.2	Sección Transversal	118
10.4.3.3	Criterios de Diseño	118
10.4.3.4	Etapas de dimensionado de canalizaciones	119
10.4.4	Planilla de cálculo	119
10.4.4.1	Parte A: Estimación del caudal de diseño.	119
10.4.4.2	Parte B: Diseño de la conducción (cuneta o cordón cuneta)	121
10.4.4.3	Parte D: Diseño de las tuberías	122
10.4.5	Estructuras de Almacenamiento	122
10.4.5.1	Generalidades.	122
10.4.5.2	Factibilidad	123
10.4.5.3	Geometría	123
10.4.5.4	Profundidad útil para almacenamiento	124
10.4.5.5	Caudal máximo de salida	125
10.4.5.6	Estructura de descarga	125
10.4.5.7	Volumen de almacenamiento requerido	126
10.4.5.8	Detalles constructivos	129
10.4.6	Estructuras de Infiltración	130
10.4.6.1	Procedimiento general de dimensionado	131
10.4.6.2	Estanques de infiltración	133
10.4.6.3	Zanja de Infiltración.	136
10.4.6.4	Pozos de infiltración	138
10.4.6.5	Pavimentos Permeables	142
10.4.7	Descarga al cuerpo receptor	144
10.4.7.1	Orientación de la descarga	144
10.4.7.2	Estructuras disipadoras	145
10.4.7.3	Expansiones – Diseño	149
10.4.7.4	Bloques disipadores en inclinaciones – Diseño	149
10.4.7.5	Caída inclinada con enrocado – Diseño	151
10.4.7.6	Caída Vertical Reforzada – Diseño	153
11	MACRODRENAGE	155
11.1	Escala de impacto de los dispositivos y su efecto sobre la ciudad	156
11.1.1	Espacio de uso exclusivo de macrodrenaje	156
11.1.2	Espacio de uso compartido.	156
11.1.3	Ocultar el macrodrenaje	157
11.2	Modelos	157
11.2.1	Modelo de cuenca (Simulación precipitación – caudal)	157
11.2.1.1	Método del Bloque Alterno	158
11.2.1.2	Precipitación efectiva	158
11.2.1.3	Hidrograma Unitario	164
11.2.1.4	Herramienta de Cálculo.	165



11.2.1.5 Ejemplo de Cálculo	165
11.2.2 Propagación en conducciones o canales	165
11.2.2.1 Resolución de las ecuaciones de SV	165
11.2.2.2 Método de Muskingum – Cunge	167
11.2.2.3 Métodos Computacionales	168
11.2.2.4 Ejemplos de Calculo	169
11.2.3 Propagación en reservatorio	169
11.2.3.1 Herramienta de Cálculo	172
11.2.3.2 Ejemplo de Calculo	173
11.3 Conducciones	173
11.3.1 Conducciones enterradas	174
11.3.2 Conducciones a Superficie Libre	174
11.3.3 Diseño de conducciones	174
11.3.3.1 Conducciones enterradas	175
11.3.3.2 Conducciones a Superficie Libre	175
11.4 Estructuras de almacenamiento	181
11.4.1 Cuencos de detención seco	182
11.4.1.1 Estructura de salida	182
11.4.2 Cuenco de detención húmedo	183
11.4.3 Humedales de tormenta	183
11.5 Otros dispositivos	184
11.5.1 Protección de roca para canales y delantales de piedra partida	184
11.5.1.1 Pelo de Agua	184
11.5.1.2 Ancho del delantal	184
11.5.1.3 Largo del delantal	186
11.5.1.4 Pendiente de Fondo	186
11.5.1.5 Pendiente lateral	186
11.5.1.6 Alineación	186
11.5.1.7 Materiales	186
11.5.2 Elementos para disipación de energía	186
11.5.2.1 Descarga de piedra partida	189
11.5.2.2 Descarga con tabiques	189
11.5.2.3 Resalto Hidráulico Forzado	189
11.5.3 Dispersadores de nivel	189
11.5.3.1 Dimensiones de los Dispersadores de nivel	190
11.5.3.2 Materiales de los dispersadores de nivel	190
11.6 Ejemplos de integración de estructuras de macrodrenaje a la ciudad	191
11.6.1 Estanques de retención	191
11.6.2 Laguna de retención	191
12 RELACIÓN DEL PROYECTO DE DRENAJE CON LA OBRA	195
12.1 Contratación de las Obras	196
12.1.1 Redacción del Pliego de Condiciones que regirá el proceso de Contratación	196
12.1.2 Invitación a presentar propuestas	196
12.1.3 Presentación de las Propuestas	197
12.1.4 Evaluación de las Propuestas	197
12.1.5 Firma del Contrato	197
12.1.6 Relación Contractual	197
12.2 Operación y Mantenimiento	197
12.2.1 Operación del sistema	198
12.2.2 Mantenimiento del sistema	198
12.2.3 Relación con los técnicos de operación y de mantenimiento	198
13 EJEMPLO	201
13.1 Período de Retorno	202
13.2 Intensidad de Precipitación	202
13.3 Preparación del Plano de Proyecto	202
13.4 Caracterización de las subcuenca	202
13.5 Estanque de Infiltración – Subcuenca S5	203

13.6	Zanja de Infiltración – Subcuenca S2205
13.7	Pozo de Infiltración – Subcuenca S3.....	.205
13.8	Pavimento Permeable – Subcuenca S6207
13.9	Cordones cunetas y cunetas, captaciones y tuberías208
13.9.1	Cordón cuneta a - b.208
13.9.2	Cordón cuneta b - c.210
13.9.3	Cordón cuneta a - d.210
13.9.4	Cordón cuneta d - c.211
13.9.5	Cordón cuneta e – f, e – g y g – f211
13.9.6	Cordón cuneta h - i212
13.9.7	Cordón cuneta i - j.....	.212
13.9.8	Captación C2.213
13.9.9	Diseño de la tubería215
13.10	Laguna de Almacenamiento.216
13.10.1	Cálculo de Altura Útil216
13.10.2	Conducto de Descarga216
13.10.3	Conducto de Descarga217
13.10.4	Cálculo del Rebalse217
13.10.5	Disipador de energía, salida del rebalse.....	.218
ANEXOS		.219
A01	Coeficiente de Escorrentía221
A02	Coeficiente de Manning para flujo superficial223
A03	IDF Coeficientes de Montana para algunas ciudades225
A04	Capacidad de absorción del terreno227
A05	Parámetros hidráulicos229
A06	RF231
A07	RS233
A08	Ecuaciones y modelo235
BIBLIOGRAFÍAS		.237
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		.238
BIBLIOGRAFÍA		.239

: **00** 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A B

Índice del CD

Versión digital del manual

Capítulos

- Contenido del capítulo (abrir o guardar)
- Documentos vinculados al capítulo (abrir o guardar)

Antecedentes

Búsqueda por palabra clave o país

Documentos vinculados a la búsqueda

Ficha técnica del documento (abrir o guardar)

Insumos de diseño

Búsqueda por planillas o gráficos

Documentos vinculados a la búsqueda

Ficha técnica del documento (abrir o guardar)

Contacto

Créditos

Hipervínculos

- **MAIL** correo electrónico de contacto
- **WWW** vínculo a una página web
- **CD** vínculo a un documento externo
- **A00** vínculo interno a capítulo anexos

: **00** 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A B

Prólogo

Todos sabemos de la importancia del agua en la calidad de vida de la gente y en particular de la responsabilidad que significa una buena gestión de la misma para los ambientes urbanos. Es por esto, que asumimos, en el marco del trabajo del MVOTMA, la responsabilidad de aportar hacia una gestión sustentable de las aguas urbanas.

Con la creación del grupo de Inundaciones y Drenaje Urbano y en especial a partir del primer curso taller organizado “Gestión de Inundaciones Urbanas” a cargo del profesor Carlos Tucci, comienza una etapa de intercambio con técnicos locales vinculados a la temática (Intendencias, OPP, UDELAR, Consultoras) con una respuesta muy alta de participantes, que culmina en el documento de Propuestas de Directrices Nacionales y en este Manual de Drenaje de Aguas Pluviales Urbanas.

Es importante resaltar el carácter interdisciplinario tanto del grupo de Inundaciones y Drenaje Urbano de la DINASA como de los participantes en las actividades realizadas, en consonancia con el enfoque que necesita el abordaje de esta temática.

Esperamos que este Manual tenga un papel importante para planificar el agua en la ciudad y en particular para la definición de las inversiones en infraestructuras urbanas, siendo una guía de soluciones posibles de instrumentar hacia un drenaje sustentable.

El trabajo realizado en este período ha permitido a los actores participantes visualizar la necesidad de fortalecer los recursos humanos a partir de la creación de nuevas instancias de capacitación y facilitando instancias de incorporación de técnicos destinados a la gestión del agua. Para llevarlo adelante será necesario articular las demandas y financiamiento de los organismos nacionales y departamentales, con la formación de técnicos y profesionales a cargo de la Universidad y la ANEP. Será necesario que en la currícula de las carreras se incluyan cursos de drenaje urbano con el abordaje integral e interdisciplinario y cursos que sean parte de la oferta de actualización técnico-profesional de los sistemas de formación permanente de los centros de enseñanza.

Aspiramos que este manual, conjuntamente con la aplicación de las directrices nacionales modifiquen la forma de actuar en la materia, motivando una revisión institucional que permita el uso eficiente de los recursos humanos y de los productos tecnológicos involucrados tendientes a una mejor gestión de las aguas pluviales, el territorio, y la calidad de vida de la población.



Ing. José Luis Genta
Director de DINASA

01 Introducción



1 Introducción

13 A B
12
11
10
09
08
07
06
05
04
03
02
01

Este manual tiene por objetivo apoyar a la elaboración de proyectos urbanos de drenaje urbano. Incluye tanto aspectos específicos para el diseño de las obras de drenaje como elementos conceptuales que apoyan al diseño y a la selección de alternativas para la gestión del agua pluvial en la ciudad.

Se analiza al agua pluvial urbana como un sistema integral, por lo que se considera para la toma de decisiones todos los fenómenos que suceden en la cuenca. En este sentido, las medidas a tomar no solo consideran la evacuación rápida de las aguas sino también, la infiltración, el escurrimiento superficial, la captación, la retención transitoria y la disposición final.

Es un manual que trabaja básicamente sobre aspectos relacionados a la evacuación de las aguas pluviales, pero introduce incipientemente aspectos de calidad, tanto en la visión que el manual plantea del drenaje urbano, como en aspectos puntuales que consideran la calidad del agua (recuperación de infiltración, almacenamiento temporal).

Muchos de los elementos presentados son de común aplicación en nuestro medio por lo que este manual aporta una sistematización de los métodos más usados; también se presentan algunos otros con los que los proyectistas de nuestro medio no están muy familiarizados, a pesar de que su uso es muy común en otros países. Para estos últimos se espera que este manual facilite y difunda su uso. En este sentido no se trata de fomentar el uso de una tecnología en particular, sino de favorecer al uso de la más adecuada para la realidad particular a la que se enfrenta el proyectista.

Este manual está dirigido a proyectistas de drenaje, directores de las oficinas de obras de las intendencias, estudiantes de ingeniería civil o arquitectura, arquitectos vinculados a las obras de infraestructura urbana, o todo aquello que tenga inquietudes sobre las posibilidades que presenta el drenaje urbano.

Se espera que los criterios y métodos de diseño presentados apoye a los proyectistas o directores de obra que deben resolver situaciones complejas, muchas veces sin tener el tiempo suficiente para evaluar todas las alternativas o buscar la fórmula más adecuada.

A los técnicos de las oficinas financiadoras o a las oficinas municipales que contratan la realización de proyectos, se espera que los métodos de cálculo y los criterios de diseño presentados sirvan en un futuro como una guía para la evaluación de los proyectos. La homogenización y sistematización de los proyectos no sólo facilitaría su evaluación sino también su realización por parte del que lo presenta, ya que sabría de antemano

las exigencias y criterios que se le aplicarán.

Al comienzo de cada capítulo se incluye una breve descripción de las alternativas de control, presentando ventajas y desventajas de cada una. Se espera que esto facilite la lectura a tomadores de decisión no necesariamente interesados en los métodos de cálculos seguidos, en particular a los directores de las Oficinas de Obras o Arquitectura. En este sentido se hace especial hincapié en mostrar la vinculación entre los planes o proyectos de drenaje con los urbanísticos, vinculación de la que pueden resultar fuertes sinergias aportando soluciones de drenaje más baratas y brindando nuevas posibilidades paisajísticas o de usos públicos.

A estudiantes de Ingeniería Civil, además de apoyarlos en el estudio de alguna asignatura particular, se espera que les desperte en esta etapa temprana la conciencia de la necesidad de la coordinación y del trabajo interdisciplinario, y que les ayude a comprender que hasta en el trabajo de cálculo más puro no se puede perder de vista el objetivo que se persigue, que finalmente es la mejora de la calidad de vida y la gestión sustentable del agua en la ciudad.

La versión impresa es acompañada por un CD en donde se presentan algunos anexos, planos tipo, planillas con costos unitarios y materiales complementarios que profundizan ciertos aspectos desarrollados de forma básica en la versión impresa.

Este manual se enmarca en la política y estrategias de la Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento. En éstas se plantea la necesidad de fortalecer los niveles locales de acción, fomentando el desarrollo de cuerpos técnicos locales y la capacitación de los mismos. Para esto se ha vislumbrado como estrategia la realización de talleres de capacitación, fomentar el contacto entre técnicos de distintas intendencias y finalmente transferir conocimientos desde los niveles centrales. En esta estrategia es que se inscribe este manual.

Para su realización se ha contratado a un grupo de consultores que en base a su experiencia y a bibliografía internacional ha hecho una selección de los métodos y procedimientos más apropiados a la realidad y al estado del arte del país. Sin embargo se trata de una primera versión, incompleta de por sí, que se espera que sea corregida y ampliado con el aporte de todos ustedes. Estos aportes pueden ser tanto sugerencias o comentarios de cambios o contenidos a agregar en futuras versiones de la edición impresa, así como materiales a incluir en el CD. Estos deben ser enviados a ▶ dinasaidu@mvotma.gub.uy.

El fin de este manual es su uso, por lo que su difusión, copiado, total o parcial, escaneado o la forma de reproducción que sea, no solo está expresamente autorizada sino que será agradecida por parte del equipo redactor.



02 Drenaje Sustentable



2.1

2.2

Objetivos del Drenaje Sustentable

Principios del Drenaje Sustentable

2 Drenaje Sustentable

13 A B
12
11
10
09
08
07
06
05
04
03
02
01
00
..


El drenaje de aguas pluviales está asociado con la forma en que las ciudades se han ido conformando, está también asociado a procesos sociales y económicos que han coadyuvado a generar un proceso de urbanización expulsivo y por ende han generado asentamientos de poblaciones en las periferias, donde se carece de infraestructura de saneamiento o existen soluciones no adecuadas. La impermeabilización sin planificación hace que el agua escurra rápidamente por las calles e impacte, muchas veces, en la calidad de vida de estos sectores de la población, en general los más necesitados.

En Uruguay el mal funcionamiento del drenaje pluvial provoca problemas cotidianos que afectan la calidad de vida de los ciudadanos al generar inundaciones de viviendas, cortes de calles, deterioro de las infraestructuras e importantes pérdidas económicas.

Los principales problemas de drenaje están asociados a: cañadas por predios privados, mal mantenimiento de cunetas, conducciones tapadas por residuos sólidos, erosión de zonas costeras, conexiones clandestinas de pluviales al saneamiento y las descargas de aguas servidas en conducciones hidráulicas superficiales de aguas pluviales.

Las iniciativas con las que se afrontan estos problemas dependen de la conceptualización que se haga del drenaje urbano. Esta conceptualización ha cambiado con el tiempo, por lo que las soluciones que se adoptan también lo hacen.

Hoy día en el contexto internacional y sobre todo en los países desarrollados se trabaja con los conceptos de "Sustainable Urban Drainage Systems" (SUDS) y "Low Impact Development" (LID) enfocados en el paradigma de la sustentabilidad. En este paradigma la recuperación de la infiltración y la no transferencia de los impactos hacia aguas abajo son fundamentales.

La tabla 01 ilustra la evolución del paradigma en materia de drenaje en los países desarrollados.

De acuerdo a esta clasificación, Uruguay se encuentra entre el paradigma Higienista y el Correctivo. Este manual pretende aportar a la aceleración de este proceso, tanto en lo conceptual como en la práctica, hacia el modelo sustentable.

Las ventajas que presentan los modelos sustentables sobre los correctivos e higienistas se sintetizan en los siguientes conceptos:

- **Preservación del estado natural del escurrimiento** (respetando los diferentes ecosistemas naturales)
- **Mitigación y/o prevención de inundaciones** (compensando el aumento del área impermeable y la velocidad de escurrimiento con medidas de infiltración o almacenamiento temporal)
- **Abaratamiento de costos** de las infraestructuras de drenaje
- **Mejora de la calidad del agua** por la reducción del efecto de la contaminación difusa
- **Protección de zonas vulnerables**, por ejemplo Dunas
- **Protección de infraestructura vial**
- **Mejora la calidad del diseño urbano**

2.1 Objetivos del Drenaje Sustentable

Bajo este paradigma el objetivo del drenaje ya no es evitar las inundaciones en viviendas y calles alejando el agua lo más rápidamente posible. La visión que se tiene del drenaje es integradora, tratando conjuntamente los problemas de cantidad y calidad, vinculando los problemas de drenaje con los de residuos sólidos

Años	Período	Características
Hasta 1970	Higienista	Abastecimiento de agua sin tratamiento de cloacas, transferencia hacia aguas abajo del escurrimiento pluvial por canalización
1970-1990	Correctivo	Tratamiento de cloacas, amortiguamiento cuantitativo del drenaje y control del impacto existente de la calidad del agua pluvial. Involucra, principalmente, la actuación sobre los impactos
1990-	Sustentable	Planeamiento 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

Tabla 01: Extraído de “Gestión de Inundaciones Urbanas”. Carlos E. M. Tucci. 2007



Cañada rectificada y con fondo revestido. En tiempo seco conduce aguas servidas.



Invasión de viviendas sobre el cauce principal de arroyo.



Asentamiento irregular invadiendo cauce de cañada. Los robadores de los pozos negros condicionan la calidad de la misma.



Muro construido por vecino perpendicular a flujo de cañada inmediatamente aguas abajo de asentamiento.



Cordón cuneta realizado sin bituminización. Puede verse la erosión de la calle.



Típica inundación urbana por tormenta de baja duración y gran intensidad.

que este transporta; y fundamentalmente la planificación del desarrollo de la ciudad con el desarrollo de las medidas de control del drenaje necesarias para sostener este desarrollo. Un enunciado posible para definir el objetivo del Drenaje Sustentable es:

Mejorar la calidad de vida de los habitantes mediante un manejo sustentable del agua en la ciudad.

2.2 Principios del Drenaje Sustentable

Esta forma de ver al drenaje urbano tiene principios que le son propios y son en los que se basa este manual.

Gestión sustentable Reducir impacto ambiental del escurrimiento, tendiendo a una gestión sustentable del mismo y considerando en conjunto el impacto que el drenaje tiene en la cantidad y calidad de agua para cuerpo receptor.

Visión Integral La vinculación del drenaje con el saneamiento, los residuos sólidos, el medio ambiente en general, la vialidad, y el ordenamiento territorial, justifican sobradamente la necesidad de articular el Drenaje Urbano con el resto de los subsistemas.

Prevención Los impactos que el drenaje pluvial puede tener sobre la ciudad pueden ser prevenidos. Para esto la planificación se torna un instrumento fundamental.

Transferencia “0” El loteamiento de terrenos, la impermeabilización en la cuenca, la realización de obras, entre otros, suelen aumentar la velocidad del escurrimiento y por tanto los caudales transferidos aguas abajo hacia otras zonas urbanizadas o al cuerpo receptor. Este aumento suele ocasionar desbordes de la infraestructura de conducción, de cañadas o arroyos, erosión de suelos o erosión costera. Este principio trata de priorizar, en la medida de lo posible, las medidas de control que favorecen la infiltración y la retención de caudales pico. Por otro lado este tipo de soluciones suelen ser más económicas.

Integrar medidas estructurales y no estructurales
Las medidas estructurales pueden y deben ser compatibilizadas con otras no estructurales como las normativas y los planes de mantenimiento y control, entre otros, tendiendo así a la solución más eficiente y sustentable. El control en fuente es una alternativa a priorizar en muchos casos, en particular para grandes emprendimientos.

Cuenca como unidad de planificación, gestión y control La cuenca hidrográfica se comporta como una unidad. Realizar una obra en una zona sin tener en cuenta el impacto que tendrá aguas abajo no solo no es recomendable sino que es irresponsable.

Complementariedad de las herramientas Los medios para la implantación de control de inundaciones urbanas son entre otros, el Plan de Aguas Pluviales Urbanas, las legislaciones municipales o nacionales y el Manual de Drenaje. El primero establece las líneas principales, el segundo ejecuta los controles y el tercero orienta la realización de proyectos.

Gestión eficiente del mantenimiento y control
La gestión del drenaje no termina con la culminación de una obra. El mantenimiento y el control son aspectos tan importantes como la obra misma.

Participación La participación ciudadana es un componente fundamental en la Planificación, la Gestión y el Control. Para lograr una participación activa de la población deben establecerse estrategias de educación y comunicación.

03 Agua y Ciudad



3.1

Presencia histórica del agua en las ciudades
El desarrollo de la ciudad y la planificación del agua

3.2

3 Agua y Ciudad

13 A B
12
11
10
09
08
07
06
05
04
03
02
01
00
..

3.1 Presencia histórica del agua en las ciudades

Los centros urbanos de todos los tamaños fueron generados, en forma preponderante alrededor de los cuerpos de agua, ya fuera porque éstos permitían la navegabilidad (comunicaciones) o porque se necesitaba agua de consumo para la vida de personas y animales domésticos.

Los procesos de rápida densificación y crecimiento de las ciudades –generalmente disparados a partir de la revolución industrial– tornaron peligrosos los cuerpos de agua, ya fuera por los caudales en momentos de grandes lluvias, ya por el crecimiento de las cuencas de captación y –sobre todo– por ser propagador de graves enfermedades.

La ingeniería respondió primero separando a los individuos de los cuerpos de agua en la ciudad; los cuerpos de agua se ocultaron. Se definió además la necesidad de alejar el agua lo más rápido posible, del contacto con los individuos y por ello, de las ciudades.

Con el correr de las décadas, la ingeniería, la química y la medicina comprendieron los procesos de contaminación y comenzaron a permitir contactos más sanos con

el agua, pasivando los contaminantes, con creciente eficiencia.

Pero el agua estaba ya oculta. Ciudades como Montevideo son un buen ejemplo de ocultamiento de los cursos de agua, donde muchos de los cursos naturales en zona urbana corren ahora entubados.

Con posterioridad a los fuertes impactos generados por la primera crisis del petróleo –y de la reflexión sobre la finitud de todos los recursos naturales– la opinión pública comenzó a reconsiderar algunas de las políticas de manejo, en particular las relativas al recurso agua, dentro de las ciudades.

La ingeniería puesta sola a resolver los problemas, generaba ciudadanos pasivos, muy contaminadores. Los dispositivos de conducción, tratamiento y disposición, resultaban por ello más caros e inefficientes que lo estrictamente necesario.

Se percibe entonces que en las sociedades desarrolladas, los ciudadanos debían volver a tener contacto con el elemento antes temido, para participar en la preventión de los problemas y en la toma de decisiones sobre la gestión del recurso.

Como consecuencia, el agua volvió a hacerse visible en las ciudades, en todas sus fases, ocultando sólo lo estrictamente necesario.

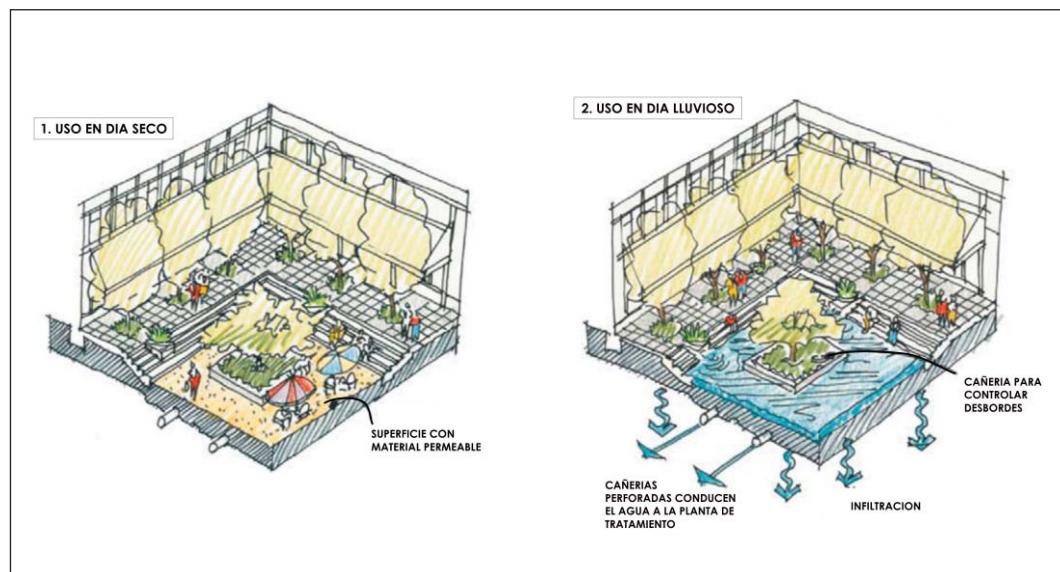


Figura 3.1. Plazas para acumulación e infiltración pluvial.

Son equipamientos urbanos que funcionan como lugares de reunión pública pero los días de lluvia se transforman transitoriamente para acumular los sobrecaudales de agua.

Muchas ciudades encontraron que los cuerpos de agua internos y adyacentes a las ciudades generaban oportunidades de diseño y desarrollo de la propia ciudad, de modo que se comenzó a localizar recursos importantes en la presencia sana del agua dentro de la vida común de la ciudad. Reaparecen los cursos de agua, puentes, estanques, canales y puertos como elementos destacados de los espacios públicos.

3.2 El desarrollo de la ciudad y la planificación del agua

El agua opera en múltiples formas hoy en la ciudad, además de ser condición indispensable para la vida.

3.2.1 Es vehículo fundamental para transportar, desde barcos hasta residuos

El agua sigue siendo la vía por la que se circula más barato.

- a) Por un lado se demandan entonces obras que facilitan el desplazamiento de personas, bienes y servicios de puerto, generando recursos. (Fig. 3.5)
- b) Por otro lado el agua se usa para desplazar contaminantes sólidos y líquidos, generando notables externalidades negativas. (Fig. 3.6)



Figura 3.3. Runnels (canales para correr). Canales abiertos de agua que están diseñados como equipamiento urbano. Pueden ser usados para conducir agua limpia de lluvia hasta los canteros o a otros dispositivos de conducción pluvial.



Figura 3.2. Estética de la lluvia.

Es un concepto que debe ser incluido en el equipamiento de una ciudad más que un problema de plomería. Las ciudades deben sostener mediante el uso de materiales y dispositivos que refuerzen la belleza y brillo del agua. El paraguas invertido se transforma en un ícono distintivo.



Figura 3.4. Imágenes de agua.

Pueden ser esculturas u otros elementos de diseño que pueden proveer equipamiento urbano agradable en áreas urbanas densas.



Figura 3.5. Puerto de Montevideo.



Figura 3.6. Arroyo Miguelete, Montevideo.



Figura 3.7. Avenida construida sobre un arroyo, Paysandú.



Figura 3.8. Puerto Madero, Buenos Aires.

3.2.2 Genera bordes a la expansión urbana, debido al riesgo por calidad

La re-calificación de los espacios urbanos antes degradados tanto por el riesgo de enfermedad como por la presencia de olores desagradables, determina oportunidades para la ciudad. (Fig. 3.6)

En el Presente las ciencias ambientales permiten que el agua se contamine menos. Las políticas ambientales proponen hoy en los países desarrollados, que el agua vuelva a ser protagonista en el espacio urbano para permitir la prevención de los problemas y fomentar la participación en la gestión del recurso. Como consecuencia, el agua puede hacerse visible en las ciudades, en todas sus fases, ocultando sólo lo estrictamente necesario. (Fig. 3.7)

3.2.3 Genera bordes a la expansión urbana, debido al riesgo por caudal

Determina límites claros que en casos de fuerte presión inmobiliaria permiten oportunidades. En casos de expansión periódica de los cauces, permite la creación de franjas con equipamiento adaptado a la variabilidad en el uso. (Fig. 3.8)

3.2.4 Las opciones

Soluciones convencionales (3.7)

- Los cursos de agua se pavimentan, escurriendo por debajo de la superficie los contaminantes
- La vialidad se facilita
- Sólo hay que barrer las superficies
- Las ciudades se homogeneizan

Soluciones sistémicas:

- Se reformulan los sistemas que contaminan
- Los cursos de agua y sus espacios adyacentes pasan a ser aprovechados como áreas de oportunidad
- La vida urbana se re-califica

A : El agua es oportunidad de diseño para generar vida urbana

Ejemplo del Puerto de Seattle, EE.UU. (Figs. 3.9 / 3.10)



Figura 3.9. Situación actual.



Figura 3.10. Proyecto de remodelación.

B: En casos de expansión periódica de los cauces, se apela a la creación de franjas con equipamiento adaptado a la variabilidad en el uso.

(Figs. 3.11 / 3.12)

03 : 00 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A B

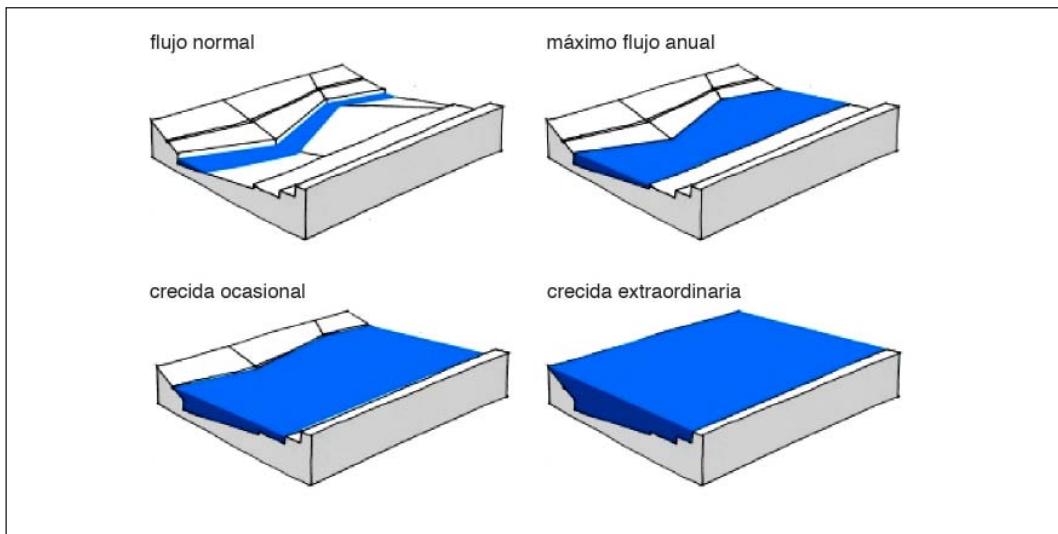


Figura 3.11. Variación de nivel de agua

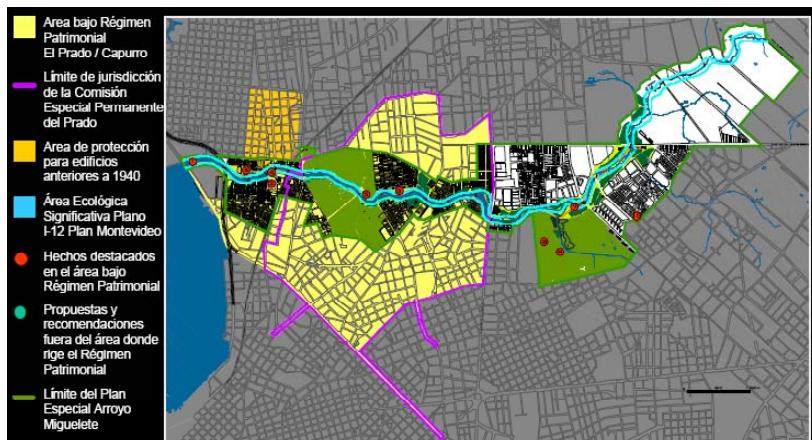


Figura 3.12. Proyecto para cuenca del Arroyo Miguelete, Montevideo

C: Es atractor singular para actividades de solaz o recreación en los grandes cuerpos de agua.

Ejemplo Parque La Aguada, Santiago, Chile. (Figs. 3.13)

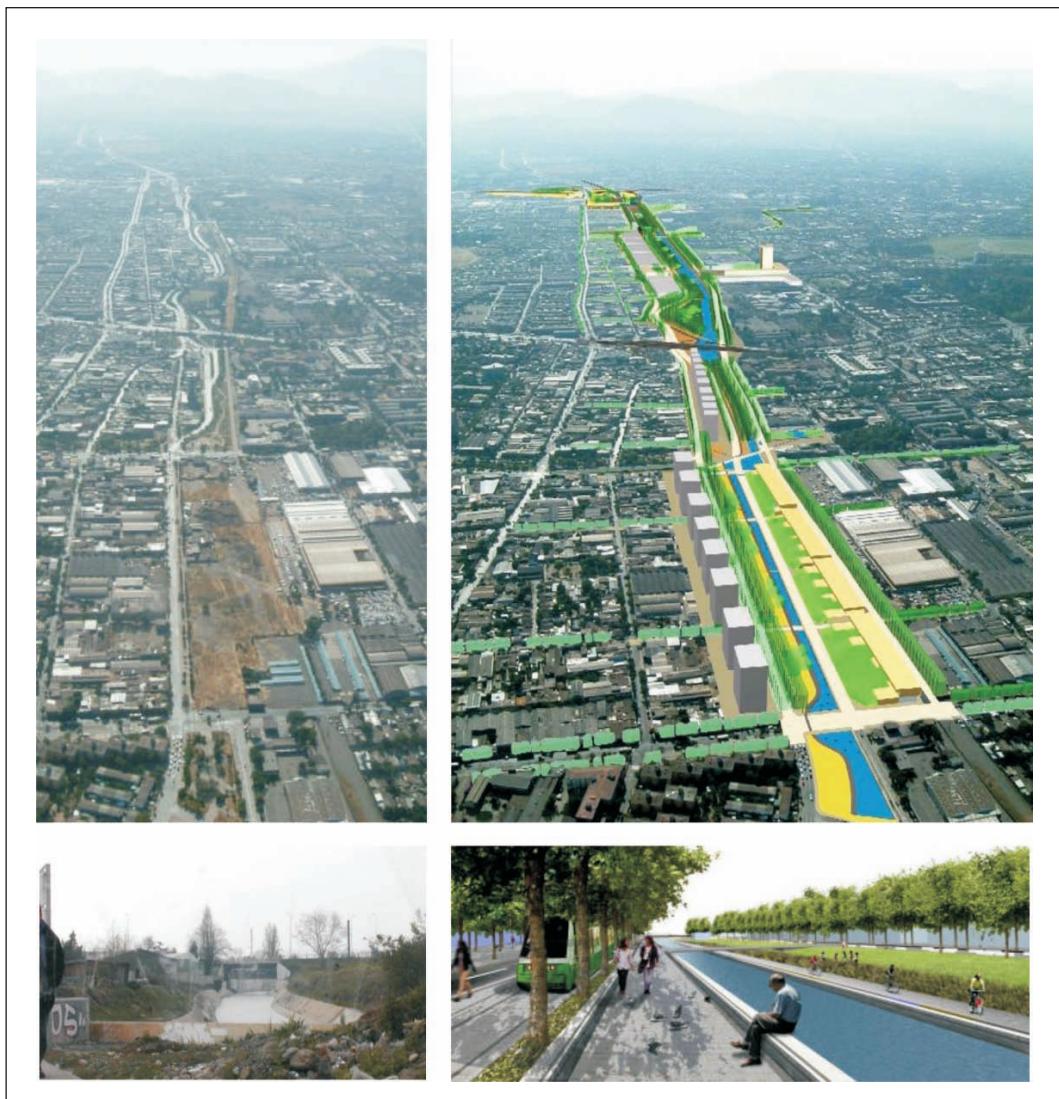


Figura 3.13 Situación actual y Situación objetivo

D: La expansión periódica de los causes se produce sobre espacios con equipamiento especialmente elegido.

(Figs. 3.14 / 3.15 / 3.16)



Figura 3.14 Estanque de regulación. Sector con canchas deportivas. Obra de regulación de crecidas para eventos mayores.



Figura 3.15 Sector Gran Avenida – Santa Rosa. Canal abierto con paisajismo.



Figura 3.16. Llegada a laguna permanente (de regulación). Obra de uso mixto: como anfiteatro y disipador de energía hidráulica.

E: Brinda interesantes posibilidades de diseño cuando el agua es puesta en movimiento.

El uso de fuentes, juegos de agua y pequeños canales, es instrumento eficiente en la calificación de espacios públicos o privados. (Fig. 3.17)



Figura 3.17 Juegos de agua en Parque Citroen, París, Francia

F: Contribuye a acondicionar microclimas, atemperando condiciones de calores o fríos máximos, mejora condiciones de humedades relativas incómodas.

(Fig. 3.18)



Figura 3.18 Acequias en Mendoza, Argentina

G: Es determinante en la presencia de espacios verdes en la ciudad, generando paisaje y biodiversidad.

(Fig. 3.19)



Figura 3.19. Canales en Mendoza, Argentina.

H: Es fuente frecuente de controversias

Es utilizada por distintos grupos con muchas veces excluyentes entre sí. Se generaliza actualmente la creación de espacios democráticos de gestión de los recursos acuáticos tomando como unidad de gestión a la cuenca. Los dispositivos de conducción de agua ahora no alejan lo más rápido posible, sino que se toman todo el tiempo que pueden, de modo de ser protagonistas. Los ciudadanos son convocados a tener una actitud proactiva, desde la gestión del agua en sus propios predios, bajando caudales, mejorando calidades, integrando los canales abiertos a su vida cotidiana, regando más (mejorando sus espacios verdes), reusando el agua no potable en actividades apropiadas. (Fig. 3.20)



Figura 3.20. Parque de La Villette, Paris.

04 Plan de Aguas Pluviales



- 4.1 Etapas del Plan
 - 4.1.1 Inicio
 - 4.1.2 Estado de situación
 - 4.1.3 Definición y discretización del sistema
 - 4.1.4 Simulación y selección de alternativas
 - 4.1.5 Propuestas del Plan
- 4.2 Abordaje integral

4 Plan de Aguas Pluviales

B
A
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0

Un Plan de Aguas Pluviales Urbano es un instrumento de gestión de las aguas de lluvia en la ciudad. Allí se explicitan los objetivos y principios que lo guían, las estrategias y prioridades de actuación, así como las soluciones estructurales o no estructurales a adoptar.

Planificar el drenaje de la ciudad permite mejorar la toma de decisiones, priorizar conscientemente las obras o iniciativas a implementar, planificar el uso de los recursos y las previsiones de impuestos o tasas a cobrar.

Por otro lado tener un plan escrito y explicitable permite mejorar el diálogo con la población y con el resto de las áreas de la propia intendencia; permite también generar compromisos con los cargos de dirección, que muchas veces no responden a lógicas técnicas sino políticas.

Esta necesidad de planificar la gestión del agua va en consonancia con el impulso que la planificación está cobrando en la gestión pública. En particular la gestión del territorio y los Planes de Ordenamiento Territorial. El marco legal de los mismos es la recientemente aprobada Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible, en donde se marca que los Planes Locales de Desarrollo Urbano deben ser acompañados de Planes Sectoriales. El PAPU forma parte de estos últimos. Esta vinculación parte de la conceptualización de que el agua debe integrarse a la ciudad de manera armoniosa, permitiendo un desarrollo sustentable de la misma. Es en esa línea que se desarrolla y presenta este instrumento de planificación.

Las aguas pluviales, el alcantarillado sanitario y los residuos sólidos se encuentran fuertemente vinculados entre sí. Conexiones clandestinas de pluviales al alcantarillado sanitario, descarga de aguas residuales a cunetas o cañadas o residuos sólidos en el sistema de drenaje urbano son ejemplos de interacción conflictiva que deben ser atendidas muy especialmente. Los subsistemas vial y de tránsito también se relacionan con el agua pluvial y deben ser tenidos en cuenta cuando se trabaja con aguas pluviales.

Si bien el Plan es un producto importante en sí mismo, se entiende al mismo como un plan-proceso, en dónde el intento de realización en sí ya genera externalidades positivas que fortalecen a los municipios y a la gestión del agua en la ciudad. Si bien es posible, y recomendable, que parte del plan sea elaborado por consultorías externas o personal temporario es importante, para que el mismo sea realmente un plan-proceso y no un documento en un cajón, que los técnicos establecidos de las intendencias se involucren fuertemente en cada una de las etapas del mismo.

4.1 Etapas del Plan

De modo esquemático se presenta en la figura 4.1 las etapas a seguir en la elaboración de un Plan Urbano de Aguas Pluviales (en base a Tucci, Gestión de Inundaciones Urbanas, 2007).

1. Objetivos
2. Principios
3. Estado de situación.
4. Definiciones y discretización del sistema
5. Simulación y selección de la alternativa
6. Propuestas del Plan

Cada una de estas etapas genera subproductos que ya de por sí mejoran la gestión del agua en la ciudad.

4.1.1 Inicio

Todo Plan parte de la voluntad política de realizarlo. Sin ésta no solo será difícil hacerlo, sino mucho más implementar las medidas propuestas. Este compromiso puede partir de la esfera político – municipal o de los propios técnicos; sin embargo al momento de la realización debe contar con el involucramiento de ambos.

El rumbo del plan y las medidas de control del agua en la ciudad, están fuertemente influenciados por los objetivos y principios que orienten las políticas públicas en la materia. Es a partir de principios y objetivos que se construye la visión del agua en la ciudad y es necesario explicitarlos; estos deben estar en consonancia con las directrices nacionales en el tema.

4.1.2 Estado de situación

El primer paso es la construcción del **Estado de Situación**, desde el agua y desde la ciudad. Se trata de una etapa de conocimiento del comportamiento del agua en la ciudad, donde se identifican las zonas con problemas, se recoge la información hidrológica, topográfica, el uso y ocupación del suelo entre otros.

Las componentes que se construyen desde el agua forman parte de los trabajos que realiza el equipo de elaboración del plan, mientras que los componentes que provienen de la ciudad son proporcionados por la oficina encargada del ordenamiento territorial.

El sistema de drenaje urbano se puede caracterizar a partir de los siguientes componentes:

1. Geología, tipo de suelo y topografía.
2. Datos hidrológicos: curvas intensidad duración frecuencia (idf) y eventos con precipitación y caudales medidos para el ajuste de modelos hidrológicos.
3. Topografía preferentemente escala 1:2000.

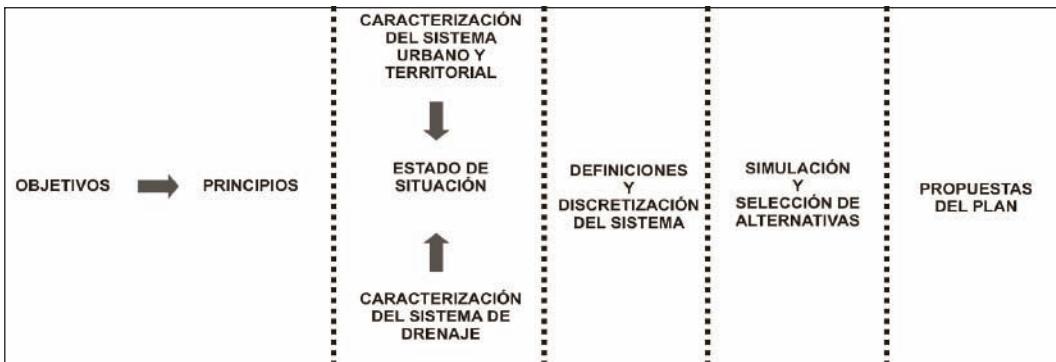


Figura 4.1 Etapas del Plan

4. Catastro Pluvial.
5. Identificación de zonas o puntos problemas en la red de drenaje (anegamientos e inundaciones). Incluye la participación de la población, relevando su percepción del problema. En el anexo CD se incluye un protocolo de relevamiento de percepción social de la amenaza.
6. Localización de la red cloacal e información sobre el sistema de recolección de residuos y limpieza urbana.

El sistema urbano y territorial se puede caracterizar a partir de los siguientes componentes, entre otros:

1. Uso y ocupación actual del suelo: Factor de Ocupación de Suelo (FOS), Factor de Ocupación Total (FOT), Factor de Impermeabilización de Suelo (FIS). Localización de asentamientos irregulares.
2. Uso y ocupación futura del suelo (FOS, FOT, FIS). Realojos en curso.
3. Vías principales.
4. Zonificación primaria, secundaria y terciaria.
5. Alturas de edificación, retiros.
6. Área de espacios verdes.
7. Espacio público y espacio privado.
8. Materiales de las construcciones.

Contar con un sistema de información geográfico (GIS) facilita en gran medida la recolección de esta información. La IMM cuenta con un GIS que incluye buena parte de la información citada; otras, como la de Maldonado, están en proceso de construcción del mismo. En los GIS suelen incluirse protocolos para la generación, archivo y actualización de la información.

La información generada en el PAPU debe respetar estos protocolos de modo de poder integrarse en un futuro al GIS ya existente. Aún de no existir un GIS, es importante que la información se archive de modo de poder ser usado por otros en el futuro.

4.1.3 Definición y discretización del sistema

Con los elementos disponibles en el proceso de construcción del **Estado de Situación** es posible determinar las cuencas urbanas. Estas serán las unidades de gestión del Plan. Se determinan en función de los cursos de aguas más importantes y de acuerdo a los tipo de urbanizaciones de manera de tener cuencas lo más homogéneas posibles.

La etapa de **definiciones** involucra todas aquellas decisiones necesarias para el desarrollo del Plan. Las definiciones que se requiere en el Plan son las siguientes:

1. **Riesgo del proyecto asociado a un período de retorno.** Las obras o medidas no estructurales tienen un costo y un beneficio asociado. El período de retorno se define maximizando los beneficios y minimizando los costos.
2. **Escenarios de análisis futuro y actual.** Se construyen a partir de la caracterización del sistema urbano y territorial y las medidas no estructurales tomadas en el plan (FIS, entre otros).
3. **Determinación de las subcuenca.** Se realiza la subdivisión interna de cada subcuenca para la simulación.
4. **Ajuste del modelo o definición de los parámetros de simulación.** A partir de datos de bibliografía se escogen los parámetros de simulación. En el caso de contar con datos de eventos se calibra el modelo.

4.1.4 Simulación y selección de alternativas

En la etapa de **simulación y selección de la alternativa** se prueban y analizan las posibles medidas de control para lograr el objetivo planteado en el plan. Se pueden ordenar en los siguientes pasos:

1. **Capacidad de escurrimiento existente.** Se realiza un análisis (en general con flujo uniforme) de cada tramo de red discretizado en cada subcuenca.
2. **Simulación de la red de escurrimiento pluvial para los escenarios actual y futuro.** En esta etapa se identifican y verifican los puntos críticos (anegamientos y/o inundaciones), pudiendo ya definir alguna medida correctiva (ampliación de la capacidad de conducción, limpieza del curso de agua entre otros).
3. **Definición de las alternativas de control.** Se formulan las posibles medidas de control atendiendo los siguientes puntos:
 - a. Identificación en campo de zonas para cuencos o lagunas de retención.
 - b. Evaluación de los volúmenes disponibles en función de las cotas.
 - c. Verificación de zonas en donde se puedan establecer medidas de infiltración.
 - d. Definición de trechos en el que se pueda aumentar la capacidad de conducción.
4. **Simulación de las alternativas.** Se simulan las alternativas verificando su eficiencia para los diferentes escenarios.
5. **Evaluación económica de las alternativas.**
6. **Verificación del proyecto.** Se lleva a cabo una verificación para un período de retorno mayor al de diseño.

Las alternativas deben contemplar diferentes aspectos. Por un lado las medidas de control del drenaje pluvial como dispositivos de almacenamiento temporal, medidas de infiltración o ampliación de la capacidad de conducción de algunos tramos de macrodrenaje, y por otro lado aspectos vinculados a la operación y mantenimiento, a usos y ocupación del suelo.

La evaluación de la capacidad actual permite tomar medidas correctivas de corto plazo. Este tipo de medidas se asocian principalmente a aumentar la capacidad de conducción de elementos que tengan insuficiente capacidad. Cambiar alcantarillas, construcción de nuevos puentes, limpieza de canales aterradados, construcción de estructuras de captación son algunas de las obras posibles.

La construcción de los escenarios es una actividad que vincula muy fuertemente al agua pluvial y al sistema urbano territorial. Es indispensable en esta etapa la participación de los técnicos de la oficina de ordenamiento territorial para que las definiciones representen la ciudad actual y futura.

4.1.5 Propuestas del Plan

Al final del proceso se sintetizan las propuestas del Plan, donde se marcan las prioridades en materia de

drenaje urbano. De acuerdo a las medidas y definiciones tomadas pueden ser de los siguientes tipos:

1. Plan de Acción para cada cuenca hidrográfica incluyendo:
 - a. Gestión de implementación del plan: involucra la definición de las entidades que complementan las acciones previstas
 - b. Financiación: es el mecanismo de financiación propuesto
 - c. Desarrollo: corresponde a la secuencia de acciones en el tiempo y espacio relacionadas con el plan de cada subcuenca.
2. Propuesta de gestión para la ciudad a través de una propuesta de funcionamiento, atendiendo a la implementación del Plan, fiscalización de las obras, aprobación de proyectos considerando la nueva reglamentación, operación y mantenimiento de la red de drenaje y áreas de riesgo y fiscalización del conjunto de las actividades.
3. Reglamentación del Plan Director Urbano en los artículos relacionados con el drenaje urbano
4. Programa de monitoreo
5. Estudios complementarios necesarios para mejorar el Plan
6. Programas de Operación y Mantenimiento
7. Programas de Fiscalización
8. Programas de Educación

4.2 Abordaje integral

Los problemas asociadas a drenaje urbano suelen ser de alta complejidad por lo que requieren un abordaje integral del mismo. Esto implica la necesidad de interacción del subsistema de drenaje con otros subsistemas.

De modo simplificado puede clasificarse a los problemas de drenaje en dos categorías:

1. Los de drenaje propiamente dichos. O sea anegamiento e inundaciones.
2. Los asociados a drenaje
 - a. mal funcionamiento que rompe la infraestructura vial (alcantarillas, cunetas o entradas vehiculares mal diseñadas)
 - b. residuos sólidos en el sistema de drenaje que generan taponamientos.
 - c. agua residual por cunetas o cañadas
 - d. aguas pluviales en el sistema de saneamiento

El sistema de drenaje urbano se configura de acuerdo a la tipología de ciudad. Si es un centro comercial por ejemplo, predomina el cordón cuneta y las veredas impermeables, en cambio si se trata de periferia son predominantes los sistemas de drenaje con cunetas

y veredas de pasto. En función de proyectos urbanos que mejoren, consoliden o cambien una tipología de ciudad, es el tipo de proyecto pluvial a realizar.

Al momento de establecer las prioridades y los recursos para el drenaje urbano conocer y poder influir en los proyectos urbanos que se impulsan desde el ordenamiento territorial es indispensable para el diseño de un plan de aguas pluviales que acompañe las necesidades y demandas que la ciudad realiza.

Los residuos sólidos y la gestión de los mismos es otro de los componentes que se deben tener en cuenta al momento de abordar la temática del agua en la ciudad. Taponamiento por residuos sólidos es una de las principales causas de falla del sistema de drenaje. Si bien se trata de un problema muy complejo es necesario trabajar los dos temas en conjunto para comenzar a revertir este problema.

Otro problema importante es el agua residual por cunetas y pequeñas cañadas. Ocurre principalmente en aquellas zonas en que el saneamiento es de tipo estático y a través de “robadores” infiltran las aguas residuales hacia la vía pública.

Asimismo conexiones clandestinas de aguas pluviales a los sistemas de alcantarillado sanitario genera grandes inconvenientes los días de lluvia (inclusive para pequeñas tormentas). Reflujo por los inodoros son problemas recurrentes, además del desborde por las cámaras de inspección del alcantarillado.

Por último un mal funcionamiento del drenaje urbano genera roturas en la infraestructura vial. Esto tiene su principal foco en las zonas de periferia de la ciudad donde las calles son de balasto y el drenaje es por cunetas. Cuando por algún motivo la cuneta es desbordada y el escurrimiento pluvial se da por la calle, se genera erosión y arrastre del balasto ocasionando daños muy graves en la red vehicular. Los principales motivos para el escurrimiento por la calle van desde entradas vehiculares o peatonales mal resueltas hasta alcantarillas de cruce de calle mal diseñadas.

Un plan de aguas pluviales entonces no solo define acciones para Aguas Pluviales, sino que debe vincularse y plantear acciones conjuntas con otros sistemas en un proceso integral; en particular con saneamiento, residuos sólidos, vial y de tránsito y ordenamiento territorial.

05 Estructura y contenido de un proyecto pluvial



- | | |
|-----|--------------------|
| 5.1 | Estudios básicos |
| 5.2 | Anteproyectos |
| 5.3 | Proyecto Ejecutivo |

5 Estructura y contenido de un proyecto pluvial

El proyecto pluvial de un área determinada debe tener como objetivo la disposición de las aguas pluviales del área considerada mediante el alejamiento de las mismas con un caudal adecuado para producir los mínimos perjuicios, los beneficios obtenidos deben justificar la inversión a realizar, sus costos de operación y mantenimiento, los riesgos asumidos y las posibilidades de financiación.

Los beneficios principales son dos:

- La disminución de los daños que las aguas pluviales pueden ocasionar a la población y a las edificaciones y demás obras civiles.
- Afectar al mínimo el desarrollo de la vida diaria en las ciudades, permitiendo así un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de las lluvias.

El producto final debe ser un Proyecto Ejecutivo de Obras, que permita su ejecución, ya sea por contratación o por ejecución propia y, en los casos que corresponda, propuestas de medidas no estructurales.

Se verá a continuación las diferentes etapas del proyecto y el contenido de cada una de ellas.

5.1 Estudios básicos

Esta primera etapa tiene como objetivo el planteo de alternativas. Debe recorrerse la zona del proyecto y recabar toda la información necesaria disponible, la que se describirá más adelante, relativa a la o las cuencas del área considerada.

Con esta información, y si fuera necesario con alguna adicional, se plantearán todas las diferentes alternativas posibles que se imaginen. Estas alternativas podrán considerar diferentes trazados, alternativas de elementos de almacenamiento y retención, infiltración, entre otras.

Se hará un análisis somero sobre su viabilidad, sus ventajas e inconvenientes, y se irán descartando hasta que queden alrededor de dos o tres alternativas competitivas.

5.2 Anteproyectos

Esta segunda etapa tiene como objetivo la selección de la alternativa más adecuada.

Se desarrollarán las alternativas a nivel de anteproyec-

to para lo cual en algunos casos se necesitará generar alguna información adicional.

Se entenderá como nivel de anteproyecto aquel que define aproximadamente los componentes del sistema, realiza estimaciones de diámetros, dimensiones de conducciones y de los diferentes elementos y dispositivos, que permite una estimación aproximada (con un error no mayor de un 15 a 20%) del costo de la obra. Se estimarán también los costos aproximados de operación y mantenimiento, los riesgos asumidos y los impactos ambientales. Considerando estos elementos se seleccionará la alternativa recomendada, la que se presentará y discutirá con el comitente.

5.3 Proyecto Ejecutivo

Una vez aprobada la alternativa seleccionada por el cliente o comitente, se procederá al Proyecto Ejecutivo.

El Proyecto Ejecutivo debe estar constituido por al menos los siguientes elementos:

- Memoria Descriptiva y Justificativa
- Piezas Gráficas
- Memoria Constructiva
- Rubrado y Presupuesto
- Memoria de Cálculo

En la Memoria Descriptiva y Justificativa se describe y justifica el Proyecto presentado, se destina al comitente y se incluye cuando corresponde, por ejemplo las medidas no estructurales que deben adoptarse.

Las Piezas Gráficas y la Memoria Constructiva deben tener un grado de detalle que permita que la obra resultante prácticamente no dependa de qué contratista realice la construcción.

Cuando más adelante se plantee la elaboración de los recaudos para la contratación de la obra se verá cuales y por qué razón se incluyen o no cada uno de estos elementos.

06 Elementos conceptuales



6.1 Sistemas de drenaje

- 6.1.1 En la fuente
- 6.1.2 Microdrenaje
- 6.1.3 Macrodrenaje

6.2 Período de retorno

- 6.2.1 Definición del Período de Retorno
- 6.2.2 Variables que se pueden considerar.
- 6.2.3 Tr como instrumento de diseño.

6 Elementos conceptuales

6.1 Sistemas de drenaje

En el proyecto se considerarán tres subsistemas que se diferencian sustancialmente por sus características de modo que los criterios de diseño que deben aplicarse en cada uno son diferentes.

Ellos son:

- La fuente
- El microdrenaje
- El macrodrenaje

6.1.1 En la fuente

El drenaje en la fuente es el escurrimiento pluvial que ocurre en el lote, en las construcciones existentes, estacionamientos, plazas, parques, etc. hasta el ingreso al subsistema de microdrenaje.

6.1.2 Microdrenaje

Es el subsistema conformado por el escurrimiento pluvial en conducciones, ya sean cunetas, cordones cuneta, canales abiertos, tuberías enterradas u otros, pertenecientes a redes colectivas internas de un predio y en redes urbanas.

El microdrenaje se caracteriza por la metodología que se aplica para estimar el caudal de diseño. En general se aplica el método racional, metodología simplificada y con limitaciones, y aplicable a cuencas de hasta 150 a 200 Hás, en función de la configuración de la red, salvo que por alguna razón como pendientes bajas, necesidad de retención, infiltración, etc. se requiera usar una metodología en la que influyan las variaciones de volumen y el tiempo.

Cuando debe usarse una metodología como la mencionada anteriormente se lo considera macrodrenaje.

6.1.3 Macrodrenaje

El macrodrenaje es el subsistema que recoge el escurrimiento de los microdrenajes de diferentes subcuenca y requiere la aplicación de una metodología de diseño diferente.

En general la falta de capacidad del macrodrenaje ocasiona perjuicios mayores que en el microdrenaje y por tanto el riesgo de que ocurra debe ser menor, lo cual debe ser tenido en cuenta en los criterios de diseño que se aplican.

6.2 Período de retorno

6.2.1 Definición del Período de Retorno

Por definición el periodo de retorno (T_r) para cualquier variable es el promedio de los tiempos que transcurren entre dos eventos consecutivos en que la variable es igual o supera cierto valor de referencia establecido. Si se establece como τ_i al tiempo que transcurre entre dos eventos consecutivos, entonces se define el periodo de retorno como el promedio de los valores τ_i , o lo que es lo mismo:

$$T_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \tau_i \quad (6.1)$$

Siendo N la totalidad de eventos registrados en el periodo de análisis. De igual manera, si se tiene que un evento tiene un periodo de retorno T_r , se define la probabilidad P que dicho evento ocurra o bien se presente un evento que lo supere en un año determinado como:

$$P = \frac{1}{T_r} \quad (6.2)$$

6.2.2 Variables que se pueden considerar

Para el diseño de un drenaje pluvial pueden considerarse estas magnitudes para dos variables, para el caudal de escorrentía o para la intensidad de la lluvia.

La mejor información para el diseño sería el caudal. El problema es que, en general, no se cuenta con una base de datos de caudales de escorrentía, además el mismo varía cuando el hombre interviene en la zona, por ejemplo impermeabilizando parte de la cuenca.

Por eso es usual utilizar la intensidad de lluvia como parámetro, ya que se cuenta con una base de datos importante y prácticamente comparables. A partir de una lluvia con un determinado T_r se determinará el caudal de escorrentía correspondiente.

6.2.3 Tr como instrumento de diseño

¿Cuál es la razón de considerar el T_r en el proyecto?

Cuanto mayor es el T_r , mayor es la intensidad de lluvia y consecuentemente el caudal de escorrentía por lo que aumenta el costo de las obras diseñadas con el mismo. Por otro lado disminuye el riesgo de los perjuicios que pueden ocurrir por la ocurrencia del fenómeno.

La principal decisión que debe tomar el proyectista a

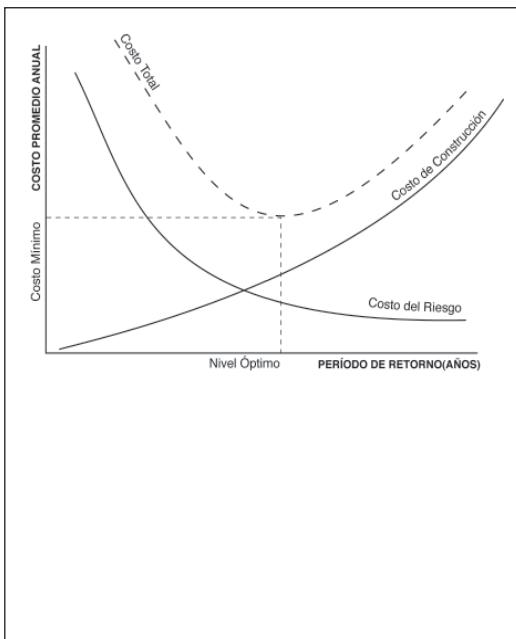


Figura 6.1 Estudio de costos a realizar para el diseño de una estructura civil.

la hora de enfrentarse a la tarea de diseñar una estructura, es cuál es el riesgo de falla. Se debe realizar un estudio que debe contemplar cual es el costo que produce el fallo de la estructura comparado con el que implicaría el robustecer la estructura.

Siempre que se posean los datos y la magnitud del emprendimiento lo ameritase debe realizarse un estudio de costos que abarque los costos (económicos, sociales, etc.) que puede implicar el fallo de una estructura y compararlos con el costo incremental que implica el ajustar el diseño de la estructura para evitar este fallo.

Un análisis como el que se menciona anteriormente esta graficado en la Figura 6.1. El resultado final de este análisis es el periodo de retorno óptimo a utilizar de tal forma que se minimice el costo total de la obra.

En caso que no se realice el análisis anterior, existen otras vías para llegar a un resultado aproximado, que puede usarse como guía para el diseño de la estructura. Para esto debe introducirse una nueva variable a la hora del diseño que es el riesgo de fallo.

Una estructura civil puede fallar siempre y cuando la magnitud de diseño supere el valor que corresponde al periodo de retorno T_r de diseño durante la vida útil de la estructura, siendo esta ultima aquel periodo de tiempo que se espera que la obra esté en funcionamiento. Para estimar este riesgo de falla de la estructura puede

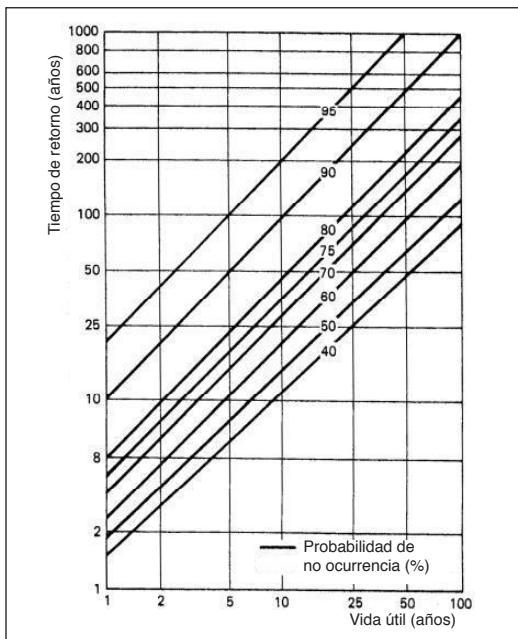


Figura 6.2 Relación entre el periodo de retorno, la vida útil de la obra y el riesgo de fallo.

calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$R = 1 - [1 - P]^n \quad (6.3)$$

Donde:

- P es la probabilidad de excedencia asociada a un evento, definida en 6.2
- n es la vida útil de la estructura,

Para la deducción de la anterior ecuación se toma como hipótesis fundamental que los eventos extremos son independientes, hecho que puede no verificarse, siendo la probabilidad de no ocurrencia en un año particular:

$$1 - \frac{1}{T_r} = 1 - P \quad (6.4)$$

Esta magnitud R definida en 6.3 representa la probabilidad de que el evento exceda el valor de diseño en los n años de vida útil de la obra.

En la Figura 6.2 se encuentra representada la relación entre la vida útil, el periodo de retorno y el riesgo. En ella se puede observar que si se establece una vida útil para la estructura de 20 años y se considera que un riesgo de 50% (una probabilidad de no ocurrencia de 50%) es aceptable teniendo en cuenta la magnitud

Tipo de Estructura	Período de retorno (años)	ELV
Alcantarillas de carreteras		
Volumenes de trafico bajos	5 a 10	-
Volumenes de trafico intermedios	10 a 25	-
Volumenes de trafico altos	50 a 100	-
Puentes de carreteras		
Sistema secundario	10 a 50	-
Sistema primario	50 a 100	-
Drenaje Agricola		
Culverts	5 a 50	-
Surcos	5 a 50	-
Drenaje urbano		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2 a 25	-
Alcantarillas en ciudades grandes	25 a 50	-
Aeropuertos		
Volumenes bajos	5 a 10	-
Volumenes intermedios	10 a 25	-
Volumenes altos	50 a 100	-
Diques		
En fincas	2 a 50	-
Alrededor de ciudades	50 a 200	-
Presas con poca probabilidad de perdidas de vidas (baja amenaza)		
Presas pequeñas	50 a 100	-
Presas intermedias	100+	-
Presas grandes	-	50 a 100%
Presas con probabilidad de perdidas de vidas (amenaza significativa)		
Presas pequeñas	100+	50%
Presas intermedias	-	50 a 100%
Presas grandes	-	100%
Presas con probabilidad de altas perdidas de vidas (alta amenaza)		
Presas pequeñas	-	50 a 100%
Presas intermedias	-	100%
Presas grandes	-	100%

Figura 6.3 Criterios de diseño para algunas de drenaje habituales.

de la obra en cuestión, el periodo de retorno a utilizar será de aproximadamente 25 años. En cambio si para la misma vida útil, se considera que el riesgo aceptable es de 10 % (una probabilidad de no ocurrencia de 90%), el periodo de retorno para trabajar será de aproximadamente 200 años

Por lo tanto a partir de la figura 6.2 se puede obtener una primera aproximación de cual podría ser el periodo de retorno a utilizar.

Como un último comentario y para aclarar algo más el concepto, se puede demostrar que si se diseña para un periodo de retorno igual a la vida útil, el riesgo de fallo, cuando el valor de la vida útil crece aumenta y tiende a

un valor limite de 63.4%.

En la figura 6.3 se muestra un cuadro con recomendaciones de cuales pueden ser los periodos de retorno a utilizar en función de cual es la obra que se esta diseñando. ELV es el valor límite estimado cuando tengo información. Por ejemplo si tengo valores de escorrentía me da el entorno del porcentaje del valor máximo a considerar.



07 Precipitación

- 7.1 Datos disponibles en Uruguay
- 7.2 Tiempo de concentración
 - 7.2.1 Flujo concentrado y no concentrado
- 7.3 Intensidad de Precipitación
 - 7.3.1 Montevideo - Ley de Montana
 - 7.3.2 Relaciones IDF para el resto del Uruguay
 - 7.3.3 Hietograma de la Tormenta de Diseño
- 7.4 Transformación de la Lluvia en Escurrimiento

7 Precipitación

B
A
B
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
..


En el diseño de sistemas de drenaje de pluviales la precipitación es uno de los parámetros más importantes. Esto se debe a que sus características (intensidad, duración, frecuencia) condicionan la capacidad de los componentes de estos sistemas así como sus rasgos estructurales (pendientes, revestimiento, entre otros).

Las obras de drenaje deben controlar en forma segura la escorrentía generada, pero su diseño tiene asociado un riesgo. Este riesgo es función de la frecuencia de ocurrencia del evento de precipitación para el que se diseñan. Así, es necesario contar con análisis estadísticos de la información pluviométrica, actualizados periódicamente, de forma de mejorar en forma progresiva la base de información, permitiendo diseños más ajustados a la realidad y en consecuencia más económicos. La calidad de estas estimaciones se ve fuertemente condicionada por la información disponible sobre eventos de precipitación en Uruguay. En el ítem 7.1 se presentan las diferentes fuentes de datos de precipitación disponibles en Uruguay, comentándolas e introduciendo los antecedentes de su procesamiento.

La tormenta de diseño se define como un evento crítico de intensidad de precipitación. Dada la aleatoriedad de las precipitaciones, para caracterizarlas se requiere establecer una frecuencia de ocurrencia o período de retorno. La duración de la tormenta debe permitir aportes de escorrentía en el punto de interés que provengan de toda la cuenca de forma de obtener el caudal máximo asociado a un período de retorno determinado. El período de retorno elegido y las estadísticas de los registros de las redes de precipitación en la cuenca en cuestión, determinarán la intensidad de precipitación de diseño. En el ítem 7.2 y 7.3 se introducen los conceptos de Tiempo de Concentración e Intensidad de Precipitación respectivamente.

Dentro del ítem 7.2 se presentan algunas ecuaciones para la determinación del tiempo de concentración, clasificadas según el tipo de flujo en el tramo del recorrido de la escorrentía considerado (flujo no concentrado o superficial, y flujo concentrado), y dentro del ítem 7.3 se desarrollan diferentes métodos para estimar la intensidad de precipitación de la tormenta de diseño, que resultan del análisis de la información disponible.

Frecuentemente se requiere conocer la distribución en el tiempo de la intensidad de precipitación para la tormenta de diseño, o histograma de la tormenta de diseño. Dentro del ítem 7.3 se introduce cuando son necesarios estos histogramas, y se presenta un método para su determinación denominado Método de Bloque Alterno.

7.1 Datos disponibles en Uruguay

Uruguay dispone de una red nacional de medición sistemática de datos de precipitación, cuya operación es competencia de la Dirección Nacional de Meteorología (DNM). Esta red se integra por una red pluviométrica básica de 100 pluviómetros (actualmente no todos operativos) distribuidos en el territorio nacional y controlados diariamente, una red pluviométrica complementaria con menor atención que la anterior y una red de pluviógrafos localizados principalmente en las estaciones meteorológicas de las capitales departamentales. Los pluviógrafos permiten conocer el volumen precipitado en forma continua en el tiempo.

La información producida por la DNM es la única de carácter oficial en todo el Territorio Nacional (artículo 111, ley 17296 de enero de 2001). No obstante se dispone en Uruguay además de registros pluviométricos de otras redes con fines más específicos. El Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA) dispone actualmente de 5 estaciones meteorológicas distribuidas en el territorio uruguayo donde registran datos pluviométricos con fines a estudios agropecuarios. Otras redes disponibles son la del Servicio Oceanográfico, Hidrográfico y Meteorológico de la Armada (SOHMA), las estaciones de la Universidad de la República, estaciones ubicadas en aeródromos de la Dirección General de Infraestructura Aeronáutica (DGIA).

En la selección de la estación meteorológica para obtener registros con fines a estudios hidrológicos, es fundamental considerar la calidad de esta información, pues repercute sobre la confiabilidad de los resultados.

El Ing. Alberto Rodríguez Fontal [FONT-80] y el Ing. José Luís Genta [GENT-00] han procesado parte de la información pluviométrica disponible en todo el territorio uruguayo. El primero determinó la frecuencia de ocurrencia de lluvias de diferente duración en distintas regiones del País, se anexan estos resultados en el cd de este manual (► Boletín Facultad de Ingeniería). Por otra parte, el Ing. José Luís Genta procesó dicha información determinando las curvas de isoyetas de lluvias extremas en Uruguay.

En particular para la ciudad de Montevideo se dispone además de relaciones intensidad – duración – frecuencia (IDF) calibradas mediante registros de las estaciones meteorológicas de Carrasco, Melilla y Prado de la DNM en el período 1952 a 1992 por la Intendencia Municipal de Montevideo (IMM) en el marco del Plan Director de Saneamiento de Montevideo (Ley de Montaña, 1994).



7.2 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una gota de agua en alcanzar el punto de cierre de la cuenca a través del recorrido hidráulicamente más largo (recorrido de la escorrentía de mayor tiempo de viaje dentro de la cuenca). Este valor depende fundamentalmente de las condiciones de la cuenca como el área y su coeficiente de escorrentía además del camino recorrido por el flujo, del período de retorno y de las condiciones de dicho escurrimiento.

Los métodos de cálculo de los caudales máximos de escorrentía utilizan duraciones de una tormenta relacionadas con el tiempo de concentración. En caso que la intensidad sea constante en el tiempo de duración de la tormenta, válido en cuenca de poca extensión, se adopta la duración de la lluvia como el tiempo de concentración. Por su parte en cuencas de mayor dimensión, donde se usa intensidades de lluvia no permanentes, la duración de la tormenta de diseño es igual o varias veces mayor.

A los efectos del cálculo del tiempo de concentración es necesario identificar como es el flujo de escorrentía en las cuencas.

7.2.1 Flujo concentrado y no concentrado

En los sistemas de drenaje de pluviales se distinguen dos posibles caminos del flujo que se describen a continuación:

El primero, denominado flujo no concentrado, es el flujo que escurre como flujo superficial dentro de un área de aporte siguiendo un recorrido sin un cauce definido. Suele analizarse en las zonas más altas de la cuenca siendo en ese caso el primer recorrido del flujo de escorrentía generado. En esos casos a este tiempo de viaje se le denomina tiempo de entrada (t_o). El tiempo de flujo no concentrado variará dependiendo entre otros de la pendiente de la superficie, la cobertura del suelo y la existencia de almacenamientos en depresión, entre otros.

El flujo concentrado corresponde al flujo de la escorrentía generada en la cuenca a través de canales o conductos. El tiempo que tarda el flujo en escurrir por estas conducciones se le denomina tiempo de tránsito

del flujo concentrado (t_{FC}) y se calcula en función de las características hidráulicas de los respectivos canales o conductos.

Para cada recorrido posible de la escorrentía generada en la cuenca hasta un punto de interés, el tiempo de viaje se obtiene como la suma de los tiempos de flujo no concentrado, y de los tiempos de tránsito del flujo

concentrado por cada uno de los conductos.

$$t_{viaje} = \sum_1^j t_{o,j} + \sum_1^k t_{FC,k}$$

Siendo t_{viaje} el tiempo de viaje, j el número de subcuenca consecutivas por las que escurre el flujo no concentrado y k el número de conductos por el que recorre el flujo concentrado.

En general se distinguen diferentes recorridos del flujo hasta el punto donde interesa calcular una estructura de drenaje, lo que resulta en diferentes tiempos de viaje. De acuerdo a su definición el tiempo de concentración corresponde al mayor de todos los tiempos de viaje calculados hasta el punto de cierre de la cuenca. Este será, en definitiva, el recorrido hidráulicamente más largo.

Tiempo de viaje del flujo no concentrado

Existen varias recomendaciones para estimar el tiempo de viaje del flujo no concentrado.

Cuando el área de la superficie con flujo no concentrado es pequeña (aproximadamente una cuarta manzana de dimensión normal 0.25há), y corresponde a la parte más alta de un recorrido (flujo de entrada), suelen adoptarse tiempos de viaje constantes, en función a recomendaciones.

Recomendaciones IMM

La IMM recomienda adoptar 5min o 10min para el tiempo de entrada según las pendientes y la impermeabilidad de las cuencas (cuencas con altos grados de impermeabilización y grandes pendientes tendrán menores tiempos de entrada).

Para subcuenca (0.25há) se utilizan en general ecuaciones empíricas para determinar el tiempo de viaje de flujo no concentrado, y por tanto solamente son válidas para condiciones similares a las de su determinación. La IMM recomienda la fórmula de Desbordes que presenta la siguiente ecuación:

$$Tc = To + 6.625 \cdot A^{0.3} \cdot P^{-0.38} \cdot C^{-0.45}$$

Siendo A el área de la cuenca en hectáreas, P la pendiente del cauce principal expresada en porcentaje, To el tiempo de entrada y C el coeficiente de escorrentía que se obtiene de tablas. En la Tabla 7.1 se presentan los valores del coeficiente de escorrentía C recomendados por la IMM, en el anexo A.1 se adjunta una tabla con valores de C en función del período de retorno y

las características de la superficie [Chow-94] (► A.1: Coeficiente de escorrentía).

Tipo de superficie	C
Calles	0.70 – 0.95
Techos	0.75 – 0.95
Terreno natural arenoso	0.05 – 0.20
Terreno natural suelo arenoso	0.13 – 0.35

Tabla 7.1 Valores del coeficiente de escorrentía recomendados por la IMM, según tipo de superficie

En el cd se anexan las recomendaciones de la IMM sobre los criterios de diseño de drenaje pluvial (► Criterios de diseño de drenaje pluvial _IMM).

Otras formulas

A continuación se presentan diferentes fórmulas recomendadas [KILB-82] para el cálculo del tiempo de concentración para flujo no concentrado indicando su aplicación, de entre las cuales la más comúnmente empleada en cuencas uruguayas es la fórmula de Kirpich.

Nomenclatura general:

tc: tiempo de concentración (horas).

L: longitud hidráulica de la cuenca (Km), corresponde a la mayor trayectoria del flujo.

S_c: es la pendiente promedio de la trayectoria hidráulicamente más larga (%).

S: es la pendiente promedio de la trayectoria hidráulicamente más larga (m/m).

L_c: longitud hidráulica de la cuenca (m), corresponde a la mayor trayectoria del flujo.

I: intensidad de la lluvia (mm/h).

H: es la diferencia de altura en cuenca (m).

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

CN: número de curva.

C: coeficiente de escorrentía.

Kirpich – 1940.

Válida para cuencas urbanas, con abundante espacio libre (parques, parcelas, etc). Fue obtenida a partir de información del SCS de siete pequeñas cuencas rurales en Tennessee (Estados Unidos) de áreas menores a 0.5km², con pendientes variables entre 3 y 10%.

$$Tc = 0.066 \cdot \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

• California Culverts Practice – 1942.

Es válida para cuencas urbanas, con abundante espacio libre (parques, parcelas, etc). Es una adaptación de la fórmula de Kirpich para cuencas de montaña.

$$Tc = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385}$$

• Federal Aviation Administration – 1970.

Aplicable en sectores planos desarrollados con poca vegetación (estacionamientos, grandes industrias, etc.). Fue desarrollada para aeropuertos. Como se mencionó anteriormente, el coeficiente C puede obtenerse a través de recomendaciones como las presentadas en la tabla 7.1 o en el anexo A.1 [Chow-94] (► A.1: Coeficiente de escorrentía).

$$Tc = 0.054 \cdot (1.1 - C) \cdot \frac{L_1^{0.5}}{S_1^{0.333}}$$

• SCS – 1973.

Aplicable a cuencas urbanas con abundantes espacios libres o poco desarrollados (parques, parcelas, etc.). Fue desarrollada por el SCS para cuencas rurales. El número de curva se obtiene según se indica en el capítulo de macro-drenaje

$$Tc = 4.31 \cdot \frac{L_1^{0.8} \left[\frac{1000}{CN} - 9 \right]^{0.7}}{1900 \cdot S_1^{0.5}}$$

• Onda Cinemática – 1965.

Esta ecuación, a diferencia de las anteriores, no es empírica sino que fue obtenida aplicando la teoría de onda cinemática a escurrimientos no concentrados y bajo las hipótesis de flujo turbulento y lluvia de intensidad constante. Se recomienda para cuencas urbanas pequeñas, como calles, patios, pasajes, etc.

En el anexo A.2 se presenta una tabla con valores para

Kirpich	California Culverts Practice	Federal Aviation Administration	SCS	Onda cinemática
Urbana o rural, grandes espacios verdes, Área < 0,5 km ² , 3% < S < 10%	Idem Kirpich, pero adaptada a cuencas montañosas	Planas, poca vegetación	Urbanas o rurales, grandes áreas poco desarrolladas	Urbanas y pequeñas
L (km)= 0.2 S(m/m)= 0.04	L (km)= 0.2 H(m)= 8	L (km)= 0.2 S(m/m)= 0.005 C= 0.75 (áreas desarrolladas, menos de 50% de pasto)	L (km)= 0.2 S(m/m)= 0.04 CN= 91 (barbecho, Grupo C)	L (km)= 0.05 S(m/m)= 0.01 t'(hs)= 0.42 I(mm/h)= 83 n= 0.15 (pasto corto)
Tc(min)= 3.96	Tc(min)= 3.98	Tc(min)= 20.20	Tc(min)= 7.63	Tc(min)= 15.92

Tabla 7.2 Ejemplo de cálculo del tiempo de concentración según diferentes fórmulas

En cada columna se indica el nombre de la fórmula, el tipo de cuenca en que se emplea, los datos empleados para el cálculo en este ejemplo y el tiempo de concentración que resulta en minutos.

A02

el coeficiente de Manning para flujo superficial [McCullagh, 196] (► A.2: Coef. de Manning_flujo superficial).

(m/m) y n el coeficiente de Manning para flujo en canales (Tabla 7.3) o conductos (Tabla 7.4), [Asce-82].

Dado que la intensidad de precipitación se determina en función del tiempo de concentración, debe iterarse para resolver esta ecuación

$$Tc = 7.35 \cdot \frac{(n \cdot L)^{0.6}}{S^{0.3} \cdot I^{0.4}}$$

Ejemplo

A continuación se presenta un ejemplo de la aplicación de las fórmulas presentadas:

Tiempo de viaje de flujo concentrado

El tiempo de viaje para flujo concentrado se obtiene de las características hidráulicas de los conductos de drenaje, empleando la ecuación de Manning para determinar la velocidad en el conducto:

$$v = \frac{Rh^{2/3} \cdot So^{1/2}}{n}$$

Siendo Rh el radio hidráulico (m), So la pendiente

Tipo de Canal	n
Canales revestidos:	
De asfalto	0,013 - 0,017
De ladrillo	0,012 - 0,018
De hormigón	0,011 - 0,020
De escombros	0,020 - 0,035
De vegetación	
	0,03 - 0,04
Excavado o en zanja:	
En tierra, recto y uniforme	0,020 - 0,030
En tierra, con curvas o no uniforme	0,025 - 0,040
En roca	0,030 - 0,045
Sin mantenimiento	0,05 - 0,14
Canales o cauces naturales :	
Sección más o menos regular	0,03 - 0,07
Sección irregular con charcos	0,04 - 0,10

Tabla 7.3 Valores del coeficiente de Manning para flujo en canales

Material del conducto	n
Fibrocemento	0,011 - 0,015
Ladrillo	0,013 - 0,017
Fundición con revestimiento de cemento	0,011 - 0,015
Hormigón	0,011 - 0,015
Metal corrugado sin revestimiento interior	0,022 - 0,026
Metal corrugado revestido de asfalto centrifugado	0,011 - 0,015
Plástico	0,011 - 0,015

Tabla 7.4 Valores del coeficiente de Manning para flujo en conductos

El tiempo de viaje de flujo concentrado resulta de la siguiente ecuación.

$$T_{FC} = \sum \frac{L_i}{V_i}$$

La aplicación de esta ecuación hace necesario un pre-dimensionado del sistema de conducción de la escorrentía captada, y una iteración para obtener el valor de diseño. Si bien este es el procedimiento más preciso de estimación del tiempo de viaje en los conductos asumiendo régimen de flujo estacionario y uniforme, y es por tanto el recomendado por este manual, existen otras ecuaciones empíricas para la estimación de la velocidad de flujo concentrado, que si bien son menos exactas presentan la ventaja de no requerir una iteración, como la que se presenta a continuación [Tucc-95].

$$v = Cv \cdot S^{0.5}$$

Donde v es la velocidad del flujo concentrado en m/s, S es la pendiente longitudinal del conducto en % y Cv es un coeficiente que depende de la cobertura del conducto, cuyo valor puede obtenerse de la Tabla 7.5 para dos tipos diferentes de conducciones.

Conducto	Cv
Canales con césped:	0.45
Cordón cuneta:	0.6

Tabla 7.5 Valores del coeficiente Cv [Tucc-95]

7.3 Intensidad de Precipitación

Se presentan a continuación algunas propuestas para estimar la intensidad de precipitación correspondiente a la tormenta de diseño en función a la duración de la lluvia y la frecuencia de ocurrencia o período de retorno. Estos métodos permiten encontrar las llamadas relaciones Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF).

7.3.1 Montevideo - Ley de Montana

Mediante series históricas de precipitación comprendidas entre 1952 y 1992 tomadas de tres estaciones meteorológicas de Montevideo (Carrasco, Melilla y Prado), en el marco del Plan Director de Saneamiento de Montevideo realizado para la Intendencia Municipal de Montevideo, se ajustó la curva de intensidad - duración - frecuencia, estimándose los coeficientes a y b de la siguiente ecuación en función del tiempo de concentración (T_c) y al período de retorno (T_r).

$$I = a \cdot t^b$$

Siendo, I intensidad (mm/min), t la duración de la tormenta (min) y a , b son coeficientes característicos función de la duración y del período de retorno de la tormenta (T_r) (Tabla 7.6).

Tr (años)	Tc (min)	a	b
2	<60	4.76	-0.52
	>60	9.52	-0.68
5	<60	6.62	-0.52
	>60	13.23	-0.68
10	<60	7.84	-0.52
	>60	15.69	-0.68
20	<60	9.02	-0.52
	>60	18.05	-0.68

Tabla 7.6 Coeficientes de la Ley de Montana(IMM)

7.3.2 Relaciones IDF para el resto del Uruguay

Las relaciones IDF, utilizando el mapa de isoyetas de lluvias extremas, puede ser presentadas también de acuerdo a la ley de Montana.

$$I = a \cdot t^b$$

Donde I es la intensidad de precipitación en mm/h, t es

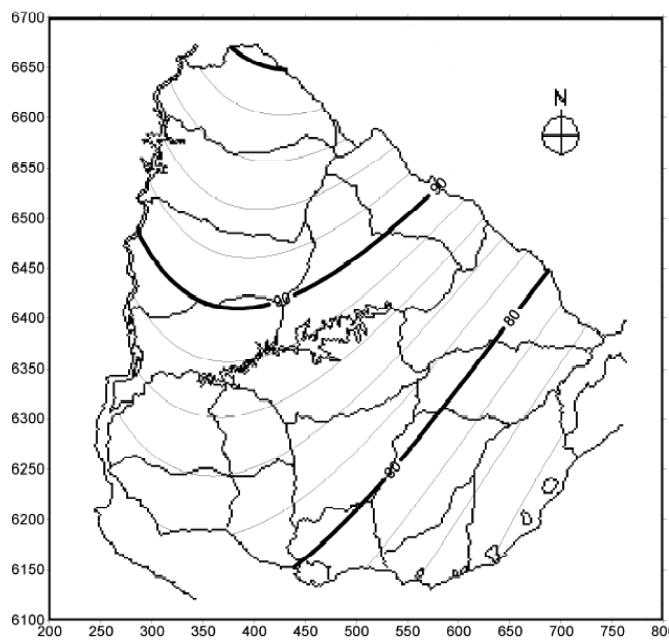


Figura 7.1 Mapa de isoyetas de lluvias extremas de 3hs de duración y 10años reperíodo de retorno.

la duración de la tormenta en horas y los parámetros a y b se obtienen a través de las siguientes expresiones:

- Para duraciones menores a 3.5 horas

$$a = P(3,10, p) \cdot (0.1241 \cdot \ln(Tr) + 0.317)$$

$$b = -0.547$$
- Para duraciones mayores a 3.5 horas

$$a = P(3,10, p) \cdot (0.1567 \cdot \ln(Tr) + 0.4017)$$

$$b = -0.725$$

Donde,

Tr es el período de retorno en años.

$P(3,10,p)$ es la altura de precipitación para una tormenta de 3hs de duración, 10 años de período de retorno en mm, en un sitio p de Uruguay. Se obtiene del mapa de isoyetas de la Figura 7.1 [GENT-00].

Por otro lado a través del trabajo del Ing. Rodriguez Fontal [FONT-80] se han ajustado los coeficientes de la Ley de Montana para varias ciudades del interior. Los mismos son presentados en el anexo A.3 (► A.3: Coeficiente de Montana para algunas ciudades del interior).

A03

Los errores que se introducen son menores al 5% para todos los períodos de retorno y la precipitación de 3 horas de duración y período de retorno 10 años, por lo

que se valora como una buena aproximación para la intensidad de precipitación de diseño.

7.3.3 Hietograma de la Tormenta de Diseño

La variabilidad temporal de la intensidad de precipitación no sigue un patrón definido, y no se dispone actualmente en Uruguay de suficientes estudios que permitan caracterizarla.

En cuencas pequeñas la variación de la intensidad de la tormenta no es relevante pues el tiempo en que se presenta el caudal máximo de la escorrentía es corto. Por esta razón se utilizan intensidades de lluvia constantes durante la tormenta utilizada para el diseño.

En el diseño de algunos dispositivos, que serán explicados más adelante la estimación del caudal de escorrentía requiere una tormenta de diseño de intensidad variable en el tiempo, como ocurre en el método del SCS. El método denominado Método de Bloque Alterno es probablemente el mayormente empleado en Uruguay para obtener a partir de las relaciones IDF el hietograma de tormenta de intensidad variable.

Método de Bloque Alterno

La duración de la tormenta es uno de los parámetros

P (3,10,p) =	79
Tr=	2
Ac =	0.11
Tc=	20.37
Duración=	40.74
Dt =	5

A B
13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 : 00

	duracion (hs)	Precipitación (mm)	Incrementos Precipitación (mm)	Tormenta (mm)
1	0.08	9.85	9.85	1.53
2	0.17	13.89	4.04	1.83
3	0.25	16.82	2.93	2.39
4	0.33	19.21	2.39	4.04
5	0.42	21.27	2.06	9.85
6	0.5	23.1	1.83	2.93
7	0.58	24.76	1.66	2.06
8	0.67	26.29	1.53	1.66

Tabla 7.7 Ejemplo Método del Bloque Alterno

de entrada para este método y comúnmente se adoptan duraciones iguales a 2 veces el tiempo de concentración o mayores.

La tormenta se divide en intervalos de tiempo Δt donde la intensidad de lluvia se asume constante. Para esto se adopta un número de intervalos de duraciones mayores a 5min, tales que la duración de la tormenta es un múltiplo de Δt . Luego se obtienen las intensidades de precipitación para tormentas de duración iguales a múltiplos del intervalo Δt , hasta la duración de diseño. Resulta así la serie de intensidades de precipitación acumuladas.

A partir de la serie anterior, es posible determinar los incrementos de precipitación correspondientes a cada intervalo de tiempo en que se dividió la tormenta, restando a la precipitación acumulada de un intervalo la precipitación acumulada del intervalo anterior.

Finalmente se ordenan estos incrementos de precipitación de forma que el máximo incremento de precipitación ocurra en la mitad de la duración de la tormenta, y que presente una tendencia creciente hasta este máximo y una tendencia decreciente hasta el final de la misma. Como resultan incrementos de precipitación ordenados en forma decreciente con la duración de la tormenta, la distribución temporal propuesta puede obtenerse ubicando el primer incremento de precipitación

en la mitad de la tormenta, el segundo en el intervalo inmediatamente anterior a la mitad de la tormenta, el tercero en el inmediatamente posterior, etc.

A continuación se presenta un ejemplo de estimación del histograma de diseño utilizando el Método del Bloque Alterno.

7.4 Transformación de la Lluvia en Escurrimiento

El proceso de transformación de lluvia en escurrimiento involucra varios procesos intermedios que ocurren en forma continua. El agua de lluvia que cae sobre la superficie es en principio almacenada en depresiones o interceptada por la vegetación, techos u otros tipos de superficies. Desde allí regresa luego a la atmósfera mediante el fenómeno de evaporación o infiltración. La capacidad de las superficies de interceptar o almacenar agua es en general baja y una vez que se completan estas depresiones se generan láminas de agua que escurren por la cuenca por acción de la gravedad como flujo superficial, no concentrado. Parte de este flujo puede infiltrarse en el suelo e incrementar la humedad del suelo, percolar hacia las zonas saturadas recargando los acuíferos o incorporarse al flujo subsuperficial.

Estos fenómenos se simplifican mediante modelos de transformación precipitación – escurrimiento. Dependien-

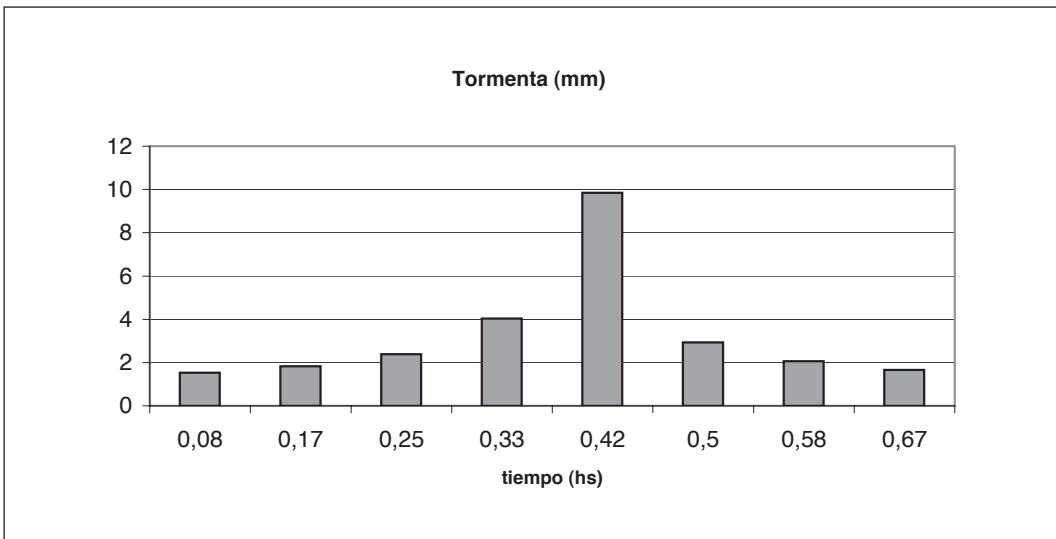


Figura 7.2. Resultado ejemplo Método del Bloque Alterno.

do del tipo de proyecto a realizar pueden utilizarse modelos más o menos simplificados.

Para el diseño de microdrenaje el método más usado es el Método Racional, que calcula el máximo caudal escurrido y se obtiene realizando un gran número de hipótesis que son válidas para cuencas pequeñas. Se usa ampliamente por ser de muy simple aplicación. En términos generales expresa que el caudal máximo es proporcional a la cantidad de agua caída sobre la cuenca durante un evento de intensidad constante. Este método es explicado en la sección 10.3.

En otras obras de drenaje además del caudal máximo, se requiere determinar el hidrograma de escorrentía. A niveles de Anteproyecto o para cuencas de áreas de aporte pequeñas puede utilizarse el Método Racional Modificado descripto en la sección 10.4.

08 Información necesaria para diseño



- 8.1 Planos de base
- 8.2 Información altimétrica
 - 8.2.1 Información para el Plan Sectorial
 - 8.2.2 Información para Anteproyecto
 - 8.2.3 Información para proyecto ejecutivo
- 8.3 Catastro pluviales
 - 8.3.1 Catastro infraestructura existente
 - 8.3.2 Catastro de campo
- 8.4 Tipo de Urbanización y Uso del Suelo
- 8.5 Colector o Cuerpo de Agua Receptor
 - 8.5.1 Niveles y Caudales de Cursos de Agua Superficiales
- 8.6 Información Hidrogeológica
 - 8.6.1 Suelo
 - 8.6.2 Subsuelo

8 Información necesaria para diseño

Para cualquiera de las metodologías de estimación de los caudales de diseño se requiere contar con cierta información relevante y precisa, la misma es presentada a continuación.

Parte de ella se colecta a través de los contactos y coordinaciones necesarias entre el proyectista del drenaje y los encargados de los otros subsistemas urbanos como ser vialidad, recolección de residuos, saneamiento, ordenamiento territorial entre otros. La existencia de planes de drenaje facilita esta búsqueda de información.

La información presentada es considerada relevante a fin de poder identificar y evaluar las particularidades de cada sistema de drenaje a proyectar. Las diferentes etapas de diseño (factibilidad o plan sectorial, anteproyecto o proyecto ejecutivo) que fueran presentados en el capítulo 6 determinarán qué información es necesaria en cada una y también cuál es la profundidad de la misma.

Durante las etapas iniciales del diseño la información necesaria es de carácter más general. Luego el grado de detalle requerido va incrementándose hasta la etapa de proyecto ejecutivo, donde se requiere información más detallada pues son necesarias especificaciones precisas que permitan materializar las obras.

La información disponible debe ser consistente con el objetivo de cada etapa, no siendo posible plantear a una etapa sin contar con cierta información mínima requerida.

8.1 Planos de base

Los planos de base permiten localizar el área de estudio geográficamente y obtener una identificación general del emprendimiento y su entorno. Esta información se requiere en la etapa de plan sectorial pues permite ubicar el área de estudio en la cuenca general.

Los planos principales que son necesarios son:

- Ubicación general del proyecto en el País o en departamento.
- Ubicación del área de estudio en la cuenca. La cuenca deberá ser compatible con el área de estudio. Esto significa que el área de la cuenca general será como mínimo 10 veces el área de la cuenca en estudio, en el entendido que cuencas mayores no serán modificadas por cambios en la zona de estudio. Es necesario que este plano incluya información sobre fraccionamientos existentes, cursos de agua intermitentes o no, ciudades,

pueblos, casas aisladas, estructuras viales, áreas forestadas, entre otras.

- Fotos áreas de la zona de estudio, en caso que sea disponible económicamente, o fotos del servidor gratuito Google Earth.

Algunas fuentes de esta información pueden ser:

- Planes directores de ciudades.
- Planos del Servicio Geográfico Militar (SGM), escala 1:25000 o 1:50000.
- Fotos aéreas de la Fuerza Aérea Uruguaya
- Planos Intendencia Municipal correspondiente al departamento donde se realice el proyecto
- Instituto Nacional de Estadística (INE), División Servicios Técnicos, Unidad Cartográfica
- Fotos áreas de servidor Google Earth.

Es necesario de forma de uniformizar y compatibilizar esta información, identificar el sistema de coordenadas en que se encuentra expresado cada uno de los planos y georeferenciarlos al sistema de coordenadas oficial (UTM), así como el origen de cotas que considera.

8.2 Información altimétrica

La información altimétrica es fundamental para las diferentes etapas de diseño pero el nivel de precisión dependerá de cada etapa ya que aumenta a medida que avanzamos en las etapas del mismo.

8.2.1 Información para el Plan Sectorial

La información altimétrica debe ser suficiente para delimitar las cuencas de la zona de estudio, tanto las cuencas internas como las externas que tienen cursos de agua que cruzan el proyecto o área en estudio.

La escala de los planos a presentar puede ser desde 1:2000 a 1:10000 según el área de estudio y las condiciones topográficas naturales de la localización del emprendimiento.

Estos planos permiten delimitar la cuenca del emprendimiento, así como caracterizar su morfología e identificar accidentes naturales. Las fotos aéreas permiten obtener información complementaria al respecto.

Las fuentes de información de planos altimétricos pueden ser obtenidos de:

- El Servicio Geográfico Militar (SGM) dispone de planos topográficos con curvas de nivel espaciadas cada 10m.
- Información disponible en la Intendencia Municipal respectiva a la zona del emprendimiento, utilizados o no en planes directores existentes
- Información disponible en OSE como curvas de nivel cada 2 metros realizadas por dicho organismo

mo en conjunto con el Servicio Geográfico Militar donde se presentan planos a escala 1/10000 con cotas en las esquinas de las ciudades estudiadas.

Junto con esta información, y a nivel de plan sectorial, es importante obtener las cotas de máxima creciente de los cursos receptores o las cotas de inundación. Esta información podrá ser obtenida por registros locales de los Municipios o de la Dirección Nacional de Hidrografía en los cursos de agua aforados.

Toda esta información deberá ser referida a una cota de referencia conocida, como el 0 oficial o el 0 Warthon.

8.2.2 Información para Anteproyecto

En la medida que el anteproyecto asegura la factibilidad técnica y económica del proyecto, es necesario contar con información más detallada que permita calcular costos de inversión de las obras a proyectar.

Por esta razón se recomienda disponer de planos planimétricos a escala 1:10.000 o 1: 5.000, en las condiciones actuales y proyectadas. Si la cuenca presenta zonas sin urbanizar los planos altimétricos deben tener las curvas de nivel convenientemente separadas. Por otro lado, en las zonas urbanizadas son requeridas las cotas del terreno en las esquinas o puntos con cambios de pendiente o dirección de las calles, caminos o rutas que existen dentro de la cuenca.

Se recomienda que la separación entre curvas de nivel sea de 1m de forma de contar con suficiente precisión. Aunque son admisibles separaciones de hasta 2m en las curvas de nivel, dependiendo del grado de detalle requerido según el tamaño y las características de la zona o de la pendiente del terreno. En zonas muy planas puede ser necesario contar con curvas de niveles más próximas, cada 20 o 50 cm.

Esta información puede obtenerse a partir de otros proyectos realizados con anterioridad en la zona por particulares, las Intendencias Municipales, o la OSE. Sin embargo, normalmente es necesario contar con el concurso de un Ing. Agrimensor para que obtenga esta información directamente de trabajo de campo.

Es muy útil que la información introducida en esta etapa complemente la información de la etapa anterior y en particular se verifiquen las cotas de máxima creciente o de inundación en los diferentes puntos de la cuenca. Para ello puede ser necesario relevar la misma en terreno. En ocasiones se requiere la participación de gente de la zona para que indique hasta donde aumenta el nivel de los cursos de agua en eventos extremos de crecida.

Esta información permite ajustar la delimitación y la ca-

racterización de las cuencas y subcuencas que componen el proyecto, y aportar datos para el cálculo de los caudales de las diferentes estructuras de captación y conducción de agua.

8.2.3 Información para proyecto ejecutivo

En la etapa del proyecto ejecutivo es necesaria información adicional que permita definir en forma completa el proyecto. Para ello se debe solicitar:

- Relevamiento de perfiles longitudinales de las calles cada 25 m.
- Perfiles transversales de las calles cada 25 m.
- Relevamiento de las esquinas
- Cotas de zampeado de redes pluviales y de saneamiento existentes.

Normalmente todas estas tareas requieren del concurso de un topógrafo que deberá encargarse de realizar este relevamiento.

8.3 Catastro pluviales

El diseño de un sistema de drenaje de pluviales debe compatibilizar las obras a proyectar con las características de las obras existentes o proyectadas.

Muchas veces estos colectores condicionan el proyecto a desarrollar, de tal forma que esta información debe tenerse en la fase de estudios básicos.

En caso que se aprovechen para algunas subcuencas pueden estar incluidos en la etapa de anteproyecto, donde el catastro debe ser completo incluyendo emplazamiento, dimensiones de conductos, profundidades, pendientes, materiales y un diagnóstico de su estado de conservación para poder definir si los mismos son aprovechables.

Las fuentes de esta información son las Intendencias Municipales respectivas u otras oficinas públicas que puedan disponer la misma por la interferencia con otros servicios (OSE, UTE, ANTEL, Gas). Sin embargo, en general la información detallada necesaria a nivel de anteproyecto requiere trabajos de campo de relevamiento.

Es necesario que esta información se pueda presentar en planos a escala 1:1000 o menores para su mejor interpretación, además es necesario también que la información generada para el proyecto específico sea realizada de manera tal que pueda fácilmente pasar a ser parte del catastro pluvial urbano existente.

8.3.1 Catastro infraestructura existente

El diseño del sistema de drenaje de pluviales debe compatibilizarse además con otras obras que pudieran interferir con la nueva obra a ser proyectada (red de abastecimiento de agua, colectores, conexiones domiciliarias, etc.).

A nivel de anteproyecto se debe disponer de información respecto a las redes subterráneas de agua, saneamiento, UTE, ANTEL, gasoductos, etc., que pueda interferir con el emplazamiento de las conducciones pluviales abarcando el trazado, dimensiones, profundidades, pendientes, materiales.

En casos de canalizaciones de servicios importantes se deberá disponer parcialmente esta información en las etapas iniciales del estudio.

Esta información se obtiene de los Organismos correspondientes y es conveniente presentarla en forma gráfica junto con la información del catastro de pluviales existente y las curvas de nivel.

8.3.2 Catastro de campo

Existen otros relevamientos importantes respecto a objetos naturales o artificiales, así como respecto a algunas características de la cuenca, que pudieran interferir con las obra de drenaje y que son fundamentalmente identificables mediante visitas de campo. Algunos de estos son:

- Estado de los pavimentos de la red vial, identificando zonas en que pudieran existir encharcamientos que impidan el escurrimiento del agua pluvial hacia el sistema de drenaje, etc.
- Emplazamiento de árboles próximos a las zonas donde se prevén las obras, así como la caracterización de los mismos en función de su tamaño y tipo.
- Emplazamiento de zonas de entradas de vehículos o cruces de la vereda.
- Anchos de veredas, calles, en caso que no se disponga de esta información de otra fuente.
- Visualización de anegamiento e identificación de posibles zonas inundables.
- Emplazamiento y caracterización del punto natural de disposición final de la escorrentía de la cuenca y los elementos de su entorno.

8.4 Tipo de Urbanización y Uso del Suelo

Esta información se requiere fundamentalmente en dos etapas: para definir los parámetros de anteproyecto y para definir el plan de obra.

Por otra parte es fundamental dado los altos costos

que implicaría el redimensionamiento de las obras, contar con información del tipo de urbanización actual y futura. Esta última se obtiene de los servicios encargados de la planificación urbana o directamente del plan director urbano si el mismo existiera.

Se sugiere que la elección del sistema de drenaje en conjunto con las oficinas de ordenamiento territorial. Así, por ejemplo, en una zona con caminería con perfiles rurales, donde se dispone de amplias veredas que suelen ser poco transitables y las calles suele ser de anchos reducidos y de balastro, el tipo de obra que en principio se estima más conveniente incluye cunetas. Por otro lado, en centros comerciales dentro de una zona urbanizada, donde en general el tránsito peatonal por las veredas es considerable y donde se cuenta con calles pavimentadas, la opción de cordón cuneta puede resultar la que genere menores incomodidades.

Se debe incluir aquí la caracterización de los diferentes tipos de calles, la jerarquía de las mismas (caminos, calles principales o intermedias, rutas, etc.), así como de la cantidad y el tipo de vehículos que se espera circulen por ellas (alto tránsito de camiones pesados, bajo tránsito de autos), y la velocidad de los mismos. Esto permite compatibilizar el proyecto vial con el proyecto de drenaje pues las calles son las primeras conducciones de aguas pluviales de las urbanizaciones.

Se deben disponer:

- A nivel de plan sectorial: Planos generales con el uso de suelo y la densidad de ocupación proyectada a efectos de estimar en forma inicial los caudales y las zonas con mayores problemas de drenaje.
- A nivel de anteproyecto es necesario disponer información sobre el amanazamiento existente y previsto, las áreas verdes y el tipo de pavimento existente y proyectado en la urbanización.
- A nivel de proyecto ejecutivo es muy conveniente disponer el proyecto vial y los proyectos urbanos de detalle a efectos que se pueda compatibilizar con el proyecto de drenajes.

El tipo de urbanización y usos del suelo condicionan fuertemente al tipo de obra a adoptar, en la medida que la selección de la misma tenga en cuenta las incomodidades generadas a peatones o vehículos. Es por este motivo que es necesario realizar una adecuada caracterización según el tipo de urbanización, en por ejemplo zonas residenciales, comerciales, industriales, precarias, etc., y según la ocupación y recubrimiento del suelo en las zonas no urbanizadas de la cuenca.

8.5 Colector o Cuerpo de Agua Receptor

Si bien puede formar parte del catastro de pluviales,

por su importancia se incluye en forma separada. El cuerpo de agua receptor consiste generalmente en una cañada, un arroyo o en un colector.

En el caso que el cuerpo receptor sea un colector, es necesario conocer sus dimensiones, trazado y perfil y caudal que transporta.

En el caso que el cuerpo receptor se trate de un curso de agua superficial (cañada, río, arroyo) es necesaria la cota del nivel de agua para el evento de diseño. Se puede obtener a partir de las planicies de inundación si se contara con estudios respecto a las mismas o en su defecto datos sobre las crecidas observadas. Este dato condiciona la cota de descarga del sistema de drenaje.

Se deben obtener también, las cotas de construcción de las viviendas ubicadas en las cercanías del mismo

Esta información se debe disponer para las fases iniciales del proyecto.

Las estimaciones iniciales de caudales vertidos por la cuenca permitirán definir si el cauce receptor tiene capacidad para recibir los caudales de la urbanización proyectada. En caso contrario se deben diseñar medidas para amortiguar el caudal máximo o en algún caso muy particular aumentar la sección del cauce.

8.5.1 Niveles y Caudales de Cursos de Agua Superficiales

La Dirección Nacional de Hidrografía dispone de una red de estaciones hidrométricas localizadas sobre los principales cursos y cuerpos de agua del país, donde se registran datos de niveles y caudales. En el anexo digital se presenta un inventario de las estaciones hidrométricas, donde se indican las coordenadas geográficas de cada estación, el nombre del curso de agua, el área de la cuenca de aporte hasta la misma y el período de datos disponibles (► inventario).

general de la misma.

Dentro de la cuenca de proyecto, la caracterización del tipo suelo es relevante para la identificación de distintas subcuencas a las cuales se les asocia diferentes parámetros de diseño que tienen en cuenta las diferentes capacidades de infiltración, velocidades de escurrimiento superficial, etc. Esta caracterización y delimitación de subcuencas internas se puede realizar mediante información tomada de fotos aéreas de la Fuerza Aérea Uruguaya, cartografía del SGM, la Carta de Clasificación de Suelos del Uruguay (DINAMIGE). La clasificación de estas subcuencas debe tener en cuenta además el relieve topográfico, ya mencionado.

8.6.2 Subsuelo

La caracterización del subsuelo de la cuenca es fundamental para varias de las etapas de un proyecto de drenaje.

Las características litológicas de la cuenca pueden condicionar la selección de un tipo de obra de drenaje. Por ejemplo en zonas con presencia de roca poco fracturada puede ser inviable una estructura de amortiguación si el volumen y profundidad de esta obra son significativos, debiéndose estudiar otras alternativas como amortiguación en las cunetas o permitir mayor infiltración.

La estabilidad del suelo aporta información de los materiales superiores del subsuelo, y por tanto este parámetro es tenido en cuenta mayormente para obras de menores profundidades, como son en general las obras de microdrenaje.

La permeabilidad del suelo es otra característica que repercute en el diseño, representa la facilidad del subsuelo de permitir el paso del agua. A mayor permeabilidad del suelo puede resultar más favorable permitir infiltración en el diseño de las obras. No obstante, debe en forma adicional controlarse que la napa freática sea suficientemente profunda para evitar que el ascenso de su nivel durante un evento de precipitación de características similares a los de diseño provoque que la obra desborde.

La fuente de esta información puede comprender, entre otros:

- La carta Geotécnica Metropolitana escala 1:50.000,
- Cateos en la zona
- Perfiles de pozos de OSE
- La profundidad de la napa se puede estimar de estadísticas de registros de niveles de pozos cercanos.

La capacidad de infiltración del suelo determina la máxi-

CD

▲

8.6 Información Hidrogeológica

La información hidrogeológica relevante para un proyecto de drenaje de pluviales se clasifica aquí según información a nivel de suelo e información a nivel de subsuelo.

8.6.1 Suelo

La DNH divide al País en 6 macrocuencaas según el tipo de suelo (► anexo digital de Cuencas Hidrográficas del Uruguay). Se recomienda para cuencas de grandes dimensiones ubicar la misma dentro de una de esas

▲ 6 macrocuencaas a efectos de disponer de información

ma cantidad de agua que puede absorber el suelo por unidad de tiempo y frente a condiciones predefinidas. Este es un parámetro muy frecuentemente empleado para el diseño de las obras de infiltración de escorrentía. Existen varios ensayos para estimar la capacidad de infiltración del suelo. En particular puede resultar de interés el ensayo Porchet y el ensayo propuesto por la norma brasilera P – NB – 41 para el cálculo de la capacidad de absorción del terreno que se presenta en el anexo A.4 (► A.4 capacidad de absorción del terreno)

▲ A04

B
A
13
12
11
10
09
08
07
06
05
04
03
02
01
00



09 Drenaje en Fuente



- 9.1 Vinculación de predios privados con las redes públicas de conducción
- 9.2 Recursos disponibles de gestión por parte de las autoridades competentes
 - 9.2.1 Disposiciones normativas que actualmente no proveen los nuevos criterios de conducción y disposición
 - 9.2.2 Políticas de estímulo a los privados
- 9.3 Dispositivos de control en fuente
 - 9.3.1. Azoteas tradicionales
 - 9.3.2. Azoteas o terrazas verdes
 - 9.3.3. Instalación de mantos esponjosos
 - 9.3.4. Inclusión en el proyecto de estanques de retención
 - 9.3.5. Zanjas de infiltración
 - 9.3.6. Caminerías entre jardines
 - 9.3.7. Empleo de pavimentos permeables
 - 9.3.8. Espacios exteriores con acumulación transitoria
- 9.4 Otros tipos de dispositivos
 - 9.4.1 Sistemas asociados de re-aprovechamiento de aguas

9 Drenaje en Fuente

13 A B
10 11 12 13 A B
09

Como se mencionó anteriormente el drenaje en la fuente es el escurrimiento que ocurre sobre los predios privados o los espacios públicos. La lluvia escurre por las construcciones y terrenos, calles, estacionamientos, plazas, etc. para luego ingresar a la red de micro-drenaje.

La fuente es el punto de captación original de los desagües que ingresarán a las redes públicas. Por ello el tipo de manejo que se haga de estos caudales impacta directamente sobre los aportes al micro-drenaje.

Los modelos urbanísticos y de edificación habituales tienden a generar procesos de impermeabilización del suelo y el aumento de la escorrentía superficial, provocando problemas de sobrecarga en las redes, pérdida de suelo urbano producida por el arrastre del agua, pérdida de niveles de humedad natural del suelo y el deterioro de los sistemas acuáticos y de los recursos hídricos.

Como se describe en el capítulo 2 bajo el paradigma del drenaje sustentable, se percibe al control en fuente como una oportunidad para retener, infiltrar y transportar agua de lluvia, minimizando posibles impactos negativos.

Pueden permitir:

- reducir algunos efectos indeseados de las aguas lluvias urbanas hacia aguas abajo, fundamentalmente el tamaño de los sistemas de conducción de aguas lluvia o la magnitud de las inundaciones que se producen en los cauces.
- sostenimiento de la humedad del suelo, a partir de la retención e infiltración de los escurrimientos de pequeño caudal.
- tender a bajar la velocidad de escurrimiento de aguas pluviales, para disminuir el riesgo de erosión.

9.1 Vinculación de predios privados con las redes públicas de conducción

La conexión de los desagües pluviales a la red pública deben ser coherentes con las estructuras de microdrenaje en dos aspectos: caudales evacuados y altimetría de conexión.

Se debe prestar especial atención en aquellos casos que por una combinación de gran tamaño y fuerte antrópización del suelo natural (por techo o por pavimentación) generan impactos singulares que pueden comprometer severamente la condición funcional de las redes públicas de conducción.

Los estanques de retención y los dispositivos de infil-



Figura 9.1 Villa Quebracho. Vivienda que se inunda sistemáticamente por caudales desde la cuneta pública

tración son las herramientas de gestión de caudales (juntos o por separado) que permiten disminuir simultáneamente los flujos de pico y por ello a reducir el impacto sobre las redes urbanas.

En cuanto a la altimetría, cada predio urbano o suburbano debe poder conectarse por gravedad a las redes, que consisten en cordones, cordones cuneta, cunetas y canales pluviales. Sin embargo muchas veces éstos quedan, total o parcialmente, por debajo de la calle a la que deberían conectarse. En los casos más graves, la diferencia de alturas y la particular forma de la calle determinan que los predios privados reciban la descarga del agua traída desde otros predios por la propia calle. (Fig 9.1)

Las opciones técnicas hoy oficialmente aceptables con que se cuenta en estos casos, son acumular y bombejar o bien infiltrar. La primera opción suele ser de difícil adopción, dados los elevados costos de inversión, operación y mantenimiento que demanda; la segunda resulta sólo posible en suelos permeables, escasos en buena parte del territorio nacional.

En ausencia de desarrollo de otras oportunidades suelen verificarse malas prácticas que deben ser evitadas. Entre éstas se destacan la acumulación de aguas pluviales en el interior de los predios (con los concomitan-

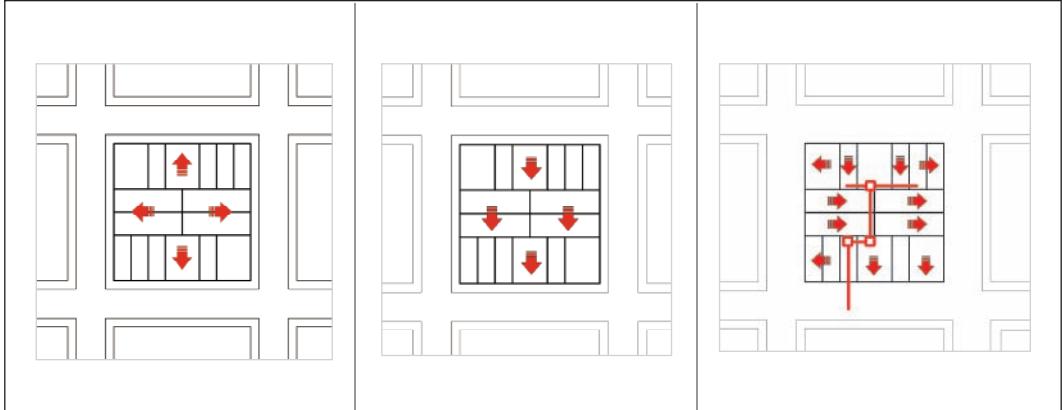


Figura 9.2 CASO 1

Altimetría interna del predio permite desaguar directamente a la red pública o al cordón.

Figura 9.3 CASO 2

Altimetría interna del predio desagua hacia los predios vecinos generando problemas.

Figura 9.4. CASO 3

Instalaciones condominiales de pluviales, conexiones voluntarias entre predios bajo el formato de servidumbre.

tes problemas entre predios vecinos)¹ o el vertido de desagües pluviales en colectores amoniacales de tipo separativo (intrusión pluvial) (Figs.9.2- 9.3)

Una buena práctica en este caso puede consistir en el relleno de los predios privados hasta asegurar el escurreimiento por gravedad hasta los cordones. En caso de que la conexión sea a cuneta se deberá prever que la conexión se haga a una altura suficiente tal que permita que si ésta pasa a cordón cuneta siga siendo posible su conexión. Esta solución debe ser expresada en los planos de redes internas y controladas efectivamente por las autoridades competentes.

Una solución posible es la regulación de conexiones voluntarias entre predios bajo el formato de servidumbre de drenaje pluvial que permita la construcción de redes colectivas dispuestas entre los predios asociados.(Fig. 9.4). Otra posible es la certificación de una servidumbre natural por parte de la Intendencia departamental, propuesta que se está desarrollando actualmente.

9.2 Recursos disponibles de gestión por parte de las autoridades competentes

9.2.1 Disposiciones normativas que actualmente no proveen los nuevos criterios de conducción y disposición

Las normas municipales relativas a instalaciones sanitarias internas, no suelen incluir aún disposiciones constructivas ni de cálculo de sistemas de drenajes de infiltración o amortiguación. Establecen además rígidos criterios de cálculo de secciones de tuberías, cuya adopción resulta preceptiva.

La adopción de nuevos criterios es hoy válida por la vía de la excepción.

9.2.2 Políticas de estímulo a los privados

Las políticas definidas a escala nacional para conducción de desagües pluviales son hasta ahora implementadas por las municipalidades, que tienen distinto grado de desarrollo en el tema. La implementación de soluciones resulta por ahora fraccionaria. Entre las políticas actualmente en curso debe señalarse los límites

¹ Para resolver este problema en Brasil se han desarrollado e implementado las soluciones mediante instalaciones condominiales, que habilitan al empleo de instalaciones correspondientes a varios predios, dentro de espacios de propiedad privada. Estas prácticas han sido recogidas ya por oficinas técnicas de otros países de América del Sur, como Bolivia y Nicaragua.

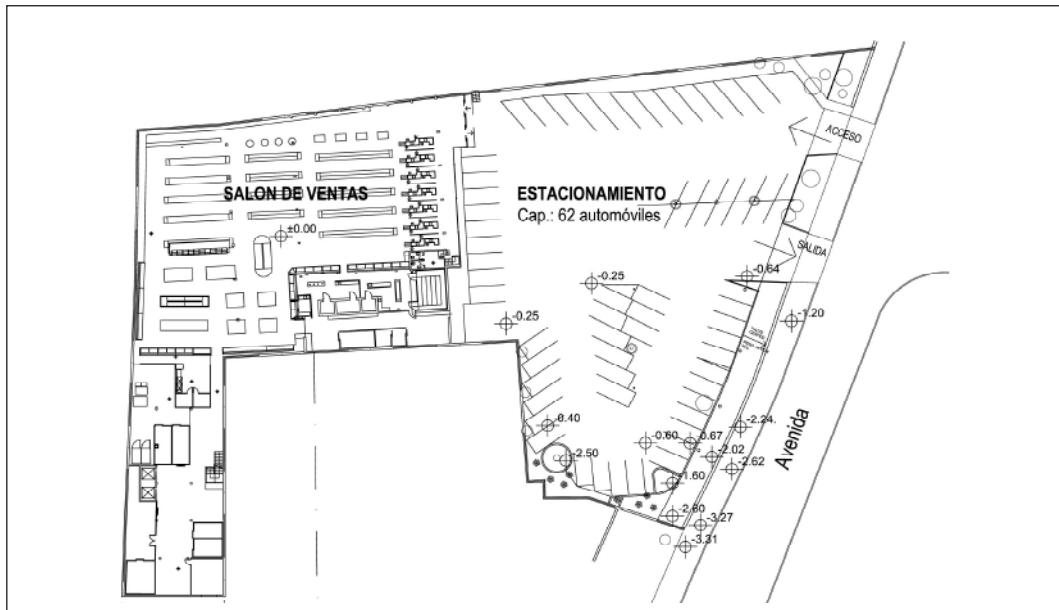


Figura 9.5. Ejemplo de impactos de grandes superficies: supermercado en Montevideo con estacionamiento.

planteados en algunas zonas de Montevideo para el vertimiento de caudal instantáneo a la red por parte de los privados, con exigencia de instalación de dispositivos de retención transitoria de caudales pluviales.

Estas medidas cobran mayor importancia para grandes superficies con alta impermeabilización, en donde el caudal erogado es muy superior al previo a la construcción. A continuación se presenta un ejemplo de este aspecto.(Fig. 9.5)

Escorrentía para cuenca en condiciones de predesarrollo

$$A \text{ predio} = 0.485 \text{ há}$$

$$C_{\text{predesarrollo}} = 0.35$$

$$\text{Tiempo de entrada} = 10 \text{ min}$$

$$P(3,10,p) = 79 \text{ mm}$$

$$Tr = 2 \text{ años}$$

Resulta:

$$i = 85 \text{ mm/h}$$

$$Q_{\text{predesarrollo}} = 40 \text{ L/s}$$

Escorrentía para cuenca desarrollada sin estructura de almacenamiento

$$A \text{ predio} = 0.485 \text{ há}$$

$$C_{\text{postdesarrollo}} = 0.75$$

$$\text{Tiempo de entrada} = 5 \text{ min}$$

$$P(3,10,p) = 79 \text{ mm}$$

$$Tr = 2 \text{ años}$$

Resulta:

$$i = 124 \text{ mm/h}$$

$$Q_{\text{postdesarrollo}} = 125 \text{ L/s}$$

En este ejemplo puede verse como el caudal de post desarrollo es más de tres veces superior al predesarrollo.

Entre las políticas en fase de estudio en Uruguay, debe destacarse el establecimiento de beneficios económicos en las tasas municipales para aquellos privados que voluntariamente reduzcan significativamente sus vertimientos de pluviales a las redes públicas.

Entre las políticas implementadas en países como Chile, debe destacarse el gravamen a los privados de los caudales que se verterán a las redes.

La medición de la rentabilidad económica de los nuevos criterios de manejo de pluviales debe verificarse también para los privados.

La cuenta total que compara los modos convencionales de construir los sistemas de conducción de pluviales con los que se proponen, deben incluir las externalidades actuales.

De forma similar se puede estimular a la “desconexión”

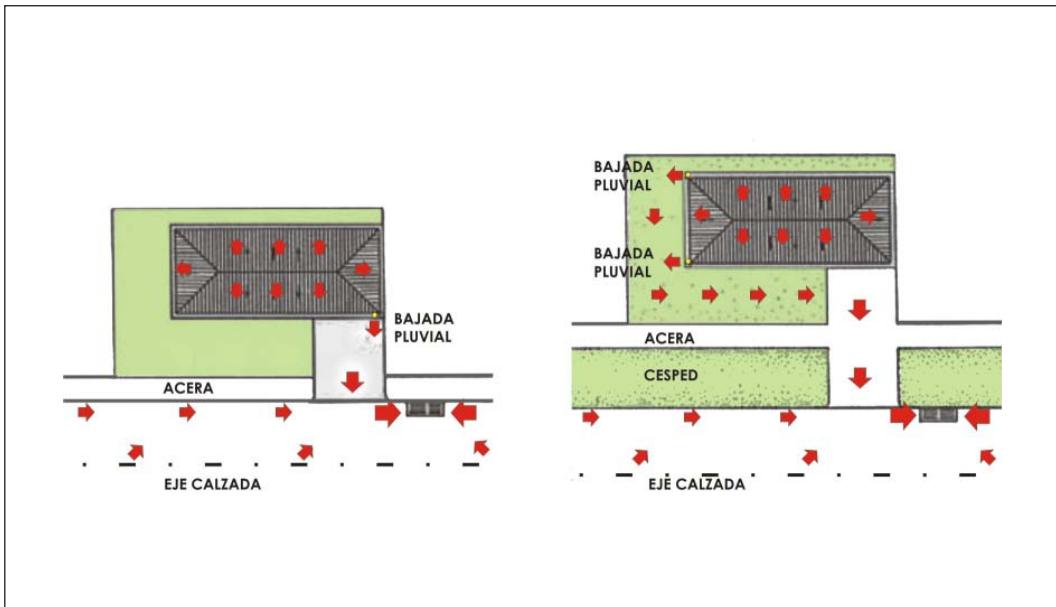


Figura 9.6. Comparación entre un enfoque tradicional y uno que promueve la desconexión de áreas impermeables.

de los predios. Esta es una estrategia de diseño que dirige las aguas de lluvia a áreas verdes, franjas de pasto o a bases porosas ubicadas bajo el manto vegetal. Con este enfoque se logra disminuir la tasa de la escorrentía, reducir flujos máximos y fomentar la infiltración de las aguas lluvia. (Fig. 9.6)

"Cuando estos sistemas de desconexión de áreas impermeables se integran al proyecto de paisajismo de una urbanización, puede desviarse parte del agua lluvia proveniente de zonas impermeables hacia zonas con vegetación para usarlas como riego.

En términos prácticos la desconexión de zonas impermeables consiste en aumentar el recorrido de las aguas lluvias sobre zonas de infiltración y detención temporal, mediante el tratamiento de los planos de escurreimiento y la incorporación de algunos elementos y disposiciones que la facilitan."²

9.3 Dispositivos de control en fuente (dispositivos 9.3.1 a 9.3.8)

Entre los dispositivos que han demostrado su idoneidad para bajar los caudales que se trasvasan a las redes, incluimos:

- Azoteas tradicionales
- Azoteas o terrazas verdes
- Instalación de mantos esponjosos
- Estanques de retención
- Zanjas de infiltración
- Espacios verdes con caminería
- Pavimentos permeables
- Espacios exteriores con acumulación transitoria

² EXTRAÍDO DE: "Diseño, Selección y Presentación de Obras", Cap.4: "Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos", Chile

9.3.1

Azoteas tradicionales

En las que se asume evacuarán más despacio, permitiendo la acumulación transitoria, mediante uso de tuberías de menor diámetro, o por la mera interposición de barreras que enlentecen el ingreso a la tubería de bajada (Figs. 9.7 - 9.8)

Aspectos de diseño

Propósito del dispositivo:

Acumula transitoriamente agua en los puntos de recogida –como las azoteas planas tradicionales.

Disminuye los caudales instantáneos.

Ámbitos en los que resulta recomendable:

Resultan útiles en zonas donde las construcciones ocupan la casi totalidad de los predios y siempre que el tipo de azoteas sean planas horizontales, de hormigón armado o similar.

Eventuales desventajas:

La disminución de los diámetros puede generar problemas con la conducción de objetos extraños que son frecuentes en la red, particularmente las hojas de árboles

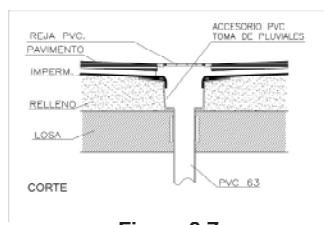


Figura 9.7
Azoteas tradicionales, Caso 1

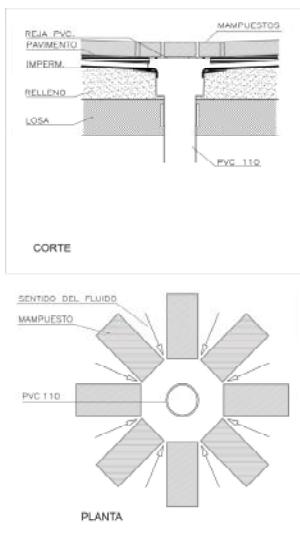


Figura 9.8 Azoteas tradicionales, Caso 2

9.3.2

Azoteas o terrazas verdes

Con salida de pequeño diámetro y manto intermedio esponjoso, que permite acumular transitoriamente agua bajo vegetal.(Fig. 9.9)

Aspectos de diseño

Propósito del dispositivo:

Acumula transitoriamente agua en los techos y terrazas, bajo y en el manto verde. El enlentecimiento del agua –que debe atravesar el manto vegetal—reduna en disminución de los picos de caudal en las redes.

Disminuye los caudales instantáneos.

Los techos verdes resultan muy útiles además para mejorar el comportamiento térmico de los cerramientos superiores en los edificios.

Ámbitos en los que resulta recomendable:

Resultan frecuentes en edificios donde los usuarios tienen fuerte compromiso con el cuidado ambiental.

Eventuales desventajas:

Requerir el compromiso de los usuarios en tareas de mantenimiento del sistema de techos



Figura 9.9 Techos verdes

9.3.3

Instalación de mantos esponjosos

Bajo los jardines naturales (áridos) o artificiales (bloques plásticos) (Figs. 9.10.³ - 9.11.⁴)

Aspectos de diseño

Propósito del dispositivo:

Acumula transitoriamente agua en un medio poroso de áridos o espuma, dispuestos bajo pavimentos exteriores o bajo canales de captación y conducción de pluviales.

El enlentecimiento del agua —que debe atravesar el manto vegetal— redundan en disminución de los picos de caudal en las redes.

Contribuye al riego de espacios exteriores

Disminuye los caudales instantáneos sobre las redes.

En caso de no estar impermeabilizadas en su cara inferior, contribuyen a fomentar la infiltración en suelo natural.

Ámbitos en los que resulta recomendable:

Resultan útiles en áreas con retiros o jardines

Eventuales desventajas:

No se prevén

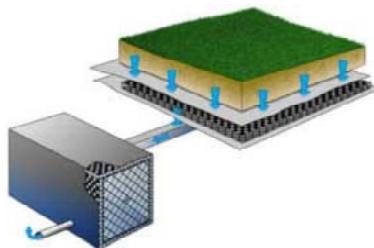


Figura 9.10 Mantos esponjosos: esquema de funcionamiento y colocación.

9.3.3

DISPOSITIVOS DE CONTROL EN FUENTE

COMPONENTES DE DISEÑO DE UN JARDÍN CON DRENAJE

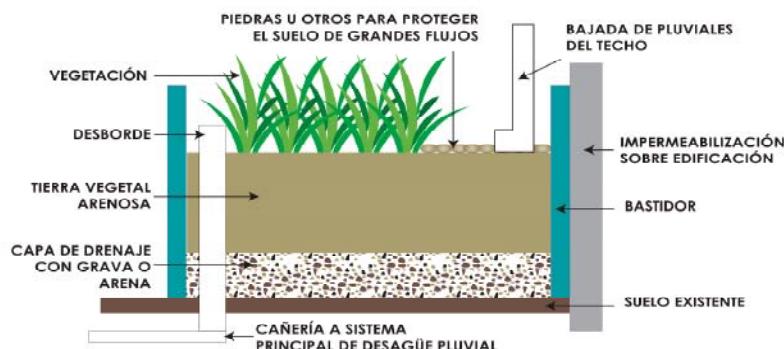


Figura 9.11 Esquema de funcionamiento de jardín con drenaje.

3 Extraído de: Atlantis. Water Managements for Life (www.atlantis-euro.es)

4 Extraído de: Melbourne Water's Sensitive Urban Design (www.wsud.melbournewater.com.au)

9.3.4 Inclusión en el proyecto de estanques de retención

Son abiertos, integrados a los jardines. (Figura 9.12.- 9.13.⁵)

Aspectos de diseño

Propósito del dispositivo:

Disminuye los caudales instantáneos sobre las redes.

Ámbitos en los que resulta recomendable:

Resultan útiles en predios con grandes superficie, con importante proporción de espacios verdes.

Pueden contribuir al riego.

Eventuales desventajas

Seguridad de niños, procreación de mosquitos



Figura 9.12 Laguna de retención aprovechando una hondonada en Fort Collins, EE.UU.



Figura 9.13 Laguna de retención en un parque, E.E.U.U.

⁵ Extraído de: "Diseño, Selección y Presentación de Obras", Cap.4: "Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos", Chile.

9.3.5 Zanjas de infiltración

Cuando el suelo natural lo permite
(Figs 9.14⁶ - 9.15 - 9.16)

Aspectos de diseño

Propósito del dispositivo:

Aumentar la infiltración de pluviales en terrenos naturalmente aptos y contribuir al riego de espacios exteriores.

Disminuye los caudales instantáneos sobre las redes.

Contribuyen a fomentar la infiltración en suelo natural.

Ámbitos en los que resulta recomendable

Resultan útiles en áreas con retiros o jardines

Eventuales desventajas

No se prevén

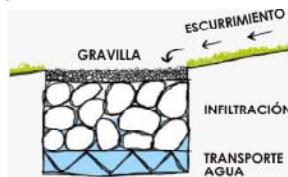


Figura 9.14 Esquema de zanja de infiltración.

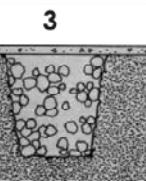
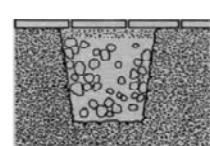
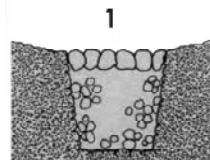


Figura 9.15 Tipos de zanja de infiltración:

1. con piedras o rocas permeables,
2. con adoquines,
3. con veredas o losas.

⁶ Extraído de: "Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles: Una alternativa a la gestión del agua de lluvia". Universidad de Valencia. Sara Perales Momparler, Ignacio Andrés Doménech.

9.3.6**Caminerías entre jardines**

Con la mera disposición de elevar las circulaciones peatonales por sobre el verde, de modo de forzar la infiltración sin impedir el tránsito. (Fig. 9.17⁷)

Aspectos de diseño**Propósito del dispositivo:**

Aumentar la infiltración de pluviales en terrenos naturalmente aptos y contribuir al riego de espacios exteriores
Disminuye los caudales instantáneos sobre las redes.

Contribuyen a fomentar la infiltración en suelo natural.

Ámbitos en los que resulta recomendable

Resultan útiles en áreas con retiros o jardines

Eventuales desventajas

Alto mantenimiento requerido por colmatación, nivel freático alto.



Figura 9.17. Ejemplos de caminerias entre jardines.

⁷ Extraído de: NCSU Water Quality Group, Transylvania County, NC, USA

9.3.7**Empleo de pavimentos permeables**

Que favorecen infiltración pluvial
(Fig. 9.18⁸)



Figura 9.18 Ejemplos de pavimentos permeables

⁸ Extraído de: "Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles: Una alternativa a la gestión del agua de lluvia". Sara Perales Momparler, Ignacio Andrés Doménech.

9.3.8 Diseño de los espacios exteriores con acumulación transitoria

Identificando espacios específicos que permiten la acumulación transitoria de agua sin generar perjuicios como los parkings de superficie (ecoparkings), campos deportivos, etc. (Figs. 9.19 - 9.20 - 9.21⁹)

Aspectos de diseño

Propósito del dispositivo:

Disminuye los caudales instantáneos sobre las redes.

Ámbitos en los que resulta recomendable

Resultan útiles en predios con grandes superficie, con importante proporción de espacios antropizados, donde el ascenso transitorio de agua no genera perjuicios.

Eventuales desventajas

Seguridad.

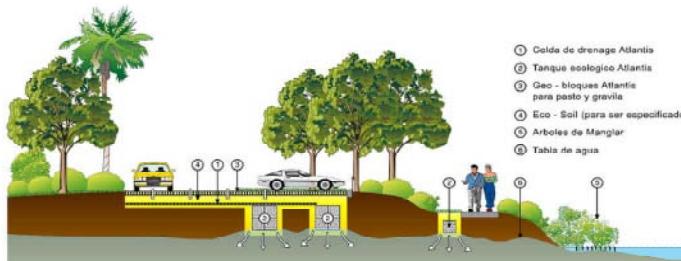


Figura 9.19 Ecoparking tipo A, corte esquemático.

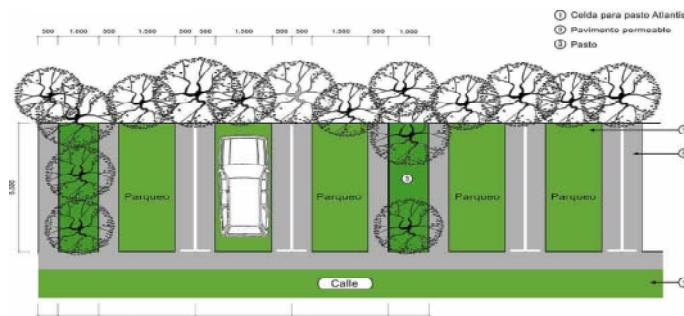


Figura 9.20 Ecoparking tipo A, planta.



Figura 9.21 Ecoparking tipo B, corte esquemático.

9 Extraído de: Atlantis. Water Managements for Life (www.atlantiseuro.es)

9.4 Dispositivos de re-aprovechamiento de aguas (dispositivos 9.4.1)

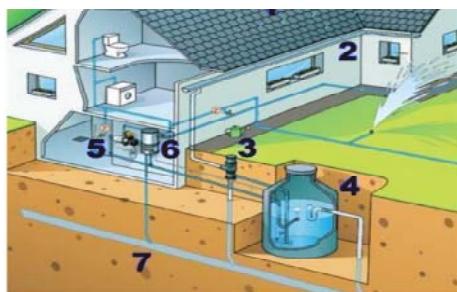
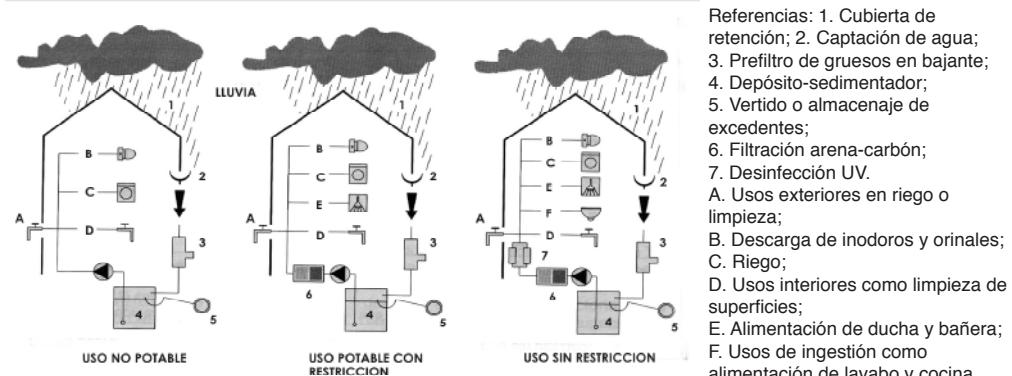
9.4.1 Sistemas asociados de re-aprovechamiento de aguas

- Reuso de aguas pluviales
- Reuso de aguas grises

La oportunidad de contar en el predio con volúmenes de agua pluvial o procedente del sistema de desagües secundarios en los predios ha permitido desarrollar técnicas de re-aprovechamiento para fines no potables.

Los objetivos perseguidos van desde la mera utilidad económica (disminuir los costos de la provisión de agua potable, de costos de tasa de saneamiento, etc.), hasta mejorar la participación de los ciudadanos en el uso y cuidado del recurso agua.

Entre los usos hoy habituales se destacan: riego, limpieza, descarga de inodoros y orinales, alimentación de lavadoras y lavavajillas, etc.(Figs. 9.22¹⁰ - 9.23)



EQUIPO BÁSICO DE RECOGIDA DE AGUAS PLUVIALES

Referencias: 1. Cubierta;
2. Canalón;
3. Filtro;
4. Depósito;
5. Bomba;
6. Sistema de gestión agua de lluvia-agua de red;
7. Sistema de drenaje de las aguas excedentes, de limpieza, etc.

Figuras 9.22 / 9.23 Esquema reaprovechamiento de aguas.

10 Extraído de: Máster Universitario en Ingeniería del Agua. Universidad de Sevilla. Grupo TAR. Juan Gallardo Recio, José Ignacio Cornejo Sánchez.

10 Microdrenaje



10.1 Componentes del Sistema de Microdrenaje

- 10.1.1 Estructuras de conducción
- 10.1.2 Estructuras de captación
- 10.1.3 Estructuras de alejamiento
- 10.1.4 Estructuras de Control
- 10.1.5 Estructuras de disipación

10.2 Trazado de la red

10.3 Determinación del caudal de escorrentía

- 10.3.1 Caracterización de la cuenca
- 10.3.2 Caudal de Escorrentía - Método Racional

10.4 Diseño y Dimensionado de los componentes

- 10.4.1 Conducciones
- 10.4.2 Captaciones
- 10.4.3 Estructura de Alejamiento
- 10.4.4 Planilla de cálculo
- 10.4.5 Estructuras de Almacenamiento
- 10.4.6 Estructuras de Infiltración
- 10.4.7 Descarga al cuerpo receptor

10 Microdrenaje

El sistema de aguas pluviales se ha dividido en tres elementos denominados:

- Generación, control y escurrido de aguas pluviales en fuente
- Microdrenaje
- Macrodrainaje

El microdrenaje corresponde a los elementos de conducción, captación y alejamiento de aguas pluviales aguas abajo de la fuente. Se entiende que en estos sistemas se aplica como criterio de cálculo de los caudales de diseño el método racional y, en general, se analizan las estructuras hidráulicas en régimen permanente. La capacidad de conducción o de captación de las estructuras se realiza para los caudales máximos establecidos según los períodos de retornos adoptados.

En este capítulo se presentan y describen los componentes indicados anteriormente que integran los sistemas de microdrenaje de pluviales, así como también los componentes especiales para el control del caudal, estos son estanques, zanjas y pozos de infiltración, pavimentos permeables y estructuras de amortiguación del caudal de escorrentía (estanques y lagunas de almacenamiento) que pueden ser de aplicación tanto a nivel de microdrenaje como a nivel de control en fuentes. Se establecen además los criterios para el trazado

de la red de drenaje y la metodología para el dimensionado y diseño de cada uno de los componentes y estructuras de control.

10.1 Componentes del Sistema de Microdrenaje

El sistema de microdrenaje de pluviales comprende básicamente un conjunto de estructuras de conducción, captación, alejamiento y de disipación.

En general, en los sistemas de microdrenaje se conduce el agua por cordón cuneta o cuneta hasta que la capacidad de estos se ve superada. En estos puntos se interponen captaciones al flujo y se conduce el agua en exceso a través de tuberías o canales rectangulares tapados o abiertos. Dentro de este sistema se pueden intercalar estructuras de control o amortiguación del caudal como estructuras complementarias a las estructuras básicas de forma de optimizar el diseño del sistema. Estos dispositivos son empleados en general para controlar el incremento del caudal de escorrentía generado durante un evento de tormenta en la cuenca y en algunos casos aumentar la infiltración. (Fig. 10.1)

En la Tabla 10.1 se indican y definen los diferentes componentes del sistema de microdrenaje que se consideran en este manual.

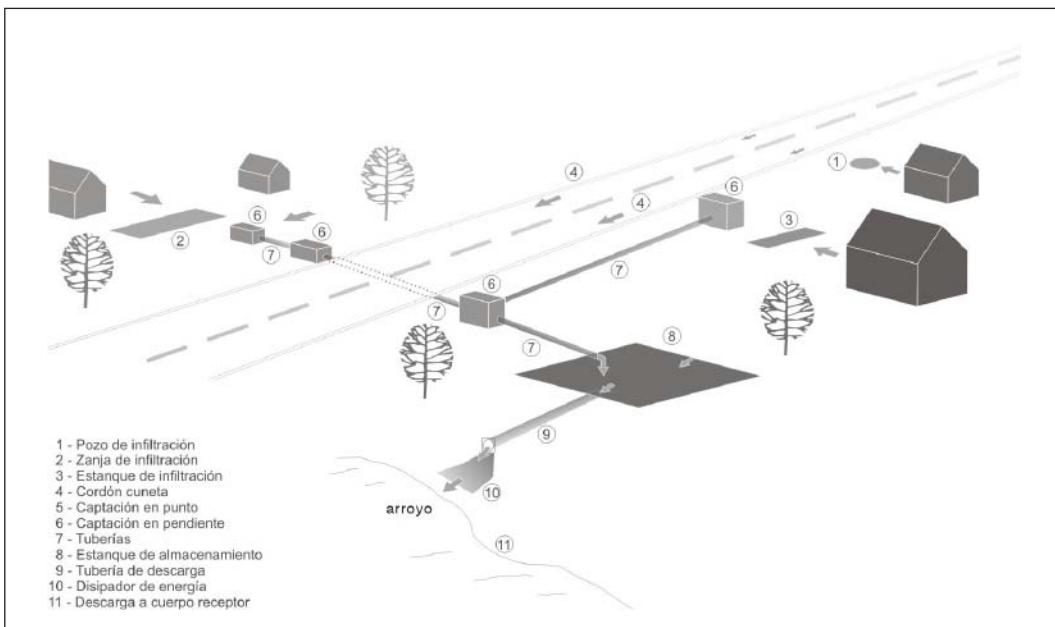


Figura 10.1 Croquis general sistema de microdrenaje

ESTRUCTURAS		DEFINICIÓN
1 CONDUCCIONES		primeras estructuras que conducen la escorrentía en forma concentrada luego de que escurre superficialmente por la cuenca de aporte
a	Cunetas:	cañales abiertos emplazados paralelamente al eje de la calle entre la banquina y la vereda, hacia la cual las manzanas y calles escurren en forma distribuida
b	Cordones cunetas:	cañales triangulares con un lado vertical que coincide con el cordón de la vereda y el lado inclinado forma parte del pavimento con una pendiente igual o mayor a la del pavimento
c	Badenes:	se emplean para conducir la escorrentía de un cordón cuneta hacia otro
d	Alcantarillas:	utilizados para conducir la escorrentía de una cuneta a otra, o para permitir el pasaje peatonal o vehicular a través de las cunetas
2 CAPTACIONES		recogen todo o parte de la escorrentía que circula por los cordones cunetas o cunetas cuando se ve superada su capacidad hidráulica, descargándolo a las conducciones de alejamiento
a	Rejas:	estructuras de canales con rejas ubicados en el pavimento y normalmente ubicados perpendiculares al flujo principal
b	Bocas de tormenta:	abertura en la cara lateral del cordón de la vereda a través de la cual se capta el agua que circula por el cordón cuneta
c	Bocas de tormenta combinadas:	consisten en una boca de tormenta y una reja de captación
d	Sumideros:	cámaras abiertas con barras transversales conectadas con tuberías
e	Captaciones en cunetas:	rejas ubicadas generalmente en el fondo de la cuneta
3 ALEJAMIENTO		reciben el caudal de escorrentía interceptado por las captaciones y lo transportan hasta la descarga final del sistema de drenaje
a	Tuberías:	colectores circulares prefabricados de hormigón, PVC, polietileno de alta densidad (PEAD), PRFV, etc
b	Canales:	estructuras abiertas de variadas secciones con diferentes revestimientos que permite la conducción de aguas pluviales
4 CONTROL		son estructuras de retención y/o infiltración que disminuyen los caudales pico permitiendo reducir las dimensiones de las conducciones o mitigar efectos adversos
a	Estructuras de almacenamiento:	modifican el hidrograma de escorrentía afluente con el principal objetivo de reducir el caudal máximo a su salida
b	Estanques de almacenamiento:	depósitos enterrados o no, abiertos o tapados, que no tienen una zona permanente con agua y pueden diseñarse de variadas geometrías
c	Lagunas de almacenamiento:	mantienen un volumen de agua constante en el estanque
d	Estructuras de infiltración:	infiltran parcial o totalmente el caudal de escorrentía de la cuenca de aporte, reduciendo tanto el caudal pico como el volumen total de escorrentía que descargan
e	Estanques de infiltración:	depósitos de poca profundidad e importante área, infiltran el caudal afluente principalmente a través de su base
f	Zanjas de infiltración:	zanjas de 1 a 3m de profundidad aproximadamente
g	Pozos de infiltración:	excavaciones profundas que captan la escorrentía y la infiltran hacia capas profundas de subsuelo
h	Pavimentos permeables:	menor contenido de arena y fracción fina y mayor espesor de la subbase granular en comparación con las subbases granulares de los pavimentos convencionales
5 DISIPACIÓN		quitan energía al flujo de forma de evitar erosiones
a	Elementos de rugosidad:	elementos dispuestos sobre la base de un canal o cuneta que actúan agregándole rugosidad
b	Expansiones:	expansiones de la sección de la conducción previo a su descarga
c	Bloques disipadores en inclinaciones:	bloques dispuestos sobre un plano inclinado
d	Caida inclinada con enrocado:	incremento de la inclinación del terreno (rápido) y posteriormente una disminución de la misma (cubeta), ambas zonas recubiertas de enrocado
e	Caida vertical reforzada:	una caída o escalón vertical de hormigón y al pie del mismo una zona reforzada generalmente con enrocado

Tabla 10.1 Componentes del sistema de microdrenaje

10.1.1 Estructuras de conducción

Las estructuras de conducción se definen como las primeras estructuras que conducen la escorrentía en forma concentrada luego de que escurre superficialmente por la cuenca de aporte. No se incluyen en esta clasificación el escurrimiento difuso por parques, calles, veredas que, por cierto, son también conductores de aguas pluviales. Incluidos en este tipo de obras se identifican cunetas y cordones cuenta como primer medio de canalización de las aguas de lluvia fuera de las áreas urbanizadas.

En la Tabla 10.2 se resumen las características generales que presentan cordones cunetas y cunetas en forma comparativa, para guiar al proyectista en la se-

lección y diseño mas adecuados del tipo de estructura de conducción.

A continuación se describen las diferentes estructuras de conducción.

10.1.1.1 Cunetas

Las obras de conducción de tipo cunetas consisten en canales abiertos emplazados paralelamente al eje de la calle entre la banquina y la vereda, hacia la cual las manzanas y calles escurren en forma distribuida.

Las calles de balasto deben siempre disponer de cunetas en ambos lados. La adecuada pendiente transversal de la calle y el rápido escurrimiento hacia la cuneta,

	CUNETAS	CORDÓN CUNETA
Calles de balasto	recomendado para evitar que erosionen los lados de la calle	no se recomienda por la erosión generada a lo largo del mismo
Calles pavimentadas	permite en general reducir costos en alcantarillado y dispositivos de captación	son necesarias captaciones y tuberías enterradas en cruce de calles.
	como mínimo hace necesario alcantarillar en cruces de calles	badeños en caso necesario en cruce de calles
Puentes peatonales	necesarios	no necesarios
Seguridad del tránsito	reduce ancho de vereda o calles aún en tiempo seco, aunque durante la tormenta permiten encausar el flujo	en tiempo seco no generan interferencias en el tránsito, durante la tormenta reducen el ancho transitable de las calles.
Costos	en general menores	en general mayores
Recomendadas en general	cuando se dispone grandes anchos de veredas o suficiente separación entre líneas de propiedad	veredas angostas
	suelo rurales y de periferia	suelos urbanos (céntricos)
Otras ventajas	permiten en general infiltrar parte del caudal de escorrentía que conducen	

Tabla 10.2 Características de las estructuras de conducción

CUNETAS	ZONA DE PERIFERIA	ZONA CENTRICA
Recubrimiento	pasto	variado, se recomiendan de pasto para permitir infiltración
Sección	triangular o trapezoidal	variadas formas transversales, secciones triangulares se usan regularmente en las zonas más altas, donde se tienen bajos caudales de escorrentía
Taludes laterales	tendidos (H:V igual a 4:1 o mayores)	H:V igual a 2:1 o 1:1 (siempre que se verifique su estabilidad), pueden ser mas empinados si se recubren de hormigón
Anchos superficiales	grandes (hasta 4 u 8m aproximadamente)	pequeños (0,8 a 1m, de forma de no generar molestias al tránsito)

Tabla 10.3 Características de las cunetas



Figura 10.2 Foto de cuneta

reduce las posibilidades de erosión de los bordes de la calle. Los pavimentos de tosca compactada no son viables si las pendientes longitudinales son muy elevadas (del orden de 7% o mayores) ya que un recorrido largo del agua por el pavimento puede erosionarlo. En caso contrario los costos de mantenimiento son elevados.

De acuerdo al tipo de urbanización serán las características de las cunetas. En la tabla tabla 10.3. se presentan para el caso de urbanización de tipo residencial de periferia y tipo céntrica.

Las cunetas, cuando cuentan con gran cantidad de vegetación, suelen denominarse zanjas con vegetación. La vegetación aumenta el tiempo de tránsito y en consecuencia disminuye la intensidad de la lluvia de diseño. Se puede agregar material permeable y obtener, en forma adicional, menor caudal escurrido. Se recomienda una pendiente lateral horizontal/vertical $H/V = 4/1$, y pendiente longitudinal entre 0.2 y 1% para lograr velocidades bajas. (Fig. 10.2)

Las cunetas de pasto deben tener taludes estables. Dicha estabilidad estructural depende del material del suelo. La sección elegida debe permitir su mantenimiento, en particular limpieza y corte de pasto. Es necesario controlar las velocidades de flujo para evitar la erosión de los taludes. Para facilitar el mantenimiento se puede revestir el fondo.

En caso que se revista toda la cuneta no hay infiltración al terreno y es necesario analizar los problemas de subpresión en caso de napas freáticas elevadas.

En lugares con grandes pendientes pueden colocarse gradas interpuestas en el canal para el control de la velocidad.

10.1.1.2 Cordón cuneta

Los cordones cuneta son canales triangulares con un lado vertical que coincide con el cordón de la vereda, y el lado inclinado forma parte del pavimento con una pendiente igual o mayor a la del pavimento La Asociación Americana AASHTO recomienda una pendiente del 8% como máxima pendiente transversal del cordón cuneta.

Los cordones cuneta pueden tener secciones uniformes, compuestas o curvas.

- *Sección uniforme:* Estos cordones cuneta tienen la misma pendiente transversal que la de la calle.
- *Sección compuesta:* tienen pendiente transversal mayor a la pendiente transversal de la calle, a efectos de aumentar su capacidad de conducción.
- *Sección curva:* Ocurre en pavimentos antiguos o en autopistas como consecuencia de pavimentos curvos.

10.1.1.3 Badenes

Los badenes se emplean para conducir la escorrentía de un cordón cuneta hacia otro, por ejemplo, en los cruces de calles donde se mantiene un importante caudal de escurrimiento al no tener bocas tormenta, o cuando la calle paralela al badén es una calle principal, de forma de evitar que el flujo de escorrentía cruce a través de la misma.

Permite definir la zona de mayor escurrimiento pluvial. Debe ser diseñado considerando que se mantenga la seguridad del tránsito.

Los badenes son calculados como cunetas con una sección normalmente circular.

10.1.1.4 Alcantarillas

Las alcantarillas corresponden a dispositivos utilizados para conducir la escorrentía de una cuneta a otra, o para permitir el pasaje peatonal o vehicular a través de las mismas. Pueden ser de sección circular o rectangular. Su diseño está relacionado con el caudal y el régimen de escurrimiento de los canales aguas arriba y debajo de la alcantarilla.

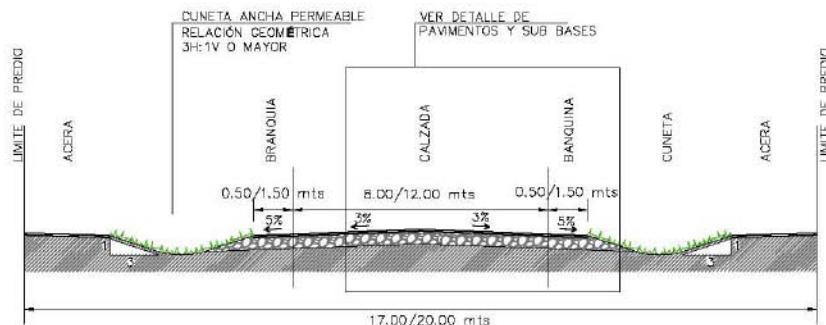
Las alcantarillas incluyen alas en la entrada y salida con el fin de dirigir el flujo. Las paredes verticales actúan como muros de contención y aseguran la transición con canales de entrada y salida.

El diseño de alcantarillas de las obras de microdrenaje urbano suele realizarse asumiendo flujo uniforme estacionario a superficie libre, con tirante menor al 75% u 80% del diámetro de la alcantarilla, y empleando los criterios de diseño que se emplean para tuberías respecto a la tapada mínima y velocidades máximas. En algunos casos para microdrenaje es recomendable utilizar las "Directivas de diseño hidrológico de alcantarillas" [GENT-00] realizado por la Facultad de Ingeniería en las que se asume régimen de flujo gradualmente variado, de forma de tener mayor precisión en los resultados. Es necesario aplicarlo cuando la cuenca de aporte es importante o si se trata de cruces de calles principales como avenidas o rutas. (Fichas: Caso 1 a Caso 9)

RELACIÓN ENTRE CALLES (VEHICULARES Y/O PEATONALES) CON LOS DISPOSITIVOS DE CONDUCCIÓN HIDRÁULICA.

A) CALLES VEHICULARES

CASO 1: CUNETA ANCHA PERMEABLE



ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTA	BAJO	CON CUNETA

SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
URBANIZACIONES CAMPESTRES GRANDES PREDIOS SUBURBANOS LÍMITE DIFUSO ENTRE PROP. PRIVADA Y PÚBLICA MUY BAJA VELOCIDAD DE AUTOMÓTORES	CUNETAS DE MENOR PENDIENTE EN SUELLO PASTO, PERCIBIDAS COMO PARTE DEL JARDÍN	INFILTRAR BAJO LAS CUENTAS BAJA VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO TRAZADO SINUOSO DE CALLES Y CUNETAS CONTRIBUIRÁ A DISMINUIR VELOCIDAD DE ESCURRIMIENTO

OBJETIVOS	SE CUMPLE SI	NO
DISMINUIR CAUDALES		
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS		
INFILTRACIÓN		
BAJAR VELOCIDAD		
CALIDAD DISEÑO URBANO		
SEGURIDAD TRANSITO		



CUNETA ANCHA PERMEABLE CON VEGETACIÓN
EXTRAIDO DE : "RIGHT OF WAY USES AND TRENDS"

EN LA FOTO SE OBSERVAN LA COMBINACIÓN DE CUNETAS Y PAVIMENTO QUE INFILTRAN.



CUNETA ANCHA PERMEABLE CON SUELO PASTO Y VEGETACIÓN
EXTRAIDO DE : "RIGHT OF WAY USES AND TRENDS"

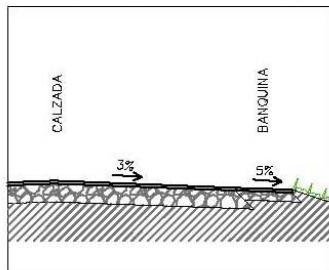
CUNETAS DE ESCASA PROFUNDIDAD DE SUELO PASTO,
GENERADAS ENTRE DIFERENTES CIRCULACIONES
(VEHICULAR / PEATONAL).



CUNETA ANCHA PERMEABLE CON SUELO PASTO
CUNETA VERDE EN URBANIZACIÓN EN REINO UNIDO

CUNETAS DE MEDIANA PROFUNDIDAD DE SUELO PASTO,
DELIMITAN APENAS LO PÚBLICO DE LO PRIVADO.

DETALLE DE PAVIMENTOS Y SUB BASES



CALZADA TOSCA:

ANCHO	- 8 A 12M
MATERIAL CAPAS	- SIN PAVIMENTO, SE REQUIERE UN PAQUETE GRANULAR $e=40\text{cm}$, MINIMO EN AL MENOS 2 CAPAS
PENDIENTE	- MÍNIMO 3%

CALZADA CARPETA ASFÁLTICA:

ANCHO	- 8 A 12M
MATERIAL CAPAS	- CARPETA ASFÁLTICA $e=5\text{cm}$ MIN - BASE GRANULAR $e=15\text{cm}$ MIN
PENDIENTE	- SUB BASE $e=15\text{cm}$ MIN - MÍNIMO 2%, NORMAL 2 a 3%

CALZADA HORMIGÓN:

ANCHO	- 8 A 12 mts.
MATERIAL CAPAS	- HORMIGÓN $e=12\text{cm}$ MIN - BASE GRANULAR QUE PUEDE SER CEMENTADA O NO - CEMENTADA $e=10/15\text{cm}$ / NO CEMENTADA $e=20/30\text{cm}$
PENDIENTE	- MÍNIMO 2%, NORMAL 2 a 3%

BANQUINAS:

ANCHO	- 0.5 A 1.5 mts EN GRAL
MATERIAL	- DIFERENTE AL DE LA CALZADA
PENDIENTE	- PASTO/TOSCA GRANULAR DEPENDE DEL TIPO DE CALLE - SIEMPRE MAYOR QUE EL DE LA CALZADA, DE 4/6%, NORMAL 5%

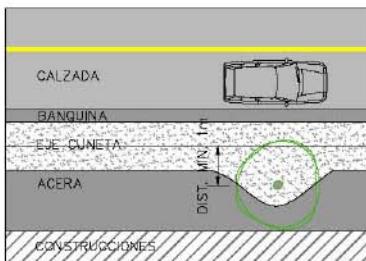
INTERFERENCIAS EN CUNETAS



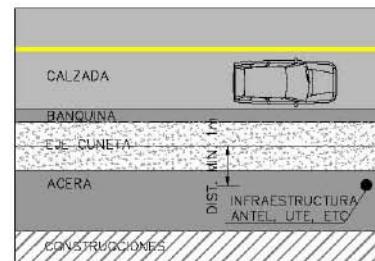
1.1— INTERFERENCIA ENTRE CUNETA ANCHA CON TALUD MAYOR A 4:1 Y ENTRADA DE GARAGE. EN ESTE CASO SE COLOCA UN LECHO DE ADOQUINES SOBRE LA CUNETA QUE PERMITE EL PASAJE DEL VEHICULO.



1.2— INTERFERENCIA ENTRE CUNETA CON TALUD MENOR A 3:1 Y ENTRADA DE GARAGE. EN ESTE CASO UTILIZAMOS ALCANTARILLA.



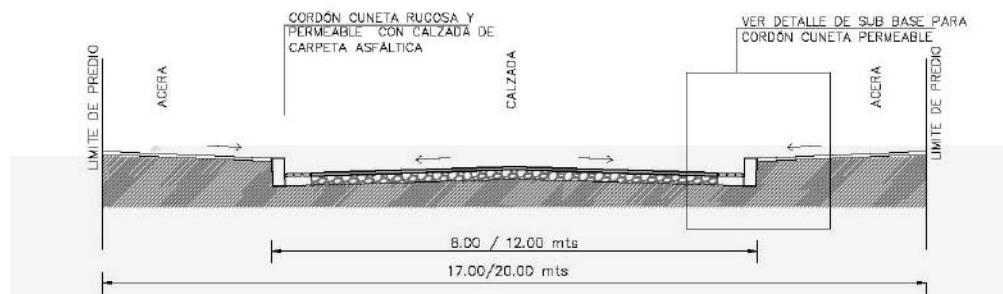
1.3— INTERFERENCIA ENTRE CUNETA Y ÁRBOLES, DISTANCIA MÍNIMA DE 1 m.



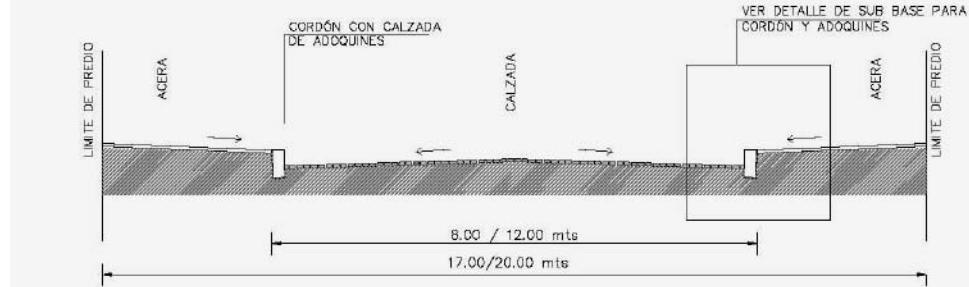
1.4— INTERFERENCIA ENTRE CUNETA E INFRAESTRUCTURA UTE, ANTEL, ETC., DISTANCIA MÍNIMA 1 m.

CASO 2: CORDÓN CUNETA PERMEABLE

2.1 CON CALZADA DE CARPETA ASFÁLTICA



2.2 CON CALZADA DE ADOQUINES

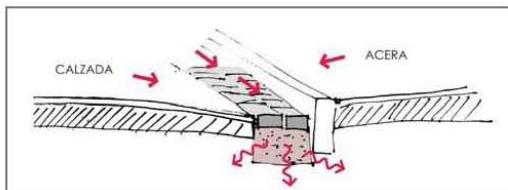


ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTA	BAJO	CON CUNETA

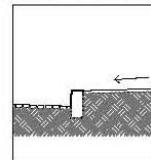
OBJETIVOS	SE CUMPLE
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CALIDAD DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
URBANIZACIONES CAMPESTRES GRANDES PREDIOS SUBURBANOS MEDIANA VELOCIDAD DE AUTOMÓTORES	CORDÓN CUNETA QUE POR LA BAJA VELOCIDAD Y BAJO CAUDAL PERMITE MENOR VELOCIDAD E INFILTRACIÓN. ELECCIÓN DE ELEMENTOS RUCCOSOS PARA LA SUPERFICIE QUE PERMITAN PERMEAR.	VER POSIBILIDAD DE UTILIZAR HORMIGÓN POROSO PARA EL PROPIO PAVIMENTO.

DETALLE CORDÓN CUNETA PERMEABLE



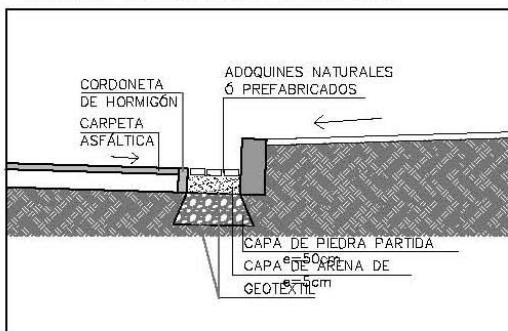
DETALLE DE SUB BASE PARA CORDÓN Y ADOQUINES



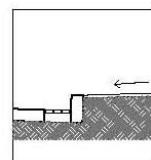
ADOQUINES:

- CAPAS
 - ADOQUINES $e=6\text{cm}$ MIN
 - TRANSITO LIVIANO Y BAJO
 - CAFA DE ARENA DE $e=5\text{cm}$
 - SUB BASE GRANULAR $e=15\text{cm}$ MIN

DETALLE CORDÓN CUNETA PERMEABLE



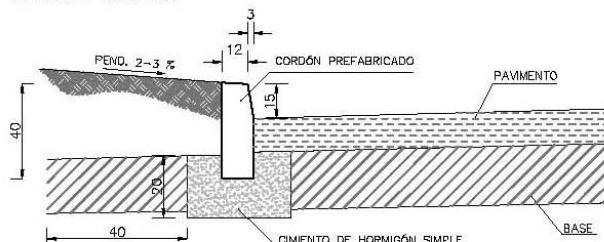
DETALLE DE SUB BASE PARA CORDÓN CUNETA PERMEABLE



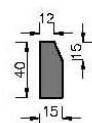
CALZADA CARPETA ASFÁLTICA:

- | | |
|----------------|--|
| ANCHO | - 8 A 12M |
| MATERIAL CAPAS | <ul style="list-style-type: none"> - CARPETA ASFÁLTICA $e=5\text{cm}$ MIN - BASE GRANULAR $e=15\text{cm}$ MIN - SUB BASE $e=15\text{cm}$ MIN |
| PENDIENTE | - MÍNIMO 2%, NORMAL 2 a 3% |

DETALLE CORDÓN



CORDÓN



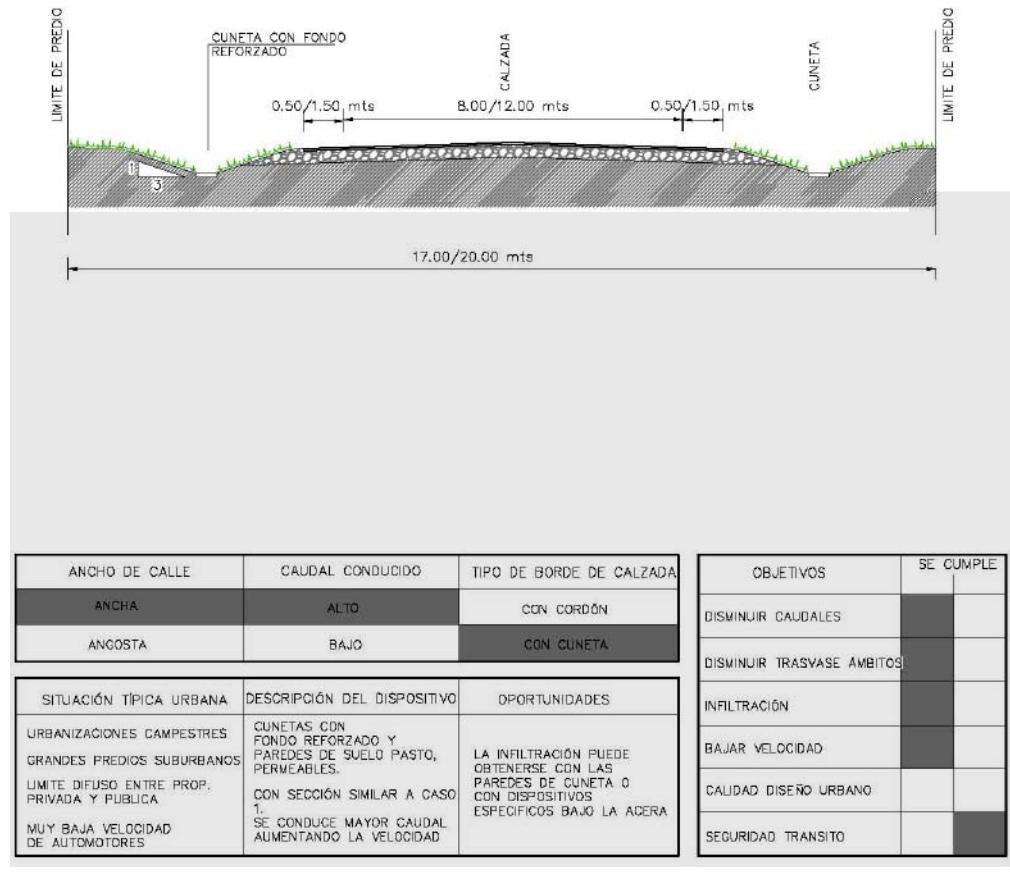
EL HORMIGÓN PARA EL CORDÓN PREFABRICADO TENDRÁ UN MÍNIMO DE 325 kg. DE CEMENTO PORTLAND POR METRO CÓDICO DE HORMIGÓN ELABORADO. RESISTENCIA MEDIA A LA COMPRESIÓN SERÁ DE 275 kg/cm² A LOS 28 DÍAS.

10 11 12 13 A B

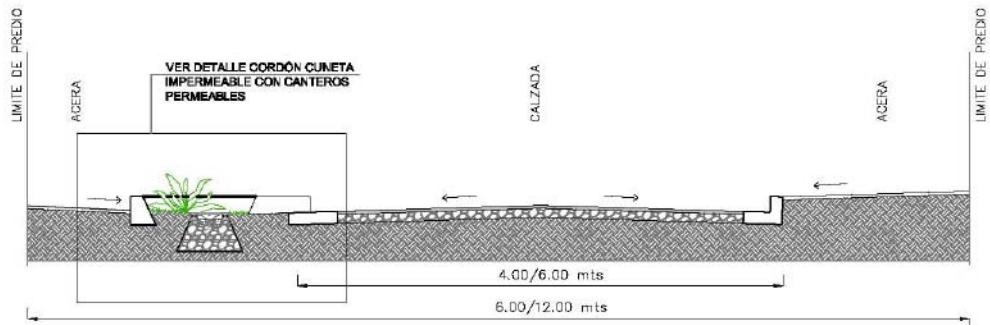


: 01 02 03 04 05 06 07 08 09

CASO 3: CUNETA CON FONDO REFORZADO



CASO 4: CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE CON CANTEROS PERMEABLES



ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHAS	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTAS	BAJO	CON CUNETA
SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
CALLE TÍPICA URBANA	CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE EN ACERAS CANTEROS PERMEABLES	LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN SERÁN COMPLEMENTARIOS Y SU UBICACIÓN SE RESTRINGE A LAS ACERAS O EN ESPACIOS PÚBLICOS AD HOC

OBJETIVOS	SE CUMPLE
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CALIDAD DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

10
11 12 13 A B10
01 02 03 04 05 06 07 08 09

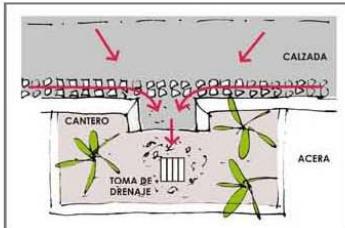
DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN

CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE, CON CANTEROS PERMEABLES EN ACERAS
 EXTRAÍDO DE : "RIGHT OF WAY USES AND TRENS"

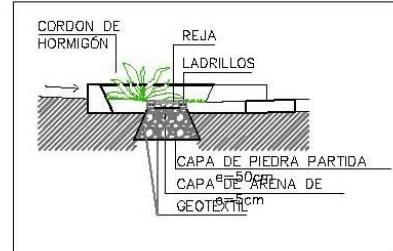


FOTO

DETALLE CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE
 CON CANTEROS PERMEABLES



PLANTA

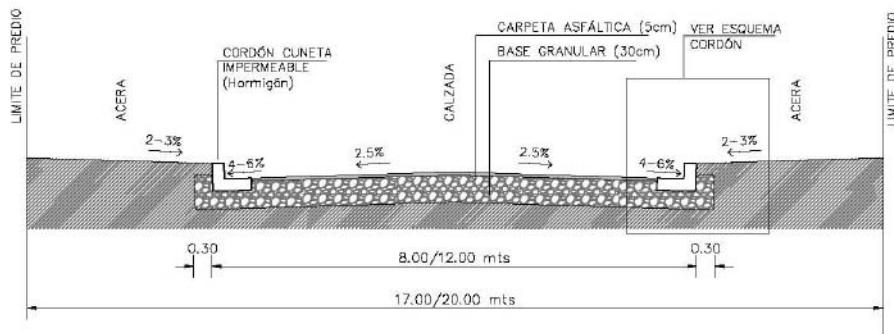


CORTE



CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE , CUNETAS PERMEABLES
 EXTRAÍDO DE : "RIGHT OF WAY USES AND TRENS"

CASO 5: CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE

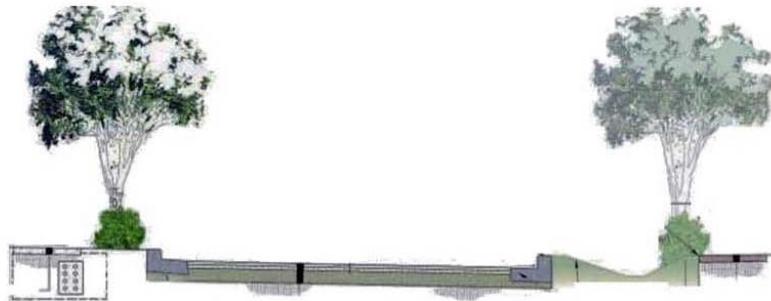
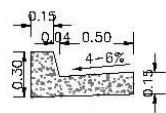


ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTA	BAJO	CON CUNETA
SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
CALLE TÍPICA URBANA	CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE	LOS DISPOSITIVOS DE INFILTRACIÓN SERÁN COMPLEMENTARIOS Y SU UBICACIÓN SE RESTRINGE A LAS ACERAS O EN ESPACIOS PÚBLICOS AD HOC

OBJETIVOS	SE CUMPLE
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CAJUND DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

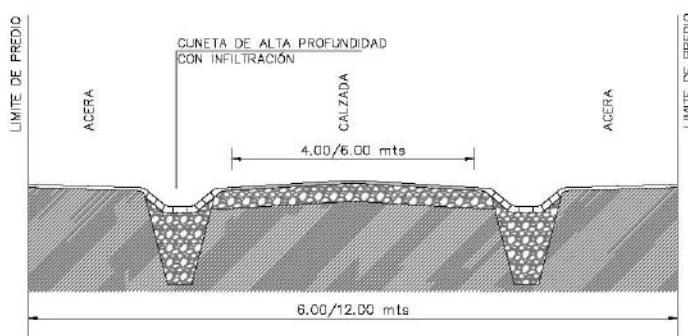
10 11 12 13 A B

10

**CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE****CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE****ESQUEMA CORDÓN**

EL HORMIGÓN PARA EL CORDÓN CUNETAS TENDRÁ UN MÍNIMO DE 325kg DE CEMENTO PORTLAND POR METRO CÚBICO DE HORMIGÓN ELABORADO.

CASO 6: CUNETA DE ALTA PROFUNDIDAD CON INFILTRACIÓN



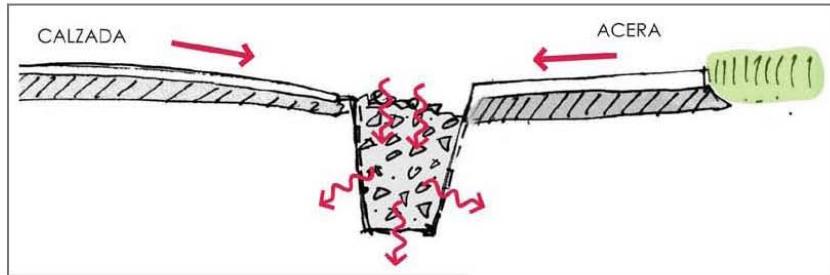
ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANCOSTA	BAJO	CON CUNETA
SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
CALLES ANCOSTAS, GENERALMENTE CORRESPONDIENTE A REGULARIZACIONES O A INTERVENCIÓNES EN ESPACIOS CONSOLIDADOS	CUNETA CON PAREDES DE ALTA INCLINACIÓN Y ESCASO ANCHO DEBIDO A BAJA DISPONIBILIDAD DE ESPACIO, SE COLOCAN AREOS EN EL INTERIOR.	EL RELLENLO DE AREOS AYUDA A LA ESTABILIDAD, DEL SISTEMA Y MEJORA LA RETENCIÓN TRANSITORIA

OBJETIVOS	SE CUMPLE
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CALIDAD DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

10 11 12 13 A B

: 01 02 03 04 05 06 07 08

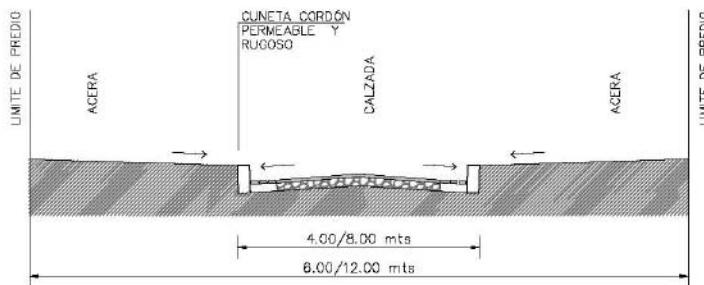
DETALLE CUNETA GRAN PROFUNDIDAD



CUNETA DE GRAN PROFUNDIDAD EN RUTA



CASO 7: CORDÓN CUNETA PERMEABLE Y RUGOSO

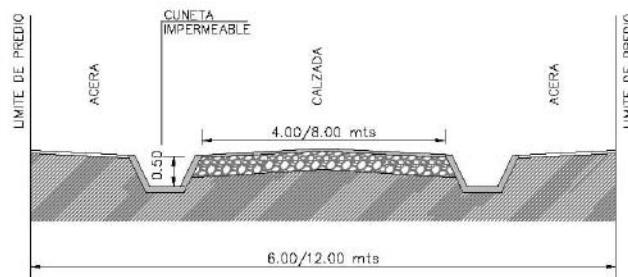


ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTA	BAJO	CON CUNETA
SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
CALLES ANGOSTAS, GENERALMENTE CORRESPONDIENTE A REGULARIZACIONES O A INTERVENCIÓNES EN ESPACIOS CONSOLIDADOS	CORDÓN CUNETA PERMEABLE.	LOGRAR PEQUEÑAS INFILTRACIONES A TRAVÉS DEL CORDÓN CUNETA

OBJETIVOS	SE CUMPLE
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CALIDAD DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

10 11 12 13 A B

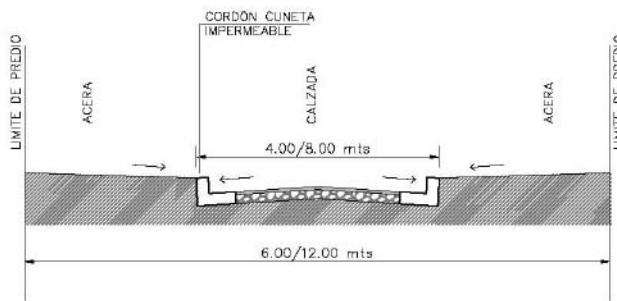
CASO 8: CUNETA IMPERMEABLE



ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTA	BAJO	CON CUNETA
SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
CALLES ANGOSTAS, GENERALMENTE CORRESPONDIENTE A REGULARIZACIONES O A INTERVENCIONES EN ESPACIOS CONSOLIDADOS	CUNETA QUE POR SU ALTO CAUDAL Y VELOCIDAD DEBE SER REFORZADA EN SU TOTALIDAD	

OBJETIVOS	SE CUMPLE
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CALIDAD DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

CASO 9: CORDÓN CUNETA IMPERMEABLE



ANCHO DE CALLE	CAUDAL CONDUCIDO	TIPO DE BORDE DE CALZADA
ANCHA	ALTO	CON CORDÓN
ANGOSTA	BAJO	CON CUNETA

SITUACIÓN TÍPICA URBANA	DESCRIPCIÓN DEL DISPOSITIVO	OPORTUNIDADES
CALLES ANGOSTAS, GENERALMENTE CORRESPONDIENTE A REGULARIZACIONES O A INTERVENCIONES EN ESPACIOS CONSOLIDADOS		

OBJETIVOS	SE CUMPLE SI NO
DISMINUIR CAUDALES	
DISMINUIR TRASVASE ÁMBITOS	
INFILTRACIÓN	
BAJAR VELOCIDAD	
CALIDAD DISEÑO URBANO	
SEGURIDAD TRANSITO	

B) CALLES PEATONALES

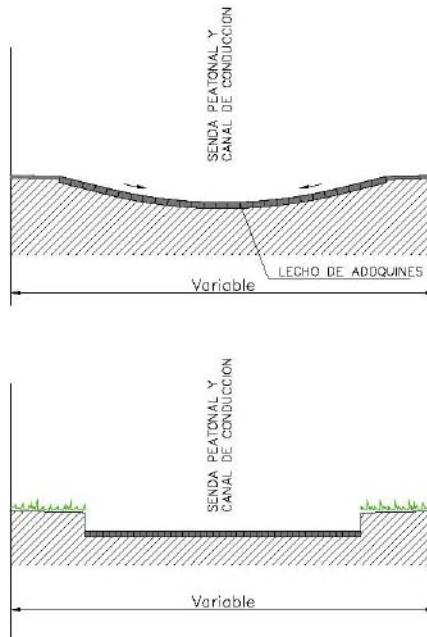
1– SENDAS QUE SON EN SI MISMAS EL CANAL DE CONDUCCIÓN

El presente análisis refiere a la relación entre sendas peatonales y dispositivos de conducción. En estas sendas se verifican condiciones exclusivas, que determinan condicionamientos particulares para sus redes:

No circulan vehículos, por lo que los requisitos de resistencia de componentes son menores.

Los requisitos de seguridad para peatones son mayores.

Existe mayor espacio para lo lúdico.



ESQUEMA DE CANAL DE CONDUCCIÓN QUE OFICIA A AL MISMA VEZ DE SENDA PEATONAL

- Refiere a sendas cuyo uso es nulo en momentos de lluvia
- No necesitan mantenimiento
- No contienen piezas que inviten al vandalismo.

EJEMPLOS:



Foto 1.
Sendas peatonales en patios de
Hospital Garrahan, Buenos Aires.



Foto 2.
Sendas peatonales en patios de
Hospital Garrahan, Buenos Aires.

10 11 12 13 A B



:

01 02 03 04 05 06 07 08 09

10



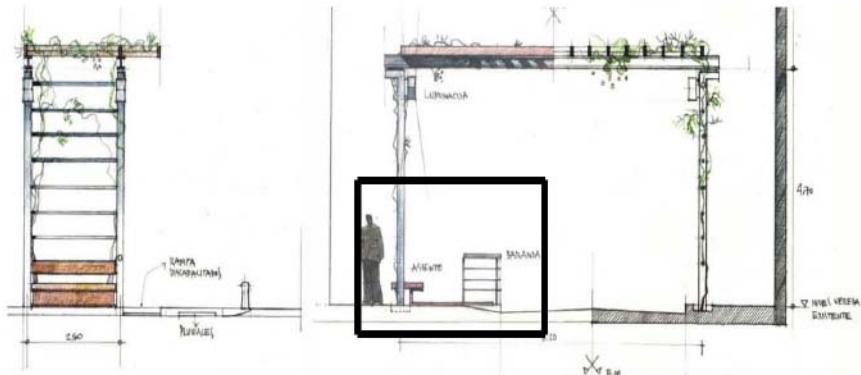
Foto 3.
Canal central abierto



Foto 4.
Canal central con rejas

ADAPTACION DE UN SISTEMA DE CALLE VEHICULAR A SENDA PEATONAL

Ej Peatonal en la ciudad de Melo



Croquis



Foto 5.
Detalle de dispositivo

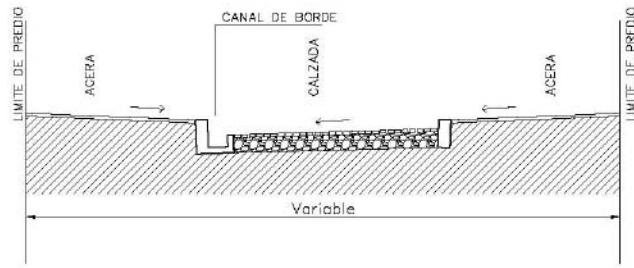


Foto 6.
Detalle de dispositivo

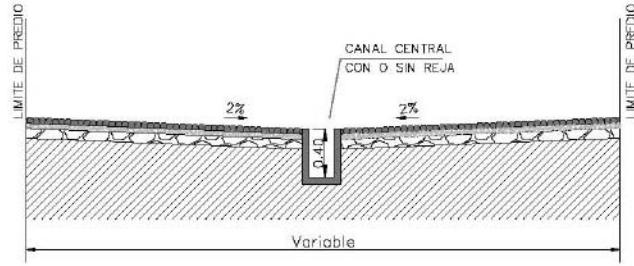
2– SENDAS QUE INCLUYEN CANALES

SE RECONOCEN 2 CASOS, CANALES DE BORDE Y CANALES CENTRALES.
ESTE TIPO DE SENDAS PUEDEN TENER REJAS O SER ABIERTAS.
DEPENDIENDO DEL TIPO DE USUARIOS SE DEBERAN ARBITRAR CRITERIOS DE SEGURIDAD PARA EVITAR ACCIDENTES NECESITAMOS TENER EN CUENTA LA PROFUNDIDAD DEL MISMO Y EL BORDE FILOSO.

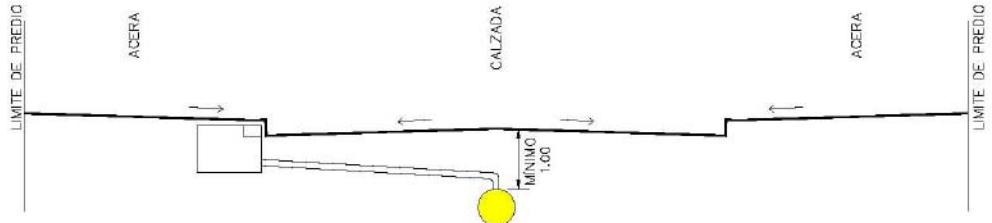
CASO 11



CASO 12



INTERFERENCIA ENTRE CALLE E INFRAESTRUCTURA



PLUVIALES:

EN CASO DE HABER CONDUCCIÓN DE PLUVIALES EL MISMO PASA POR EL EJE DE LA CALLE PORQUE SUELE SER EL DE MAYOR DIÁMETRO Y CAPTA LAS BOCAS DE TORMENTA DE AMBOS LADOS.



ORGANIZACIÓN DE LOS SERVICIOS POR LAS ACERAS:

UNA BUENA PRÁCTICA ES DEJAR POR LO MENOS 0.60 mts DE SEPARACIÓN ENTRE ELLOS.

TODAS LAS CAÑERIAS SE APOYAN EN CAPAS DE ARENA DE 5cm MÍNIMO, SI FUERA NECESARIO

SE HACE UNA PROTECCIÓN DE HORMIGÓN.

AGUA POTABLE:

SEGÚN NORMA DE OSE LAS REDES SE PROYECTAN POR LAS ACERAS NORTE Y OESTE. SIEMPRE DEBE IR SEPARADA DE LA ELÉCTRICA.

ELÉCTRICA Y ALUMBRADO:

SE SEPARAN DE LOS DEMÁS SERVICIOS. PUEDEN IR POR AMBAS ACERAS.

TELECOMUNICACIONES:

SE SEPARA DE LA ELÉCTRICA (POR INTERFERENCIAS) Y DEL AGUA.

10.1.2 Estructuras de captación

Las captaciones deben disponerse siempre que la capacidad del cordón cuneta se vea superada de acuerdo a los caudales de diseño y en los puntos bajos de las calles. Los lugares de emplazamiento no deben producir problemas para el tránsito.

Las estructuras de captación más empleadas en los sistemas de drenaje son las rejas y las bocas de tormenta. La tabla 10.4 incluye comentarios para guiar al proyectista en la selección y diseño mas adecuados del tipo de estructura de captación. Otras captaciones que pueden encontrarse son sumideros y bocas de tormenta combinadas con rejas. A continuación se describen en forma general cada una de estas captaciones.

10.1.2.1 Rejas

Las rejas son estructuras de canales con rejas ubicadas en el pavimento y normalmente perpendiculares al

flujo principal. El escurrimiento superficial ingresa por el espacio libre entre las rejas hacia el canal inferior que desagua en un extremo hacia una canalización o canal (Fig. 10.3).

El largo, la separación entre barras, la forma de las barras y las velocidades del escurrimiento superficial determinan la capacidad de captación de la reja. Se considerarán en este manual 8 tipos de rejas, que cuentan con estudios experimentales que permiten dimensionarlas en forma correcta. Estas se describen en la siguiente Tabla 10.5 [BROW-01].

En la selección del tipo de reja debe tenerse en cuenta qué posibilidad tienen de obstruirse por objetos arrastrados por el flujo. El tipo y características de las partículas, desechos o sólidos groseros que podrá arrastrar el flujo por el cordón cuneta dependen del tipo de urbanización y usos del suelo de la cuenca. Según resultados de ensayos de laboratorio se clasificaron los diferentes tipos de rejas en función a su susceptibilidad a obstruirse. En la Tabla 10.6 se presentan estos resultados.

	REJAS	BOCAS DE TORMENTA
Emplazamiento recomendado	principalmente en puntos bajos, o a lo largo de cordones cunetas	principalmente a lo largo de cordones cunetas
	escorrentía con muy bajo contenido de residuos	escorrentía transporta gran cantidad de residuos
Seguridad del tránsito	generan mayores inconvenientes que las bocas de tormenta	totalmente seguras
Obstrucción	depende del tipo de reja, en general alta posibilidad	menor posibilidad
Mantenimiento	requieren limpieza frecuente	requieren muy bajo mantenimiento
Relación pendiente de la calle - caudal interceptado	existe una pendiente (que depende del tipo de reja y sus dimensiones) para la cual el caudal interceptado es óptimo	a mayor pendiente de la calle, menor caudal interceptado

Tabla 10.4 Resumen características rejas y bocas de tormenta

Tipo de Reja	Descripción
P-50	Reja de barras longitudinales espaciadas 48mm entre centros de barras
P-50x100	Reja de barras longitudinales espaciadas 48mm entre centros de barras y barras transversales espaciadas 102mm
P-30	Reja de barras longitudinales espaciadas 29mm entre centros de barras
Barras curvas	Reja de barras transversales curvas espaciadas 108mm y barras longitudinales espaciadas 83mm, entre centros de barras
45° - 60 Barras inclinadas 45°	Reja de barras transversales inclinadas 45° espaciadas 102mm y barras longitudinales espaciadas 57mm, entre centros de barras.
45° - 85 Barras inclinadas 45°	Reja de barras transversales inclinadas 45° espaciadas 102mm y barras longitudinales espaciadas 83mm, entre centros de barras.
30°-85 Barras inclinadas 30°	Reja de barras transversales inclinadas 30° espaciadas 102mm y barras longitudinales espaciadas 83mm, entre centros de barras.
Reticulado	Reja de barras transversales y longitudinales equiespaciadas.

Tabla 10.5 Tipos de rejas para diseño en el manual

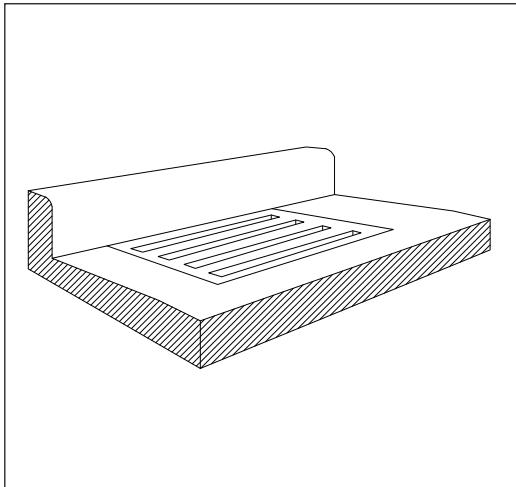


Figura 10.3 Rejas

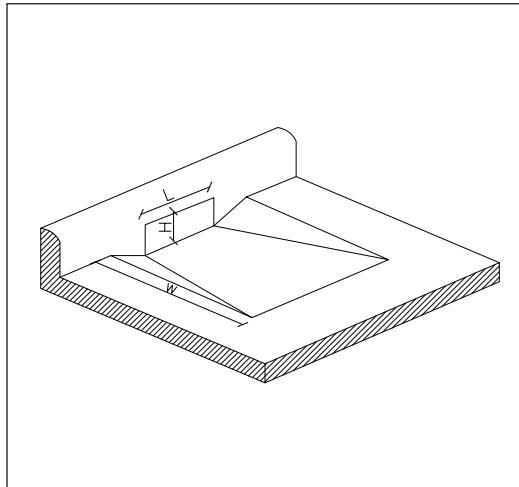


Figura 10.4 Bocas de tormenta

Susceptibilidad a obstruirse	Tipo de reja
MENOR	Barras curvas
	30°-85 Barras inclinadas 30°
	45° - 85 Barras inclinadas 45°
	P-50
	P-50x100
	45° - 60 Barras inclinadas 45°
MAYOR	reticulados
	P-30

Tabla 10.6 Tipos de rejas y posibilidades de obstrucción

Las rejillas incluyen en algunos casos sedimentadores a efectos de retener material en suspensión que es arrastrado con el escurrimiento superficial.

La rejilla debe tener dimensiones compatibles con el tránsito, tanto por su resistencia estructural a sobrecargas como ser compatible con la seguridad de vehículos o transeúntes, sobretodo de peatones y bicicletas.

En caso de bajas pendientes longitudinales, que se traduce en bajas velocidades del flujo en el cordón cuneta, todo el caudal que circula por la sección del cordón cuneta de ancho igual al ancho de la rejilla (denominado

caudal frontal) es captado, independientemente del tipo de rejilla, solamente el caudal que circula por fuera de la rejilla no es captado. A medida que la pendiente longitudinal crece, aumenta la velocidad en el cordón cuneta, y por tanto se reduce el ancho superficial por lo que aumenta el caudal frontal y aumenta el caudal captado por la rejilla. No obstante si la pendiente sigue aumentando parte del caudal frontal no es captado debido a las altas velocidades del flujo. A partir de esta pendiente, cuanto más aumenta la misma, menor será la capacidad de captación de la estructura, reduciéndose también su eficiencia. Esta reducción de capacidad depende del tipo de rejilla y sus dimensiones.

En rejillas de tipo reticulado, a menores pendientes longitudinales, la eficiencia baja; mientras que para las rejillas de barras curvas la pérdida de eficiencia sucede a mayores pendientes longitudinales.

10.1.2.2 Bocas de Tormenta

Las bocas de tormenta consisten en una abertura en la cara lateral del cordón de la vereda a través de la cual se capta el agua que circula por el cordón cuneta. Son estructuras de captación ampliamente utilizadas en Uruguay (Fig. 10.4).

Las bocas de tormenta captan total o parcialmente el caudal escurrido. Dicho caudal depende de la pendien-

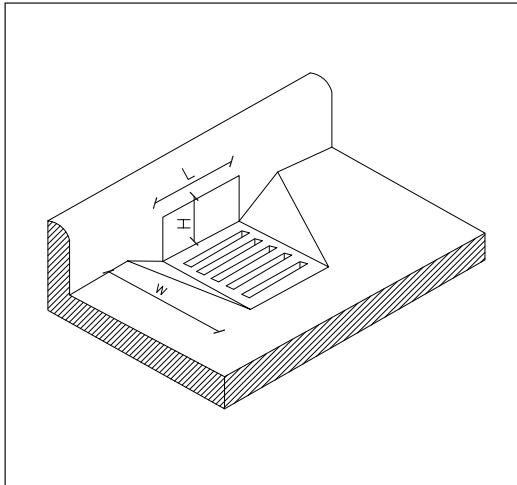


Figura 10.5 Bocas de tormenta combinadas

te longitudinal de la calle, la velocidad de entrada y el largo y diseño de la boca tormenta.

Pueden tener dispositivos sedimentadores o rejas o sumideros ubicados horizontales sobre el pavimento para retener la mayor parte de los materiales escurridos por la calle durante las lluvias. La necesidad de estos dispositivos está estrechamente vinculada con el aseo y erosibilidad de la cuenca de aporte. Es necesario que las bocas tormentas tengan sifones si descargan a colectores que transportan aguas servidas (sistemas unitarios). En sistemas separativos con alto grado de interconexión entre redes pluviales y redes de agua servida puede ser también recomendado diseñar bocas de tormenta con sifones.

Suelen colocarse las bocas de tormenta en depresiones de forma de incrementar la profundidad del flujo en la misma y con ello la capacidad de captación que llega aproximadamente a un 50% mas respecto a la de la boca de tormenta sin depresión. Depende este incremento de la pendiente longitudinal del cordón cuneta y las dimensiones de la boca de tormenta.

10.1.2.3 Bocas de tormenta combinadas

Consisten en una boca de tormenta y una reja de captación (Fig. 10.5). En ocasiones se ubica la boca de tormenta inmediatamente antes de la reja. De esta forma

se logra que la boca de tormenta actúe captando parte del flujo que circula por la cuneta y objetos que este flujo arrastra, disminuyendo la susceptibilidad de la reja a obstruirse y permitiendo así que capte mayor caudal.

10.1.2.4 Sumideros

Los sumideros consisten en ranuras con barras transversales que vierten a canales conectadas con tuberías. Son capaces de captar el flujo de zonas anchas en general su emplazamiento es paralelo al cordón de la vereda.

10.1.2.5 Captaciones de cunetas

Son similares a las bocas de alcantarillas. Pueden incluir rejas o sedimentadores como forma de mejorar la calidad del agua pluvial. En general las bocas de captación de las cunetas deben incluir muros de contención para asegurar la transición entre los taludes del canal y la boca de la captación. La forma de dicha estructura debe minimizar las pérdidas de carga para evitar remolinos o zonas de remansos con las consiguientes erosiones o depósitos de material en suspensión que aumentan los costos de mantenimiento de las instalaciones. (Fichas: Dispositivo de captación, Bocas de tormenta y rejas)

LIMITACIONES Y OPORTUNIDADES PARA DISPOSITIVOS DE CAPTACIÓN DE MICRORRENAGE EN FUNCIÓN DE PRIORIDADES DE DISEÑO URBANO

BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

RECOMENDACIONES PARA SU CORRECTA UBICACIÓN .

CASO 1 -

Interferencias entre la relación de la boca de tormenta y el uso de los predios privados

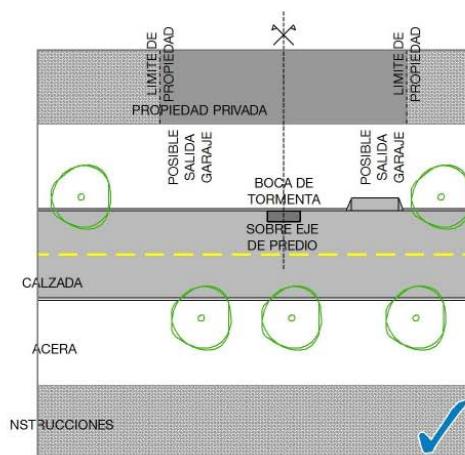


FIGURA 1 - Boca de tormenta en eje de predio (alejado de medianeras, posibles entradas de vehículos)

REFERENCIAS:

RECOMENDADO



NO RECOMENDADO





BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

RECOMENDACIONES PARA SU CORRECTA UBICACIÓN .

CASO 2 -

Interferencias entre la seguridad de los peatones y la relación de la boca de tormenta.

CASO 2.1.

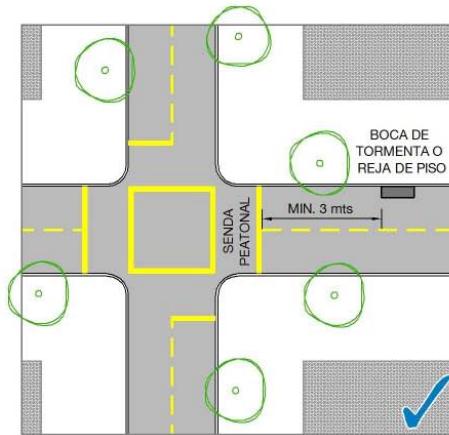


FIGURA 2 - Boca de tormenta o reja alejada como mínimo 3 mts de las sendas peatonales

CASO 2.2.



FIGURA 3 - Boca de tormenta o reja alejada como mínimo 2 mts de árboles

BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

RECOMENDACIONES PARA SU CORRECTA UBICACIÓN .

CASO 2.3.

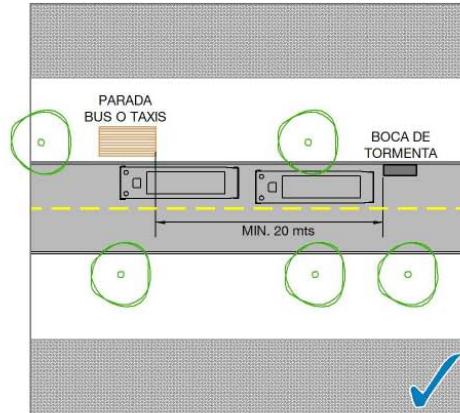


FIGURA 4 - Boca de tormenta alejada como mínimo 20 mts. de parada de buses y taxis

CASO 2.4.

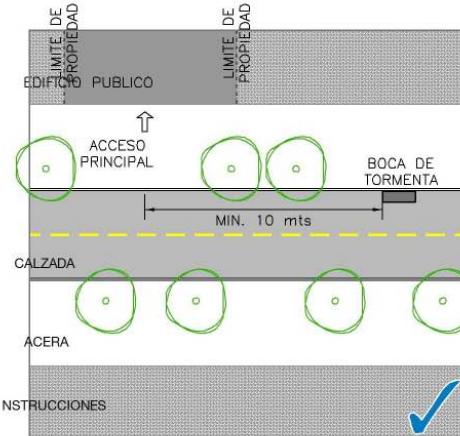


FIGURA 5 - Boca de tormenta alejada de acceso principal de edificios públicos como mínimo 10 mts.



BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

RECOMENDACIONES PARA SU CORRECTA UBICACIÓN .

CASO 2.5.

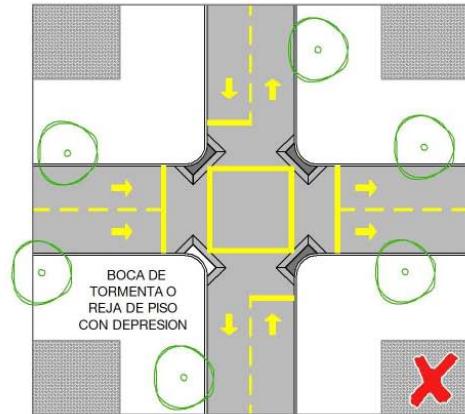


FIGURA 6 - Boca de tormenta o reja **nunca** colocarlas en las esquinas.

CASO 3 -

Interferencias entre la seguridad del tránsito vehicular y ubicación de bocas de tormenta.

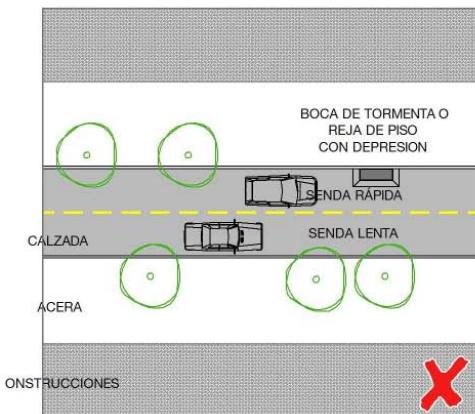


FIGURA 7 - Boca de tormenta o reja **nunca** colocarlas en las sendas vehiculares de alta velocidad.

BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE CAPTACIÓN DE MICRODRENAJES EN ATENCIÓN A CRITERIOS DE SEGURIDAD.

El presente análisis refiere a la seguridad del transito de peatones y vehículos en las diferentes escalas así como prevenir la entrada de objetos extraños al sistema estos resultan determinantes para su ubicación y diseño.

1. ELEMENTOS DE SEGURIDAD

Los barrotes de las rejjas siempre tienen que estar:

- perpendiculares al sentido de circulación para prevenir caídas de ciclistas y motociclistas.
- con separación máxima sustancialmente menor al ancho del pie de un niño, por ejemplo de 3 cm.
- con inclinación respecto a la horizontal que permita el desplazamiento seguro de peatones y vehículos.

2. ELEMENTOS DE SOPORTE

- deben estar adecuadamente dimensionadas a la carga máxima a la que van a estar sometidas, sin deformaciones aparentes.
- sin movimientos.
- sin transmisión de ruidos aéreos.

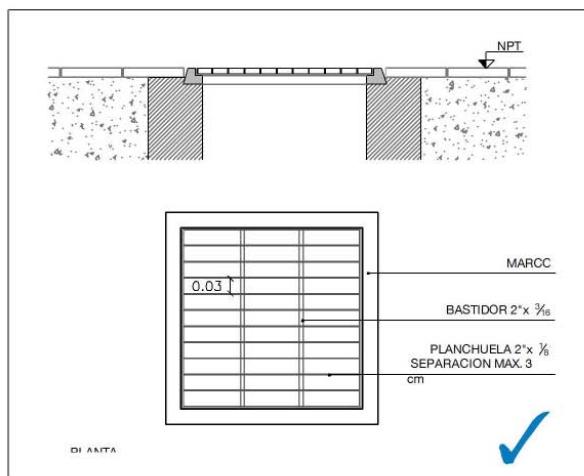


FIGURA 11 - REJA
Ejemplo con medidas recomendadas.



BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

SISTEMAS ANTIVANDALISMO

El presente análisis refiere a prevenir el robo de componentes.

El objetivo es dificultar la extracción de los componentes móviles. Para ello una opción podría ser la utilización de materiales que por su costo resulten poco interesantes o bien un buen anclaje del sistema.

a. POR FIJACIÓN

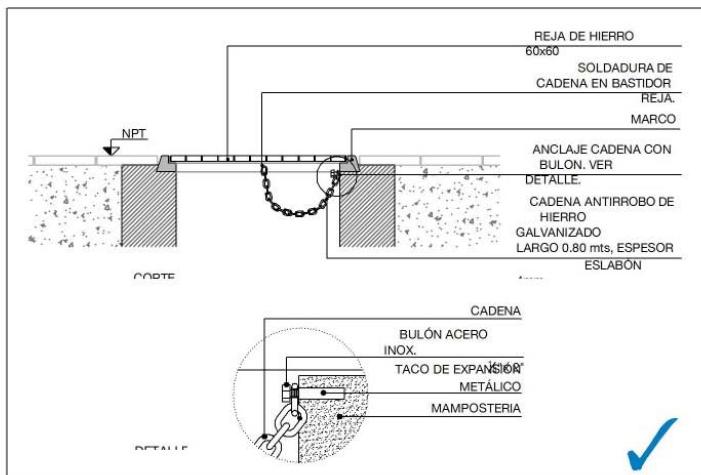


FIGURA 12 - FIJACIÓN REJA TIPO 1
Ejemplo con cadena antivandálica.



FIGURA 13 - FIJACIÓN REJA TIPO 2
Sistema antivandalismo para fijación de rejillas.

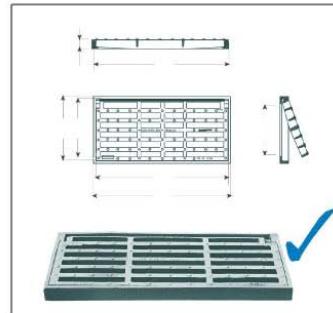


FIGURA 14 - FIJACIÓN REJA TIPO 3
Sistema abatible para fijación de rejillas metálicas.

BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

SISTEMAS ANTIVANDALISMO

b. POR MATERIAL



FIGURA 15 - TIPO DE REJAS
Ejemplo de prototipos en polietileno.

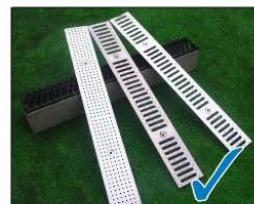


FIGURA 16 - TIPO DE REJAS
Ejemplo de prototipos en acero inox.

CARACTERÍSTICAS de rejillas en polietileno:

- autoextinguibles
- de larga duración
- diseño modernos
- prácticamente irrompibles
- con protección de rayos UV
- estructurados con acero armado
- no producen ruidos al paso de vehículos
- con doble rejilla para evitar el paso de sólidos
- cero robos, por ser un producto sin valor de reciclado
- pesan mucho menos que las fabricadas en cualquier otro material
- ahorro considerable en costos de transporte e instalación



BOCAS DE TORMENTA Y REJAS

EJEMPLOS DE MALAS PRACTICAS



FIGURA 10 - BOCA DE TORMENTA SOBRE PARADA DE BUS.



FIGURA 17 - REJA PELIGROSA POR SEPARACIÓN DE LOS BARROTES.



FIGURA 8 - BOCA DE TORMENTA CON DEPRESIÓN SOBRE ESQUINA CON UN TAMAÑO DE ENTRADA EXCESIVAMENTE PELIGROSO.



FIGURA 18 - REJA PELIGROSA PARA MOTOCICLISTAS Y CICLISTAS POR SENTIDO DE LOS BARROTES.



FIGURA 9 - BOCA DE TORMENTA Y REJA EN ESQUINA INTERPONIÉNDOSE CON CRUCE PEATONAL.



FIGURA 19 - REJA PELIGROSA POR SEPARACIÓN DE LOS BARROTES.

10.1.3 Estructuras de alejamiento

Se clasifican como estructuras de alejamiento a los canales con sección circular, rectangular o trapezoidal que reciben el caudal de escorrentía interceptado por las estructuras de captación y lo transportan hasta la descarga final del sistema de drenaje.

Su capacidad es mayor en general que la de las cunetas pero su comportamiento o método de diseño es similar. La clasificación no pretende ser rigurosa sino simplemente ordenar el diseño y cálculo de los dispositivos de escurrimiento pluvial.

En caso que sea necesario diseñar sifones o bombeos de pluviales, los mismos pueden ser caracterizados como estructuras de alejamiento. Estas estructuras deben ser diseñadas en cada caso según los criterios habituales de obras hidráulicas con las precauciones que deben tomarse respecto a la calidad del agua afluentes (partículas en suspensión y elementos groseros arrastrados durante las lluvias).

Podemos separar las estructuras de alejamiento en tuberías y canales.

10.1.3.1 Tuberías

Las tuberías son colectores circulares prefabricados de hormigón, PVC, polietileno de alta densidad (PEAD), PRFV, etc. Algunos autores definen un diámetro máximo de colectores a efectos de ser considerado microdrenaje aunque en este manual se establece este límite por el método de cálculo. En base a ello se aclara que el diseño de las tuberías en este capítulo se refiere a métodos de cálculo mediante método racional y estableciendo condiciones de flujo permanente y uniforme (invariable en el tiempo y en el espacio).

Estos dispositivos incluyen puntos de inspección ubicados en unión de colectores, cambios de sección o pendiente, o cada cierta distancia en caso de tramos rectos. Los puntos de inspección tienen como función el acceso al colector para poder realizar tareas de control y limpieza.

10.1.3.2 Canales

Se refiere a estructuras abiertas de diferentes secciones con diferentes revestimientos que permite la conducción de aguas pluviales.

Su diseño es similar a las cunetas ya que en el microdrenaje no se incluyen análisis de almacenamientos que puedan reducir los caudales por efectos del tránsito de la onda de crecida. Los canales, así como las cunetas, pueden ser diseñados con paredes o taludes

permeables a efectos de reducir los caudales transportados o recargar las napas freáticas. No se incluye esta alternativa de diseño en este capítulo.

Es importante considerar en el diseño de los canales las posibilidades de erosión por velocidades excesivas o depósitos de material en suspensión por bajas velocidades. Esta situación es particularmente crítica en cambios de sección o cambios de alineación horizontal o vertical.

Se debe prestar especial atención a los cambios bruscos de zanjeado que hagan necesario intercalar escalones.

10.1.4 Estructuras de Control

Las estructuras de control dentro del conjunto de la red de microdrenaje tienen la finalidad de controlar el vertido de agua manteniendo a la salida del dispositivo un caudal menor. De esta forma se reduce los costos de las obras de conducción de los sistemas de drenaje nuevos aguas abajo de ellas, se disminuye el riesgo de que ocurran inundaciones o se mitiga el impacto ambiental originado por la modificación de las condiciones naturales de la cuenca y el cambio en el balance del flujo.

Se clasifican en estructuras de infiltración (estanques o zanjas de infiltración) y estructuras de almacenamiento (estanques o lagunas de almacenamiento). En las primeras su principal función de control consiste en la infiltración del flujo de escorrentía afluente reduciendo el volumen total escurrido, y en las segundas se logra la amortiguación del caudal máximo de escorrentía mediante el almacenamiento temporal de una parte del volumen escurrido.

La Tabla 10.7 resume las características principales de las estructuras de control y recomendaciones para su aplicación.

10.1.4.1 Estructuras de almacenamiento

Estas estructuras actúan modificando el hidrograma de escorrentía afluente con el principal objetivo de reducir el caudal máximo a su salida, pero no el volumen total de escorrentía. Para lograr esto permiten almacenar parte del volumen de escorrentía afluente durante la tormenta. Como efecto secundario se obtiene un hidrograma de salida de mayor duración.

Estas estructuras requieren del espacio suficiente, no obstante su diseño permite que sean adaptables a zonas urbanas habilitando a distintas oportunidades paisajísticas. Si bien los costos de excavación pueden condicionar la factibilidad de estas estructuras, en ocasiones el material extraído de las excavaciones puede



Figura 10.6 Estanque de almacenamiento [MINV-01]



Figura 10.7 Laguna de almacenamiento [MINV-01]

reutilizarse como relleno para terrenos bajos y compensar así los costos de excavaciones con los de material de relleno.

Estas estructuras permiten reducir los costos de sistemas de drenaje nuevos aguas abajo o disminuir el riesgo de que ocurran inundaciones. Se pueden diseñar para que se mantenga el caudal de escorrentía pico de la cuenca en las condiciones previas a la urbanización.

En este manual se clasifican las estructuras de almacenamiento en estanques o en lagunas de almacenamiento. Las primeras permanecen vacías durante épocas secas.

- **Estanques de almacenamiento**

Los estanques de almacenamiento consisten en depósitos abiertos o tapados, que no tienen una zona per-

manente con agua. Pueden diseñarse de variadas geometrías en función del espacio disponible y de los usos que se les pretenda brindar durante épocas secas. El volumen y estructura de descarga se dimensionan de forma que se amortigüe el caudal pico de escorrentía de su cuenca de aporte.

En la figura 10.6 se presenta un tipo de estanque de almacenamiento, al cual se le incorporó un canal de hormigón para dirigir hacia la estructura de descarga del estanque los caudales bajos.

Es recomendable diseñar inmediatamente antes de la entrada al estanque, un depósito donde se permite la sedimentación de los sólidos arrastrados por el flujo de escorrentía. Así se evita que se obstruya. En algunos casos, en la entrada al sedimentador puede disponerse de un disipador de energía para evitar que sea erosionado.

Estructura	de almacenamiento	de infiltración
Función	reducen el volumen total escurrido	amortiguan el caudal pico de escorrentía
Recomendada	pequeñas áreas de aporte y suelos con buena capacidades de infiltración	mayores áreas de aporte
	admiten mayores contenidos de sedimentos de la escorrentía	bajos contenido de sedimentos de la escorrentía

Tabla 10.7 Tipos de estructura y aplicación

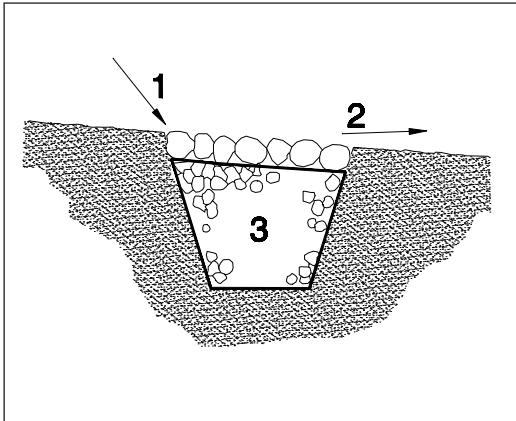


Figura 10.8 Corte zanja de infiltración. 1: Escorrentía afluente, 2: escorrentía efluente, 3: volumen de almacenamiento.



Figura 10.9 Foto zanja de infiltración [TUCC-06]

- Lagunas de almacenamiento

Las lagunas de almacenamiento se diferencian de los estanques de almacenamiento en que estos últimos permiten mantener un volumen de agua, por debajo del volumen requerido para la amortiguación para algún uso o actividad específica. Se presenta la figura 10.7 con un dispositivo de almacenamiento de este tipo.

Las lagunas de almacenamiento presentan mayores dificultades para las tareas de mantenimiento y limpieza requeridas que los estanques.

10.1.4.2 Estructuras de Infiltración

Las estructuras de infiltración actúan brindando las condiciones requeridas para la infiltración parcial o total del caudal de escorrentía de la cuenca de aporte, reduciendo así tanto el caudal pico como el volumen total de escorrentía que descargan.

Para una operación eficaz aumentando su colmatación es importante que la cuenca de aporte sea de pequeñas dimensiones y se debe asegurar que el contenido de sedimentos de la escorrentía que reciben sea bajo. En cualquier caso, deben ser mantenidas removiendo periódicamente los sedimentos depositados.

Estas obras requieren que la permeabilidad del suelo

sea suficientemente elevada y que la napa freática no se encuentre muy cerca de la superficie.

Se describen a continuación las características de los diferentes tipos de estructuras de infiltración que se presentan en este manual.

- Estanques de infiltración

Consisten en depósitos de poca profundidad y mayor área, dimensionados de forma que infiltren el caudal afluente principalmente a través de su base.

En general surgen de las posibilidades de aprovechamiento de determinadas áreas que se emplean con otros fines mientras no llueve. Se usan para parques, jardines, canteros centrales de avenidas u otras áreas recreativas.

- Zanja de Infiltración

Consisten en zanjas de 1 a 3m de profundidad aproximadamente, con volumen tal que permiten acumular e infiltrar el agua que capta. Pueden captar la escorrentía directamente desde una de sus caras longitudinales, o desde uno de sus extremos. En este último caso debe emplearse una tubería perforada de forma de distribuir uniformemente el flujo hacia dentro de ésta. Otra alternativa posible es llenar la zanja con piedra porosa

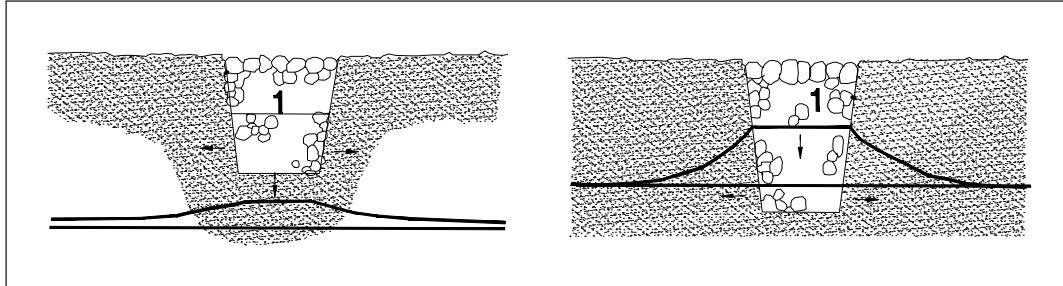


Figura 10.10 Pozo de infiltración e inyección. 1: nivel de agua en el pozo.

o taparlas superficialmente, de manera de emplear la superficie para otros fines o para mejorar su estabilidad (Fig. 10.8).

En los casos que se rellenan con piedras porosas se incrementa la susceptibilidad a que colmaten por depósitos de sólidos contenidos en la escorrentía afluente, debiéndose extraer las piedras de relleno y reemplazarlas o limpiarlas y volverlas a colocar en caso necesario.

En la figura 10.9 se muestra una zanja de infiltración.

- **Pozos de infiltración**

Estas estructuras consisten en excavaciones que captan la escorrentía y la infiltran hacia capas profundas de subsuelo. Esta alternativa es aplicable si se cuenta con estratos de subsuelo con capacidades de infiltración importantes y si se dispone de poco espacio, como ocurre en zonas urbanas por ejemplo. El estrato superior puede ser impermeable.

Pueden llenarse de material poroso. El nivel freático puede encontrarse por debajo o por encima de la base del pozo. En este último caso suelen llamarse pozos de inyección (ver figura 10.10). Los pozos de infiltración suelen combinarse con estanques o zanjas de infiltración y/o con estanques de retención. Los volúmenes

que infiltran son inferiores a los de los estanques o zanjas de infiltración.

En los pozos de infiltración debe tenerse especial cuidado que el agua afluente no contenga partículas que puedan colmatarlo a corto plazo. Son aptos para aguas recogidas de techos o pisos en los que no se produzca erosión.

- **Pavimentos Permeables**

Los pavimentos permeables tienen menor contenido de arena y fracción fina en la subbase granular que los convencionales. Se logra así aumentar su permeabilidad. Los pavimentos permeables requieren además mayores espesores de la subbase granular.

Son generalmente aplicados en zonas de bajo tránsito vehicular y suelos con alta permeabilidad, como estacionamientos, veredas, espacios recreativos, debido a su menor resistencia. Se ha comprobado que estos pavimentos reducen el patinaje de los vehículos durante lluvias y mejoran la visibilidad al reducir la cantidad de láminas de agua en su superficie como se ilustra en la figura 10.11.

El funcionamiento hidráulico de estas estructuras de infiltración consiste en el almacenamiento temporal de la escorrentía infiltrada en la subbase granular. Desde

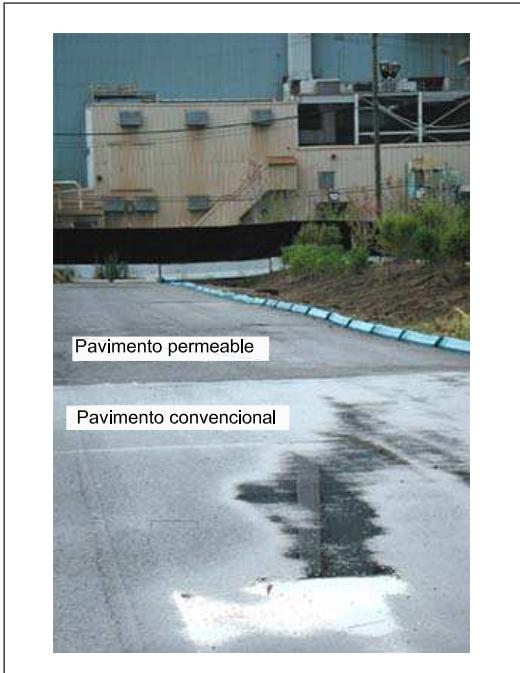


Figura 10.11 Pavimento permeable [DD-04]

allí puede infiltrar directamente hacia el terreno o recogerse mediante drenes hacia otro lugar. La figura 10.12 muestra el funcionamiento de este pavimento

Una desventaja de estas estructuras de infiltración consiste en que en caso de que se colmaten es necesario remover toda la carpeta de rodado asfáltica. Por esto deben captar escorrentía con bajo contenido de material particulado, o remover dicho material particulado previo a la entrada al pavimento poroso.

Se clasifican en este manual en dos tipos: pavimentos porosos y pavimentos celulares. La diferencia radica principalmente en la carpeta de rodado ya que en los pavimentos porosos se constituye por una carpeta asfáltica permeable y en los pavimentos celulares por bloques de hormigón o asfalto con huecos llenos de arena gruesa o limosa, maicillo o pasto, o bloques individuales formando aberturas. En ambos casos la carpeta de rodado debe permitir la infiltración de la escorrentía afluente hacia la subbase granular.

En la figura 10.13 se presentan los diferentes elementos que componen a un pavimento poroso.

El pavimento celular está constituido por las mismas capas que tiene un pavimento poroso, mas una capa adicional entre la capa de rodado y la base denominada "cama de arena". Esta última se coloca con la finalidad de proporcionar el asiento a los elementos que constituyen la superficie del pavimento celular.

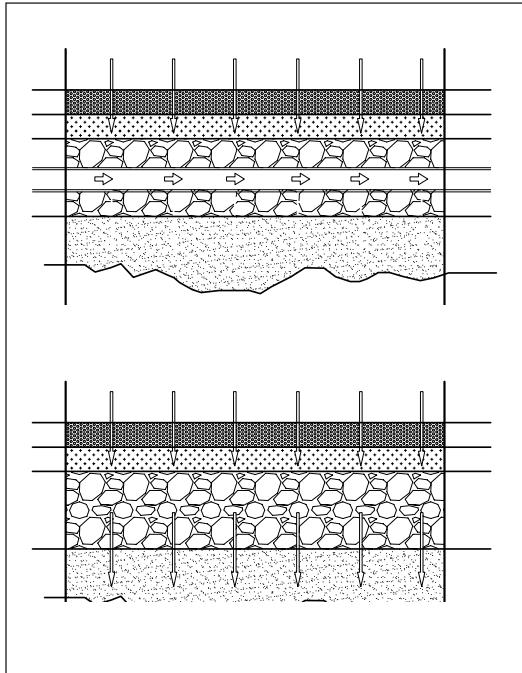


Figura 10.12 Funcionamiento pavimento poroso sin y con tubería interna [MINV-01]

Una desventaja de los pavimentos celulares frente a los pavimentos porosos es su superficie poco pareja, lo cual puede generar incomodidades al tráfico. Para evitar que los huecos se colmaten se limpia frecuentemente su superficie.

En la figura 10.14 se ilustra un estacionamiento en el Instituto de Pesquisas Hidráulicas de Porto Alegre, Brasil cuya superficie ha sido recubierta en parte con pavimento poroso y en parte con pavimento celular.

10.1.5 Estructuras de disipación

Cuando la descarga de un sistema de drenaje de pluviales se realiza en la franja costera de un río, arroyo, canal o mar, en general es necesario disponer en el punto de descarga una estructura disipadora de energía, la cual actúa quitando energía al flujo antes de que éste escurra por la superficie hacia el cuerpo receptor, de forma de evitar la erosión de esta zona.

Existen otros casos en que pueden disponerse estructuras de disipación de energía, como a la entrada o salida de una estructura de almacenamiento, a la entrada de sus rebalsos y en zona de transición entre canales.

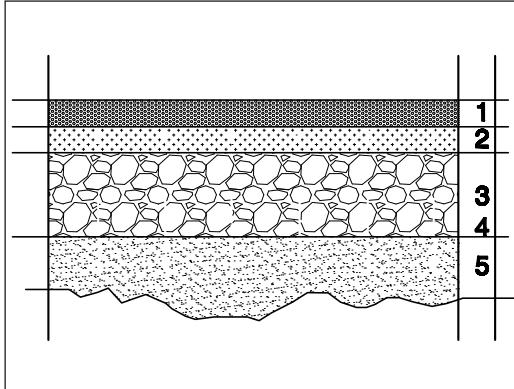


Figura 10.13 Componentes de un pavimento poroso 1-Carpeta de rodado asfáltica, 2-Base o filtro granular graduado, 3-Subbase de material granular grueso como grava, 4-Geotextil, filtro granular o membrana impermeable, 5- Subsistema de suelo inalterado. [MINV-01]

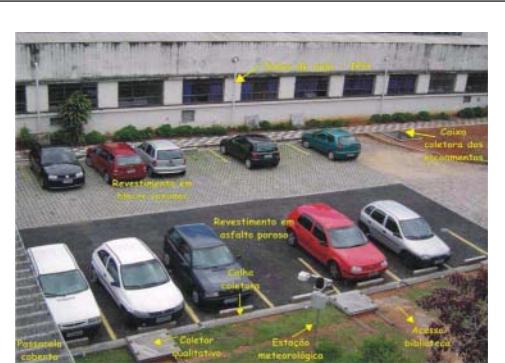


Figura 10.14 Pavimento poroso y celular [TUCC-06]

La pérdida de energía se realiza normalmente a través de elementos que generen turbulencias mediante cambios de dirección, pendiente o rugosidad. A continuación se describen las estructuras de disipación que se presentan en este manual.

10.1.5.1 Elementos de rugosidad en base de conducción

Los elementos de rugosidad dispuestos sobre la base de un canal o cuneta pueden ser considerados como estructuras de disipación. Actúan otorgándole a la conducción mayor rugosidad, incrementando de esta forma la turbulencia generada y disipando así parte de la energía que contiene el flujo.

10.1.5.2 Expansiones

Las expansiones son las estructuras de disipación más comúnmente empleada para descargas no muy elevadas. Estas estructuras logran disipar la energía potencial contenida en el agua, transformándola en energía cinética que luego se pierde por fricción. Se logra así localizar la zona en que ocurre la disipación de la energía del flujo, evitando que se generen erosiones hacia aguas abajo.

Esta estructura es comúnmente empleada a la salida de alcantarillas o cunetas de pequeño porte, en las

cuales la energía contenida en el flujo no es demasiado elevada.

10.1.5.3 Bloques disipadores en inclinaciones

Consisten básicamente en bloques dispuestos sobre un plano inclinado.

10.1.5.4 Caída inclinada con enrocado

Consisten en un incremento de la inclinación del terreno (rápido) seguido por una disminución de la misma (cubeta), recubiertas ambas zonas de enrocado como se ilustra en la figura 10.15. Requieren de un gran volumen de enrocado, por lo que son muy empleadas en zonas con fácil acceso al mismo.

Opera principalmente disipando la energía a través del resalte generado por el cambio de la inclinación de la misma. También se disipa en menor proporción a través de la fricción del flujo con el enrocado. En el tramo de menor inclinación puede ubicarse un vertedero para apoyar a la formación del resalte.

10.1.5.5 Caída Vertical Reforzada

Esta estructura está constituida, por una caída o esca-

lón vertical de hormigón y una zona reforzada generalmente con enrocado al pie del mismo. En la figura 10.16 se presenta un ejemplo de una estructura de este tipo.

Estas estructuras de disipación se emplean para descargas de escorrentía de grandes cuencas o para ríos o arroyos. Pueden diseñarse con un canal central para flujos bajos o permanentes de la conducción de descarga (ver figura 10.16).

El principio de funcionamiento se basa en la disipación de la energía del flujo del agua al caer verticalmente, chocar sobre la zona reforzada y, si las condiciones del canal de aguas abajo lo permiten, gran parte de la energía del flujo es perdida pél de ~~Idfth~~ a

cat | ag = jo permitC] del napErd

siempre que se determine que sea necesario reducir el caudal de flujo que circula a través del cordón cuneta o cuneta, pues no se verifica algún criterio de capacidad admisible, como por ejemplo el ancho de inundación supera al máximo.

- Es necesario instalar captaciones independientemente del flujo de escorrentía en puntos bajos o puntos donde termina una calle.
- No deben localizarse captaciones en zonas donde se prevean cruces peatonales, o algún otro tipo de zona de tránsito y es siempre aconsejable localizarlas inmediatamente aguas arriba de la zona prevista para el cruce de peatones en cada esquina. Si se trata de cruce de calles secundarias, donde el tránsito peatonal previsto sea bajo y los caudales que circulan por los cordones cunetas no son elevados, podría admitirse localizar la captación en el vértice de la calle de forma de captar ambas cunetas. En otras condiciones, no es aconsejable esta disposición. (ver fichas de estructuras de captación).

10.3 Determinación del caudal de escorrentía

El objetivo de este sistema es recolectar y conducir en forma controlada y segura la escorrentía generada por un evento de lluvia, disminuyendo los efectos adversos que causarían caudales de escorrentía elevados, como puede ser inundaciones de viviendas, anegamientos, erosión del terreno y de calles de balasto. Se buscan diseños eficientes del sistema, teniendo en cuenta la importancia de las calles, la adecuada circulación de peatones y vehículos, aspectos medioambientales y la simplicidad de mantenimiento de las estructuras propuestas.

10.3.1 Caracterización de la cuenca

El primer paso para desarrollar el proyecto de microdrenaje es determinar el coeficiente de escurrimiento que se define como la relación entre el caudal escurrido y la precipitación. Este valor en los eventos de lluvias extremos depende de varias características de la cuenca.

10.3.1.1 Ocupación de suelo

Los diferentes tipos de urbanización definen diferentes tipos de ocupación del suelo.

La ocupación de suelo debe estar definida en el Plan Local de la ciudad. En caso que no se disponga plan de ordenamiento se deberá recurrir al organismo competente en la materia para la definición de criterios de uso y ocupación del suelo actual y futuro.

Es importante definir el factor de impermeabilización de suelo (FIS) que determinará qué porcentaje de área puede ser impermeable en los diferentes sectores de la urbanización.

10.3.1.2 Red vial

La red vial y el sistema de drenaje deben ser compatibles con la infraestructura de la ciudad en la medida que las calles, y en particular los cordones cuneta o las cunetas, son los dispositivos iniciales de drenaje que se denominan conducciones en este manual.

Es importante definir en cada período del proyecto como serán los perfiles transversales de las calles y si tendrán cuneta o cordón cuneta. La selección de pavimentos de hormigón, asfalto, tosca compactada o la eventual elección de pavimentos porosos condiciona los coeficientes de escurrimiento del área de pavimentos y debe ser definidas en esta etapa.

La red vial debe permitir una correcta conexión de los predios hacia las calles frentistas, tal como se discutió en el capítulo de control en fuente.

Las pendientes longitudinales de las calles normalmente coinciden con las pendientes de los cordones cuneta y, en caso de cunetas, condicionan su pendiente.

10.3.1.3 Área de la cuenca

El área de la cuenca y de las subcuenca se determina a efectos de calcular los caudales escurridos en cada uno de los dispositivos de microdrenaje.

Las curvas de nivel, los planos con los movimientos de tierra proyectados y los niveles de las rasantes de calles proyectadas permiten la determinación de los sentidos de escurrimientos y las áreas de las distintas subcuenca en los puntos de cierre de interés.

10.3.2 Caudal de Escorrentía - Método Racional

El régimen del flujo generado producto de un evento de precipitación no es estacionario pues la intensidad de la tormenta es variable en el tiempo. Sin embargo para diseñar el microdrenaje se asume flujo estacionario y uniforme, lo que simplifica los cálculos a realizar, ya que solo es necesario calcular el máximo del hidrograma.

El Método Racional propone una ecuación para determinar este caudal máximo generado por la tormenta de diseño. Este método supone que acontece una lluvia de intensidad constante y de duración indefinida, y en forma instantánea se comienza a generar la esco-

rentía que se incrementa hasta un valor máximo en el instante de tiempo igual al tiempo de concentración. El tiempo de concentración es el tiempo en el que toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal de escorrentía en el punto de cierre.

El Método Racional considera los siguientes principios básicos:

- La intensidad de lluvia es constante en el tiempo (durante toda la tormenta) y uniforme en el espacio (en toda la cuenca).
- El caudal máximo de escorrentía relativo a un punto dado de la cuenca, depende del tiempo de concentración respectivo, así como de la intensidad de la lluvia (cuya duración se supone igual a dicho tiempo de concentración). Debe especificarse el período de retorno para definir estos parámetros.
- Las características de permeabilidad de las superficies permanecen constantes durante la duración de la lluvia.
- El caudal máximo de escorrentía se obtiene cuando toda el área de drenaje aguas arriba del punto en estudio pasa a contribuir al escurrimiento.
- Se asume que no hay almacenamiento temporal de agua en la cuenca.

Estas simplificaciones hacen que el método no sea aplicable para cuencas de más de 200 ha, o cuando la amortiguación o la infiltración afecten el diseño como por ejemplo al diseñar elementos de infiltración o amortiguación.

El método utiliza la siguiente ecuación para determinar el caudal máximo de escorrentía de la tormenta de diseño, para cada subcuenca en consideración:

$$Q \text{ (l/s)} = 166,7 \times C \times I \times A$$

Donde:

- C , es el coeficiente de escorrentía (adimensionado), debe tener en cuenta todos los factores que afectan el caudal máximo respecto a la intensidad promedio y tiempo de respuesta de la cuenca.
- I , es la intensidad de precipitación en mm/minuto.
- A , es el área total de cuenca de aporte en hectáreas.

El caudal de diseño de las cunetas será igual al caudal máximo captado en su extremo de aguas abajo (punto de cierre) para las condiciones de final de período.

10.3.2.1 Coeficiente de Escorrentía

La fracción de agua de lluvia que efectivamente escurre por la cuenca depende de la cobertura superficial, el tipo de suelo, el tiempo de retorno del evento considerado, así como de la intensidad de la precipitación, y

otras abstracciones, siendo así un parámetro relevante a seleccionar. En el anexo A.1 se recomiendan valores para el coeficiente de escorrentía en función del período de retorno, las características de la superficie y el tipo de ocupación del suelo (► A.1 Coeficientes de escorrentía).

Las diferentes subcuencas presentan diferentes cubiertas superficiales (pasto, techos y balasto). Teniendo en cuenta las diferentes características superficiales, es posible asignar a una cuenca un coeficiente de escorrentía ponderando los diferentes valores por el área ocupada.

$$C = \frac{\sum Ci \cdot Ai}{A_{\text{total}}}$$

Donde,

- C_i es el coeficiente de escorrentía de la subcuenca i .
- A_i es el área de la subcuenca i .
- A_{total} es el área total.

10.3.2.2 Intensidad de Precipitación

La intensidad de precipitación se determina según se indica en el capítulo 7.3.

10.3.2.3 Tiempo de Concentración

En caso que el flujo escurra superficialmente se seleccionan las fórmulas de cálculo para flujo no concentrado según el tipo de superficie. Las fórmulas se presentan en el capítulo 7.2.

En el caso de flujo concentrado se sigue un procedimiento iterativo que se presenta en la figura 10.17.

Se asume inicialmente una velocidad media inicial de 1 m/s en la cuneta o cordón cuneta. Con el largo recorrido en dicha estructura se puede calcular el tiempo de tránsito que sumado al tiempo de entrada permite calcular el tiempo de concentración de la subcuenca en el punto de cierre. A partir de este tiempo de concentración se calcula la lluvia de diseño con esta duración y el caudal mediante el método racional. Con el caudal se calcula nuevamente la velocidad en la cuneta o cordón cuneta y con este dato se corrige el tiempo de concentración. Se sigue la iteración hasta que se obtenga un error en la velocidad menor a 0,01 m/s.

Se recuerda que el tiempo de concentración considerado en el dimensionado de cada cuneta o cordón cuneta corresponde a la suma de los tiempos de viaje de la subcuenca más alejada hidráulicamente hasta el punto de cierre.

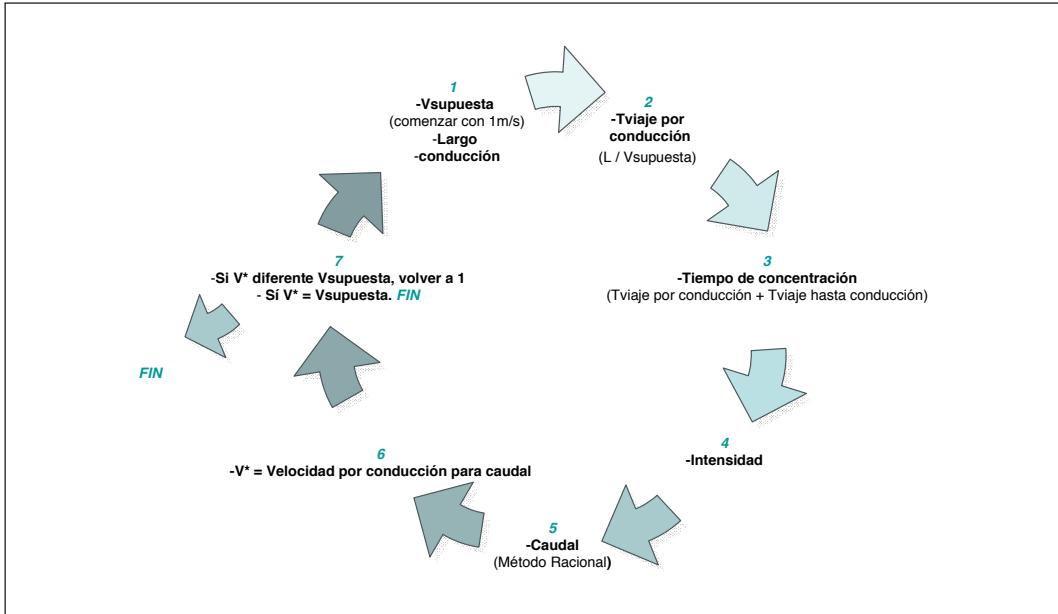


Figura 10.17 Esquema de cálculo del tiempo de concentración en flujo concentrado

10.3.2.4 Período de retorno

Se define según lo mencionado en el capítulo 6.

El período de retorno en las cunetas y cordones cunetas se definen según la importancia de la calle a la que pertenece a esta estructura de microdrenaje.

La Intendencia Municipal de Montevideo recomienda un período de retorno de 2 o 10 años, en función a la importancia de la vía a proteger:

- Avenidas Principales (como por ejemplo accesos a ciudades, calles con alto tránsito, calles con tránsito pesado), se recomienda 10 años de período de retorno.
- Calles secundarias (como son las calles de poco tránsito e interiores a las ciudades) se recomienda usar 2 años de período de retorno.

En los planes directores de Chile las estructuras de microdrenaje se diseñan con $T = 2$ años hasta que reciban aportes de vías de tránsito calculadas con períodos de retorno mayores.

10.4 Diseño y Dimensionado de los componentes

Se presenta a continuación el dimensionado y diseño

de cada uno de los componentes del sistema de microdrenaje de pluviales descriptos, comenzando por las captaciones.

10.4.1 Conducciones

10.4.1.1 Cordón cuneta

Como fue mencionado, el diseño de las estructuras de microdrenaje se realiza mediante la hipótesis de flujo uniforme y estacionario, mediante el caudal máximo de escorrentía generado para la tormenta de diseño.

Luego de determinar el caudal que circulará por cada tramo, es necesario establecer los criterios de funcionamiento de las estructuras, teniendo en cuenta la importancia de las calles, la adecuada circulación de peatones y vehículos, aspectos medioambientales y la simplicidad de mantenimiento de las estructuras propuestas.

El diseño del cordón cuneta se basa en establecer un ancho de inundación máximo admisible en la calles. Este valor junto con las características del cordón cuneta define el caudal máximo que puede transportar el mismo. Si el caudal de diseño es superior a éste, deben implementarse estructuras de captación para evitar que circulen caudales mayores al admisible.

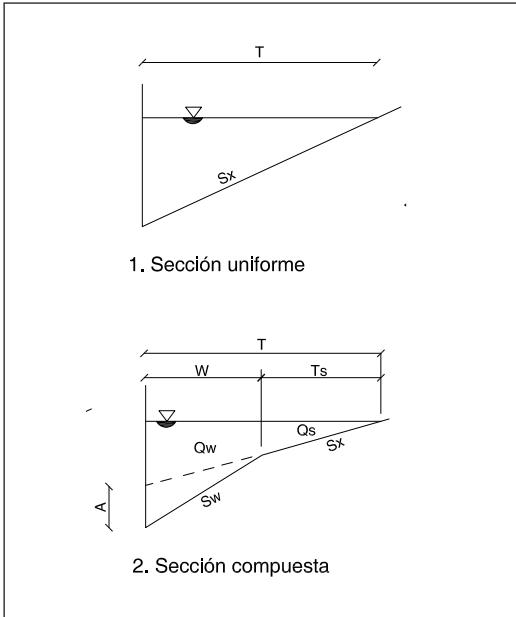


Figura 10.18 Esquema de cordones cunetas y sus parámetros

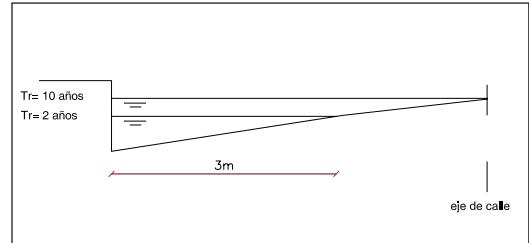


Figura 10.19 Criterios de inundación para calles secundarias

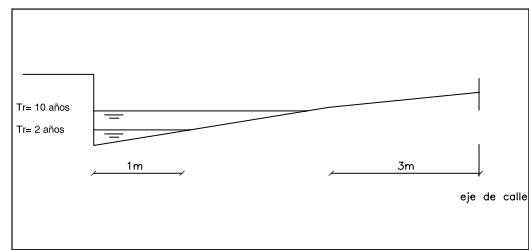


Figura 10.20 Criterios de inundación para calles principales

En la figura 10.18 se muestran esquemas típicos de cordones cunetas y sus parámetros de diseño.

- **Criterios de calles e inundación admisible**

La elección del ancho de inundación admisible depende principalmente del tipo de calle (principal o secundaria) que está en función del tipo de urbanización, usos del suelo, tipo de tránsito vehicular y también del período de retorno.

Se presentan a continuación las recomendaciones de la Intendencia Municipal de Montevideo:

Calles secundarias

Para $Tr = 2$ años, el ancho de inundación debe ser menor a 3m. Para $Tr = 10$ años, podrá llegar a inundarse hasta el eje de calle (Fig. 10.19).

Calles principales

Para $Tr = 2$ años el ancho de inundación debe ser menor a 1m, y para $Tr = 10$ años deberá quedar libre una faja de calle de por lo menos 3 metros (Fig. 10.20).

Para algunas avenidas de máxima importancia, la IMM podrá imponer verificaciones para $Tr = 20$ años.

- Cálculo del ancho de la inundación

Sección Uniforme

El ancho de inundación de una calle con cordón cuneta donde la pendiente transversal del cordón cuneta es igual a la pendiente transversal de la calle puede determinarse a partir de la ecuación de Manning para flujo uniforme y estacionario:

$$Q = \frac{0.376}{n} \cdot S_x^{1.67} \cdot S_o^{0.5} \cdot T^{2.67}$$

$$T = \left(\frac{Q \cdot n}{0.376 \cdot S_x^{1.67} \cdot S_o^{0.5}} \right)^{0.375}$$

Donde,

- Q es el caudal que circula por el cordón cuneta (m^3/s),
- n el coeficiente de rugosidad de Manning,
- T el ancho de inundación correspondiente al caudal Q (m), y
- S_x y S_o las pendientes transversal y longitudinal de la calle respectivamente (m/m).

Los cordones cunetas de hormigón presentan en ge-

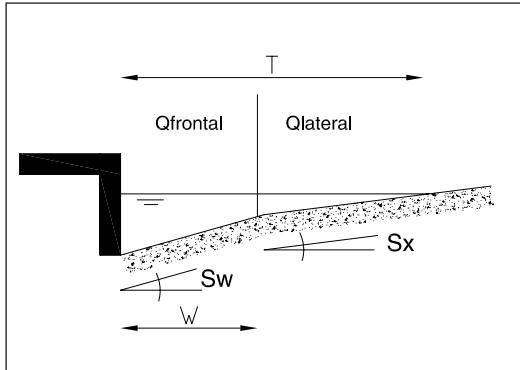


Figura 10.21 Cordón cuneta compuesta – Sección típica

general una superficie más rugosa que las superficies de hormigón comunes. Se adopta para cordones cunetas un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.018. Este valor es además el recomendado por la IMM para cordones cunetas de hormigón.

Sección Compuesta

A efectos de incrementar la capacidad de los cordones cunetas y reducir las velocidades del flujo, los cordones cunetas se pueden diseñar con pendientes transversales superiores a las pendientes transversales de las calles. A este tipo de secciones de los cordones cunetas se les denomina secciones compuestas.

Para determinar el caudal $Q(\text{m}^3/\text{s})$ que transportar un cordón cuneta de sección compuesta con ancho igual a W (m) y pendiente transversal igual a S_w (m/m), cuando el ancho de inundación adopta un valor T (m), se descompone a éste en flujo frontal Q_w (caudal que circula por la sección en depresión del cordón cuneta en m^3/s) y en flujo lateral Q_s (caudal que circula por la calle en m^3/s), según se muestra en la siguiente figura 10.21.

El caudal de flujo lateral se determina empleando la ecuación usada para la sección uniforme para un ancho de inundación igual a $T-W$. En el cálculo del perímetro mojado no se contabiliza la línea vertical teórica que divide los flujos lateral y frontal.

Por otro lado, la relación entre el flujo frontal y el flujo total por el cordón cuneta se determina empleando la siguiente ecuación.

$$\frac{Q_w}{Q} = \frac{1}{1 + \left(\frac{S_w / S_x}{\left(1 + \frac{S_w / S_x}{T / W - 1} \right)^{2.67}} - 1 \right)}$$

Finalmente, el caudal transportado para sección compuesta se determina como:

$$Q = \frac{Q_s}{1 - \frac{Q_w}{Q}}$$

El ancho de inundación correspondiente a un Q dado por un cordón cuneta con sección compuesta, se calcula iterando el ancho de inundación T .

La velocidad (en m/s) del flujo en un cordón cuneta de

sección compuesta puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q}{0.5 \cdot T^2 \cdot S_x + 0.5 \cdot (S_w - S_x) \cdot W^2}$$

En el cd, se anexa una planilla de cálculo para determinar el caudal transportado en un cordón cuneta de sección compuesta dado un ancho de inundación. Esta planilla puede también emplearse en el caso que el cordón cuneta no presente pendiente transversal superior al ancho de la calle. (► Qcordón cuneta(T).xls).

La tabla 10.8 presenta el caudal que resulta de un ejemplo utilizando esta planilla.

- Criterios de desborde

Debe verificarse además que, para el ancho de inundación admisible adoptado, el tirante máximo en el cordón cuneta no supere la altura del cordón, así no se producirán desbordes hacia fuera del cordón cuneta.

El tirante máximo en el cordón cuneta para cordones cunetas con pendiente transversal igual a la pendiente de la calle puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$d = T \cdot S_x$$

Donde:

- d es el tirante máximo en el cordón cuneta en m,
- T el ancho de inundación en m
- S_x la pendiente transversal de la calle en m/m.

Para el caso de cordón cuneta con sección compuesta el tirante máximo resulta de la siguiente ecuación:

$$d = (T - W) \cdot S_x + W \cdot S_w$$

Si este criterio no se verifica debe elevarse la altura del cordón. Si esto no resultara factible, por ejemplo se trata de un cordón que ya está construido, deben considerarse menores anchos de inundación que los admisibles.

10.4.1.2 Cunetas

Las cunetas se diseñan de modo que las mismas no sean desbordadas o erosionadas y preferentemente transporten caudal en régimen de flujo subcrítico.

- Selección de la sección de la cuneta

El diseño sigue los siguientes criterios constructivos, de seguridad y mantenimiento, considerando los perjuicios o incomodidades que puedan ocasionarse a peatones o vehículos.

- Se establece un ancho de vereda mínimo de acuerdo a las necesidades del lugar según el tipo de urbanización y usos del suelo (por ejemplo en zonas residenciales poco transitables pueden establecerse anchos mínimos de veredas de 1 o 1.2 metros, mientras que en zonas comerciales con altos niveles de tránsito peatonal anchos de veredas de 1m pueden generar grandes incomodidades, este es uno de los principales motivos por los que no se dispone de este tipo de estructuras en zonas comerciales). De esta manera queda limitado el ancho superficial de las cunetas.
- Como mínima profundidad se recomienda adoptar 0.3m pues cunetas de menores dimensiones son susceptibles de obstruirse. Se recomienda evitar profundidades de cunetas mayores a 0,5 m, por motivos de seguridad. Pueden admitirse mayores tapando las cunetas o colocando defensas.
- Las cunetas triangulares y trapezoidales son más usadas que las rectangulares. Se proyectan con taludes laterales de pendientes recomendablemente de 1V:3H, y no se recomiendan pendientes superiores a 1:1 para de mantener la estabilidad de los taludes recubiertos de pasto, permitiendo un adecuado mantenimiento de las mismas e incrementando la seguridad que involucran las estructuras. Presentan además menores costos por no requerir encofrado ni recubrimiento de suelo cemento u hormigón. En caso que el caudal captado implique secciones mayores y por tanto mayores pendientes de los taludes verticales, deben considerarse revestimientos que mantengan estables los taludes laterales.
- Se prefiere taludes recubiertos de pasto para permitir la infiltración del flujo de escorrentía captado y reducir costos como consecuencia de la disminución del tamaño de las conducciones y ahorro

	cordón	cuneta	calle					
Contenido:	W	Sw	So	Sx	n	T	Q	v
Unidades:	m	m/m	m/m	m/m	adim.	m	m³/s	m/s
	0,6	0,1	0,01	0,02	0,016	2,5	0,063	0,82

Tabla 10.8 Ejemplo de cálculo de caudal y ancho de inundación transportado por cordón cuneta compuesto



en material para revestimiento. Debe siempre verificarse que las velocidades sean menores a la admisible de forma de evitar que erosionen. En caso contrario deben considerarse otros recubrimientos.

- Es conveniente que la pendiente longitudinal de las cunetas coincida con la de las calles, por motivos de simplicidad constructiva. Si la pendiente del canal es mayor al 2% puede ser necesario recubrimientos especiales para asegurar la estabilidad de los taludes. Si las pendientes son mayores al 10% se requieren revestimientos en base a piedras o con gaviones (piedras dentro de una malla de alambre). Los revestimientos rígidos de hormigón deben ser calculados para soportar subpresiones, dilataciones térmicas, etc.

En base a los criterios indicados se selecciona un diseño preliminar de cuneta (implica un tipo de recubrimiento, pendiente de los taludes laterales y ancho de fondo). Posteriormente se verifican los siguientes criterios de funcionalidad hidráulicos para las mismas:

- *Que no desborden*, esto determina la sección de la cuneta.
- *Que no se erosionen*, esto limita la velocidad media del flujo en las cunetas y determina el material de revestimiento, en algunos casos es necesario además incrementar la sección de la cuneta.

• Control de desbordes

El procedimiento de cálculo para el control de desbordes en un procedimiento iterativo. Se consideran diferentes diseños de cunetas de forma de aumentar su sección transversal, partiendo de aquellos más económicos y previendo la simplicidad en las operaciones de mantenimiento, evitando siempre generar posibles zonas de riesgo.

El procedimiento consiste en:

- I. Se determina el tirante normal mediante la ecuación de Manning para flujo uniforme a superficie libre:

$$Q = \frac{S_o^{1/2} \cdot R_h^{2/3} \cdot A}{n}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

En la tabla 7.3 se presentan los valores recomendados para la rugosidad de Manning. Para cunetas recubiertas de pasto la IMM recomienda adoptar un coeficiente

de rugosidad de Manning de 0.035.

En el anexo A.8 se presenta una tabla con las ecuaciones para el cálculo del área transversal, el perímetro mojado, el radio hidráulico, el ancho superficial, la profundidad hidráulica y el factor de sección correspondientes a diferentes secciones de canales (► A.5- Parámetros hidráulicos.) [CH-94].

- II. Se elige una revancha de seguridad (que suele variar entre 0.1 y 0.2m). La revancha debe prevenir las eventuales olas, las sobre-elevaciones por cambios de sección o los remansos. Se calcula la profundidad de la cuneta como la suma del tirante normal más la revancha.
- III. Se compara la profundidad con la máxima admisible.
 - Si resulta menor, se adopta como profundidad de la cuneta un valor comprendido entre la profundidad calculada y la máxima admisible. Es conveniente estandarizar las profundidades de las cunetas en 2 o 3 valores de forma de simplificar la construcción de las mismas.
 - Si por el contrario, la profundidad resulta mayor a la admisible, se modifica la sección de la cuneta aumentando su área transversal. Con esta sección se itera desde el paso I al III.

Si al incrementar la sección de la cuneta resultan cunetas rectangulares o de grandes pendientes de taludes laterales debe además cuidarse que el recubrimiento mantenga la estabilidad de estos taludes. En ocasiones se reviste con suelo cemento.

• Control de erosión

La estabilidad de un canal se verifica cuando el material que lo conforma no se erosiona con la fuerza del flujo que circula por él.

Para la determinar la estabilidad de un canal frente a un flujo de agua se establece una velocidad máxima admisible para el canal en función del tipo de recubrimiento. La velocidad media para el caudal máximo que drena durante un evento igual al de diseño y para una sección de cuneta dada debe ser menor a una velocidad admisible.

La velocidad admisible del flujo para evitar la erosión es función del revestimiento de la cuneta. Para las cunetas recubiertas de pasto, la velocidad admisible que se adopta es 1.05m/s [SCS-85], para cunetas de hormigón se adopta 4.5m/s.

En caso de que la velocidad de la cuneta no sea menor a la admisible, se mejora el material de recubrimiento de la misma con suelo cemento u hormigón. En algunos casos se debe aumentar la sección de la cuneta de

forma de reducir la velocidad.

CD ▲ En el cd de este manual se presenta una planilla de cálculo (► Qcordón cuneta(T).xls) para el diseño de cordones cunetas y cunetas, así como un instructivo para el uso de las mismas. Esta planilla y el instructivo se describen inmediatamente después de los conceptos de dimensionado, puesto que pueden ser empleadas para el dimensionado de sistemas de microdrenaje compuestos tanto por conducciones, captaciones y estructuras de alejamiento.

10.4.2 Captaciones

10.4.2.1 Localización

Las estructuras de captación deben localizarse, cuando se determina que es necesario reducir el caudal de flujo que circula a través del cordón cuneta o cuneta. Esto se da cuando se supera la capacidad admisible definida según los criterios de desborde o erosión.

Sin embargo, existen sitios donde es necesario instalar captaciones independientemente del flujo de escorrentía que escurre y deben ubicarse en los planos del proyecto de drenaje sin necesidad de cálculos previos. Es el caso de la ubicación de captaciones en los puntos bajos o puntos donde termina una calle.

En forma contraria no deben localizarse en zonas donde se prevean cruces peatonales, o algún otro tipo de zona de tránsito y es siempre aconsejable localizarlas inmediatamente aguas arriba de la zona prevista para el cruce de peatones en cada esquina. Si se trata de cruce de calles secundarias, donde el tránsito peatonal previsto sea bajo y los caudales que circulan por los cordones cunetas no son elevados, podría admitirse localizar la captación en el vértice de la calle de forma de captar ambas cunetas. En otras condiciones, no es aconsejable esta disposición. Ver fichas de estructuras de captación.

10.4.2.2 Diseño de Captaciones - Generalidades

En una red de drenaje urbana, el espaciamiento entre las estructuras de captación debe lograr que se verifique un ancho de inundación admisible en todos los cordones cunetas. Además de verificar aquellas captaciones que son necesarias aún sin haber realizado cálculos previos como en puntos bajos o zonas donde terminan las calles. El diseño de las captaciones se realiza mediante la definición de una eficiencia requerida de la captación y la misma depende del escurrimiento por cada cordón cuneta.

La eficiencia de captación (E) se define como la relación entre el caudal interceptado por la estructura de captación considerada (Q_i) y el caudal total que circula por el cordón cuneta hacia la misma (Q):

$$E = \frac{Q_i}{Q}$$

En los casos en que las estructuras de captación se localizan en puntos bajos absolutos, se diseña para que sean capaces de captar todo el caudal afluente. El procedimiento en estos casos consiste en determinar las dimensiones de las captaciones para que sean capaces de captar un caudal dado.

Por otro lado cabe mencionar, que el caudal interceptado y la eficiencia de las estructuras de captación se incrementa en todos los casos al incrementarse el ancho transversal de la misma. No obstante, debe tenerse en cuenta los inconvenientes e incomodidades que captaciones generan al tránsito.

A continuación se presenta la metodología de diseño general para cada estructura de captación. Se clasifican según se localicen en puntos en que existe una pendiente desde aguas arriba y hacia aguas abajo (rejas en pendientes) o en puntos bajos absolutos.

10.4.2.3 Rejas

• Rejas en pendientes

Como ya fuera definido **flujo frontal** es aquel que circula por la sección del cordón cuneta de ancho igual al ancho del cordón cuneta (que puede o no coincidir con el ancho de la reja), y **flujo lateral** es aquel que circula por fuera de la sección ocupada por el cordón cuneta, ver figura 10.4.7.

La eficiencia (E) de captación de una reja en puntos en zonas con pendiente resulta de la siguiente ecuación:

$$E = R_f \cdot E_0 + R_s \cdot (1 - E_0)$$

Donde se define:

R_f como la relación de flujo frontal captado respecto al flujo frontal total. En el anexo A.6 se presenta una gráfica que permite obtener R_f en función al largo L de la reja (L en m), el tipo de reja y la velocidad media v en el cordón cuneta aguas arriba de la reja (v en m/s) (► A.6-Rf).

Se estima R_s como la relación de flujo lateral captado respecto al flujo lateral total. Puede obtenerse de la gráfica del anexo A.7 (► A.7-Rs) en función de la pen-

diente transversal de la calle (S_x en m/m), el largo de la reja (L en m) y la velocidad media en el cordón cuneta aguas arriba de la reja (v en m/s).

E' es la eficiencia de la reja, tiene en cuenta el ancho de la reja (W'), el ancho del cordón cuneta (W), la pendiente transversal del cordón cuneta (S_w), la pendiente transversal de la calle (S_x) y el ancho de inundación (T).

Finalmente, se puede obtener el caudal interceptado por la reja multiplicando el caudal total del cordón cuneta por la eficiencia de captación de la reja:

$$Q_i = Q \cdot E$$

Los criterios de dimensionado presentados parten de la hipótesis de que las rejas están completamente limpias. En la práctica esto pocas veces ocurre, razón por la cual se recomienda corregir por un coeficiente de 0.6 [CETE-85] al caudal interceptado con reja limpia para considerar las obstrucciones.

Ejemplo

Una calle de pendiente longitudinal (S_o) igual a 0.01m/m y pendiente transversal (S_x) igual a 0.02m/m cuenta con un cordón cuneta de ancho (W) igual a 0.6m y pendiente transversal de 0.10m/m. Si el ancho de inundación de la calle es de 2.5m se desea determinar el caudal interceptado por una reja limpia de tipo Barras curvas de 0.6m de ancho y 0.6m de largo.

Empleando la planilla para el cálculo de cordones cunetas del anexo del cd (► Qcordón cuneta(T).xls) se completan únicamente las casillas 12 a 17, se obtiene como resultado el caudal que llega a la captación por el cordón cuneta (0.063m³/s) y su velocidad (0.82m/s). Se presenta la tabla 10.9 con los resultados obtenidos del cálculo del cordón cuneta.

CORDÓN CUNETA	CALLE						
	W	S_w	S_o	S_x	n	T	Q^*
m	m/m	m/m	m/m	adim.	m	m ³ /s	m/s
0,600	0,10	0,010	0,020	0,016	2,500	0,063	0,820

Tabla 10.9 Diseño de reja – Datos básicos

Luego, en la misma planilla de cálculo pero en la hoja correspondiente a 'Rejas' se ingresa el largo (L) y ancho (W) de la reja y el valor de R_f obtenido del gráfico. Con estos datos resulta que la eficiencia E de la reja es de 0.73. Ver tabla 10.10.

Tipo de reja	L	W'	Rf	Rs	E
	m	m	adim.	adim.	adim.
Barras curvas	0,60	0,60	1,00	0,10	0,73

Tabla 10.10 Diseño de reja – Determinación de la eficiencia

Finalmente, para obtener el caudal interceptado, se vuelve a la hoja 'cálculo' pero a la celda 21 donde se obtiene el caudal interceptado como el producto de E por el caudal total, y en la celda 22 el caudal no interceptado, igual a la diferencia entre el caudal total y el caudal interceptado. Ver tabla 10.11.

Q interceptado	Q no interceptado
m ³ /s	m ³ /s
0,046	0,017

Tabla 10.11 Diseño de reja – Caudal interceptado por la reja

- Rejas en puntos bajos

Las rejas en puntos bajos absolutos pueden comportarse como vertederos u orificios dependiendo de la profundidad del flujo y el caudal afluente, siendo para las mayores profundidades y mayores caudales el comportamiento similar al de un orificio. Ver figura 10.22.

El comportamiento de la reja corresponde al de un vertedero para profundidades inferiores a aproximadamente 0.15m, aunque depende del caudal afluente. Es usual que la altura del cordón sea de aproximadamente 0.15m, y su comportamiento en un punto bajo sea el correspondiente a un vertedero. Lo mismo se espera en áreas abiertas donde se instala una reja en un punto bajo. Por otro lado, si la reja se instala en el fondo de una conducción tipo cuneta o canal, donde las profundidades del flujo suelen ser de aprox. 0.4m o mayores se observa que en general el comportamiento de la reja corresponde al de un orificio.

De cualquier forma se recomienda determinar el caudal interceptado por ambos procedimientos y adoptar el que resulte menor.

Reja operando como vertedero:

El caudal interceptado por una reja en un punto bajo (Q_i) cuando esta opera como un vertedero se puede determinar como:

$$Q_i = 1.66 \cdot P \cdot d^{1.5}$$

Siendo P el perímetro de la reja (m), sin considerar el lado contra el cordón en caso que se ubicara en un cordón cuneta, y d la profundidad media del flujo en la reja

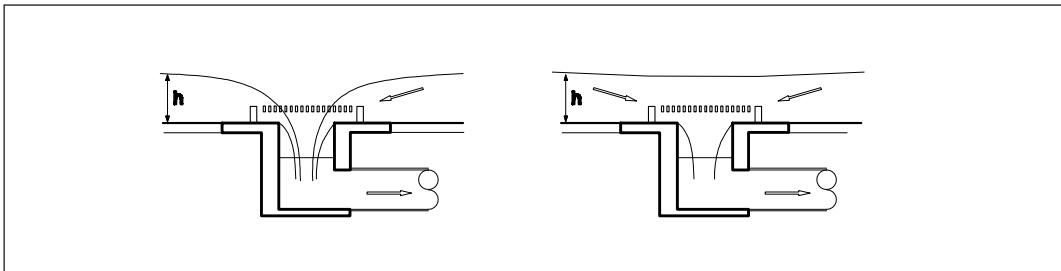


Figura 10.22 Reja en punto bajo operando como vertedero (derecha) y como orificio (izquierda).

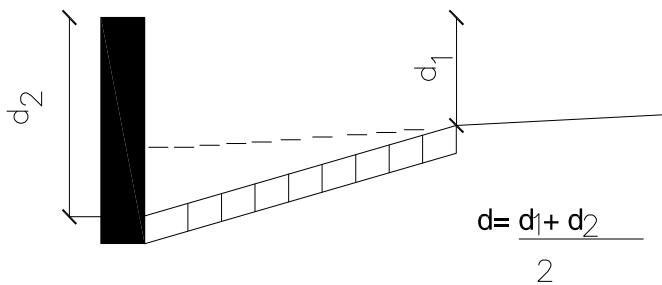


Figura 10.23 Profundidad del flujo en reja

(m) según se indica en la siguiente figura 10.23.

Cuando se considera parte del área de la reja sucia en una proporción ($1-X$) respecto a su área total, el perímetro de la reja se determina mediante las siguientes ecuaciones:

- Si se trata de una reja que capta el agua de un cordón cuneta: $P=2W'X + L$
- Si se trata de una reja en un punto bajo de un área sin cordón cuneta: $P=2W'X+2L$

Donde L es el largo de la reja (m), W' el ancho (m) y X la porción de área de reja limpia respecto al área total (m^2/m^2).

Reja operando como un orificio:

El caudal interceptado por una reja en un punto bajo operando como un orificio puede determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q_i = 0.67 \cdot A_g \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d}$$

Siendo A_g el área limpia útil de la reja (m^2) y g la gravedad ($9.8m/s^2$).

El valor de A_g depende del tipo de reja según:

- Para rejas de barras planas (como las P-50,

P-50x100 o P-30) A_g es igual a el área total de la reja menos el área ocupada por las barras transversales y longitudinales.

- Para rejas de barras curvas A_g se determina como el área total de la reja menos el área de barras proyectada en el plano de la reja, multiplicando el resultado por un 1,1.
- Para rejas de barras inclinadas 30° A_g es igual al 34% del área total de la reja. No se recomiendan rejas de barras inclinadas en 45° para puntos bajos operando como orificio.

En la tabla 10.12 se presentan la relación de A_g respecto al área total de la reja:

Tipo de Reja	$A_g / Atotal$
P-50	0,90
P-50 x 100	0,80
P-30	0,60
Reticulado	0,80
Barras curvas	0,35
30° -85 Barras inclinadas 30°	0,34

Tabla 10.12 Relación entre el área libre y el área total según el tipo de reja

En caso que la reja se encuentre además sucia en una proporción (1-X) respecto a su área total, el caudal interceptado cuando opera como orificio se determina multiplicando por X al caudal interceptado para reja limpia.

Se resumen a continuación los pasos que se deben seguir para el dimensionado de una reja en un punto bajo:

- Se determina la profundidad media en la reja (d).
- En función de d, el caudal que se desea interceptar mediante la reja y la gráfica que se presenta en el anexo digital (► reja en pto.bajo) se asume el comportamiento de la reja.
- Si el comportamiento es tipo vertedero, se determina el perímetro de la reja y mediante este se elige el ancho y largo de forma que el perímetro resulte mayor o igual al determinado.
- Si el comportamiento corresponde al de un orificio, se seleccionan el tipo de reja en función de la cual se obtiene la relación entre el área limpia útil de la reja y el área total (tabla 10.12). Por último se determina el área total de la reja para captar un caudal Q_i mediante la ecuación del orificio.

Ejemplo

La tabla 10.13 muestra los resultados obtenidos de un ejemplo de reja tipo "barras curvas".

Operando como vertedero					
Q afluente	d medio	P	X	W	L
m ³ /s	m	m	m ² /m ²	m	m
0,19	0,135	2,31	0,5	0,6	1,71

Tabla 10.13 – Diseño de reja

Existen varias combinaciones de anchos y largos de reja para lograr un perímetro mayor o igual al necesario.

10.4.2.4 Bocas de Tormenta

- Información de la Intendencia Municipal de Montevideo

La Intendencia Municipal de Montevideo (IMM) maneja 4 bocas de tormenta tipo cuyos planos se encuentran disponibles en el cd de este manual. Se clasifican en función del largo de la misma como se muestra en la tabla 10.14.

Boca de Tormenta Tipo	Largo (m)
BT 1	1,2
BT 2	1,8
BT 3	3,4
BT 4	5

Tabla 10.14 Bocas Tormenta tipo según la Intendencia Municipal de Montevideo

La IMM recomienda el cálculo de estas captaciones mediante las ecuaciones que se presentan en este manual, estableciendo para cada uno de estos cuatro tipos de boca de tormenta, límites máximos de caudales que pueden interceptar. Si de las ecuaciones resultan caudales captados superiores a estos límites se impone como caudal captado al caudal límite.

Los caudales límites para las bocas de tormenta en pendientes son indicados en la tabla 10.15.

Boca de Tormenta Tipo	Q límite (l/s)
BT 1	60
BT 2	80
BT 3	120
BT 4	140

Tabla 10.15 Capacidad máxima de la bocas tormenta tipo de la Intendencia Municipal de Montevideo

La IMM recomienda además para bocas de tormenta en pendiente considerar un 20% de bocas sucias, utilizando un coeficiente de ajuste sobre el caudal captado de 0.8.

Los caudales límites para las bocas de tormenta en puntos bajos absolutos son función del diámetro de conexión (según se indica en los planos), y la IMM recomienda diferentes valores en función del porcentaje de área sucia de la boca de tormenta. Estos caudales límites se indican en las tablas 10.16, 10.17 y 10.18.

Tacho limpio

Boca de Tormenta Tipo	Diámetro conex. (m)	Q límite (l/s)
BT 1	0,3	170
BT 2	0,3	170
BT 3	0,4	280
BT 4	0,4	280
BT 3	0,5	350
BT 4	0,5	390
BT 3	0,6	380
BT 4	0,6	470

Tabla 10.16 Capacidad máxima de la bocas tormenta tipo de la Intendencia Municipal de Montevideo con tacho limpio

Tacho sucio 50%

Boca de Tormenta Tipo	Diámetro conex. (m)	Q límite (l/s)
BT 1	0,3	160
BT 2	0,3	160
BT 3	0,4	260
BT 4	0,4	260
BT 3	0,5	300
BT 4	0,5	340
BT 3	0,6	320
BT 4	0,6	390

Tabla 10.17 Capacidad máxima de la bocas tormenta tipo de la Intendencia Municipal de Montevideo con tacho 50% sucio

Tacho sucio 75 %

Boca de Tormenta Tipo	Diámetro conex. (m)	Q límite (l/s)
BT 1	0,3	140
BT 2	0,3	140
BT 3	0,4	210
BT 4	0,4	200
BT 3	0,5	240
BT 4	0,5	250
BT 3	0,6	250
BT 4	0,6	265

Tabla 10.18 Capacidad máxima de la bocas tormenta tipo de la Intendencia Municipal de Montevideo con tacho 75% sucio

- Bocas de tormenta en zonas con pendiente

La eficiencia de una boca de tormenta (E) es función de su largo (L), la pendiente transversal (S_x) y longitudinal (S_o) de la calle, la pendiente transversal en la entrada a la boca de tormenta (S_w), el número de Manning (n) así como del caudal total afluente hasta la misma (Q). Resulta de las siguientes ecuaciones:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T} \right)^{1.8}$$

Donde,

L es el largo de la boca de tormenta (m).

L_T el largo requerido para interceptar todo el flujo que escurre por el cordón cuneta (m). Puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$L_T = 0.817 \cdot Q^{0.42} \cdot S_o^{0.3} \cdot \left(\frac{1}{n \cdot (S_x + (S_w - S_x) \cdot E_o)} \right)^{0.6}$$

Donde:

E_o es la relación entre el flujo frontal (flujo por la sección deprimida del cordón cuneta) y el flujo total por el cordón cuneta. Se obtiene de la siguiente ecuación para un cordón cuneta de ancho W (m), pendiente transversal S_w (m/m), pendiente transversal de calle S_x (m/m) y cuando se tiene un ancho de inundación T (m):

$$E_o = 1 / \left\{ 1 + \left[\frac{S_w / S_x}{1 + \left(\frac{S_w / S_x}{T / W} \right)^{2.67}} - 1 \right] \right\}$$

Las ecuaciones anteriores son válidas tanto para bocas de tormenta en depresiones localizadas como en bocas de tormenta ubicadas en cordones cuneta con depresión continua, debiendo considerarse la pendiente S_w como la pendiente transversal a la entrada de la boca de tormenta. En la gráfica 7 puede apreciarse el efecto de considerar bocas de tormenta con depresiones. El incremento de la pendiente transversal genera significativas reducciones del largo de la boca de tormenta requerido para la captación total del flujo por el cordón cuneta.

Cuando se considera una proporción ($1-X$) de boca de tormenta sucia, la eficiencia correspondiente queda definida como la eficiencia de la boca de tormenta limpia multiplicada por X .

Ejemplo

A partir de las características de un cordón cuneta que se describen en la tabla 10.19, y en la que el ancho de inundación es de 2.5m, resulta de la planilla de cálculo de captaciones que se anexa en el cd (► captaciones.xls), que el caudal que circula es de $Q = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Bocas de tormenta en puntos bajos

Las bocas de tormenta ubicadas en puntos bajos absolutos pueden operar como vertederos o como orificios dependiendo de la profundidad del flujo.

Bocas de tormenta operando como vertederos:

La boca de tormenta opera como vertedero siempre que d sea menor o igual a la abertura de la boca de tormenta. El caudal interceptado por una boca de tormenta en una depresión localizada o continua puede determinarse mediante la siguiente ecuación:



$$Qi = 1.25 \cdot (L - 1.8 \cdot W) \cdot d^{1.5}$$

$$d = S_x \cdot T$$

Donde d es la profundidad del flujo medida desde la prolongación de la pendiente de la calle al cordón en metros, W el ancho de la depresión en metros y L el largo de la boca de tormenta en metros. Esta ecuación es aplicable para bocas de tormenta con depresiones localizada o continua de largo menor a 3.6m, y en que d sea menor o igual a la altura de la abertura de la boca de tormenta (h) en metros mas la altura de la depresión (a) en metros, determinada como.

$$a = W \cdot (S_w - S_x)$$

Si el largo de la boca de tormenta con depresión localizada o continua es igual o mayor a 3.6m, la ecuación anterior para determinar el caudal interceptado no es aplicable, y se debe emplear en este caso la misma ecuación que se utiliza para bocas de tormenta sin depresión, esta es:

$$Qi = 1.6 \cdot L \cdot d^{1.5}$$

Si la boca de tormenta no se encuentra en una depresión, debe emplearse para el cálculo del caudal interceptado la misma ecuación que para bocas de tormenta deprimidas con largo mayor a 3.6m, esta es.

$$Qi = 1.6 \cdot L \cdot d^{1.5}$$

- Bocas de tormenta operando como orificios

Las bocas de tormenta operan como orificios si la pro-

fundidad del flujo a la altura del cordón es aproximadamente 1.4 veces la abertura de la boca de tormenta. En estos casos la capacidad de intercepción puede determinarse mediante la siguiente ecuación aplicable independientemente de la localización de la boca de tormenta.

$$Qi = 0.67 \cdot Ag \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d_o}$$

Donde Ag es el área limpia de la abertura (m^2) y d_o es la carga efectiva en el centro de la abertura de la boca de tormenta (m).

En la figura 10.24 se presentan ecuaciones para la determinación de d_o en función de d_i (profundidad del flujo en la entrada a la boca de tormenta) y h (altura de la abertura del cordón cuneta) para diferentes tipos de aberturas.

Cuando se considera una proporción (1-X) de boca de tormenta sucia, el caudal interceptado correspondiente queda definido el caudal interceptado de la boca de tormenta limpia multiplicada por X.

Ejemplo

Se presenta un ejemplo del cálculo de una boca de tormenta en un punto bajo. En la tabla 10.21 se muestran los datos ingresados a la planilla de cálculo (► captaciones.xls) y los resultados obtenidos.



10.4.2.5 Bocas de Tormenta Combinadas

La combinación de bocas de tormenta con rejillas puede realizarse de dos maneras. La primera consiste en

Contenido: Unidades:	Cordón cuneta		Calle		n	T	Q	v
	W	Sw	So	Sx				
	m	m/m	m/m	m/m				
	0,6	0,062	0,01	0,02				

Tabla 10.19 Ejemplo de diseño de boca de tormenta – datos del cordón cuneta

Si se interpone al flujo una boca de tormenta de largo $L=3m$, resulta

Contenido: Unidades:	Nº captación	Eo	LT	L	E	X	E reja sucia
	-		m	m	adim.	m ² /m ²	adim.
		0,63	3,93	3	0,93	0,60	0,56
	Tipo de Captación	Q interceptado	Q no interceptado				
	-	m ³ /s	m ³ /s				
	boca de tormenta	0,025	0,020				

Tabla 10.20 Ejemplo de diseño de boca de tormenta – Resultados

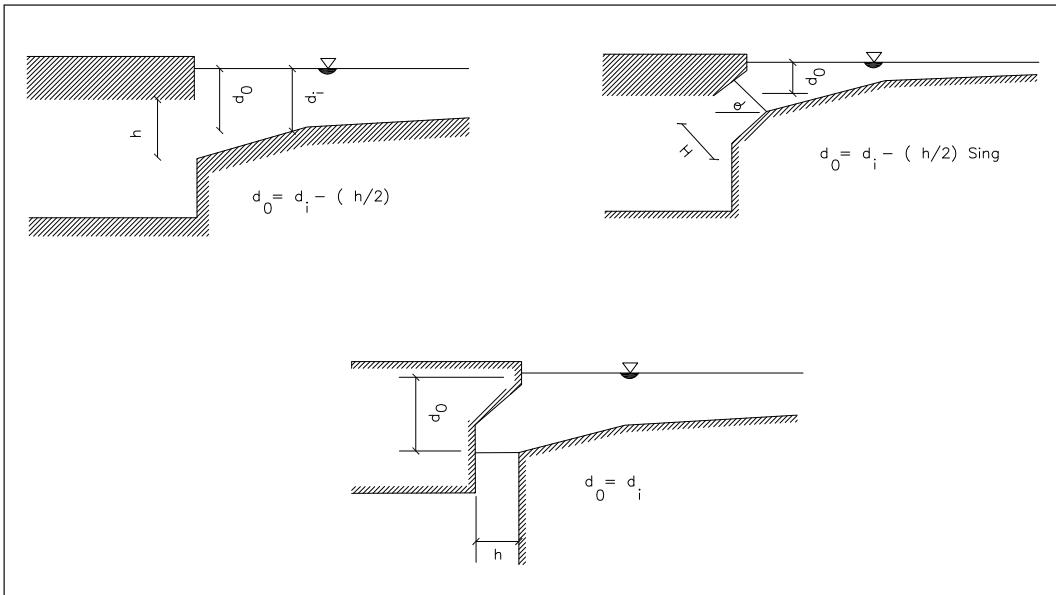


Figura 10.24 Cálculo de la carga efectiva (d_0) en una boca de tormenta

10.4.2

colocar la reja en todo el largo de la boca de tormenta, y la segunda en colocar la reja inmediatamente aguas abajo de la boca de tormenta abarcando solo parte de su largo (ver figura 10.25).

En el primer caso, el flujo es en su mayor parte captado por la reja, y es considerada despreciable la parte del flujo captado por la boca de tormenta. El segundo caso es comúnmente utilizado de forma de permitir que los desechos arrastrados por el flujo no alcancen la reja, la cual en otro caso se obstruiría rápidamente. La boca de tormenta es utilizada por tanto principalmente como estructura de captación de desechos arrastrados por la escorrentía.

- Captaciones combinadas en pendientes

Cuando la reja abarca todo el largo de la boca de tormenta, la eficiencia de la captación se considera idéntica a la eficiencia que tendría la reja si estuviera sola, pues como fue mencionado se desprecia el caudal captado por la boca de tormenta.

Cuando se coloca la reja inmediatamente aguas abajo de la boca de tormenta abarcando solamente parte de largo, el caudal interceptado es la suma del caudal interceptado por la boca de tormenta de largo igual al largo de la parte de boca de tormenta ubicada aguas arriba de la reja, y la porción de caudal remanente interceptado por la reja. Por tanto para el cálculo del caudal

DISEÑO Y DIMENSIONADO DE LOS COMPONENTES

Contenido: Unidades:	Cordón cuneta		Calle		n adim.	T m	Q* m ³ /s	v m/s
	W m	Sw m/m	So m/m	Sx m/m				
	0,600	0,062	0,010	0,020				

Contenido: Unidades:	Operando como vertedero							
	Nº captación -	L m	h m	d m	Qi_en depresión m ³ /s	Qi_sin depresión m ³ /s	X m ² /m ²	Qi reja sucia m ³ /s
	2,50	0,13	0,00	0,000	0,000	0,5	0,000	

Tabla 10.21 Ejemplo de cálculo de boca de tormenta en punto bajo.



Figura 10.25 Boca de tormenta combinada (FHWA, Urban Drainage Design Manual)

interceptado por la reja debe considerarse que a ella llega un caudal igual al caudal total del cordón cuneta menos el caudal captado por la boca de tormenta.

- Captaciones combinadas en puntos bajos

Este tipo de captaciones son muy recomendadas para puntos bajos.

Cuando la reja abarca todo el largo de la boca de tormenta y funciona como vertedero, el caudal interceptado es igual al de una reja sola. Por tanto vale la misma ecuación.

Si la reja abarca todo el largo de la boca de tormenta, pero la reja funciona como orificio, el caudal interceptado es igual al caudal de una reja funcionando sola más el caudal correspondiente a la boca de tormenta. Son válidas por tanto las ecuaciones mencionadas para estos casos.

En el caso que la reja abarca solo parte del largo de la boca de tormenta el caudal captado corresponde a la suma del caudal captado por la boca de tormenta aislada más el caudal captado por la reja aislada.

Si se asume que la reja está completamente obstruida, son válidas las ecuaciones mencionadas para boca de tormenta aislada.

10.4.2.6 Sumideros

Se consideran dos casos, sumideros ubicados en pendiente o sumideros en puntos bajos:

- Sumideros en pendiente

Los resultados de varios ensayos de estas estructuras de captación muestran que para ranuras mayores a 45mm, el largo de los sumideros para capturar el caudal total que circula por el cordón cuneta, así como su eficiencia cuando no captan todo el caudal, puede determinarse a partir de las mismas ecuaciones y/o curvas que se presentaron para el caso de bocas de tormenta.

Por otro lado, los estudios conducen a que cuando estas estructuras se utilizan para captar flujo superficial que no es a través de un cordón cuneta (como por ejemplo en un estacionamiento), para profundidades de flujo de entre 9.7 y 14.2mm con ranuras de 25, 44 y 63mm pueden captar caudales de 0.7 litros/s/m, captan todo el flujo para pendientes entre 0.5 y 9 %.

- Sumideros en puntos bajos

Los sumideros en puntos bajos operan como vertederos para profundidades menores a 0.06m, aunque este mínimo dependen del ancho de la abertura del sumide-

ro. Para profundidades mayores a 0.12m, operan como orificios. Entre estos valores, 0.06m y 0.12m, el flujo está en transición entre vertedero y orificio.

El caudal interceptado ($Q_i \text{ m}^3/\text{s}$) para sumideros en puntos bajos y operando como vertederos puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$Q_i = 1.4 \cdot L \cdot d^{1.5}$$

Donde L (m) es el largo del sumidero y d (m) se define como

$$d = S_x \cdot T$$

El caudal interceptado para sumideros en puntos bajos y operando como orificios puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

CD

$$\blacktriangle Q_i = 0.8 \cdot L \cdot W \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d}$$

Donde W es el ancho del sumidero en metros.

Cuando se considera una proporción (1-X) del sumidero obstruido, el caudal interceptado correspondiente queda definido mediante el caudal interceptado por el sumidero limpio multiplicado por X.

Este tipo de captaciones son muy susceptibles de ser obstruidas, razón por la cual no se recomienda localizarla en puntos bajos.

10.4.2.7 Captaciones en cunetas o canales

En ocasiones se ubican captaciones en cunetas o canales para disminuir el caudal que circula para evitar erosión.

• Captaciones en cunetas en pendientes

A05 Existen 2 tipos de estructuras de captación de cunetas o canales de acuerdo a la ubicación de las mismas. Las que se encuentran al final de la cuneta o canal, y en donde la captación es total y aquellas que se encuentran ubicadas a lo largo de la cuneta o canal, y en donde la captación es parcial. En estas últimas la eficiencia de estas captaciones puede determinarse de la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{W}{B + d \cdot z}$$

Donde

- W es el ancho de la captación (en dirección transversal al flujo) en metros,
- B el ancho de base de la cuneta o canal en metros
- d es el tirante del flujo en metros
- z se define como:

$$z = \frac{z_1 + z_2}{2}$$

Donde z_1 y z_2 las pendientes de los taludes verticales de la conducción, según se indica en la figura 10.26.

A efectos de incrementar el caudal captado pueden colocarse pequeños diques inmediatamente aguas debajo de la captación, como se muestra en la figura 10.27.

En el cd de este manual se encuentran planos tipos de captaciones de cunetas al final de la misma. (► Captación - cuneta).

10.4.3 Estructura de Alejamiento

Las condiciones del flujo supuestas para el dimensionado corresponden a flujo uniforme estacionario a superficie libre, por tanto es aplicable la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot S_o^{1/2} \cdot A$$

Donde,

- R_h es el radio hidráulico en metros,
- S_o es la pendiente de la tubería en m/m,
- A es la parte de la sección de la tubería ocupada por flujo (m^2).

En el anexo se presenta una tabla en donde se disponen las fórmulas para el cálculo del radio hidráulico y el área ocupada por el flujo para diferentes secciones, entre ellas para sección circular (► A5 Parámetros hidráulicos) [CH-94].

La IMM recomienda adoptar un coeficiente de rugosidad de 0.013 para tuberías.

10.4.3.1 Localización

Las tuberías deben localizarse entre el eje de la calle y el cordón de la vereda para facilitar su conexión con las tuberías de descarga de las estructuras de captación.

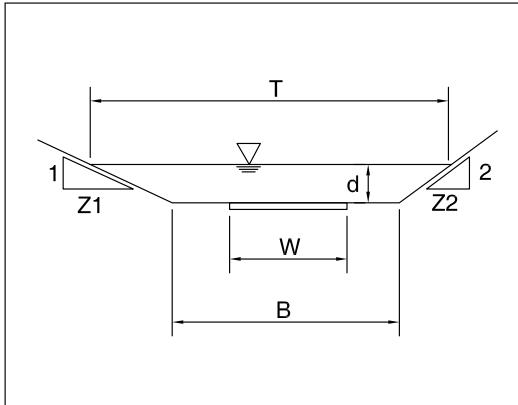


Figura 10.26 Nomenclatura para el diseño de captaciones en canales.

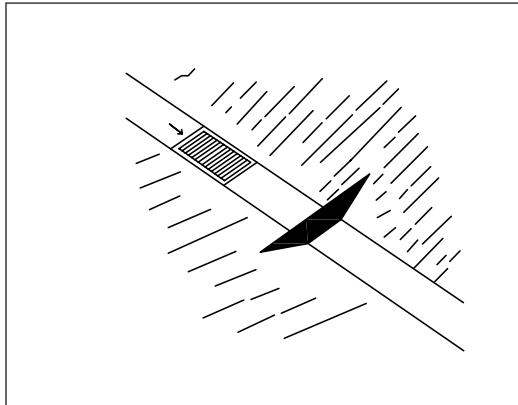


Figura 10.27 Captaciones en canales, con dique.

10.4.3.2 Sección Transversal

En general la forma de la sección transversal para estas conducciones es circular pero puede incrementarse la capacidad de las mismas mediante otros tipos de secciones.

10.4.3.3 Criterios de Diseño

• Tirante máximo

Se recomienda que el tirante de diseño este próximo al 80%. En secciones circulares, cuando el tirante supera el 80% del diámetro el caudal que circula es mayor al caudal que circularía si la tubería operara a sección llena, a iguales diferencias de carga. Existe un pico del caudal cuando el tirante alcanza aproximadamente el 93% del diámetro. Si bien teóricamente el diseño óptimo se obtendría cuando el tirante es el 93% del diámetro, prácticamente resultaría difícil mantener condiciones de flujo a superficie libre pues la presencia de pequeñas obstrucciones causaría el cambio de régimen pasando a operar en carga. Es por estos motivos que se recomienda que el tirante sea próximo al 80% del diámetro o menor, brindando así un margen de seguridad para el caso de presencia de obstrucciones, o mayores caudales captados que el de diseño.

Se minimizan así los riesgos de desbordes por las es-

tructuras de captación o pozos de visita. No obstante, existen varias recomendaciones diferentes al respecto, la IMM por ejemplo recomienda tirantes máximos de 85%, y es usual también encontrar recomendaciones de 75%.

Es posible que bajo ciertas circunstancias resulte más conveniente dimensionar las tuberías en carga, por ejemplo si existe gran profundidad de la tubería respecto al nivel del terreno. En casos como estos, es recomendable realizar una comparación entre los resultados obtenidos del dimensionado en carga y a superficie libre desde el punto de vista económico e hidráulico. En otros casos puede ocurrir que si bien el diseño se realiza con funcionamiento a superficie libre, se deseé evaluar el comportamiento de las obras de desagüe para eventos de magnitudes superiores al de diseño (mayor período de retorno o duración de la tormenta), debido a que se trata del desagüe de rutas o avenidas, o se entienda que el tipo de urbanización lo requiera. En esas condiciones puede ocurrir que el sistema de drenaje, o parte de éste, trabajen en carga.

Si la tubería no es circular, puede también adoptarse como criterio de diseño un tirante máximo del 80% de la dimensión vertical del conducto, de forma de realizar un diseño conservativo respecto a la capacidad de los conductos.

- Diámetro mínimo

Se recomiendan diámetros mínimos para las conducciones de drenaje por la posibilidad de la introducción de residuos sólidos u otro tipo de objetos que pueden obstruir la tubería, y para que sea posible realizar mantenimiento. El diámetro mínimo usualmente recomendado para obras de drenaje de pluviales, y establecido también por la IMM, es de 300mm.

- Tapada mínima

Debe garantizarse una tapada mínima de forma de proteger a la tubería de cargas de impacto o cargas vivas sobre la superficie del terreno.

La tapada mínima recomendada por la IMM es de 1m, mientras que la Federal Highway Water Management de los EEUU [BROW-01] recomienda una tapada mínima de 0.9m. En caso de no poderse verificar la tapada mínima debe determinarse la capacidad de la estructura de soportar las cargas impuestas.

sistema de canalizaciones hasta el punto de cierre. El recorrido de mayor tiempo de viaje es el que define la duración a utilizar en la determinación de la intensidad, y con ésta el caudal pico según el Método Racional. A este caudal se le debe restar el caudal no interceptado por la captación de su extremo de aguas arriba.

Mediante el empleo de la ecuación de Manning se determina el diámetro necesario para que el tirante sea 0.8D y se adopta el diámetro comercial mayor más próximo, considerando que el mínimo diámetro debe ser 300mm. Se determina la velocidad que resulta para el diámetro elegido y se compara con la velocidad máxima admisible, si es mayor debe incrementarse el diámetro hasta obtener una velocidad menor a la admisible para el material.

10.4.4 Planilla de cálculo

Se resume a continuación el procedimiento de diseño de sistemas de microdrenaje urbano compuestos por estructuras de conducción, captación y de alejamiento mediante el empleo de la planilla de diseño que se anexa (► Microdrenaje.xls), y de acuerdo a los criterios de diseño mencionados anteriormente.

Se incorpora el concepto de subcuenca de aporte parcial, como la subcuenca incremental entre la subcuenca de aporte total hasta el punto de cierre considerado y el ubicado inmediatamente aguas arriba de éste. Se asume que cuando un cordón cuneta o cuneta se ubica aguas abajo de una captación el caudal de diseño del cordón cuneta o cuneta se obtiene de la suma entre el caudal no captado por la captación y el caudal de la subcuenca de aporte parcial.

- Velocidades máximas

Se debe asegurar una velocidad máxima en las tuberías de forma de tener en cuenta la posible erosión de las mismas

La IMM recomienda velocidad máxima para tubos de PRFV de 3 m/s para el período de retorno de 2 años y 4.5 m/s para período de retorno de 10 años, mientras que para tubos de hormigón o PVC recomienda velocidades máximas de 5m/s.

10.4.3.4 Etapas de dimensionado de canalizaciones

A continuación se describen los pasos de cálculo para el dimensionado de las tuberías en los sistemas de drenaje, también válido para otras secciones.

Previo al comienzo del dimensionado es necesario haber definido el trazado de las tuberías y su interacción con las estructuras de captación, lo cual debe ser debidamente representado en los planos.

Se comienza por el dimensionado de la tubería más alta de la cuenca identificándose los pozos de visita de los extremos de aguas abajo y aguas arriba.

En el diseño de canalizaciones, el punto de cierre que se debe adoptar para obtener el caudal de diseño es el extremo de aguas arriba de la misma. Se consideran dos posibles tiempos de viaje hasta el punto de cierre: El primero es igual al tiempo de viaje de la subcuenca de aporte entre la captación de aguas arriba y la anterior. El segundo es el tiempo de viaje a través del

10.4.4.1 Parte A: Estimación del caudal de diseño

- Preparación del Plano de Proyecto:

Previo al comienzo de el diseño se debe preparar un “Plano de Proyecto”, donde se represente la información básica necesaria: delimitación de la cuenca, información altimétrica y planimétrica, tipos de cobertura y usos de suelos y calles, trazado, pendientes y largos de calles, trazado de las estructuras propuestas, las existentes, diferentes interferencias identificadas, dirección del flujo de escorrentía, puntos de disposición final, etc. En base a esta información se delimitan las subcuencas y determinar para cada una de éstas las áreas y coeficientes de escorrentía.

- Identificación de la conducción:

En las **columnas 1a, 1b, 1c, 1d y 1e** se indican el tipo de conducción (cordón cuneta o cuneta) el extremo de



aguas arriba (AA), de aguas abajo (aa), la pendiente longitudinal y el largo de la conducción considerada, respectivamente. Se recomienda comenzar por la primera conducción del recorrido hidráulicamente mas largo.

- Caudal no interceptado hasta extremo AA:

La **columna 2** debe comenzarse a completar solo cuando existan estructuras de captación aguas arriba de la conducción considerada. Si no hay estructuras de captación hacia aguas arriba se indica 0. Si hay captaciones aguas arriba se suman las **columnas 14d** (caudal no interceptado) de todas las conducciones cuyo extremo de aa coincide con el extremo de AA de la conducción considerada.

- Cuenca de aporte:

En la **columna 3a y 3b** se indica el área y el coeficiente de escorrentía C de la subcuenca de aporte entre el extremo de aa y el de AA de la conducción. Si se trata de la primer conducción de un recorrido de flujo o hay estructuras de captación aguas arriba de la conducción, en la **columna 3c** (área acumulada) debe copiarse el valor de la columna 3a. Si no es la primer conducción de un recorrido de flujo y no hay estructuras de captación hacia aguas arriba de la conducción, en la **columna 3c** se indica la suma de la columna 3a (área parcial) de la conducción considerada con las columnas 3c (área acumulada) de las conducciones que confluyen en el extremo AA de ésta. En la **columna 3d** se indica el coeficiente de escorrentía ponderado, correspondiente al área indicada en la columna 3c según lo mencionado anteriormente.

- Tiempo de viaje:

En la **columna 4a** se debe indicar el mayor tiempo de viaje hasta el extremo AA de la conducción, o si hay estructuras de captación aguas arriba el tiempo de viaje de la cuenca de aporte entre los extremos de la conducción. En cualquiera de los dos casos, si se trata del tiempo de viaje de una cuenca pequeña (del orden de $\frac{1}{4}$ de hectárea) puede indicarse un tiempo de entrada entre 5 y 10min. En la **columna 4b** la planilla devuelve el tiempo de viaje por la conducción determinado como la relación entre el largo (columna 1d) y la velocidad supuesta (**columna 10**). Por defecto, la planilla determina la velocidad supuesta mediante la ecuación empírica.

$$v = Cv \cdot \sqrt{S_0} \text{ con } Cv \text{ igual a 0.6.}$$

- Tiempo de concentración:

La planilla calcula en la **columna 5** el tiempo de concentración hasta el extremo aa de la conducción, su-

mando las columnas 4a y 4b.

- Período de retorno:

En la **columna 6** indicar el periodo de retorno.

- Intensidad de precipitación:

En la **columna 7** la planilla de cálculo devuelve la intensidad de precipitación, obtenida a través de las curvas idf de la forma $i = a \cdot t^b$ propuestas para todo Uruguay en este Manual. Es necesario en primer lugar ingresar en la **celda P(3,10,p)**, ubicada al comienzo de la planilla, la altura de precipitación de 3hs de duración y 10 años de período de retorno para el sitio p donde se ubica la cuenca, que se puede obtener del mapa que se presenta en la hoja "Mapa P(3,10,p)".

La intensidad de precipitación que resulta de aplicar las curvas idf calibradas para Montevideo (Ley de Montana, IMM) o las correcciones del valor de P(3,10,p) por los coeficientes de duración, área y período de retorno [GENT-00] se obtienen respectivamente en las hojas "I_Montana" y "I_CD,CA,CTR" de esta planilla. Si se prefiriera emplear estos resultados para el cálculo del caudal de diseño deben copiarse a la columna 7 de la hoja "cálculo".

- Caudal pico:

En la columna 8 la planilla determina el caudal pico de escorrentía para la cuenca correspondiente a la **columna 8**, mediante el empleo del Método Racional. Si hay estructuras de captación aguas arriba, este corresponde al caudal generado por la subcuenca entre la captación y el extremo de aguas abajo de la conducción. Si no hay estructuras de captación aguas arriba, este corresponde al caudal pico de diseño.

- Caudal de diseño:

La planilla devuelve en la **columna 9** el caudal de diseño, igual a la celda 8 si no hay estructuras de captación aguas arriba, o igual a la suma del caudal no interceptado por las captaciones (columna 2) y el caudal generado por la cuenca de aporte entre los extremos de la conducción (columna 8) si hay estructuras de captación aguas arriba de la conducción.

- Velocidad Supuesta:

Por defecto, la planilla determina la velocidad supuesta mediante la ecuación empírica $v = Cv \cdot \sqrt{S_0}$ con Cv igual a 0.6. Se recomienda que una vez completados los datos de la conducción (celdas 11 o 12 según sea cordón cuneta o cuneta) iterar con el contenido de

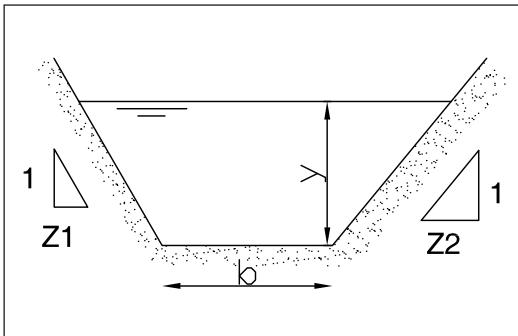


Figura 10.28 Nomenclatura para el diseño de cunetas

esta celda hasta obtener en forma aproximada la velocidad real (columna 11g para cordón cuneta o columna 12g para cuneta).

10.4.4.2 Parte B: Diseño de la conducción (cuneta o cordón cuneta)

- Cordón cuneta

Si el tipo de conducción (columna 10) es cordón cuneta, las columnas 12a a 12j quedarán vacías y se debe proceder a completar las columnas 11a a 11l como se indica a continuación:

- 1- En las **columnas 11a y 11b** ingresar el ancho y pendiente transversal del cordón cuneta respectivamente, en la **columna 11c** ingresar la pendiente transversal de la calle y en la **columna 11d** ingresar la rugosidad de Manning para el cordón cuneta.
- 2- Iterar con el valor del ancho de inundación de la **columna 11e** hasta que la planilla devuelva en la **columna 11f** un caudal similar al que resultó en la columna 9. En la **columna 11g** la planilla devuelve la velocidad del flujo en el cordón cuneta para el ancho de inundación de la columna 11e. Este valor debe aproximarse a la velocidad supuesta en la columna 10. Si no se verifica esto en la columna 10 debe ingresarse el valor de la columna

11g. Al modificarse la columna 10 se modifica el caudal de la columna 9, por tanto debe ajustarse nuevamente el ancho de inundación (columna 11e) hasta que se approximen los caudales de las columnas 11f y 9 y repetirse esto hasta que las velocidades de las columnas 10 y 11g coincidan.

- 3- En la **columna 11h** ingresar el ancho de inundación admisible. La **columna 11i** indica si se verifica o no el criterio de diseño (ancho de inundación menor al admisible).
- 4- En la **columna 11j** la planilla devuelve el tirante del agua a la altura del cordón. En la **columna 11k** se debe ingresar la altura del cordón. La planilla indica en la **columna 11l** si se verifica que el cordón cuneta no desborda (tirante menor a la altura del cordón).

- Cuneta

Si el tipo de conducción (columna 10) es cuneta, las columnas 11a a 11l quedarán vacías y se debe proceder a completar las columnas 12a a 12j como se indica a continuación:

- 1- En las **columnas 12a, 12b, 12c, 12d y 12e** ingresar el ancho de base, los dos taludes laterales (z_1 y z_2), la rugosidad de Manning y la profundidad de la cuneta, respectivamente (ver figura 10.28).
- 2- En las **columnas 12f y 12g** ingresar el tirante y



la velocidad correspondientes al caudal de diseño (columna 9). Debe verificarse que la velocidad supuesta en la columna 10 se aproxime a la velocidad de la columna 12g, si esto no se verifica debe ingresarse en la columna 10 el valor de la columna 12g y re calcularse el tirante y la velocidad del flujo para el nuevo caudal que resulte en la columna 9. Debe iterarse de esta forma hasta que se aproximen las velocidades de las columnas 12g y 10.

- 3- La **columna 12h** indica si se verifica que no desborde la cuneta.
- 4- En la **columna 12i** ingresar la velocidad admisible de la cuneta, según su recubrimiento. La **columna 12j** indica si se verifica o no el criterio de estabilidad del material de recubrimiento (velocidad menor a la velocidad admisible).

• Parte C: Diseño de la captaciones

En las conducciones en cuyos extremos de aa se disponga una captación, ya sea para evitar que el ancho de inundación aa de ésta supere el valor admisible, se trate de un punto bajo o se deseé reducir el caudal por las conducciones, deben completarse las columnas 13a a 13d según se indica a continuación. En otro caso, deben dejarse vacías.

- 1- En la **columna 13a** indicar el nombre del punto donde se ubica la captación (coincide con el extremo de aa de la conducción).
- 2- En la **columna 13b** indicar el tipo de captación (rejilla, boca de tormenta, etc.).
- 3- El dimensionado se realiza en la hoja correspondiente al tipo de captación elegida, tras ingresar los datos que en cada caso se requieren.
- 4- En la **columna 13c** copiar el valor de caudal interceptado por la conducción, que se devuelve en la hoja de cálculo correspondiente al tipo de captación. Para esto, primero se deben completar las columnas de la hoja de la captación considerada.
- 5- La planilla devuelve en la **columna 13d** el caudal no interceptado por la captación.

10.4.4.3 Parte D: Diseño de las tuberías

El dimensionado de la tubería a la cual descarga una captación se realiza a través de las columnas 14a a 14r de la planilla, según se describe a continuación:

- 1- En las **columnas 14a** indicar el extremo de AA de la tubería (coincide con extremo captación de la misma fila). En las **columnas 14b, 14c y 14d** indicar el extremo de aa, la pendiente longitudinal y el largo de la tubería, respectivamente.
- 2- En la **columna 14f** indicar la suma de los tiempos de viaje (columnas 14s) de las tuberías del recorrido hidráulicamente más largo hasta el extremo de AA, más el tiempo de viaje hasta la primer capta-

ción de ese recorrido.

- 3- En la **columna 14g** indicar el mayor de entre el tiempo de viaje indicado en la columna 14f y el tiempo de viaje de la cuenca de aporte entre las captaciones del extremo de AA y el anterior. Si se trata de la primer tubería, la columna 14g coincide con la 14f.
- 4- En las **columnas 14h y 14i** indicar el área total de la cuenca de aporte hasta el extremo de AA de la tubería, y el coeficiente de escorrentía correspondiente, respectivamente.
- 5- En la **columna 14j** indicar el período de retorno adoptado para el diseño.
- 6- La planilla devuelve en la **columna 14k** la intensidad de precipitación obtenida a través de las curvas idf de la forma $i = a \cdot t^b$ propuestas para todo Uruguay en este Manual. Es necesario primero ingresar en la celda P(3,10,p) de la hoja denominada "Mapa P(3,10,p)" la altura de precipitación de 3hs de duración y 10 años de período de retorno para el sitio p donde se ubica la cuenca, que se puede estimar del mapa que se presenta en esta misma hoja.
- 7- En la **columna 14l** la planilla indica el caudal no interceptado por la captación ubicada en el extremo de aguas arriba de la tubería (igual a la columna 13d).
- 8- La planilla devuelve en la **columna 14m** el caudal de diseño obtenido como el producto entre las columnas 14i, 14h y 14l, menos la columna 14l.
- 9- En la **columna 14n** la planilla devuelve el diámetro requerido de la tubería para que con el caudal de diseño el tirante normal sea igual a 0.8 veces el diámetro.
- 10- En la **columna 14o** indicar el mayor diámetro comercial más próximo al obtenido en la columna 14o, y como mínimo 300mm (diámetro mínimo recomendado). Adoptar éste como diámetro de diseño.
- 11- Para el diámetro de diseño de la tubería estimar la velocidad del flujo e indicarlo en la **columna 14p**.
- 12- En la **columna 14q** ingresar la velocidad admisible para la tubería considerada.
- 13- La planilla indica en la **columna 14r** si se verifica que la velocidad en la tubería es menor a la velocidad admisible.
- 14- Finalmente, en la **columna 14s** la planilla devuelve el tiempo de viaje por la tubería considerada.

10.4.5 Estructuras de Almacenamiento

10.4.5.1 Generalidades

Las estructuras de almacenamiento se dividen en estanques y lagunas de almacenamiento, cuya diferencia radica en que las primeras pueden vaciarse totalmente.

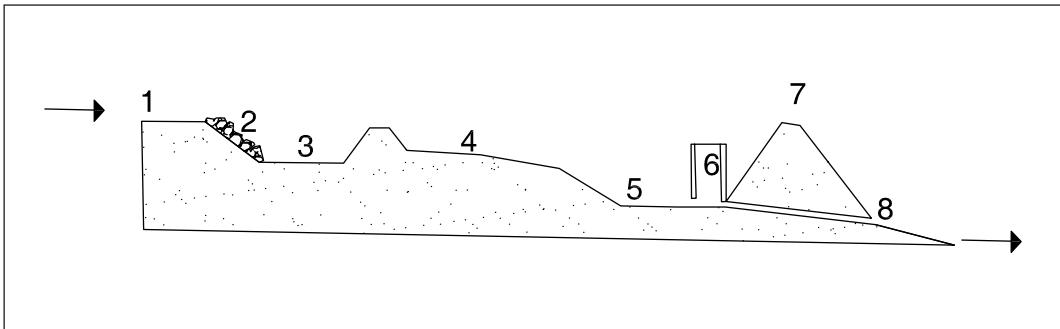


Figura 10.29 Elementos que constituyen un estanque de almacenamiento: 1: Entrada, 2: disipador de energía, 3: depósito de sedimentación, 4: depósito de nivel superior, 5: depósito de nivel inferior, 6:cámara de descarga, 7: rebalse o vertedero, 8: tubería de descarga.

En las figura 10.29 se ilustran los elementos que constituyen un estanque de almacenamiento.

Otros elementos que suelen incorporarse a los estanques de almacenamiento son los canales para flujos bajos y los caminos para realizar mantenimiento.

El diseño tanto de los estanques como de las lagunas de almacenamiento así como de sus elementos comunes sigue los mismos pasos y criterios, con pocas alteraciones según se trate de una u otra estructura. Por este motivo se describe el procedimiento de diseño de una estructura de almacenamiento en forma general, valiendo todo lo indicado tanto para estanques como para lagunas de almacenamiento a menos que se mencione lo contrario.

10.4.5.2 Factibilidad

El principal requisito para la factibilidad de estas estructuras es que debe disponerse de un espacio suficiente, que generalmente se encuentra entre el 0.5 y 2 % del área total de la cuenca de aporte.

10.4.5.3 Geometría

La geometría de las estructuras de almacenamiento en general está condicionada por el espacio disponible y por el proyecto urbano.

Deben además evitarse los cortocircuitos del flujo dentro del mismo. Para lograr esto puede, por ejemplo, considerarse un ancho decreciente con el largo hacia la salida de la estructura, recomendándose una relación largo – ancho mínimo ($L / B_{mín}$) superior a 2, y preferiblemente superior a 4.

Algunas estructuras de almacenamiento presentan dos niveles de su depósito, uno mas profundo (el más próximo a la descarga) en el cual ocurre el almacenamiento de la escorrentía de eventos de precipitación de poca frecuencia, y otro de nivel más elevado que se diseña para almacenar la escorrentía de eventos de frecuencia mayores, ubicado en las zonas litorales de la estructura y más próxima a la entrada. El nivel más elevado se encuentra seco en mayor parte del tiempo permitiendo su uso para otros fines (ver figura 10.29).

El volumen de almacenamiento necesario se estima a partir de la relación volumen de la estructura - altura del agua medida desde el fondo de la estructura. A continuación se presentan algunas fórmulas para el cálculo del volumen de diferentes geometrías comúnmente empleadas para estas estructuras. En caso que ninguna de ellas coincida con la geometría del que con que se pretende construir la estructura de almacenamiento puede calcularse la relación almacenamiento – altura dividiendo el volumen del estanque en geometrías de volúmenes conocidos.

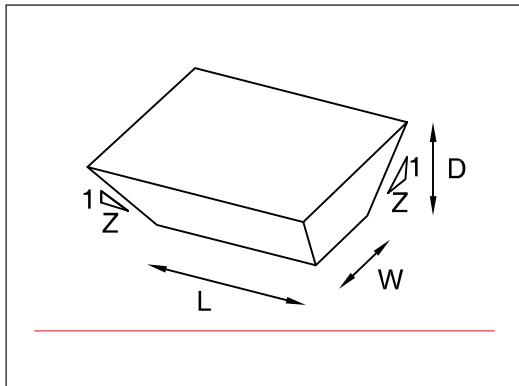


Figura 10.30 Nomenclatura de geometría trapezoidal de estructura de almacenamiento

- Prisma rectangular

$$V = L \cdot W \cdot D$$

Donde,

V es el volumen almacenado a una altura de agua D, en m^3 .

D es la altura del agua medida desde la base de la estructura de almacenamiento, en m.

W es el ancho de base de la estructura, en m.

L es el largo de base de la estructura, en m.

- Geometrías naturales

$$V_{1,2} = \left[\frac{(A_1 + A_2)}{2} \right] \cdot d$$

Donde,

$V_{1,2}$ es el volumen almacenado entre niveles 1 y 2, en m^3 .

A_1 es el área superficial a la altura 1, en m^2 .

A_2 es el área superficial a la altura 2, en m^2 .

d es la diferencia entre la altura del nivel de agua 1 y 2.

- Geometría trapezoidal presentada en la figura 10.30

$$V = L \cdot W \cdot D + (L + W) \cdot Z \cdot D^2 + \frac{4}{3} \cdot Z^2 \cdot D^3$$

Donde,

- V es el volumen almacenado a una altura de agua D, en m^3 .
- D es la altura del agua medida desde la base de la estructura de almacenamiento, en m.
- W es el ancho de base de la estructura, en m.
- L es el largo de base de la estructura, en m.
- Z es la relación entre la componente horizontal y vertical de la pendiente lateral.

10.4.5.4 Profundidad útil para almacenamiento

La profundidad útil para almacenamiento es aquella en la cual se acumula el volumen necesario para amortiguar el caudal pico. En la mayoría de los casos ésta se encuentra limitada por la cota de zampeado de la conducción afluente y la cota de zampeado de la tubería de salida en el punto hacia el cual descarga, ya que ambos suelen estar determinados.

Deben además descontarse los siguientes desniveles de forma de obtener la profundidad útil:

- El desnivel debido a la pendiente y longitud que posee la tubería de salida.
- El desnivel entre la cota de zampeado de entrada

- a la estructura y la cota de zampeado del rebalse
- En caso que se trate de un estanque, el desnivel debido a la pendiente longitudinal del fondo del estanque desde la entrada al mismo hasta su descarga.

En caso que se trate de una laguna, la altura del volumen permanente del agua, ubicado debajo del zampeado de la tubería de salida, no debe descontarse. No obstante si la laguna no se impermeabiliza, debe determinarse la profundidad del nivel freático, la cual coincidirá aproximadamente con la profundidad de la superficie libre de agua dentro de la laguna.

10.4.5.5 Caudal máximo de salida

Si la estructura descarga hacia un cuerpo receptor que, en sus condiciones previas a la urbanización no presenta problemas de inundación u otros problemas asociados a elevados caudales de escorrentía, el criterio comúnmente empleado consiste en adoptar un caudal máximo de salida del estanque de almacenamiento igual o menor al generado por la cuenca de aporte en el escenario previo a la urbanización.

Si la estructura descarga hacia un sistema de drenaje que se está proyectando, el criterio de selección del caudal pico de salida deberá involucrar además un análisis económico de diferentes alternativas, considerando que a menor caudal de salida podrán reducirse los costos del sistema de drenaje proyectado, pero incrementándose los costos de la estructura de almacenamiento. Por otro lado, a mayores caudales de salida se obtienen menores costos de la estructura de almacenamiento pero se incrementan los costos del sistema de drenaje proyectado.

Si la estructura descarga hacia un cuerpo receptor que ya presenta problemas, debe estimarse la capacidad del cuerpo receptor (máximo caudal de escorrentía para el cual se tienen una operación adecuada del cuerpo receptor). Para esto se debe considerar el resto de las cuencas de aporte tributarias hacia el cuerpo receptor y adoptar el caudal de salida de la estructura de almacenamiento que permita una operación adecuada del cuerpo receptor.

10.4.5.6 Estructura de descarga

Los dispositivos de descarga se dimensionan para poder evacuar el caudal máximo vertido cuando la estructura de almacenamiento se encuentra llena. A continuación se describen los componentes de la estructura de descarga.

- Cámara de descarga

La cámara de descarga para estanques de almacenamiento *sin volumen permanente de agua* consiste de una estructura, cuyo fondo tienen un orificio a través del cual se permite la descarga del volumen almacenado en el estanque en forma controlada. (fig. 10.31)

En la figura 10.32 se ilustran algunas fotos de estas cámaras de descarga.

Si se trata de una laguna de almacenamiento, con volumen permanente de agua, el diseño de la cámara debe realizarse de forma que la cota de zampeado del orificio de entrada se encuentre por sobre el nivel permanente de agua en esta estructura. Un ejemplo de este tipo de cámaras de descarga se muestra en la figura 10.33.

- Tubería de salida

El diámetro de la tubería de salida debe diseñarse de forma que el caudal descargado cuando la estructura de almacenamiento está llena (altura del agua alcance el nivel del rebalse) coincida o sea menor al caudal pico de descarga admisible, adoptado según los criterios ya mencionados.

Conocido el caudal a descargar y la profundidad máxima del estanque y suponiendo que la tubería trabaja a presión cuando el estanque está lleno, la siguiente ecuación permite calcular el diámetro de descarga de la tubería de salida.

$$Q = A_o \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{\frac{f \cdot L}{D} + k_{ent} + k_{sal} + k^*}}$$

Donde,

- Q es el caudal descargado en m^3/s
- H es la diferencia de carga entre el extremo aguas arriba y aguas abajo de la tubería de salida, en metros.
- A_o es el área de la tubería en m^2
- g es la aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)
- f es el coeficiente de fricción de Moody (función de Re y la rugosidad relativa del material de la tubería, se obtiene del ábaco de Moody que se presenta en el anexo digital (► Abaco de Moody.jpg)
- L es el largo de la tubería en metros
- D es el diámetro de la tubería en metros
- k_{ent} y k_{sal} son los coeficientes de pérdida de carga adimensionados a la entrada y salida de la tubería, suelen adoptar valores de 0.5 y 1 respectivamente.
- k^* es también un coeficiente de pérdida de carga adimensional que tiene en cuenta las pérdidas de carga localizadas generadas por otros elementos, como codos, tes o rejas, si existieran.

Se pueden usar fórmulas tradicionales como Hazen Williams usando coeficientes de rugosidad conocidos y presentados en los manuales de Hidráulica.

- Orificios de descarga

Si la salida es a través del orificio, la siguiente ecuación permite calcular el caudal descargado por el orificio (Q en m^3/s).

$$Q = C_o \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_o}$$

Donde,

- C_o es el coeficiente de descarga y varía entre 0.6 y 0.7,
- A_o es el área del orificio en m^2 ,
- g es la aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$),
- H_o es la diferencia de carga hidráulica en metros.

- Reja del orificio de descarga

La finalidad de la reja inmediatamente antes del orificio de descarga es evitar que entren objetos a la tubería de salida o a la cámara de descarga que puedan obstruir las. Debe ser removible para realizar mantenimiento.

10.4.5.7 Volumen de almacenamiento requerido

Para la estimación del volumen de almacenamiento requerido se asume que la estructura de almacenamiento funciona de la forma que se describe a continuación:

- Durante los primeros instantes (tramo de 0 a 1 de la figura 10.34), la escorrentía generada por la cuenca de aporte se incrementa con el tiempo, por tanto la estructura va almacenando parte del volumen total escurrido y descargando el resto.
- A partir del valor máximo del hidrograma de entrada (punto 1) y mientras el caudal de entrada supere al caudal de salida el volumen almacenado sigue aumentando pues parte del caudal de escorrentía se sigue acumulando.
- Cuando el caudal de entrada al estanque se iguala al caudal de salida del estanque (punto 2) y a partir del mismo (tramo 2 a 3) comienza a disminuir el volumen almacenado, hasta que se vacía totalmente en el punto 3.

Del comportamiento mencionado puede apreciarse que es necesario conocer los hidrogramas de entrada y de salida de la estructura considerada, y obtener el volumen de almacenamiento requerido a través de un balance de masa a la misma. Se asume que el caudal de salida tiene una relación única con el volumen del embalse. Esta relación es una función monótona creciente con lo cual el caudal máximo de salida coin-

cide con el almacenamiento máximo, valor que se da en el momento que el caudal de salida iguala al caudal de entrada.

A continuación se presentan un método simplificado para la estimación del volumen de almacenamiento. Este método se basa en el diseño de los hidrogramas empleando el Método Racional Modificado, el cual puede usarse a nivel de anteproyecto o para cuencas de aporte de áreas pequeñas. Para nivel de proyecto y si el área de la cuenca de aporte es mayor debe emplearse un procedimiento más preciso, como el denominado Tránsito de la Piscina Nivelada que también se presenta en el capítulo de Macrodrainaje.

Se recomienda diseñar para una tormenta de 5 años de período de retorno, aunque si el área de la cuenca de aporte es pequeña (del orden de $\frac{1}{4}$ de hectárea o menor) pueden adoptarse períodos de retorno de 2 años. Sin embargo, se podrá aumentar a 10 años si los daños o inconvenientes generados por la descarga del estanque son significativos.

- Método Racional Modificado

El Método Racional Modificado permite determinar el hidrograma de escorrentía generado a la salida de una cuenca, que será la entrada del embalse, a partir del caudal pico determinado mediante el Método Racional. Para una tormenta de duración igual al tiempo de concentración (tc) propone adoptar un hidrograma triangular, cuyo pico (Q_p) ocurre para un instante igual a tc y un tiempo de base igual a $2tc$. Q_d es el caudal de escorrentía determinado a partir del Método Racional para una tormenta de diseño de duración igual al tiempo de concentración tc . En la figura 10.35 se ilustra este hidrograma.

El volumen de almacenamiento requerido (V_{alm} en m^3) cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración tc en segundos y el caudal pico que descarga la estructura es Q_d en m^3/s resulta de la siguiente ecuación:

$$V_{alm} = tc \cdot (Q_p - Q_d)$$

Si en lugar de tenerse como dato el caudal de desagüe, se dispone de un volumen de almacenamiento, la ecuación anterior permite determinar el caudal pico de desagüe necesario con ese volumen de almacenamiento dado.

- Ejemplo:

A la salida de una cuenca de las características indicadas en la tabla 10.22 se desea construir un estanque de almacenamiento, imponiendo que el caudal máximo de salida sea $0.5 m^3/s$.

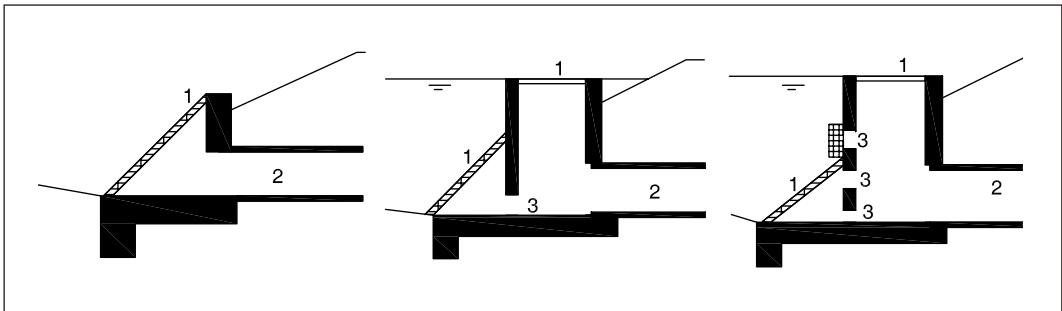


Figura 10.31 Tipos y componentes de cámaras de descarga: 1: reja, 2: tubería de salida, 3: orificio de vaciamiento

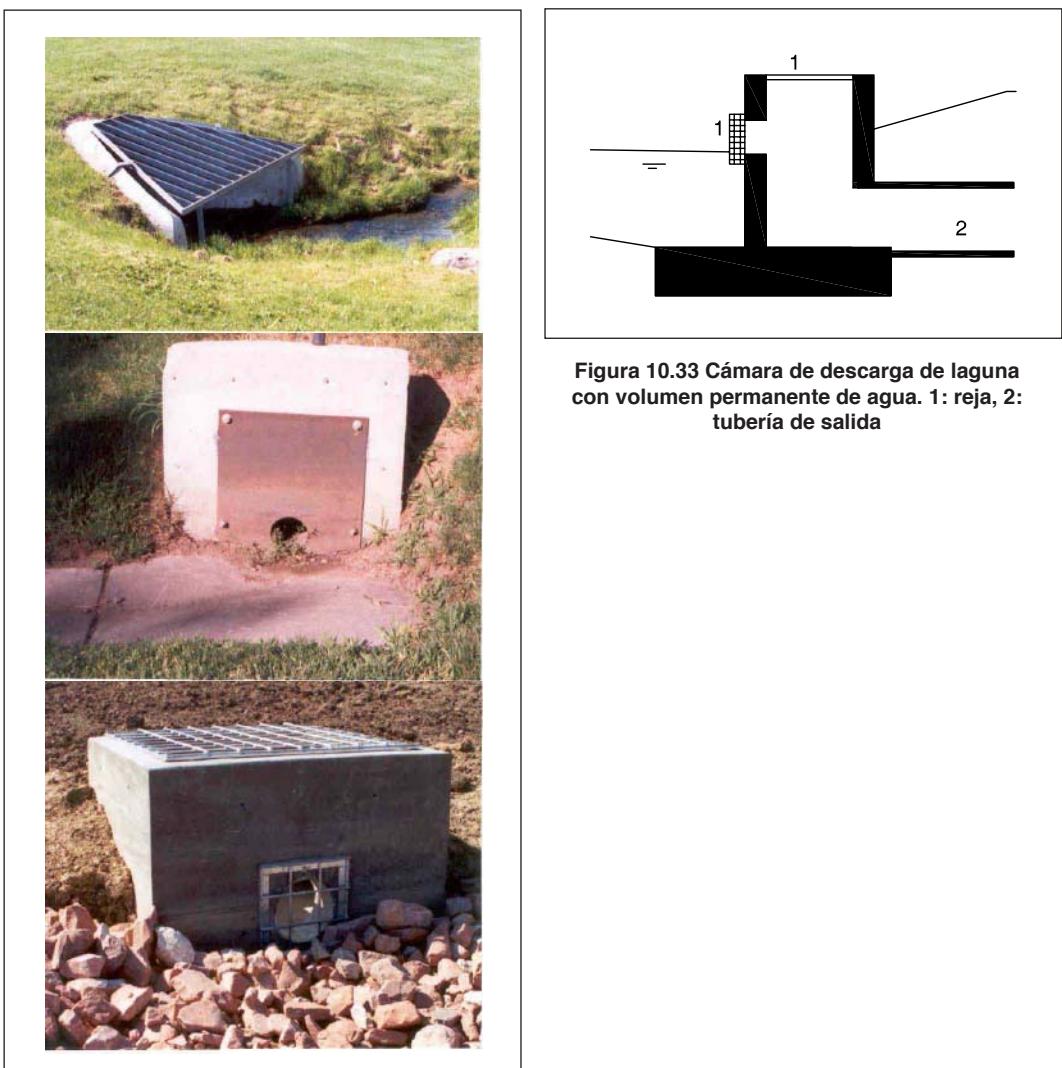


Figura 10.32. Fotos de cámaras de descarga

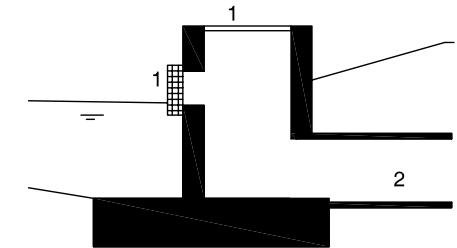


Figura 10.33 Cámara de descarga de laguna con volumen permanente de agua. 1: reja, 2: tubería de salida

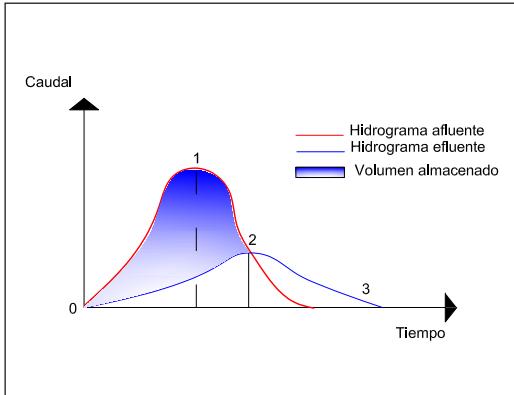


Figura 10.34 Hidrogramas de entrada y salida de una estructura de almacenamiento

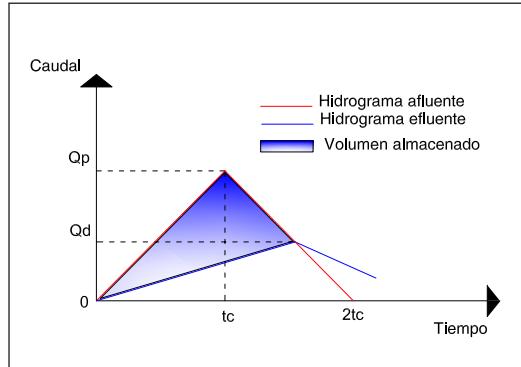


Figura 10.35 Hidrogramas de entrada a estructura de almacenamiento por Método Racional Modificado

Datos

Área aporte =	140000 m ²
C=	0,3
P(3,10,p)=	79 mm
Tr=	5 años
tc=	1500 s
Qd=	0,5 m ³ /s

Tabla 10.22 Ejemplo de estanque de almacenamiento – datos

Ingresando estos datos a la planilla de cálculo se obtienen los siguientes resultados resumidos en la tabla 10.23

Resultados

I=	65,9 mm/h
Qp=	0,769 m ³ /s
Valm=	403 m ³

Tabla 10.23 Ejemplo de estanque de almacenamiento – resultados

- Simulación con mayor duración de la lluvia

La ecuación anterior permite obtener un pre-dimensionado de la estructura de almacenamiento, luego del cual se recomienda re-calcular el volumen de almacenamiento suponiendo duraciones d de la tormenta de diseño mayores al tiempo de concentración, y adoptar aquel que resulte mayor. Para esto el Método Racional Modificado propone construir hidrogramas trapezoidales donde el caudal aumenta en forma lineal hasta el caudal pico Q_p en el instante igual a t_c . Q_p se calcula con el Método Racional a partir de la intensidad de lluvia obtenida para una duración d. A partir del instante t_c , el caudal se mantiene constante e igual a Q_p hasta el instante de tiempo d, y luego disminuye linealmente hasta 0 en un intervalo de tiempo que coincide con el tiempo de concentración. En la figura 10.36 se representan estos hidrogramas.

- Tránsito de la Piscina Nivelada

Este método permite estimar el hidrograma a la salida de una estructura de almacenamiento, dados el hidrograma a la entrada de la estructura, y la relación volumen almacenado – caudal efluente correspondiente a la estructura considerada. Se asume que la superficie del agua en el estanque se mantiene horizontal y varía solo en vertical en función del tiempo. Esta suposición suele ser válida para espejos de agua pequeños como

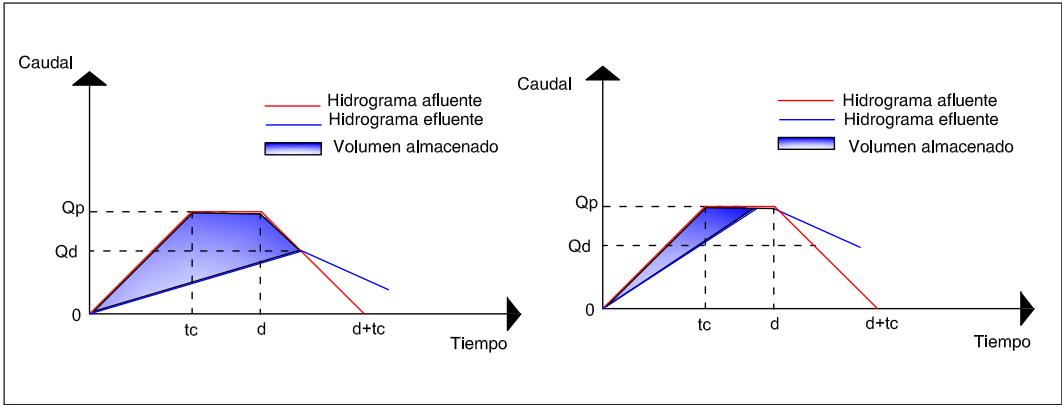


Figura 10.36 Hidrogramas de entrada a estructura de almacenamiento con d mayor a tc

es el caso de estructuras de almacenamientos en microdrenaje.

El procedimiento de cálculo es explicado en el capítulo de macrodrenaje.

10.4.5.8 Detalles constructivos

- Rebalse de descarga

El rebalse tiene la finalidad de evitar que la estructura de almacenamiento desborde para tormentas mayores a las de diseño, de 50, 100 o 200 años. Por tanto, el zampeado de vertedero se debe ubicar de forma que bajo él se pueda almacenar el volumen necesario para la amortiguación deseada de la tormenta de diseño.

El dimensionado de esta estructura se realiza para un

caudal Q_{rebalse} en m^3/s igual a la diferencia entre el caudal pico de la tormenta de período de retorno grande (50, 100 o 200 años) Q_{TRa} en m^3/s y el caudal pico desaguado por la descarga de la estructura para

la tormenta de diseño Q_{TRd} en m^3/s :

$$Q_{\text{rebalse}} = Q_{\text{TRa}} - Q_{\text{TRd}}$$

Si la estructura de almacenamiento está enterrada, el rebalse consiste en un canal o cuneta y por tanto valen los criterios de diseño mencionados para los mismos.

Si no está enterrada, el rebalse es de tipo vertedero como el que se muestra en la figura 10.37. En este último caso debe disponerse a la salida de la descarga una estructura disipadora de energía.

El caudal Q_{rebalse} en m^3/s se obtiene mediante la siguiente fórmula, asumiendo que se comporta como un vertedero.

$$Q_{\text{rebalse}} = m \cdot b_v \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_v^{3/2}$$

Donde,

m es un coeficiente de descarga igual a 0.36 para vertedero grueso sin aristas, y 0.31 para un vertedero con aristas vivas¹.

b_v es el ancho del vertedero en metros.

H_v es la altura del agua sobre el vertedero en metros.

- Canal para flujos menores

Si se prevé destinar el estanque para otros usos en épocas secas, el canal para flujos bajos puede trazarse bordeando el estanque para facilitar otros usos (ver figura 10.38).

¹ F.J.Dominguez, *Hidráulica*.

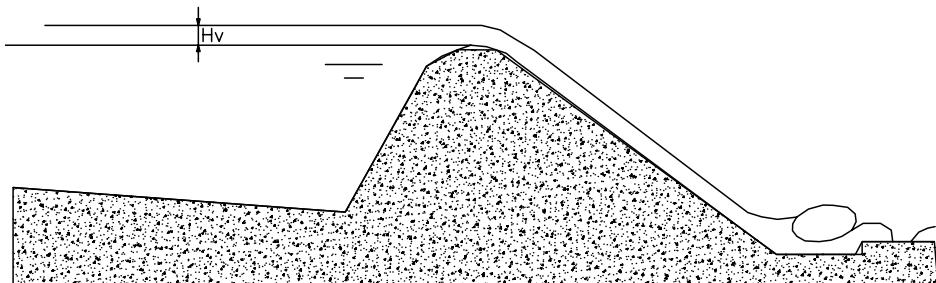


Figura 10.37 Rebalse de descarga de estructura de almacenamiento

- **Taludes laterales**

Se recomiendan pequeñas pendientes de los taludes laterales ($H:V = 4:1$ o más tendidos) de forma de evitar su erosión, asegurar su estabilidad y facilitar el acceso para el mantenimiento u otros usos en épocas secas.

- **Entrada**

Se recomienda que a la entrada del estanque se proteja para evitar que erosione el talud del estanque. Para esto puede simplemente colocarse una protección de enrocado, recubrirse con una losa de hormigón o asfalto o disponer un dissipador de energía convencional (ver figura 10.39).

- **Recubrimiento**

Se recomienda que el estanque esté totalmente recubierto de vegetación natural, aunque pueden emplearse otros recubrimientos compatibles con su uso.

- **Volumen de agua permanente en la laguna**

Las lagunas de almacenamiento cuentan con un volumen permanente de agua, cuya profundidad y dimensiones dependen del uso alternativo del mismo.

El espacio para este volumen permanente es el ubi-

cado entre el fondo de la laguna y la cota de zampeado del orificio de descarga. No obstante puede no ser ocupado completamente si esta zona no se encuentra impermeabilizada, en este caso el nivel permanente de agua en la laguna será aproximadamente la altura del nivel freático.

10.4.6 Estructuras de Infiltración

En este ítem se describe el procedimiento general de dimensionado, el cual sigue un mismo desarrollo general cualquiera sea la estructura de infiltración. Posteriormente se especifica sobre el diseño final de cada tipo resultando las dimensiones requeridas para la misma.

Como paso previo al diseño de cualquier tipo de estructura de infiltración, se debe realizar un análisis de factibilidad para las condiciones particulares del proyecto. Este análisis es función del tipo de estructura y por tanto se describe en cada caso las consideraciones para realizar el mismo.

Los criterios de dimensionado que se proponen son aplicables a pequeñas áreas de la cuenca de aporte (del orden de microdrenaje) ya que se basa en la aplicación del Método Racional. Son por tanto estructuras de pequeñas dimensiones. Esto limita la utilización de estas estructuras a la fuente o a la entrada, salida o intercaladas en los sistemas de microdrenaje.



Figura 10.38 Canal para flujos menores – estanque de almacenamiento



Figura 10.39 Protección entrada – estanque de almacenamiento

- CD Se anexa una planilla de cálculo para el dimensionado de estas estructuras (► Estructuras de infiltración.xls) según los procedimientos que se indican a continuación.

10.4.6.1 Procedimiento general de dimensionado

Las estructuras de infiltración reciben a través de su superficie o mediante conducciones el caudal de escorrentía generado por la cuenca de aporte. Dentro de la estructura el agua es almacenada y va siendo evacuada por infiltración.

El dimensionado de las estructuras de infiltración se basa en la determinación del volumen de almacenamiento requerido para infiltrar todo el volumen de escorrentía afluente. Este volumen se materializa de diferente manera según sea la estructura pero surge en todos los casos de un balance simplificado entre el volumen de escorrentía afluente y el volumen de escorrentía infiltrado [MINV-01].

- Volumen de almacenamiento requerido

El volumen de almacenamiento requerido (V_{alm}) en m^3) para una duración t de la tormenta de diseño se determina como la máxima diferencia entre el volumen afluente ($V_{afl}(t)$) y el volumen infiltrado ($V_{inf}(t)$):

$$V_{alm} = m3 \times (V_{afl}(t) - V_{inf}(t))$$

Por tanto es necesario considerar diferentes duraciones t de la tormenta y determinar para cada una de ellas tanto el volumen de escorrentía afluente como el volumen infiltrado por la estructura. Las diferentes duraciones que se consideren deben ser siempre mayores al tiempo de concentración de la cuenca de aporte. El volumen de almacenamiento requerido de la estructura de infiltración resulta de identificar la máxima diferencia entre estos dos volúmenes.

- Volumen afluente

El volumen afluente ($V_{afl}(t)$ en m^3) para cada duración t en horas de la tormenta de diseño se determina empleando el Método Racional, como:

$$V_{afl}(t) = 1.25 \cdot 0.001 \cdot C \cdot I_t \cdot A \cdot t$$

Donde,

A (m^2) es el área de aporte hacia la estructura de infiltración. Si se trata de un estanque de infiltración debe sumarse al área de aporte el área del estanque.

C es el coeficiente de escurrimiento. En caso que la estructura sea un estanque de infiltración considerar para esta área un coeficiente de escurrimiento igual a 1. t (horas) es la duración de la tormenta de diseño, con-

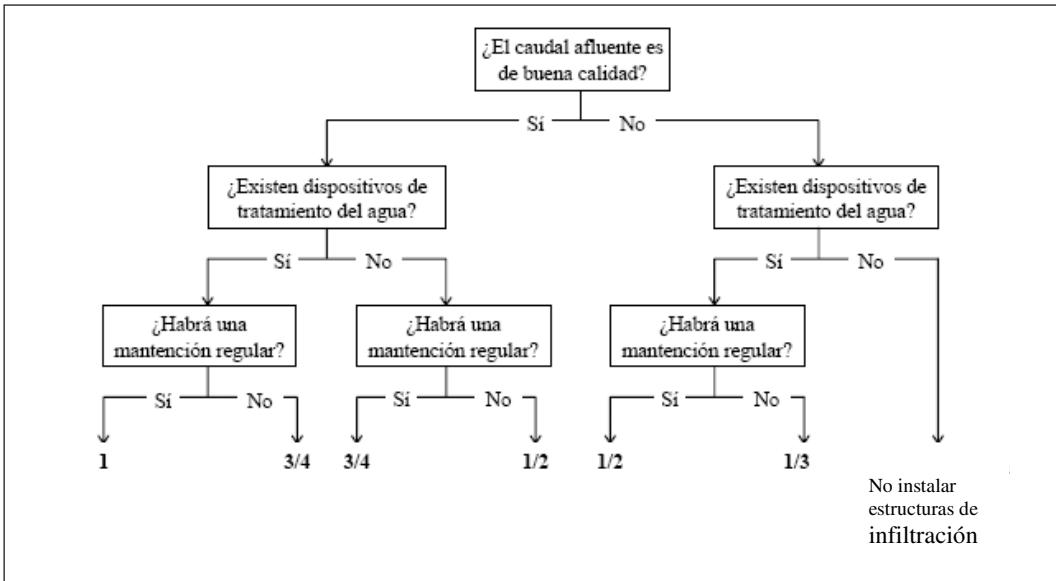


Figura 10. 40 Coeficiente de seguridad para la capacidad de infiltración del terreno de estanques, zanjas o pozos de infiltración.

siderándola variable de a intervalos del orden de 1h o menores.

I_t (mm/h) es la intensidad de precipitación. Para estas obras se recomienda adoptar un período de retorno de 5 años, aunque si el área de la cuenca de aporte es pequeña (del orden de ¼ de hectárea o menor) pueden adoptarse períodos de retorno de 2 años. Sin embargo pueden adoptarse períodos de retorno mayores si por el tipo de urbanización o uso del suelo puede existir incomodidades o daños significativos. Se recomienda adoptar en estos casos un período de retorno de 10 años para la tormenta de diseño.

Se considera variable la duración t de la tormenta de diseño, y un factor de seguridad de 1.25.

• Volumen de infiltración

El volumen de infiltración ($V_{inf}(t)$ en m^3) para cada duración t en horas de la tormenta de diseño depende del tipo de estructura de infiltración. Por tanto no es posible brindar una formulación general del mismo que debe ser específico para cada tipo de estructura. No obstante, en todos los casos el volumen de infiltración varía en forma proporcional a la capacidad de infiltración del terreno f (mm/h) que debe obtenerse de un ensayo de infiltración in situ, como los mencionados en el ítem 8.6.2 (información hidrológica de subsuelo), o por medio de un laboratorio.

Si la estructura de infiltración es un pozo profundo, se recomienda realizar el ensayo de determinación de la capacidad de infiltración a varias profundidades.

Se recomienda considerar un coeficiente de seguridad (C_s) sobre el resultado del ensayo de forma de considerar la posibilidad de reducción de la capacidad de infiltración por colmatación.

Para estanques, zanjas o pozos de infiltración, el coeficiente de seguridad mencionado se puede estimar del diagrama [Azzo-94]. (ver figura 10.40).

Para pavimentos porosos o pavimentos celulares se recomienda obtener el coeficiente de seguridad de la capacidad de infiltración del diagrama [Azzo-94]. (ver figura 10.41).

• Caudal efluente

Como resultado del procedimiento mencionado se obtiene el volumen de almacenamiento requerido para la infiltración de toda la escorrentía afluente a la estructura. Puede ocurrir que este volumen requerido sea mayor al volumen disponible para construir la estructura. En casos como este no será posible infiltrar todo el volumen de escorrentía afluente y por tanto existirá un caudal efluente a la estructura de infiltración.

Para determinar este caudal efluente se procede de la

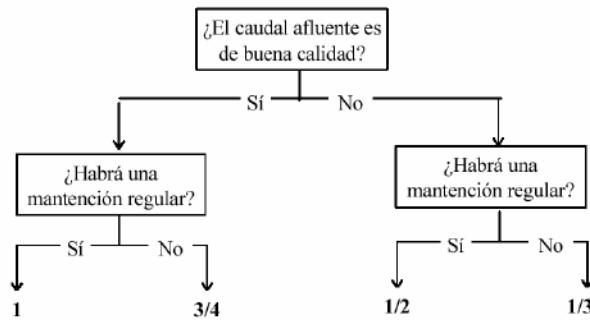


Figura 10.41 Coeficiente de seguridad para la capacidad de infiltración del terreno de pavimentos porosos o celulares.

siguiente forma:

Se determina el volumen de almacenamiento como el mínimo entre la diferencia del volumen afluente con el volumen infiltrado y el volumen de almacenamiento disponible o limitante (V_{lim} en m^3):

$$V_{alm} = \min(V_{afl}(t) - V_{inf}(t); V_{lim})$$

Cuando el volumen de almacenamiento definido anteriormente resulta igual al volumen limitante, la estructura de infiltración estará funcionando en su máxima capacidad y por tanto comenzará a descargar un caudal efluente $Q_{efluente}$ (m^3/s) que se puede determinar como:

$$Q_{efluente}(t) = \frac{V_{afl}(t) - V_{inf}(t) - V_{lim}}{t}$$

10.4.6.2 Estanques de infiltración

- Análisis de factibilidad

Se recomienda verificar los siguientes criterios para decidir la factibilidad de la utilización un estanque de infiltración antes del comienzo del dimensionado.

- Área impermeable de la cuenca de aporte menor al

doble del área disponible para el estanque.

Caracterización de las áreas de aporte de forma de verificar que el contenido de sólidos sedimentables sean bajos.

- No son recomendables estas estructuras en suelos que clasifiquen con grupo hidrológico tipo D según la calificación del SCS.
- No son recomendables para capacidades de infiltración menores a 8mm/h.
- El nivel freático o un estrato impermeable deben ubicarse a una profundidad de 1.2m o mayor, medida desde el fondo del estanque.

- Dimensionado

El volumen de almacenamiento requerido del estanque se estima siguiendo el procedimiento general de dimensionado, considerando al volumen de infiltración $V_{inf}(t)$ en m^3 dado por:

$$V_{inf}(t) = 0.001 \cdot f \cdot Cs \cdot Ae \cdot t$$

Donde f (en mm/h), Cs (adimensionado) y t (en h) son la capacidad de infiltración, el coeficiente de seguridad sobre la capacidad de infiltración y la duración de la tormenta respectivamente. Ae es el área del estanque en m^2 .



Figura 10.42 Estanque de infiltración y rebose

La profundidad máxima del agua en el estanque (h en m) resulta:

$$h = \frac{V_{\text{alm}}}{A_e}$$

La profundidad del estanque puede considerarse superior a la profundidad máxima del agua en el estanque, de forma de prever una revancha.

Por tanto, el dimensionado se reduce en seleccionar el área A_e del estanque compatible con el espacio disponible; obtener el volumen de almacenamiento requerido del estanque mediante el procedimiento general y finalmente determinar de la ecuación anterior la profundidad h del mismo.

• Verificaciones

Si la duración de la tormenta para la cual ocurre el pico del volumen de almacenamiento es mayor a 24hs, puede considerarse que deja de ser una tormenta representativa. Debe diseñarse el estanque con el volumen de almacenamiento correspondiente a la tormenta de 24hs de duración, o una menor. Esto permite disminuir los costos, pues los volúmenes son menores. Sin embargo si se realiza el diseño para la tormenta que origina el volumen pico se tendrá mayor margen de se-

guridad del funcionamiento de la estructura. En cada caso deben evaluarse estos criterios en función a los riesgos asociados al adoptar un volumen menor y a las diferencias de los costos.

• Características constructivas

Rebase:

Se debe prever además un rebase al estanque para permitir evacuar en forma controlada los caudales que generan volúmenes de agua superiores al volumen del estanque, ocasionados por tormentas mayores a las de diseño. Las obras de rebase pueden ser cámaras de descarga, un sumidero o simplemente se puede descargar el exceso de caudal a la calle dimensionando el lado del estanque paralela a la misma de profundidad menor que el resto de los lados, como se muestra en la figura 10.42, donde con 1 se indica el estanque de infiltración y 2 el rebose.

Entrada:

La entrada de la escorrentía al estanque puede realizarse en forma difusa, a través de alguno o algunos de sus lados, o en forma concentrada mediante una conducción que dirija la escorrentía afluente hacia el mismo. En este último caso se recomienda recubrir la zona en que descarga la conducción hacia dentro del tanque

con piedras porosas, de forma de evitar erosiones.

Fondo del Tanque:

El fondo del estanque debe ser horizontal. En caso que el terreno natural presente pendientes significativas, puede realizarse una serie de estanques conectados por los reboses, como se muestra en la figura 10.42.

Taludes Laterales:

Se recomiendan pequeñas pendientes de los taludes laterales, de forma que sea compatible con otros usos en épocas secas.

Recubrimiento:

Es conveniente que el estanque esté recubierto de vegetación, como pasto u algún tipo de plantas que puedan adaptarse a períodos de inundación y sequía y que requiera poco mantenimiento. Como otra alternativa se considera recubrir al fondo de gravilla o rocas fraccionadas.

Ejemplo

El siguiente ejemplo presenta el dimensionado de un estanque de infiltración mediante el empleo de las plantillas de cálculo. La tabla 10.24 incluye los datos.

Datos

Área aporte =	8000 m ²
C=	0,65
P(3,10,p)=	79 mm
Tr=	5 años
f inf. =	8,00 mm/h
Cs=	0,5

Datos

Área estanque=	1500 m ²
Vim=	0 m ³

Tabla 10.24 Ejemplo de Estanque de infiltración – datos

La tabla 10.25 muestra el análisis del balance hídrico con lluvias de diferentes duraciones. La tabla 10.26 resume los resultados del diseño.

Resultados:

Valm=	687 m ³
h=	0,46 m/s
Q efluente máx=	0,00 m ³ /s

Tabla 10.26 Ejemplo de Estanque de infiltración – resultados

t	I	Vafluente	Vinfiltrado	Valm	Qefluente
hs	mm/h	m ³	m ³	m ³	m ³ /s
0,2	108,78	118	1	117	0,000
0,5	59,64	194	3	191	0,000
1	40,82	265	6	259	0,000
2	27,94	363	12	351	0,000
3	22,38	436	18	418	0,000
4	18,91	492	24	468	0,000
5	16,08	523	30	493	0,000
6	14,09	550	36	514	0,000
7	12,6	573	42	531	0,000
8	11,44	595	48	547	0,000
9	10,5	614	54	560	0,000
10	9,73	632	60	572	0,000
11	9,08	649	66	583	0,000
12	8,53	665	72	593	0,000
13	8,05	680	78	602	0,000
14	7,62	694	84	610	0,000
15	7,25	707	90	617	0,000
16	6,92	720	96	624	0,000
17	6,62	732	102	630	0,000
18	6,35	743	108	635	0,000
19	6,11	755	114	641	0,000
20	5,89	765	120	645	0,000
21	5,68	776	126	650	0,000
22	5,49	786	132	654	0,000
23	5,32	795	138	657	0,000
24	5,16	805	144	661	0,000
25	5,01	814	150	664	0,000
26	4,87	823	156	667	0,000
27	4,74	831	162	669	0,000
28	4,61	839	168	671	0,000
29	4,5	848	174	674	0,000
30	4,39	856	180	676	0,000
31	4,28	863	186	677	0,000
32	4,19	871	192	679	0,000
33	4,09	878	198	680	0,000
34	4,01	886	204	682	0,000
35	3,92	893	210	683	0,000
36	3,84	900	216	684	0,000
37	3,77	906	22	684	0,000
38	3,7	913	228	685	0,000
39	3,63	920	234	686	0,000
40	3,56	926	240	686	0,000
41	3,5	932	246	686	0,000
42	3,44	939	252	687	0,000
43	3,38	945	258	687	0,000
44	3,32	951	264	687	0,000
45	3,27	956	270	686	0,000
46	3,22	962	276	686	0,000
47	3,17	968	282	686	0,000
48	3,12	974	288	686	0,000
49	3,07	979	294	685	0,000

Tabla 10.25 Ejemplo de Estanque de infiltración – análisis lluvias de diferentes duraciones

10.4.6.3 Zanja de Infiltración

- Análisis de factibilidad

Los siguientes criterios permiten evaluar la factibilidad de la utilización una zanja de infiltración:

- El área de aporte se recomienda sea menor a 5há.
- Es recomendable que la pendiente del terreno sea baja (menor a 20%).
- La profundidad del nivel freático debe ser mayor o igual a 1.2m, medido desde el fondo de la zanja.
- Preferentemente que los suelos no sean de tipo C o D según la clasificación del SCS.
- La capacidad de infiltración se recomienda no sea menor a 7mm/h.
- Es aconsejable también que el contenido de arcilla del suelo sea menor a 30%.

- Dimensionado

El volumen de almacenamiento requerido de la zanja se estima siguiendo el procedimiento general de dimensionado, considerando al volumen de infiltración $V_{inf}(t)$ en m^3 dado por:

$$V_{inf}(t) = 0.001 \cdot f \cdot Cs \cdot A_{inf} \cdot t$$

Donde f (en mm/h), Cs (adimensionado) y t (en h) son la capacidad de infiltración, el coeficiente de seguridad sobre la capacidad de infiltración y la duración de la tormenta respectivamente.

A_{inf} es el área de infiltración de la zanja en m^2 , a través de la cual se considera que ocurre infiltración. Si la escorrentía afluente pudiera contener sólidos sedimentables o material fino, se recomienda no considerar a la base de la zanja dentro del área de infiltración. En caso contrario, el área de infiltración resulta de la suma del área de base de la zanja y el área de los taludes laterales.

El dimensionado consiste en definir la longitud de la zanja, su profundidad, su ancho y sección transversal de forma que el volumen de la zanja sea igual al volumen de almacenamiento requerido.

$$V_{alm} = V_{zanja}$$

Si se trata de una zanja de sección rectangular de largo L , ancho b y profundidad H , todas dimensiones en metros, para el dimensionado se tiene que:

$$V_{alm} = L \cdot b \cdot H$$

Si la zanja se rellena con piedras porosas de forma de mejorar su estabilidad o permitir otros usos, debe considerarse que el volumen de almacenamiento requerido va a ocupar solamente los intersticios entre los granos de la piedra. En consecuencia el dimensionado de la zanja resulta por tanto de la siguiente ecuación.

$$V_{alm} = p \cdot V_{zanja}$$

Donde p es la porosidad de la piedra de relleno que generalmente varía entre 30 y 90 %.

Debido a que el volumen de almacenamiento es función del volumen de infiltración, y éste es función de las dimensiones de la zanja, se comienza el dimensionado suponiendo las dimensiones de la zanja y se itera con una de ellas. Se recomienda iterar con el largo de la zanja hasta que se logre que el volumen almacenado coincida con el volumen de la zanja. Si se tiene relleno debe coincidir con el volumen de los intersticios del material de relleno dentro de la zanja.

Pueden también examinarse diferentes combinaciones de profundidades y formas de la sección transversal de la zanja, y adoptarse aquel que resulte más conveniente.

- Características constructivas

Pendiente de fondo:

Se recomienda que la zanja tenga pendiente longitudinal nula. Si en la dirección longitudinal de la zanja la pendiente del terreno es pronunciada, puede dividirse la zanja en tramos, como se presenta en la figura 10.43.

Relleno de la zanja:

El relleno de la zanja con piedras porosas permite el uso de la superficie ocupada por la zanja para otros fines y contribuye a la estabilidad lateral de los taludes. Se recomienda emplear como relleno un agregado sin polvo ni material fino, con diámetro uniforme de entre 3.5 y 7.5cm. Puede ser piedra partida o canto rodado.

Siempre que se rellene la zanja con material pétreo, debe recubrirse las caras laterales y la base de la zanja con un filtro geotextil, preferentemente de material sintético, de permeabilidad mayor a 10 veces la permeabilidad del suelo.

Entrada:

La entrada a la zanja puede realizarse a través de su superficie o mediante una tubería perforada que reco-

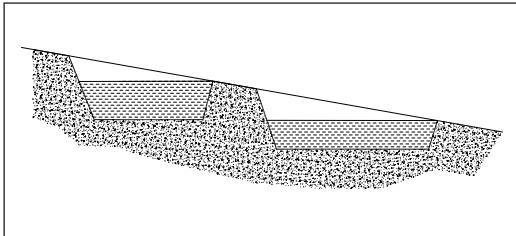


Figura 10.43 Zanja de infiltración en tramos

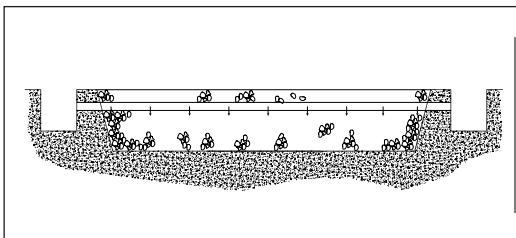


Figura 10.44 Zanja de infiltración - Entrada

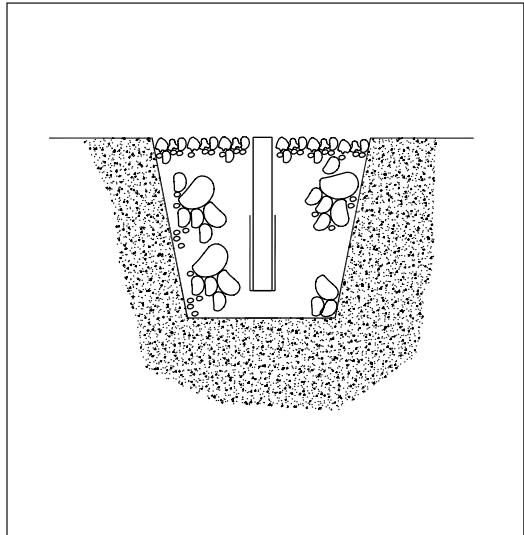


Figura 10.45 Zanja de infiltración - Piezómetro

ría todo el largo de la zanja.

La tubería perforada debe localizarse inmediatamente debajo de la cubierta de la zanja y sobre una capa de geotextil que recubre la piedra de relleno.

La pendiente de esta tubería debe ser nula y se recomienda instalar una cámara inmediatamente antes de la entrada a la zanja como a la salida de la misma para facilitar la limpieza de esta tubería (ver figura 10.44).

Para el dimensionado de la tubería perforada debe considerarse el caudal máximo afluente a la zanja, determinado mediante el Método Racional. Se asume que para el caudal pico, la tubería trabaja llena y se admite una perdida de carga no mayor a 1 diámetro. En esas condiciones el diámetro de la tubería perforada resulta de la siguiente ecuación:

$$D = \left(f_{\text{Moody}} \cdot L \cdot \frac{16Q^2}{19.6 \cdot \pi^2} \right)^{1/6}$$

Donde,

- f es el coeficiente de fricción de la tubería y se obtiene del ábaco de Moody en el anexo digital (► ábaco de Moody.jpg).
- L es el largo de la tubería en metros.

- Q es el caudal pico en m^3/s .

Pozos de observación o piezómetro:

Se recomienda prever en el diseño de la zanja tuberías verticales de aproximadamente 50mm de diámetro abiertos en el fondo, con pequeñas perforaciones a lo largo de toda la zanja, rodeadas con geotextil y con un tapón superior. Mediante este tubo es posible medir el nivel de agua dentro de la zanja y controlar el estado de colmatación de la misma. (figura 10.45)

Cubierta:

Es necesario cubrir la zanja en su parte superior de forma de proteger al material de relleno y el geotextil que lo envuelve. Para esto pueden utilizarse adoquines o rocas de mayores dimensiones a las del relleno. Puede construirse también una cubierta superficial por ejemplo de hormigón (ver figura 10.46).

Ejemplo:

A continuación se presenta un ejemplo del diseño de una zanja de infiltración mediante el empleo de la planilla de diseño. La tabla 10.27 muestra los datos ingresados.

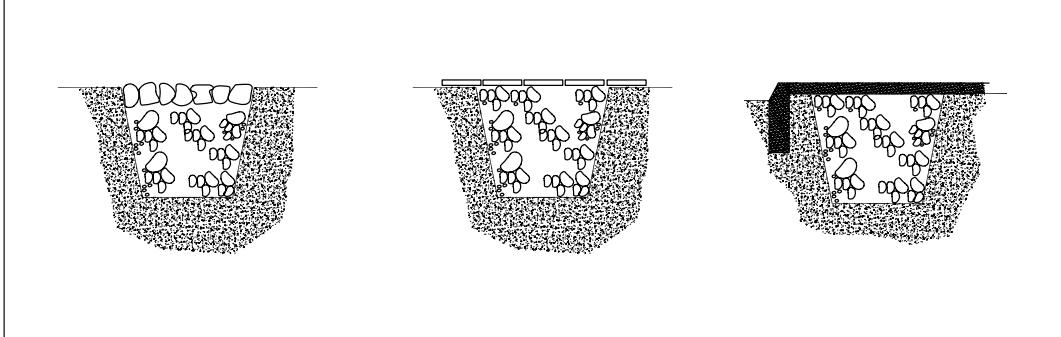


Figura 10.46 Zanja de infiltración – cubierta superficial

Datos

Área de aporte =	400 m ²
C =	0,65
P(3,10,p) =	79 mm
T _r =	5 años
t _{inf} =	8,00 mm/h
C _s =	0,50

Datos

B =	2,5 m
L =	20 m
H* =	1,88 m
Área de infiltración =	125,2 m ²
porosidad =	30 %
V _{lim} =	0 m ³

Tabla 10.27 Ejemplo de zanja de infiltración – datos

La tabla 10.28 muestra el balance hídrico para distintas duraciones de la lluvia.

Los resultados se muestran en la tabla 10.29.

Resultados

V zanja =	94 m ³
h =	1,88 m
Q efluente máx =	0,00 m ³ /s

Tabla 10.29 Ejemplo de zanja de infiltración – Resultados

10.4.6.4 Pozos de infiltración

- Análisis de factibilidad

Los siguientes criterios permiten evaluar la factibilidad de la utilización de un pozo de infiltración:

- Se debe tener especial cuidado en que el área de aporte no contenga partículas que sean susceptibles de colmatar al pozo a corto plazo.
- La permeabilidad del suelo debe ser preferiblemente mayor a 10^{-5} m/s.
- La capacidad de infiltración debe ser preferiblemente mayor a 20mm/h.
- No debe existir una capa impermeable de suelo a menos de 1m de profundidad, medido desde la base del pozo.

La profundidad del nivel freático debe ser mayor o igual a 1m, medido desde la base del pozo. En caso contrario el pozo clasifica como pozo de inyección.

- Dimensionado

El volumen de almacenamiento requerido del pozo de infiltración se estima como la máxima diferencia entre el volumen afluente y el infiltrado, como se menciona en el procedimiento general de dimensionado y considerando al volumen de infiltración $V_{inf}(t)$ en m³ dado por:

$$V_{\text{inf}}(t) = 0.001 \cdot f \cdot C_s \cdot A_{\text{inf}} \cdot t$$

Donde f (en mm/h), C_s (adimensionado) y t (en h) son la capacidad de infiltración, el coeficiente de seguridad sobre la capacidad de infiltración y la duración de la tormenta respectivamente. A_{inf} es el área de infiltración del pozo en m^2 , a través de la cual se considera que ocurre infiltración. Se recomienda no considerar la base del pozo ya que seguramente se colmate a corto plazo por sólidos finos del afluente.

Si se cubre con una camisa ranurada el interior del pozo, el área de infiltración debe considerar solamente la zona ranurada. Si el pozo atraviesa estratos impermeables, solo se deben incluir las zonas en contacto con estratos permeables.

Sí a lo largo de toda la profundidad del pozo no se atraviesan estratos impermeables, y no se recubre con una camisa, el área de infiltración máxima se determina como:

$$A_{\text{inf}} = \pi \cdot D \cdot H$$

Donde D es el diámetro del pozo y H la profundidad del pozo, ambas medidas en metros. Si se trata de un pozo de inyección, H es la profundidad del pozo medida hasta el nivel freático en metros, sin incluir en las zonas donde no puede ocurrir infiltración.

El dimensionado consiste en definir el diámetro del pozo, la profundidad H , y el número de pozos de forma de considerar que el volumen de almacenamiento requerido ocupe los intersticios entre los granos del material poroso dentro del pozo, esto es:

$$V_{\text{alm}} = p \cdot V_{\text{pozo}}$$

Donde p es la porosidad del material de relleno.

Debido a que el volumen de almacenamiento es función del volumen de infiltración, y éste es función de las dimensiones del pozo, se comienza el dimensionamiento suponiendo un diámetro, profundidad y número de pozos, y luego se itera con uno de estos datos hasta lograr que este valor converja.

La profundidad del pozo está acotada en general por la profundidad del nivel freático, y los estratos presentes. Se recomienda que sea mayor a 2m y exista una distancia máxima de 1m entre la base del pozo y el nivel freático. Además debe preverse la cubierta superior de protección del pozo, entre 15 y 30cm, la cual no se considera parte de la profundidad útil del pozo.

t	I	Vafluente	Vinfiltrado	Vzanja	Qefluente
hs	mm/h	m3	m3	m3	m3/s
0,2	108,78	6	0	19	0,000
0,5	59,64	1	0	31	0,000
1	40,82	13	1	43	0,000
2	27,94	18	1	57	0,000
3	22,38	22	2	68	0,000
4	18,91	25	2	75	0,000
5	16,08	26	3	79	0,000
6	14,09	27	3	82	0,000
7	12,6	29	4	84	0,000
8	11,44	30	4	86	0,000
9	10,5	31	5	87	0,000
10	9,73	32	5	89	0,000
11	9,08	32	6	90	0,000
12	8,53	33	6	91	0,000
13	8,05	34	7	92	0,000
14	7,62	35	7	92	0,000
15	7,25	35	8	93	0,000
16	6,92	36	8	93	0,000
17	6,62	37	9	94	0,000
18	6,35	37	9	94	0,000
19	6,11	38	10	94	0,000
20	5,89	38	10	94	0,000
21	5,68	39	11	94	0,000
22	5,49	39	11	94	0,000
23	5,32	40	12	94	0,000
24	5,16	40	12	94	0,000
25	5,01	41	13	94	0,000
26	4,87	41	13	94	0,000
27	4,74	42	14	93	0,000
28	4,61	42	14	93	0,000
29	4,5	42	15	93	0,000
30	4,39	43	15	93	0,000
31	4,28	43	16	92	0,000
32	4,19	44	16	92	0,000
33	4,09	44	17	91	0,000
34	4,01	44	17	91	0,000
35	3,92	45	18	90	0,000
36	3,84	45	18	90	0,000
37	3,77	45	19	89	0,000
38	3,7	46	19	89	0,000
39	3,63	46	20	88	0,000
40	6,56	46	20	88	0,000
41	3,5	47	21	87	0,000
42	3,44	47	21	86	0,000
43	3,38	47	22	86	0,000
44	3,32	48	22	85	0,000
45	3,27	48	23	84	0,000
46	3,22	48	23	84	0,000
47	3,17	48	24	83	0,000
48	3,12	49	24	82	0,000
49	3,07	49	25	81	0,000

Tabla 10.28 Ejemplo de zanja de infiltración – Balance hídrico para distintas duraciones de la lluvia

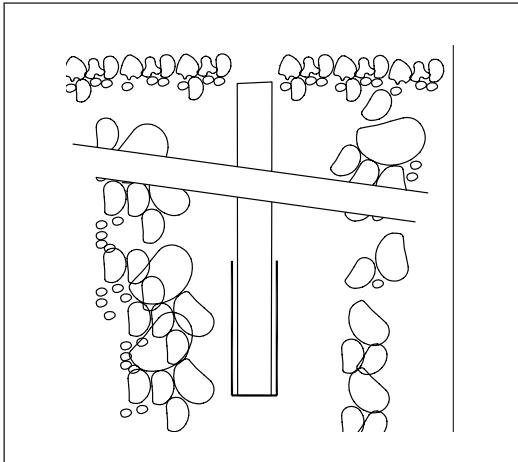


Figura 10.47 Piezómetro en pozo de infiltración

- Características constructivas

Relleno de la zanja:

Sí se desea rellenar el pozo para mejorar su estabilidad o permitir otros usos se recomienda usar piedra partida (ripios o gravas) de granulometría uniforme, de porosidad mayor a 30% y sin polvo ni material fino.

Siempre que se rellene el pozo debe recubrirse las casas laterales y la base con un filtro geotextil, preferentemente de material sintético, de permeabilidad mayor o igual a 10 veces la permeabilidad del suelo.

Rebase:

Debido a que las tareas de mantenimiento de los pozos de infiltración son más complejas que para el resto de las estructuras de infiltración, se recomienda en estos casos colocar una cámara inmediatamente antes de la entrada al pozo de forma que permita evacuar los caudales mayores al de diseño del pozo y evitar así que se produzca una mayor colmatación.

Entrada:

Si la cuenca de aporte al pozo contiene partículas susceptibles de colmatar el pozo, debe disponerse un sedimentador o filtro para captarlos antes de la

entrada al pozo. Esto presenta la desventaja de que deben ser mantenidos frecuentemente. El dimensionado de un sedimentador escapa los límites de este manual, por lo que se recomienda consultar bibliografía al respecto. No obstante, si el volumen del pozo no es importante como primera aproximación se puede estimar el volumen del sedimentador igual a la mitad del volumen del pozo.

Cubierta superior:

Si el pozo es alimentado desde la superficie, debe preverse en la superficie del mismo una capa formada por piedras porosas que disminuya su granulometría con la profundidad, de forma de que actúe como filtro. Esto puede lograrse por ejemplo mediante piedra partida, grava y arena gruesa. En la zona más superficial del pozo puede emplearse pasto o pavimento poroso.

Si el pozo no se alimenta por su parte superficial, puede cubrirse con una tapa de hormigón removible de forma de poder realizar el mantenimiento.

Pozos de observación o piezómetro:

Al igual que en las zanjas de infiltración, se recomienda prever en el diseño del pozo tuberías verticales de aproximadamente 50mm de diámetro abiertos en el fondo, con pequeñas perforaciones, rodeado con un

geotextil y con un tapón superior, de forma de poder medir el nivel de agua dentro de la zanja y controlar el estado de colmatación de la misma (ver figura 10.47).

Ejemplo:

A continuación se presenta un ejemplo de dimensionado de un pozo de infiltración mediante el empleo de las planillas de cálculo. La tabla 10.30 muestra los datos.

Datos

Área aporte =	200	m ²
C =	0,51	
P(3,10,p)	79	mm
Tr =	2	años
f inf =	20,00	mm/h
C _s =	0,75	

Datos

D =	2,5	m
H* =	1,94	m
nº pozos =	2	
Área infiltración =	30,5	m ²
porosidad =	30	%
V lim =	0	m ³

Tabla 10.30 Ejemplo de pozo de infiltración – datos

La tabla 10.31 muestra el balance hídrico para determinar el volumen de la zanja para diferentes duraciones de la lluvia.

Los resultados se presentan en las tablas 10.32 para el caso de 1 pozos de infiltración y 10.33 para el caso de 3 pozos.

Resultados

V cada pozo =	10	m ³
H =	1,94	m
Q efluente máx =	0,00	m ³ /s

Tabla 10.32 Ejemplo de pozo de infiltración – resultados para 1 pozo

Resultados

V cada pozo =	6	m ³
H =	1,30	m
Q efluente máx =	0,00	m ³ /s

Tabla 10.33 Ejemplo de pozo de infiltración – resultados para 3 pozos

t hs	I mm/h	Vafluente m ³	Vinfiltrado m ³	Vpozo m ³	Qefluente m ³ /s
0,2	84,84	2	0	6	0,000
0,5	46,52	3	0	9	0,000
1,0	31,84	4	0	12	0,000
2,0	21,79	6	1	15	0,000
3,0	17,46	7	1	18	0,000
4,0	14,76	8	2	19	0,000
5,0	12,55	8	2	19	0,000
6,0	11,00	8	3	19	0,000
7,0	9,83	9	3	19	-0,000
8,0	8,93	9	4	18	0,000
9,0	8,20	9	4	18	-0,000
10,0	7,59	10	5	17	0,000
11,0	7,09	10	5	16	0,000
12,0	6,65	10	5	16	0,000
13,0	6,28	10	6	15	-0,000
14,0	5,95	11	6	14	0,000
15,0	5,66	11	7	13	-0,000
16,0	5,40	11	7	12	0,000
17,0	5,17	11	8	11	0,000
18,0	4,96	11	8	11	0,000
19,0	4,77	12	9	10	0,000
20,0	4,59	12	9	9	0,000
21,0	4,43	12	10	8	0,000
22,0	4,29	12	10	7	-0,000
23,0	4,15	12	11	6	0,000
24,0	4,03	12	11	4	-0,000
25,0	3,91	12	11	3	0,000
26,0	3,80	13	12	2	-0,000
27,0	3,70	13	12	1	0,000
28,0	3,60	13	13	0	0,000
29,0	3,51	13	13	-1	0,000
30,0	3,42	13	14	-2	-0,000
31,0	3,34	13	14	-3	0,000
32,0	3,27	13	15	-4	0,000
33,0	3,20	13	15	-5	-0,000
34,0	3,13	14	16	-7	0,000
35,0	3,06	14	16	-8	0,000
36,0	3,00	14	16	-9	0,000
37,0	2,94	14	17	-10	0,000
38,0	2,88	14	17	-11	0,000
39,0	2,83	14	18	-12	0,000
40,0	2,78	14	18	-14	0,000
41,0	2,73	14	19	-15	0,000
42,0	2,68	14	19	-16	0,000
43,0	2,64	14	20	-17	0,000
44,0	2,59	15	20	-19	0,000
45,0	2,55	15	21	-20	0,000
46,0	2,51	15	21	-21	0,000
47,0	2,47	15	21	-22	0,000
48,0	2,44	15	22	-23	0,000
49,0	2,40	15	22	-25	0,000

Tabla 10.31 Ejemplo de pozo de infiltración – balance hídrico para diferentes duraciones de lluvia

10.4.6.5 Pavimentos Permeables

El dimensionado de un pavimento celular y el de un pavimento poroso siguen el mismo procedimiento, con la única salvedad de las diferentes carpetas de rodado y se debe adicionar para pavimentos celular el diseño la cama de arena que sirve de apoyo a la carpeta de rodado.

- Análisis de Factibilidad

Los siguientes criterios permiten evaluar la factibilidad de la utilización de un pavimento permeable:

- La cuenca de aporte no debe contener importante cantidad de partículas que sean susceptibles de colmatar el pavimento a corto plazo.
- Debe existir un bajo o preferentemente nulo tránsito de vehículos pesados y bajo tránsito vehicular.
- El suelo sobre el cual se prevé realizar el pavimento (subrasante) deberá presentar una capacidad soporte CBR mayor a 6.
- Preferiblemente debe verificarse que: la pendiente de la subrasante sea menor a 5%, la capacidad de infiltración mayor a 13mm/hr, contenido de arcilla menor a 30%.
- La profundidad del nivel freático deberá ser mayor a 60cm, aunque se recomienda que preferiblemente sea mayor a 1.20 m.
- El área de la cuenca de aporte debe ser menor al doble del área que abarca el pavimento.

- Dimensionado

Debido a que los pavimentos porosos tienen un doble uso (como pavimentos y como estructuras de infiltración) deben dimensionarse tanto en base a los criterios de dimensionado de pavimentos como en base a los de estructuras de infiltración. El alcance de este manual se limita a los criterios de dimensionado para que actúen como estructuras de infiltración. Por tanto debe adoptarse el mayor espesor para cada capa entre los que resulten del cálculo estructural y del cálculo hidráulico del pavimento poroso. El cálculo del espesor por cálculo estructural deberá ser realizado por un ingeniero civil vial especialista en el tema.

Las siguientes recomendaciones sobre el diseño de pavimentos porosos resultan de estadísticas de uso de estas obras, debiendo ser estimados en un proyecto en base a los requisitos de resistencia del pavimento.

Carpeta de rodado pavimento poroso:

Según estadísticas de diseño de pavimentos porosos, la capa de rodado asfáltica normalmente presenta un espesor de entre 6 y 10cm, y contenido de poros de 16%. Como fue mencionado estos valores representan estadísticas, debiendo ser estimados en base a requisitos de resistencia de pavimentos.

Se presenta en la tabla 10.34 las proporciones de los agregados requeridos para lograr el contenido de poros necesario, según varias recomendaciones.

Carpeta de rodado pavimento celular:

La superficie de los pavimentos celulares puede constituirse por bloques aislados dispuestos de forma que queden huecos entre ellos, losas de hormigón o superficies de asfalto con huecos. Los huecos se llenan de arena gruesa o limosa, pedregullo o tierra firme donde se pueda sembrar pasto. En zonas sin tránsito vehicular como veredas, parques o zonas recreativas la carpeta de rodado puede estar constituida por una capa de 5cm de pedregullo compactado.

En la figura 10.48 se ilustran algunas formas que puede tomar la superficie de un pavimento celular.

Cama de arena pavimento celular:

La cama de arena se coloca inmediatamente debajo de la carpeta de rodado de forma de proporcionarle una base de apoyo. El espesor mínimo de la cama de arena ya compactada debe ser de 3cm.

Filtro granular superior o base:

Se debe diseñar según criterios técnicas de diseño de obras de pavimentación.

Abertura (mm)	Tamiz	Porcentaje que pasa en peso		
		Puget Sound	Thelen y Howe	Diniz
12,7	1/2	100	100	100
9,5	3/8	95-100	90-100	90-100
4,7	# 4	30-50	35-50	35-50
2,36	# 8	5-15	15-32	15-32
0,99	# 16	-	0-15	2-15
0,074	# 200	2-5	0-3	2-15

Tabla 10.34 Recomendaciones para lograr el contenido de poros necesario

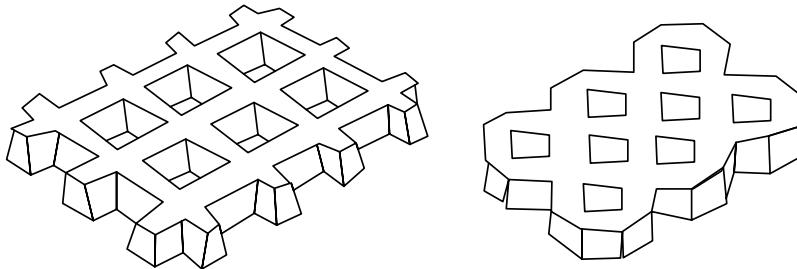


Figura 10.48 Algunos tipos de pavimentos celulares

Subbase:

Las estadísticas de diseño de pavimentos porosos indican diámetros de la grava que compone la subbase de entre 2.5 y 7.5cm y volumen de huecos entre 38 y 46%. El espesor normalmente es función del volumen de almacenamiento de agua de escorrentía requerido.

Se recomienda usar subbases con mayor contenido de cemento o asfalto en lugar de finos, de forma de proporcionarle mayor permeabilidad.

El volumen de almacenamiento requerido del pavimento poroso se materializa en la subbase del pavimento, y se estima como la máxima diferencia entre el volumen afluente y el infiltrado, como es mencionado en el procedimiento general de dimensionado.

El volumen infiltrado V_{inf} (t) en m³ se puede estimar de la siguiente forma:

$$V_{inf}(t) = 0.001 \cdot f \cdot C_s \cdot A_e \cdot t$$

Donde,

f (en mm/h) es la capacidad de infiltración del terreno
 Cs (adimensionado) es el coeficiente de seguridad sobre la capacidad de infiltración

t (en h) es la duración de la tormenta respectivamente.

A_e (en m²) es el área del pavimento infiltración de la zanja en m²,

El espesor requerido para la subbase (e en metros) se estima como:

$$e = \frac{V_{alm}}{p \cdot A_e}$$

Donde p es la porosidad de la subbase en m³/m³, que para efectos de diseño se recomienda considerarla igual a 0.3, aunque la porosidad real suele adoptar valores mayores. El espesor de la subbase debe ser mayor o igual al espesor máximo entre los que resultan del cálculo como estructura de infiltración (mencionado anteriormente) y como pavimento (en que son necesarios criterios de resistencia mecánica).

En caso que la tasa de infiltración del terreno sea siempre mayor a la intensidad de precipitación de la tormenta de menor duración considerada, entonces no es necesario un volumen de almacenamiento requerido de la subbase para infiltrar el volumen de agua afluente, pues bastará con el contacto con la subsanante para la infiltración.

- Verificaciones

Debe realizarse la siguiente verificación para asegurar

el adecuado funcionamiento de estas estructuras:

Tiempo máximo de vaciado del volumen almacenado en la subbase $t_m < 48\text{hs}$. Se determina como:

$$t_m = \frac{p \cdot e_s}{C_s \cdot f}$$

Donde e_s es el espesor finalmente designado para la subbase del pavimento poroso en milímetros.

- Características constructivas

Drenes:

Los drenes se instalan en caso de que se desee infiltrar el volumen almacenado en la subbase en un terreno diferente al terreno sobre el que se ubica el pavimento poroso, o si se desea evitar que para una tormenta mayor a la de diseño se inunde el pavimento poroso. En el primer caso los drenes deben ser instalados en la parte inferior de la subbase y en el segundo pueden instalarse en la parte superior.

Los drenes consisten generalmente en tuberías de PVC perforadas y recubiertas de un filtro geotextil.

Filtro granular inferior o geotextil:

Debe colocarse un filtro granular inferior a la subbase o geotextil de forma de evitar el pasaje de finos desde la subrasante hacia la subbase. Se recomienda geotextil sintético de permeabilidad 10 veces menor a la de la subrasante.

Subrasante:

La subrasante consiste en suelo nativo o excavado pero evitando que sea compactado para conservar la capacidad de infiltración del terreno.

Pendiente longitudinal:

Si el pavimento poroso tendrá pendiente longitudinal debe evitarse que en la subbase se genere un flujo longitudinal colocando paredes verticales de hormigón o asfalto en la subbase. El espacio entre estas paredes debe ser como máximo.

$$L_{\max} = \frac{e_s}{2 \cdot S_o}$$

Donde,

- L_{\max} es el espacio entre las paredes verticales en metros.

- S_o es la pendiente longitudinal del pavimento en m/m.

Ejemplo:

A continuación se presenta un ejemplo de dimensionado de un pavimento permeable mediante el empleo de la planilla de cálculo. La tabla 10.35 resume los datos de entrada.

Datos

Área de aporte =	300	m ²
C =	0,65	
P (3,10,p) =	79	mm
Tr =	5	años
f inf. =	8	mm/h
Cs =	0,5	

Datos

Área pavimento =	200	m ²
porosidad =	30	%
V lim =	0	m ³

Tabla 10.35 Ejemplo de pavimento poroso – datos

La tabla 10.40 presenta el cálculo del volumen de almacenamiento necesario para diferentes duraciones de tormenta realizando un balance hídrico.

La tabla 10.37 muestra los resultados del ejemplo.

Resultados

V subbase =	53	m ³
e =	0,27	m
Q efluente máx =	0,00	m ³ /s

Tabla 10.37 Ejemplo de pavimento poroso – resultados

10.4.7 Descarga al cuerpo receptor

A continuación se presentan algunas consideraciones que deben tenerse en cuenta en la descarga del sistema de drenaje de pluviales hacia el cuerpo receptor.

10.4.7.1 Orientación de la descarga

Cuando la descarga se realiza sobre el cuerpo receptor debe, siempre que sea posible, orientarse la descarga en la misma dirección que tiene el flujo en el cuerpo receptor de forma de disminuir la producción de turbulencia y la probabilidad de generar erosiones. En la figura 10.49 se ilustra la orientación correcta e incorrecta de la descarga de una red de drenaje.

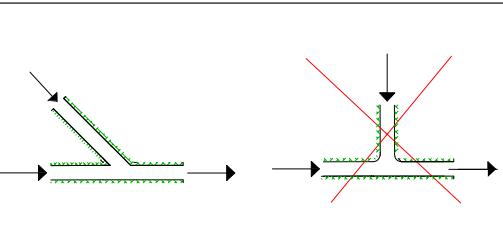


Figura 10.49 Descarga pluvial en cuerpo receptor

Si no fuera posible disponer la descarga en la orientación correcta, o si igualmente pudiera existir erosión, se debe recubrir la orilla opuesta a la descarga del cuerpo receptor mediante enrocado u otro material que lo proteja. Como alternativa a esto puede disponerse una estructura disipadora a la salida del sistema de drenaje, previa a la descarga al cuerpo receptor.

10.4.7.2 Estructuras disipadoras

Para establecer si es necesario disipar la energía en la descarga, debe evaluarse la velocidad máxima del flujo que llega a la descarga, así como el recubrimiento del suelo o taludes en la zona afectada por la misma. Algunas recomendaciones [BURE] establecen que si el número adimensionado de Froude (Fr) es menor a 1.7 no es necesario emplear estructuras disipadoras. El número de Froude se define como:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gd}}$$

Donde,

- v es la velocidad del flujo que llega a la descarga en m/s,
- g es la aceleración de la gravedad (9.81m/s^2)
- d es la altura hidráulica definida como la relación

t hs	I mm/h	Vafluente m3	Vinfiltrado m3	Vsubbase m3	Qefluente m3/s
0,2	108,78	4	0	11	0,000
0,5	59,64	7	0	18	0,000
1,0	40,82	10	0	24	0,000
2,0	27,94	14	0	28	0,000
3,0	22,38	16	1	28	0,000
4,0	18,91	18	1	28	0,000
5,0	16,08	20	1	28	0,000
6,0	14,09	21	1	28	0,000
7,0	12,60	22	2	28	0,000
8,0	11,44	22	2	28	0,000
9,0	10,50	23	2	28	0,000
10,0	9,73	24	2	28	0,000
11,0	9,08	24	3	28	0,000
12,0	8,53	25	3	28	0,000
13,0	8,05	25	3	28	0,000
14,0	7,62	26	3	28	0,000
15,0	7,25	27	4	28	0,000
16,0	6,92	27	4	28	0,000
17,0	6,62	27	4	28	0,000
18,0	6,35	28	4	28	0,000
19,0	6,11	28	5	28	0,000
20,0	5,89	29	5	28	0,000
21,0	5,68	29	5	28	0,000
22,0	5,49	29	5	28	0,000
23,0	5,32	30	5	28	0,000
24,0	5,16	30	6	28	0,000
25,0	5,01	31	6	28	0,000
26,0	4,87	31	6	28	0,000
27,0	4,74	31	6	28	0,000
28,0	4,61	31	7	28	0,000
29,0	4,50	32	7	28	0,000
30,0	4,39	32	7	28	0,000
31,0	4,28	32	7	28	0,000
32,0	4,19	33	8	28	0,000
33,0	4,09	33	8	28	0,000
34,0	4,01	33	8	28	0,000
35,0	3,92	33	8	28	0,000
36,0	3,84	34	9	28	0,000
37,0	3,77	34	9	28	0,000
38,0	3,70	34	9	28	0,000
39,0	3,63	34	9	28	0,000
40,0	3,56	35	10	28	0,000
41,0	3,50	35	10	28	0,000
42,0	3,44	35	10	28	0,000
43,0	3,38	35	10	28	0,000
44,0	3,32	36	10	28	0,000
45,0	3,27	36	11	28	0,000
46,0	3,22	36	11	28	0,000
47,0	3,17	36	11	28	0,000
48,0	3,12	37	11	28	0,000
49,0	3,07	37	12	28	0,000

Tabla 10.36 Ejemplo de pavimento poroso – balance hídrico para diferentes duraciones de lluvia

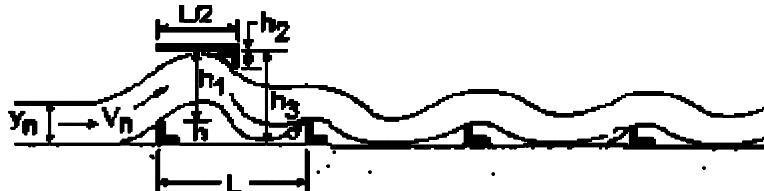


Figura 10.50 Elementos de rugosidad en base de conducción (FHWA, NHI 06-086)

entre el área mojada $A(m^2)$ y el ancho de la superficie líquida del canal T (m).

Otras recomendaciones [PHIL-06] establecen que no son necesarias las estructuras de disipación si la velocidad de la descarga es menor a la velocidad del flujo del cuerpo receptor.

Debe tenerse en cuenta además que aún si las velocidades no resultaran muy elevadas, descargas frecuentes de los sistemas de drenaje de pluviales podría en plazo no muy largo generar la erosión del terreno. Esta situación se agrava durante los eventos de magnitud mayor a los de diseño donde se generan velocidades bastante más elevadas. Por estos motivos es muy importante diseñar estructuras de disipación de energía en las descargas de los sistemas de drenaje.

A continuación se describen procedimientos sencillos de dimensionado que han sido propuestos por diferentes autores, sin profundizar en el comportamiento hidráulico en que se involucran, para cinco estructuras disipadoras.

- Elementos de rugosidad en base de conducción

Estos elementos permiten incrementar la turbulencia del flujo en las conducciones, logrando que descargue

con menor energía y hacen que predomine aproximadamente el régimen de flujo crítico (número de Froude=1). La figura 10.50 muestra estos elementos.

Para canales trapezoidales, son recomendadas 5 filas de elementos de disipación de características uniformes sobre la base del canal.

- Dimensionado

Los pasos para el dimensionado son los siguientes.

Determinación del tirante crítico y_c :

El tirante crítico en metros resulta de resolver la siguiente ecuación:

$$Fr = 1 = \frac{Q}{A_c \cdot \sqrt{g \cdot \frac{A_c}{T}}}$$

Donde,

- A_c es el área de una sección de canal con tirante igual al tirante crítico en m^2
- Q es el caudal de diseño en m^3/s
- T es el ancho superficial en metros de canal con tirante igual al tirante crítico

Si se trata de un canal rectangular, la ecuación anterior

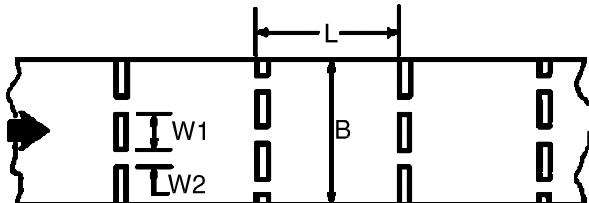


Figura 10.51 Estructura de Amortiguación – Aberturas en elementos de rugosidad

se simplifica y el tirante crítico resulta de la siguiente ecuación:

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde q es el caudal por unidad de ancho del canal en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

Determinación de la altura h de los obstáculos:

La altura h en metros de estos elementos puede ser determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$h = \frac{y_c}{(3 - 3.7S_o)^{\frac{2}{3}}}$$

Donde,

S_o es la pendiente del canal en m/m

Determinación del espacio entre filas de elementos:

El espacio entre las filas de elementos disipadores (L en metros) debe adoptarse de forma que la relación L / h se encuentre entre 8.5 y 10.

Aberturas de las filas de elementos:

Las filas de elementos deben tener aberturas de forma de permitir el pasaje de objetos arrastrados por el flujo, se recomienda disponer 2 aberturas en la 1er, 3er y 5ta fila, y 3 aberturas en la 2da y 4ta fila, como se muestra en la figura 10.51.

Se recomienda que el tamaño de las aberturas W_2 sea igual a la mitad de la altura h de los elementos.

Ancho de los elementos disipadores:

Para las filas 1, 3, y 5 el ancho de los elementos disipadores se determina como:

$$W_1 = \frac{(B - 2 \cdot W_2)}{3}$$

Y las filas 2 y 4 como:

$$W_1 = \frac{(B - 3 \cdot W_2)}{3}$$

En las ecuaciones anteriores se está asumiendo un tamaño de las aberturas de cada fila igual a la mitad de la altura de los elementos.

Verificación de elevación del nivel de agua:

Finalmente, debe verificarse que la elevación del nivel

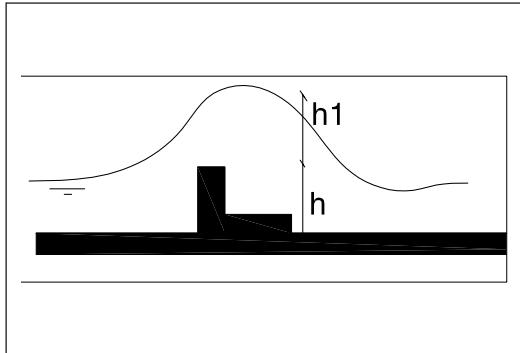


Figura 10.52 Medida del tirante sobre los elementos de rugosidad

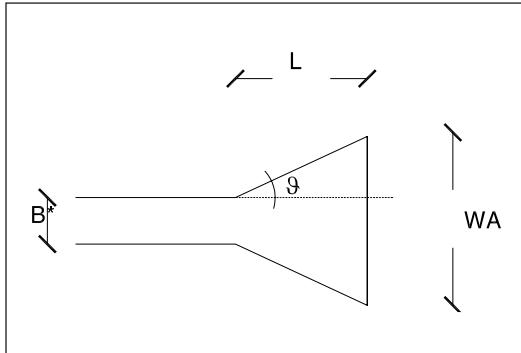


Figura 10.53. Esquema de parámetros de diseño de expansión

de agua en la zona donde se disponen los elementos de rugosidad no genere que el canal desborde. La altura h_1 en metros del nivel de agua sobre los elementos de rugosidad puede determinarse a partir de la siguiente ecuación cuyos parámetros están definidos por la figura 10.52.

$$h_1 = 1.25y_c$$

Por tanto, la ecuación a verificar es:

Datos:

Q	2,8	m ³ /s
B	1,2	m
So	0,06	m/m
Profundidad canal	1,2	m

Pasos:

- 1- y_c 0,82 m
 - 2- h 0,42 m
 - 3- L/h 9
 - 4- L 3,74 m
 - 5- $W2$ 0,21 m
 - 5- $W1$ (filas 1, 3 y 5) 0,26 m
 - 5- $W1$ (filas 2 y 4) 0,19 m
 - 6- $h1$ 1,03 m
- verificación: No Verifica

$$h_1 + h < \text{Profundidad del canal}$$

Ejemplo de elementos de rugosidad en base de conducción:

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo elementos de rugosidad en base de conducción para la dissipación de la energía, mediante el empleo de la planilla de cálculo correspondiente. La tabla 10.38 incluye los datos para el dimensionado y los resultados.

Datos:

Q	2,8	m ³ /s
B	1,2	m
So	0,06	m/m
Profundidad canal	1,5	m

Pasos:

- 1- y_c 0,82 m
 - 2- h 0,42 m
 - 3- L/h 9
 - 4- L 3,74 m
 - 4- $W2$ 0,21 m
 - 5- $W1$ (filas 1, 3 y 5) 0,26 m
 - 5- $W1$ (filas 2 y 4) 0,19 m
 - 6- $h1$ 1,03 m
- verificación: Verifica

Tabla 10.38 Ejemplo de dimensionado de elementos de rugosidad – Datos y resultados.

En la primera tabla se presentan los resultados de disponer elementos de rugosidad en un canal rectangular de 1.2m de profundidad. Puede observarse que resulta que la elevación del nivel de agua no verifica ser menor a la profundidad del canal. En la segunda tabla se aumentó la profundidad a 1.5m, lográndose ahora si verificar que no desborde.

10.4.7.3 Expansiones – Diseño

Las expansiones son las estructuras de disipación más comúnmente empleada para descargas poco elevadas. Estas estructuras logran disipar la energía potencial contenida en el agua al expandirla, transformándola en energía cinética que luego se pierde por fricción. La figura 10.53 muestra un esquema

- Dimensionado

A continuación se describe el procedimiento de dimensionado:

- Determinar la velocidad, el tirante y el número de Froude (V_o en m/s, y_o en m y Fr adimensional, respectivamente) del flujo de agua en la conducción de descarga, inmediatamente antes a la estructura de disipación.
- Determinar el ángulo óptimo de la expansión ϑ (para el que la mayor parte del flujo se mantendrá dentro del área definida por el mismo), mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = \tan^{-1}(Fr / 3)$$

- Diseñar las paredes laterales con un ángulo de expansión igual a ϑ
- Adoptar un largo L^* del disipador de forma que

$$L^* = \frac{L}{B^*}$$

esté entre 0.5 y 3, siendo B^* es el ancho de base o el diámetro de la conducción de descarga, según ésta sea de sección rectangular o circular respectivamente.

- Calcular el ancho de salida de la estructura W_A en metros, como:

$$W_A = B^* + 2 \cdot L^* \cdot \tan(\theta)$$

- Determinar la velocidad media del flujo en la expansión V_A en m/s a partir de la siguiente ecuación obtenida de ensayos experimentales [WATT-68]:

$$\frac{V_A}{V_o} = 1.65 - 0.3Fr$$

- Estimar la profundidad media del flujo en la expansión y_A en metros a través de las siguientes gráficas presentadas en las figuras 10.54 y 10.55.

La base de la expansión debe recubrirse de hormigón o con enrocado de forma de evitar que erosione, y se recomienda continuar el recubrimiento en una longitud igual a L .

Ejemplo de dimensionado de expansión:

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de una expansión para la disipación de la energía. Se presenta la tabla 10.39 con los datos básicos del diseño y los resultados obtenidos.

Datos:

Q	7,65	m ³ /s
B*	1,5	m

Pasos:

1-	V_o	4,84	m/s
	y_o	1,04	m
	Fr	1,52	
2-	θ	26,87	°
	L	2	
	L^*	3	m
3-	W_A	4,54	m
4-	V_A	5,78	m/s
5-	y_A / y_o	0,28	
	y_A	0,29	m

Tabla 10.39 Ejemplo de dimensionado de expansión – Datos y resultados.

10.4.7.4 Bloques disipadores en inclinaciones – Diseño

Consisten en estructuras que se ubica en un punto de descarga, constituida por bloques dispuestos sobre un plano inclinado, como se ilustra en la figura 10.56.

- Diseño

El siguiente procedimiento de diseño es el recomendado [PETO-78].

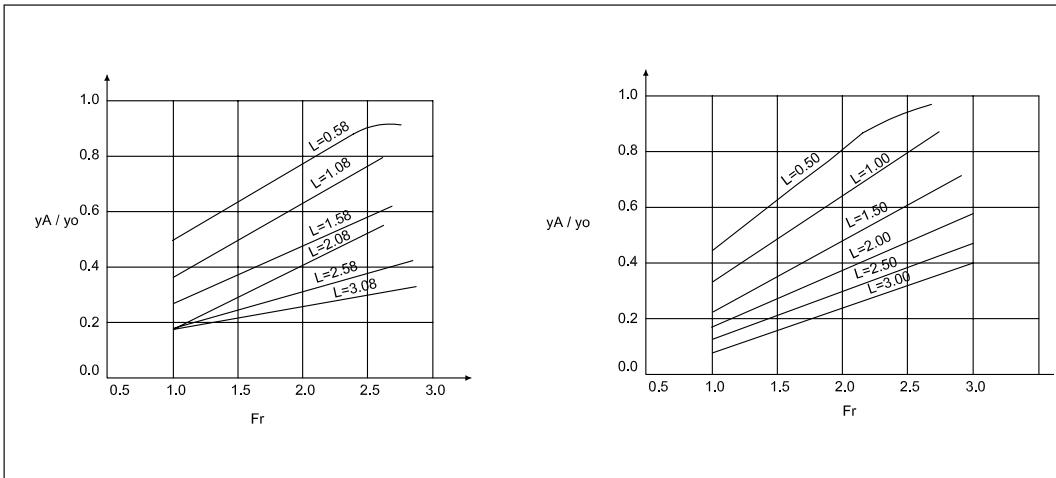


Figura 10.54 Gráfica para estimar y_A en función del número de Froude y el largo de la expansión, para conducción de descarga de sección rectangular [PHIL-06]

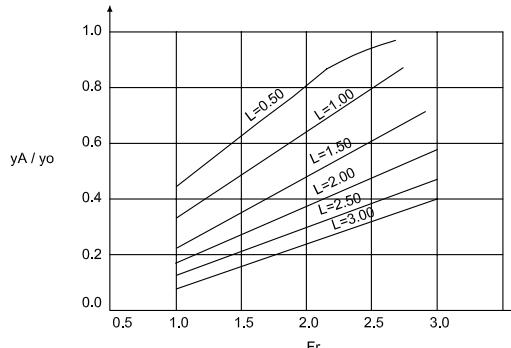


Figura 10.55 Gráfica para estimar y_A en función del número de Froude y el largo de la expansión, para conducción de descarga de sección rectangular [PHIL-06]

Análisis de factibilidad:

Estas estructuras deben ser empleadas cuando el caudal por unidad de ancho es inferior a $5.6 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Pendiente:

La pendiente S_0 del tramo donde se disponen los elementos disipadores debe encontrarse entre 25 y 50%.

Tirante crítico:

El tirante crítico en metros resulta de resolver la siguiente ecuación:

$$Fr = 1 = \frac{Q}{A_c \cdot \sqrt{g \cdot \frac{A_c}{T}}}$$

Donde,

- 1- A_c es el área de una sección de canal con tirante igual al tirante crítico en m^2
- 2- Q es el caudal de diseño en m^3/s
- 3- T es el ancho superficial en metros de canal con tirante igual al tirante crítico

Si se trata de un canal rectangular, la ecuación anterior se simplifica y el tirante crítico resulta de la siguiente ecuación:

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde q es el caudal por unidad de ancho (B) del canal en $\text{m}^3/\text{s/m}$

Altura de los elementos disipadores:

La altura H en metros de los elementos disipadores se estima como:

$$H = 0.8 \cdot y_c$$

Ancho de los elementos disipadores:

Se recomienda adoptar como ancho de los elementos disipadores W_1 igual a 1.5 veces la altura de los elementos disipadores.

Espaciado entre los elementos en la dirección transversal:

El espaciado entre los elementos disipadores, W_2 en metros, en la dirección transversal al canal debe ser igual a $1.5H$. Las filas deben alternarse de forma que sus aberturas no queden en línea según la dirección del flujo (ver figura 10.55).

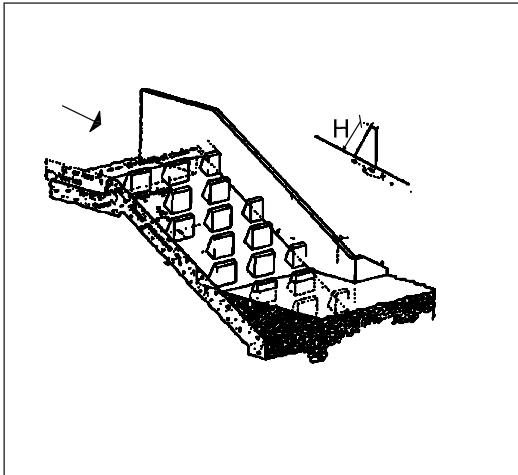


Figura 10.56 Estructura de disipación – Bloques disipadores en inclinaciones (FHWA, NHI 06-086)

Espaciamiento entre los elementos en la dirección longitudinal:

Las filas de elementos deben estar espaciadas una distancia igual a $2H$. Puede considerarse un espaciado mayor si H es menor a 0.9m o la pendiente longitudinal es inferior a 50%. El espaciado máximo admisible es de 1.8m.

Número de filas:

El número de filas de elementos disipadores debe ser de 4 o mayor. Finalmente, se recomienda colocar enrocado al pie de la estructura de disipación de diámetros entre 15 y 30 centímetros. Puede además extenderse las filas de elementos disipadores hacia aguas abajo del pie de la estructura, como se ilustra en la figura 10.55.

Ejemplo de dimensionado de bloques disipadores:
A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de bloques disipadores. La tabla 10.40 resume los datos y los resultados.

10.4.7.5 Caída inclinada con enrocado – Diseño

El caudal de escorrentía para el empleo de este tipo de estructuras se limita como máximo a $5\text{m}^3/\text{s}$.

Datos:

Q	2,8	m ³ /s
B	1,2	m
So	0,01	m/m
n	0,02	
v	2,52	m/s

Cana AA:

Pasos:

1-	vc	2,84	m/s
	verificación:	verifica	
2-	So	0,333	m/m
3-	yc	0,82	m
4-	H	0,66	m
5-	W1	0,99	m
6-	W2	0,99	m
7-	L	1,80	m
8-	nº de filas	5	

Tabla 10.40 Ejemplo de dimensionado de bloques disipadores en inclinaciones – Datos y resultados.

• Dimensionado

A continuación se describe el procedimiento para el dimensionado de estas estructuras:

Carga en el canal de entrada:

La carga, o energía por unidad de peso, en el canal de aguas arriba de la estructura de disipación puede estimarse como:

$$H_1 = h_1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

Donde,

- 1- h_1 es el tirante normal para el caudal de diseño del canal de aguas arriba, en metros
- 2- Q es el caudal de diseño en m³/s
- 3- g es la aceleración de la gravedad en m/s²
- 4- A es el área del canal de entrada para el tirante h_1 , en m²

Si el canal de entrada es trapezoidal, la ecuación anterior queda:

$$H_1 = h_1 + \frac{Q^2}{2g(bh_1 + zh_1^2)^2}$$

Donde

- b es el ancho de base del canal de entrada a la estructura en metros
- z es el talud lateral del canal de entrada tal que H:V = z:1

Ancho de la sección de la caída:

Adoptando una sección rectangular, el ancho de la caída se obtiene de la siguiente ecuación:

$$H_1 = 1.5 \cdot y_c$$

Donde,

y_c es el tirante crítico en metros, si se trata de un canal rectangular, el tirante crítico resulta de la siguiente ecuación:

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{B^2 \cdot g} \right)^{1/3}$$

Donde,

B es el ancho de la caída en m

Si se elige una sección de la caída trapezoidal, el procedimiento consiste en suponer que es rectangular, determinar el ancho de la caída, imponer este ancho igual al ancho de base de la sección trapezoidal, determinar el tirante crítico para esta sección, determinar la carga correspondiente al tirante crítico y compararla con H_1 .

Si resultan valores similares, adoptar ese diseño. En caso que resulte que la carga crítica es menor a H_1 , considerar un ancho del canal de caída menor. Si por otro lado la carga crítica resulta mayor a H_1 , considerar un ancho de canal de caída superior. Luego de rediseñando el ancho del canal trapezoidal repetir estos cálculos hasta obtener que la diferencia es menor a 0.1m.

Carga en el pie del rápidos:

La carga al pie del rápidos (H_R en metros) se determina como la carga en la entrada al disipador (H_1 en metros), más la altura de la caída (H_d en metros), más la altura de la cubeta (H_{cubeta} en metros):

$$H_R = H_1 + H_d + \Delta H_{cubeta}$$

Altura al pie del resalto:

La altura al pie del resalto (h_T) se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$H_R = h_T + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (B \cdot h_T)^2}$$

Altura mínima cubeta:

La altura mínima requerida para que el resalto se produzca dentro de la cubeta (h_2 en metros), se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{y_c}{h_T} + \frac{h_T^2}{2y_c^2} = \frac{y_c}{h_2} + \frac{h_2^2}{2y_c^2}$$

Debe verificarse que h_2 es menor a la suma de la altura de la cubeta H_{cubeta} más el tirante aguas debajo de la descarga del disipador.

Largo del resalto:

El largo del resalto ($L_{resalto}$ en metros) se puede estimar de la siguiente ecuación:

$$L_{resalto} = 6h_2$$

Largo de la cubeta:

El largo de la cubeta (L_{cubeta}) debe ser igual al largo del resalto o mayor. Si la caída es menor a 1m, el largo de la cubeta debe ser al menos de 4m. Mientras que si la caída es mayor debe ser de al menos 5m.

Recubrimiento:

Además de recubrirse con enrocado el rápidos, la cubeta y los muros laterales, debe recubrirse también la

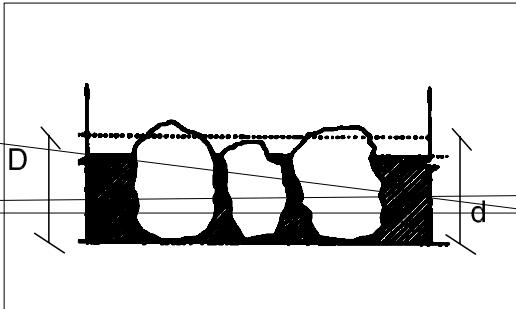


Figura 10.57 – Consolidación de enrocado en estructura caída inclinada con enrocado

zona de entrada a la estructura de disipación, en una longitud de aproximadamente 3m.

El enrocado en todos los casos debe ser consolidado con mortero y el espesor de consolidación d en metros, ver figura 10.57 se recomienda que cumpla:

$$\frac{2}{3} D_{\text{roca}} < d < \frac{3}{4} D_{\text{roca}}$$

El enrocado debe apoyarse sobre una capa de grava que sirva como filtro.

Rápido:

Se recomienda adoptar una pendiente para el rápido de 4:1

10.4.7.6 Caída Vertical Reforzada – Diseño

El diseño puede dividirse en el diseño del canal de flujos bajos o permanentes de la estructura de disipación y el diseño de la zona para crecientes mayores, aunque siguen básicamente la misma metodología con la diferencia de los caudales unitarios q en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$. Ver figura 10.58.

- Dimensionado

Caudal unitario:

Para el canal central el caudal unitario q en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ se define como:

$$q = \frac{Q_t}{b_t}$$

Donde,

- Q_t es el caudal de diseño del canal de flujos bajos o permanentes en m^3/s
- b_t es el ancho del canal de flujos bajos o permanentes en metros

Para la zona del elemento disipador para caudales de crecientes mayores (Q_m en m^3/s) el caudal unitario q en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ se define como:

$$q = \frac{Q_m}{b_m}$$

Donde,

- b_m en metros es el ancho de la zona para flujos de crecientes mayores, y coincide con el ancho de

la cubeta y el ancho de la cresta del vertedero o caída.

Altura de la caída:

La altura de la caída H_d (ver figura anterior) en metros se asumirá conocida, siendo función de la diferencia de niveles o salto disponible según la topografía del terreno.

Número de caída:

El número de caída D_t es un parámetro para el dimensionado, definido para el canal de flujos bajos como:

$$D_t = \frac{\left(\frac{Q_t}{b_t}\right)^2}{g \cdot Y_f^3}$$

Donde Y_f es la altura efectiva de la caída, medida desde el fondo del canal de flujos bajos de aguas arriba hasta el fondo de la cubeta, esto es:

$$Y_f = H_d + B$$

Donde B es la profundidad de la cubeta en metros.

Para la zona de crecientes mayores el número de caída D_m se define análogamente como:

$$D_m = \frac{\left(\frac{Q_m}{b_m}\right)^2}{g \cdot Y_f^3}$$

Condiciones del flujo en la cubeta:

Se definen los siguientes parámetros de diseño,

- L_d : distancia entre la pared del vertedero y el punto de choque del chorro en metros
- Y_p : tirante del agua inmediatamente aguas debajo de la pared del vertedero en metros
- Y_1 : tirante inmediatamente aguas abajo del punto donde ocurre el choque del chorro en metros.
- Y_2 : tirante del cauce hacia el cual se descarga requerido para que se forme el resalto en metros.

Estos parámetros deben determinarse para el diseño del canal de flujos bajos a partir de las siguientes ecuaciones:

$$L_d/Y_f = 4,3 D_t^{0,27}$$

$$Y_p/Y_f = 1,0 D_t^{0,22}$$

$$Y_1/Y_f = 0,54 D_t^{0,425}$$

$$Y_2/Y_f = 1,66 D_t^{0,27}$$

Para el diseño de la zona de crecientes mayores, las ecuaciones son las mismas pero sustituyendo D_t por D_m .

Si resulta que Y_2 es mayor a la profundidad del cauce hacia el cual se descarga, el flujo seguirá hacia aguas abajo con régimen supercrítico y el resalto no se formará en la cubeta. Si esto ocurre debe incrementarse la profundidad B de la cubeta hasta lograr que se verifique Y_2 menor a la profundidad del cauce.

Longitud del resalto:

La longitud del resalto L_j en metros es aproximadamente igual a $6Y_2$

Distancia al resalto:

Es conveniente hacer funcionar al resalto ahogado de forma de reducir la longitud de la cubeta. Para lograr esto debe verificarse que Y_2 sea menor a la profundidad del cauce hacia el que se descarga más la profundidad de la cubeta B . Si esto no se verifica debe incrementarse B hasta lograr que se verifique.

Largo de la cubeta:

El largo de la cubeta L_{bt} se determina como L_d más el 60% de la longitud del resalto L_j . Se recomienda un largo mínimo de 4m para caídas menores a 0.65m y 5m para caídas superiores.

Fondo de la cubeta:

En el canal central deben disponerse grandes rocas para ayudar a disipar el chorro. El resto de la cuneta puede construirse de hormigón o enrocado. Las rocas deben sobresalir y ubicarse hasta 3m más aguas debajo de donde ocurre el choque del chorro.

Se recomienda una profundidad mínima B de la cubeta de 0.3m.

11 Macrodrenaje



11.1 Escala de impacto de los dispositivos y su efecto sobre la ciudad

- 11.1.1 Espacio de uso exclusivo de macrodrenaje
- 11.1.2 Espacio de uso compartido
- 11.1.3 Ocultar el macrodrenaje

11.2 Modelos

- 11.2.1 Modelo de cuena (Simulación precipitación – caudal).
- 11.2.2 Propagación en conducciones o canales
- 11.2.3 Propagación en reservatorio

11.3 Conducciones

- 11.3.1 Conducciones enterradas
- 11.3.2 Conducciones a Superficie Libre
- 11.3.3 Diseño de conducciones

11.4 Estructuras de almacenamiento

- 11.4.1 Cuencos de detención seco
- 11.4.2 Cuenco de detención húmedo
- 11.4.3 Humedales de tormenta.

11.5 Otros dispositivos

- 11.5.1 Protección de roca para canales y delantales de piedra partida
- 11.5.2 Elementos para disipación de energía
- 11.5.3 Dispersadores de nivel

11.6 Ejemplos de integración de estructuras de macrodrenaje a la ciudad

- 11.6.1 Estanques de retención
- 11.6.2 Laguna de retención

11 Macrodrenaje

Como ya se ha mencionado en este manual el sistema de aguas pluviales puede dividirse en tres subsistemas denominados: fuente, micro y macro.

Si bien la diferencia entre micro y macrodrenaje es bastante difusa puede considerarse macrodrenaje como aquel que posee unas cuencas de aporte de más de 150 o 200 ha.

Dada su escala, para analizar el funcionamiento del macrodrenaje no es conveniente incluir todos los elementos de conducción, amortiguación, e infiltración que sí se incluyen en el análisis de micro, sino que estos son absorbidos por parámetros propios del escurrimiento en la cuenca.

Es así que los componentes que integran el macrodrenaje son los siguientes:

- Cuenca
- Conducción
- Estructuras de almacenamiento
- Estructuras especiales

La necesidad de la delimitación entre micro y macrodrenaje surge de que ante un tamaño mayor de cuenca los fenómenos de amortiguación en los conductos dejan de ser despreciables y deben ser tenidos en cuenta, por lo que las soluciones estacionarias ya no son posibles y deben ser utilizados modelos más sofisticados.

En este capítulo se presentan modelos adecuados para dimensionar o evaluar el funcionamiento de cada uno de estos componentes. Se presentan también criterios y métodos de diseño.

Por otro lado al igual que en los otros subsistemas del drenaje urbano el diseño del macrodrenaje debe ser compatible con el diseño urbano de la ciudad.

11.1 Escala de impacto de los dispositivos y su efecto sobre la ciudad

Las redes de macro drenaje tienen un fuerte impacto sobre el diseño de las ciudades debido a:

- a los importantes caudales que manejan,
- b el tamaño de los dispositivos,
- c los diferentes niveles de riesgo que se quieran asumir en términos con su interacción con la ciudad.

Puedan reconocerse tres estrategias distintas en cuanto a las estructuras de macrodrenaje y a su relación



Figura 11.1. Canal con protección para peatones

con la ciudad. Cada una de estas tendrá como consecuencia un espacio urbano diferente.

11.1.1 Espacio de uso exclusivo de macrodrenaje

Diseño de zonas de la ciudad cuyo uso será exclusivo para el uso de macro drenaje.

Oportunidades: Para éste las oportunidades desde el punto de vista del uso de la ciudad y del macro drenaje está en la realización de dispositivos amigables cuya presencia pueda ser estimulante desde el punto de vista de la imagen pero planteando claramente los bordes para los diferentes usos.(Fig. 11.1)

11.1.2 Espacio de uso compartido

Diseño de espacios donde el macro drenaje impacta con diferente grado sobre la infraestructura y por ello genera oportunidades de usos especiales para la ciudad. La mayor parte de los días estos espacios pueden utilizarse en actividades como recreación, deportes, actividades culturales, circulación, entre otros.



Figura 11.2. Canal de flujos bajos en el fondo de un estanque



Figura 11.4. Canal de pasto con alcantarilla bajo calzada.



Figura 11.3. Entrada a un estanque de retención.

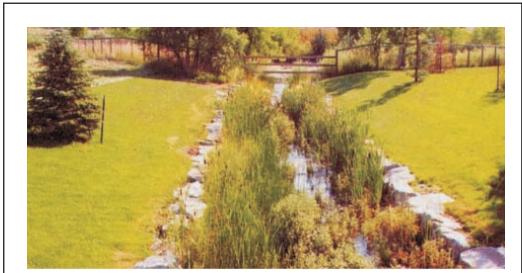


Figura 11.5. Canal con vegetación en el medio.

Oportunidades:

El problema mayor es la determinación del riesgo y de la asunción del establecimiento de protocolos de manejo de este riesgo en idénticos términos tanto para la arquitectura, la circulación, los usuarios y para cada una de las redes de infraestructura que están allí alojadas (baja y media tensión eléctrica, datos, agua potable, gas, saneamiento, etc). (Figs. 11.2 a 11.5 Ejemplos de EEUU.)

11.1.3 Ocultar el macrodrenaje

Diseño de espacios donde el macrodrenaje desaparece completamente de la vista de los usuarios, desarrollándose en forma totalmente no aparente.

Oportunidades:

Proveer de espacios totalmente exclusivos donde el factor limitante y excluyente será el espacio. (Fig. 11.6. ²)

11.2 Modelos

En los proyectos de Macrodrenaje se requiere usar una metodología en la que influyan las variaciones de volumen y el tiempo. Se utilizan por tanto, en general, simulaciones matemáticas de mayor o menor complejidad.

Mencionaremos tres tipos de modelos:

- **Modelos de cuenca:** son aquellos que permiten obtener el hidrograma de los caudales de aguas pluviales que se van a generar en el punto de salida de una cuenca, comúnmente denominado punto de cierre, a partir de la precipitación, modelando los distintos procesos que ocurren dentro de la misma.
- **Modelo de conducciones o canales:** son aquellos que simulan en tránsito de hidrogramas dentro de los canales de distribución.
- **Modelos de reservorios:** son aquellos que modelan el tránsito de hidrogramas dentro de reservorios.

11.2.1 Modelo de cuenca (Simulación precipitación – caudal)

Para poder realizar las simulaciones precipitación – caudal en una cuenca, se deben tener calculados y/o



Figura 11.6. El Estanque de Tormentas de Pozuelo de Alarcón (Madrid, España) mide 150 metros de largo por 60 de ancho y más de 5 de altura. Puede recoger y filtrar hasta 30.000 toneladas de agua en caso de fuertes lluvias.

estimados los siguientes parámetros que fueron introducidos en capítulos anteriores:

- Período de Retorno (Ver numeral 6.2 Período de retorno)
- Tormenta de diseño (Ver numeral 7.3 Intensidad de Precipitación)

Además deben tenerse calculados los parámetros básicos de la cuenca de análisis, a saber:

- Área de la cuenca
- Longitud hidráulica de la cuenca (L). Es la que corresponde a la mayor trayectoria del flujo, tal cual fue definido anteriormente en el numeral 7.2 Tiempo de Concentración).
- Pendiente. Es la pendiente promedio de la trayectoria hidráulicamente más larga, expresada en porcentaje, (S_i), como se definió anteriormente en el numeral 7.2.

Un método para obtener el caudal a partir de los datos de precipitación es el llamado Método del SCS (Servicio de Conservación de Suelos). Este método consta principalmente de las siguientes tres etapas:

- a Determinación del hietograma de diseño (distribución temporal de la lluvia) mediante el método del bloque alterno descrito anteriormente.

- b Precipitación efectiva. Mediante un modelo propuesto por el SCS se puede estimar la infiltración en el terreno y a partir de la precipitación total obtenida en el punto anterior obtener la precipitación que efectivamente escurre superficialmente.
- c Hidrograma unitario. Es un modelo que permite obtener, a partir del hietograma de precipitación efectiva obtenido, el hidrograma en el punto de cierre de la cuenca.

11.2.1.1 Método del Bloque Alterno

El método ya fue descripto en el numeral 7.33 Hietograma de la Tormenta de Diseño, por lo que no se planteará nuevamente.

El mismo consiste en distribuir temporalmente una precipitación de diseño, con lo que el producto final de la aplicación del método es un hietograma de la tormenta de diseño.

11.2.1.2 Precipitación efectiva

Para el cálculo de la precipitación efectiva deben tenerse los siguientes datos de entrada

- La tormenta de diseño obtenida mediante el método del bloque alterno,
- La unidad de suelo,

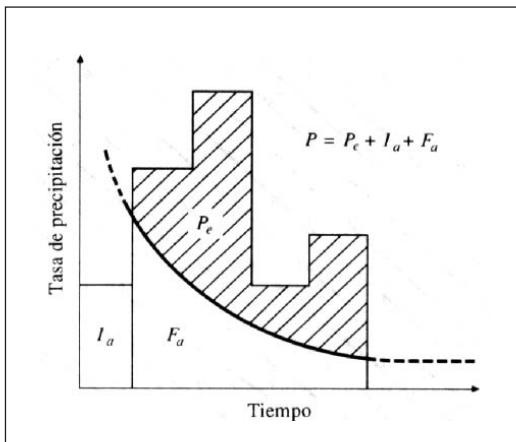


Figura 11.7. Representación de la precipitación total contra la infiltración. [CHOW-94]

- La cobertura del mismo.

El objetivo de esta parte del modelo consiste en estimar que parte de la precipitación total caída sobre un área determinada es la que genera escorrentía directa. A esta última se le llamará precipitación efectiva (P_e). La parte de la precipitación total que no genera escorrentía queda como retención superficial y/o infiltración, la cual será llamada abstracciones. Dentro de estas abstracciones se puede distinguir entre la abstracción inicial (I_a), la cual es un umbral de precipitación por debajo del cual la precipitación efectiva (P_e) es cero, y la abstracción continuada (F_a) la cual va disminuyendo con el tiempo. Durante la abstracción continuada, el exceso de precipitación genera precipitación efectiva (P_e). Estos conceptos pueden verse con mayor claridad en la figura 11.7.

Luego el modelo toma como hipótesis fundamental la siguiente proporción:

$$\frac{\text{Abstracción producida}}{\text{Abstracción máxima}} = \frac{P_{\text{neta}} \text{ producida}}{P_{\text{neta}} \text{ máxima}} \Rightarrow \frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (11.1)$$

Donde S es la retención potencial máxima del suelo. Esta hipótesis del método vincula las dos magnitudes reales (F_a y P_e) con otras dos potenciales (S y $P - I_a$). La idea de esta hipótesis es que si en un determinado mo-

mento la abstracción del suelo se encuentra en un 20% de la abstracción máxima del mismo, entonces hasta ese momento se ha generado una escorrentía directa del 20% de la precipitación neta caída.

Otra ecuación con la que se trabajará el modelo es la ecuación de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (11.2)$$

Si se sustituye la ecuación (11.2) en (11.1) se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{P - P_e - I_a}{S} &= \frac{P_e}{P - I_a} \Leftrightarrow \frac{(P - P_e - I_a)}{S} (P - I_a) = \frac{(P - I_a)^2 - P_e(P - I_a)}{S} = P_e \\ &\Rightarrow (P - I_a)^2 - P_e(P - I_a) = P_e S \Rightarrow (P - I_a)^2 = P_e(P - I_a + S) \\ &\Rightarrow P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \end{aligned} \quad (11.3)$$

La ecuación (11.3) es la ecuación básica para el cálculo del exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método del SCS.

A partir del estudio de algunas cuencas experimentales se desarrolló una relación empírica para la abstracción inicial:

$$I_a = 0.2S \quad (11.4)$$

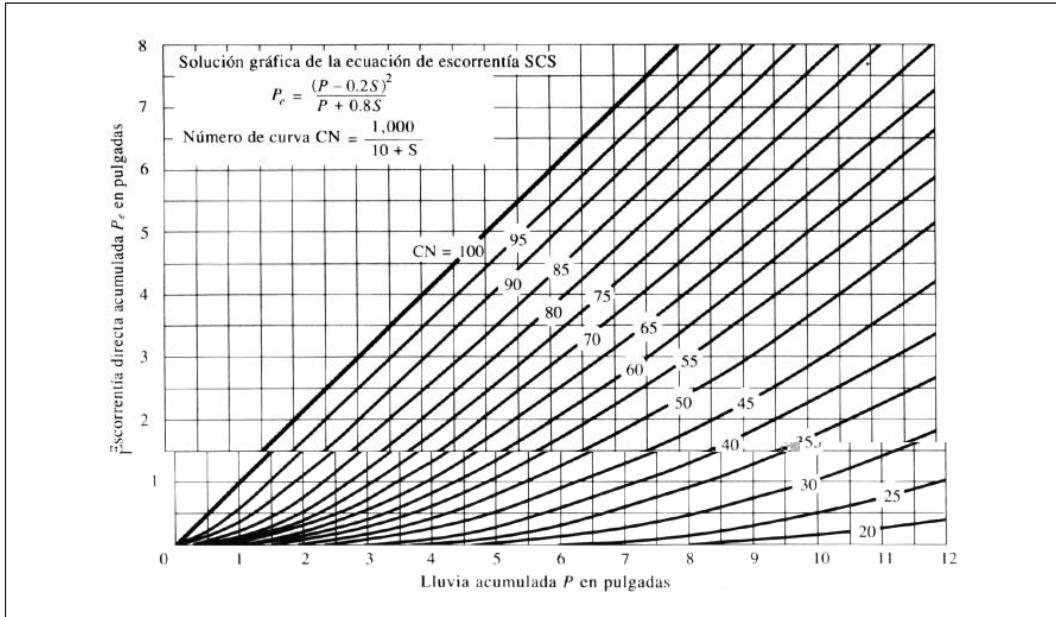


Figura 11.8 Representación gráfica entre la precipitación efectiva y la precipitación total, según el método del SCS. [CHOW-94]

Al sustituir la ecuación (11.4) en la ecuación (11.3) se obtiene la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (11.5)$$

Por lo tanto si la precipitación total (P) es menor que el valor de infiltración inicial (I_a) establecida en (11.4), la precipitación efectiva (P_e) será cero, y en caso contrario ésta se calcula con la ecuación (11.5).

El siguiente paso que dio el SCS fue el de graficar la precipitación total (P) contra la precipitación efectiva (P_e) para varias cuencas y se encontraron curvas como las que se representan en la Figura 11.8.

Para estandarizar estas curvas, se definió un número adimensional de curva, tal que $0 < CN < 100$, tomando para superficies impermeables $CN = 100$.

Luego el número de curva (CN) y la retención potencial máxima (S) se relacionan de la siguiente manera:

$$S(\text{mm}) = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (11.6)$$

Los NC han sido tabulados por el SCS con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra.

Con respecto al primero de los criterios, se definen cuatro grupos de suelos:

- **Grupo A:** Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- **Grupo B:** Suelos poco profundos depositados por el viento, margas arenosas.
- **Grupo C:** Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- **Grupo D:** Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

En la Figura 11.9 se muestra la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay que se encuentra publicada a escala 1:1.000.000 (la figura presentada es sólo a título orientativo) en la que se indican los tipos de suelo, y en la Figura 11.10 una tabla indicando el grupo al que pertenece cada uno de acuerdo con la caracterización precedentemente mencionada.

En la figura 11.11 se muestra una tabla que permite determinar el número de curva (CN) a partir del grupo de suelo, del uso y cobertura del mismo y también de su condición hidrológica. La condición hidrológica se

Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay

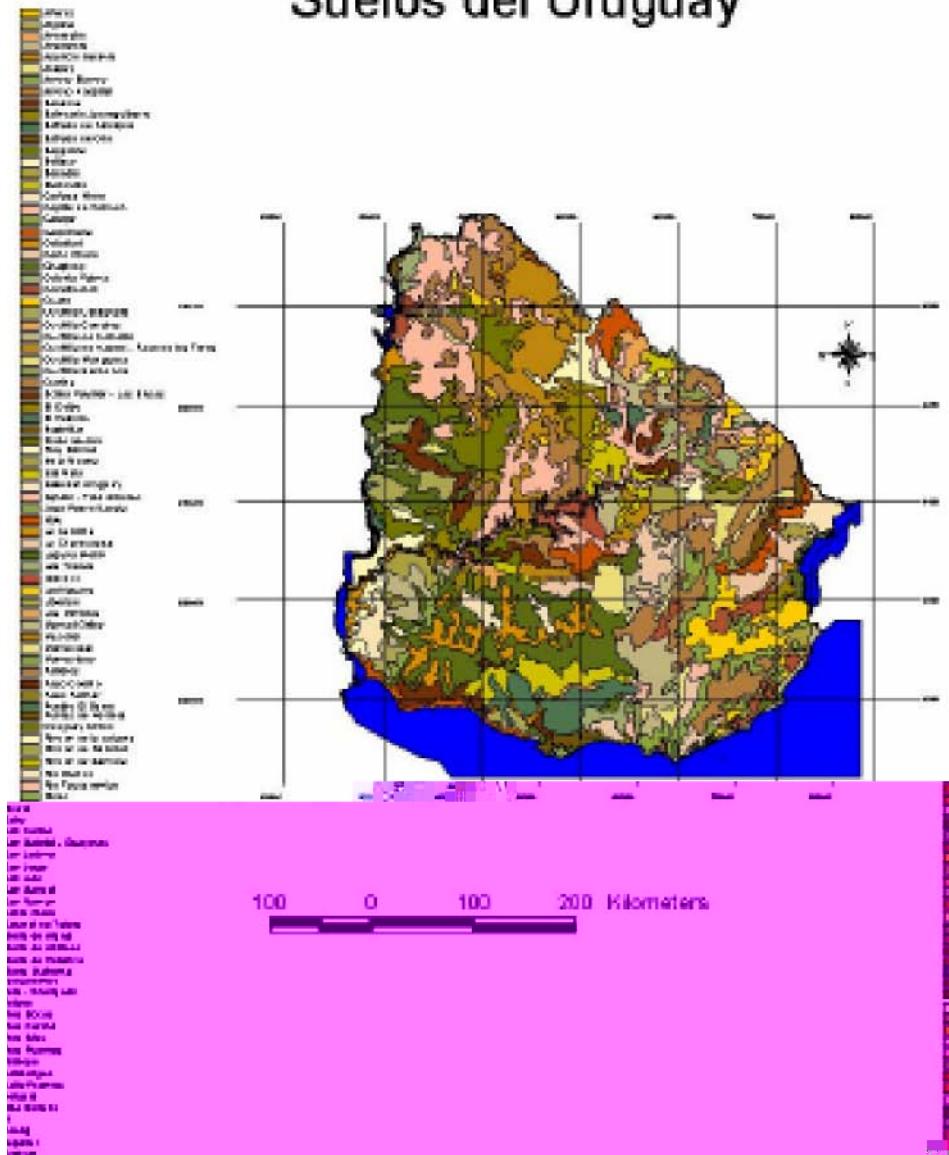


Figura 11.9 Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay.

considera mala o buena en función del porcentaje del área de suelo que es cubierta por el tipo de cobertura considerada, a saber:

- Mala, se considera que el tipo de cobertura considerado cubre menos del 50% de la superficie de análisis.

- Regular, cuando cubre entre 50% y 75% del área.
- Buena, cuando el porcentaje de cobertura es mayor al 75%.

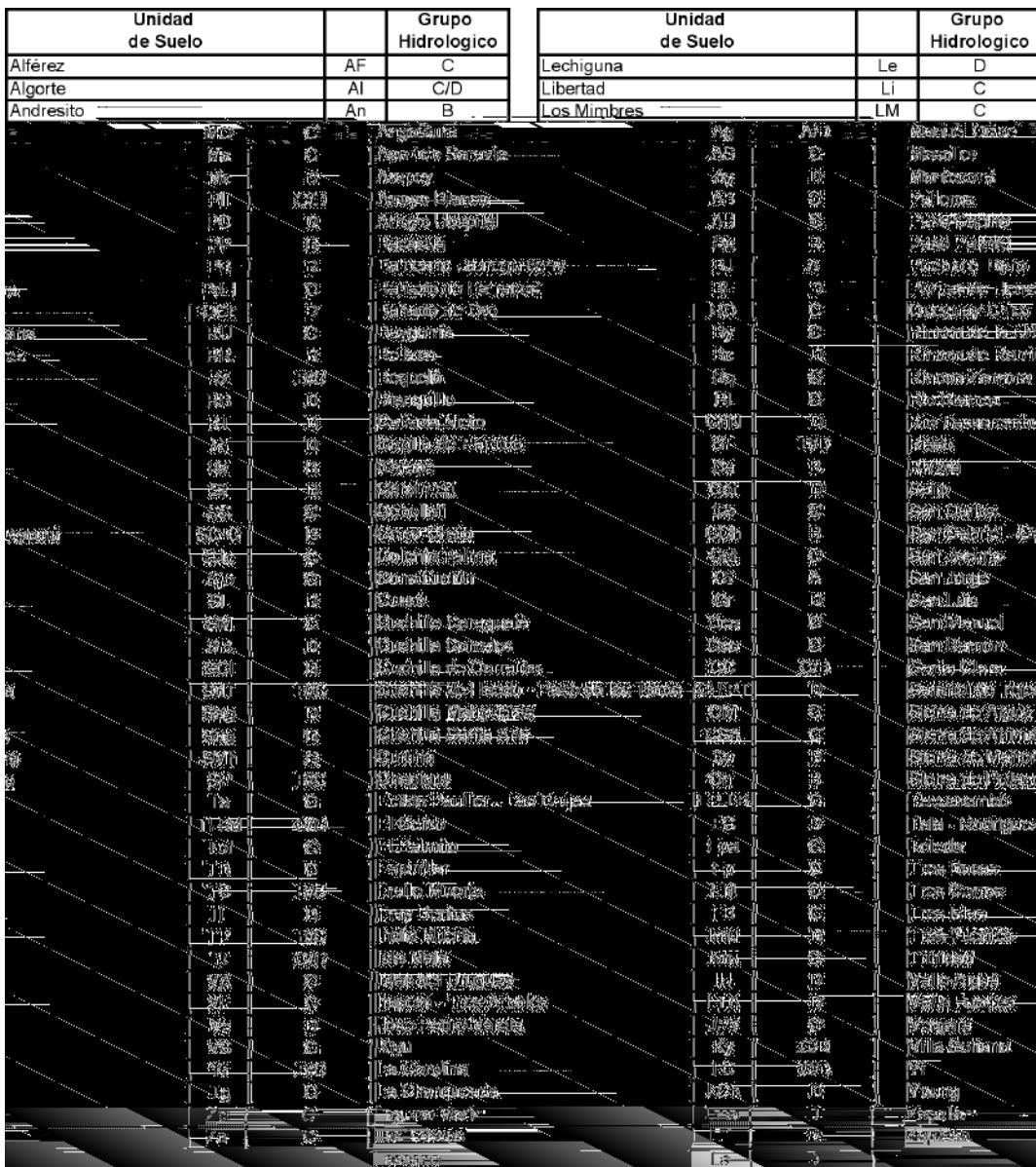


Figura 11.10. Grupo hidrológico en función de la Unidad de suelo indicada en la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay.

Uso de suelo y Cobertura	Tratamiento o metodo	Condicion Hidrologica	Grupo hidrologico del suelo			
			A	B	C	D
Cultivos en hileras (maiz, sorgo, soya, tomates, remolacha azucarera)	SR	Mala	77	86	91	94
	SR	Buena	72	81	88	91
	C	Mala	67	78	85	89
	C	Buena	70	79	84	88
	CyT	Mala	65	75	82	86
	CyT	Buena	65	74	80	82
Granos pequeños (trigo, lino, cebada)	SR	Mala	62	71	78	81
	SR	Buena	65	76	84	88
	C	Mala	63	75	83	87
	C	Buena	61	73	81	83
	CyT	Mala	61	72	79	83
	CyT	Buena	59	70	78	80
Legumbres tupidas o rotación de praderas (Alfalfa)	1	SR	Mala	66	77	85
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal (césped, parques, campos de golf)	2	Mala	68	77	85	89
	3	Regular	49	72	81	85
		Buena	39	75	83	85
	C	Mala	47	69	78	83
	C	Regular	25	73	80	83
	C	Buena	6	67	76	80
Hierba con baja densidad y arbustos			30	58	71	78
Bosques	cubierta pobre	4	Mala	45	66	77
			Regular	36	60	73
	cubierta buena	5	Buena	25	55	70
						77
Cascos de ranchos			59	74	82	86
Parqueadores pavimentados, techos			98	98	98	98
Calles y carreteras:	Pavimentadas		98	98	98	98
	Grava		76	95	89	91
	Tierra		72	82	87	89
Areas comerciales (85% impermeable)			89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeable)			81	88	91	93
Residencial:	<0.05 ha (65% imp)		77	85	90	92
	0.10 ha (38% imp)		61	75	83	87
	0.13 ha (30% imp)		57	72	81	86
	0.20 ha (25% imp)		54	70	80	85
	0.40 ha (20% imp)		51	68	79	84
Referencias						

SR: Hileras rectas**C:** Por líneas de nivel**CyT:** Terrazas a nivel

1 Sembrados juntos o a boleo

2 Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%

3 Optimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o mas

4 Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas

5 Una cubierta buena esta protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo

Figura 11.11. Numero de curva para diferentes combinaciones de suelo – vegetación. [FING-07]

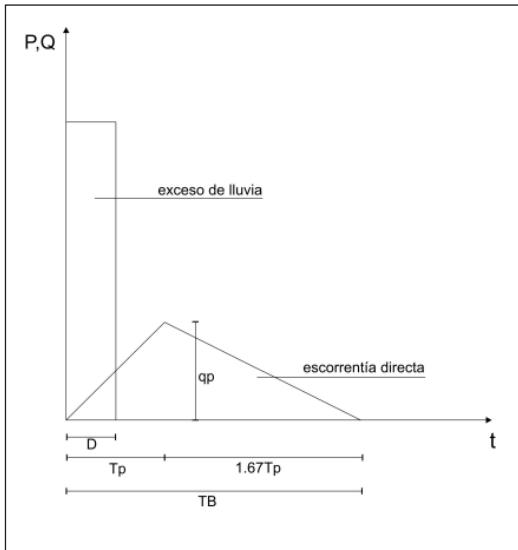


Figura 11.12. Esquema del hidrograma triangular propuesto por el SCS. [CHOW-94]

11.2.1.3 Hidrograma Unitario

El método del Hidrograma unitario se define como el hidrograma de escorrentía directa obtenido por una unidad de exceso de lluvia de 1mm generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva D.

El modelo del hidrograma unitario es una forma sencilla de calcular el hidrograma de escorrentía para cualquier exceso de lluvia tomando como base la siguiente hipótesis de trabajo:

- Se admite que el exceso de precipitación del cual se quiere calcular la escorrentía directa verifica las hipótesis de afinidad y aditividad que posee el hidrograma unitario.

Las principales utilidades del hidrograma se mencionan a continuación:

- La primera utilidad del hidrograma que es importante mencionar radica en el hecho que, tomando en cuenta las hipótesis de afinidad señalada en el párrafo anterior, si se dispone del hidrograma unitario se puede obtener el hidrograma para cualquier potencia de precipitación. Si por ejemplo se tiene una lluvia de 2 mm para hallar el Hidrograma correspondiente bastará con multiplicar todas las ordenadas del hidrograma unitario por 2.
- La segunda utilidad del hidrograma a destacar, to-

mando en cuenta las hipótesis de aditividad anteriormente señalada, es que a partir del mismo se puede determinar el hidrograma de una tormenta de cualquier duración. Por ejemplo si ahora se tiene una tormenta de intensidad unitaria, pero de una duración igual al doble de la duración efectiva considerada, entonces para obtener el hidrograma resultante basta con sumar las ordenadas de dos hidrogramas unitarios desfasados en una duración efectiva.

Si ahora se combinan las utilidades del hidrograma unitario resaltadas en el párrafo anterior, entonces se puede obtener el hidrograma para cualquier tormenta

Como modelo de hidrograma unitario a utilizar, se usa rá el hidrograma unitario triangular, el cual se esquematiza en la Figura 11.12.

Las distintas magnitudes del hidrograma unitario que se expresan en la Figura 11.12, como el tiempo del pico (T_p) y caudal pico (q_p), son calculados a partir de recomendaciones del SCS:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6T_c \quad (11.7)$$

Donde:

T_p : es el tiempo del pico del hidrograma,

D: es la duración de la precipitación,

T_c : tiempo de concentración.

Todas las magnitudes de la ecuación (11.7) están en horas.

$$q_p = 0.208 \frac{A}{(0.5D + 0.6T_c)} \quad (11.8)$$

Donde:

q_p : es el caudal pico del hidrograma en m^3/s ,

D: es la duración de la precipitación en horas,

T_c : tiempo de concentración en horas,

A: es el área de la cuenca en km^2 .

Una vez que se han determinados estos parámetros del hidrograma unitario triangular, se aplican los criterios de linealidad y superposición para hallar el hidrograma de la crecida de la siguiente manera:

$$\text{si } n \leq m \quad Q_n = \sum_{m=1}^n P_m U_{n-m+1}$$

$$\text{si } n > m \quad Q_n = \sum_{m=n-m+1}^n P_m U_{n-m+1} \quad (11.9)$$

Donde:

P_i son las distintas profundidades de precipitación efectiva,

U_i son las coordenadas del hidrograma unitario,
n: numero de puntos que desea tener del hidrograma de la cuenca,

m: es el numero de divisiones en que se dividió el hidrograma unitario.

El sistema de ecuaciones expresadas en (11.9) puede esquemáticamente de la siguiente manera:

$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_1 U_2 + P_2 U_1$$

$$Q_3 = P_1 U_3 + P_2 U_2 + P_3 U_1$$

.....

$$Q_m = P_1 U_m + P_2 U_{m-1} + \dots + P_{m-1} U_2 + P_m U_1$$

$$Q_{m+1} = P_1 U_{m+1} + P_2 U_m + \dots + P_m U_2 + 0$$

.....

$$Q_{n-1} = 0 + 0 + \dots + 0 + P_m U_{n-m} + P_{m-1} U_{n-m+1}$$

$$Q_n = 0 + 0 + \dots + 0 + P_m U_{n-m+1}$$

11.2.1.4 Herramienta de Cálculo

Se elaboró una tabla Excel “Modelo P-Q.xls” (► Modelo P-Q.xls) que realiza los cálculos antes descriptos. La forma de utilizarla se describe a continuación:

- 1 Se carga la tabla “Modelo P-Q.xls”.
- 2 El usuario ingresa los datos necesarios en la hoja llamada “Entrada de Datos”.
- 3 Luego en la hoja llamada “Hoja de Calculo” el usuario podrá visualizar los cálculos realizados por el modelo, así como también el caudal pico del hidrograma resultante y el volumen total de agua escurrida.
- 4 Finalmente en la hoja “Hidrograma” podrá visualizar el hidrograma resultante de la cuenca.

11.2.1.5 Ejemplo de Cálculo

Para clarificar los conceptos vertidos en la presente sección se presente el siguiente ejemplo de cálculo, para el cual se disponen de los siguientes datos:

Área de la cuenca:	3.37 km ² (337 ha)
Pendiente media por extremos:	2.55%
Longitud del cauce principal:	2.86 km
Precipitación (3,10,p):	98 mm
Número de curva:	84

Cuando se carga la planilla de cálculo P-Q, se despliega la hoja de entrada de datos, la cual puede verse en la Figura 11.13

En dicha imagen se encuentran ingresados los datos que se presentaron anteriormente.

En la siguiente hoja, llamada “Hoja de Cálculo”, se realizan todos los cálculos correspondientes al modelo.

Finalmente, en la siguiente hoja llamada “Resumen de Resultados” (Ver Figura 11.14), se pueden leer las siguientes variables de interés para el usuario que surgen de los cálculos del modelo:

Tiempo de concentración:	0.63 horas
Caudal pico del hidrograma:	27.46 m ³ /s
Volumen total escurrido:	224.24 m ³

Finalmente pueden observarse 2 gráficos en los que se representan la Tormenta de Diseño (Figura 11.15) y el Hidrograma (Figura 11.16).

11.2.2 Propagación en conducciones o canales

La hipótesis fundamental para determinar la propagación de una onda en un canal es la de despreciar las variaciones espaciales de la velocidad a lo ancho del canal respecto a las variaciones que la misma sufre en la profundidad. Por lo tanto el flujo en el canal se simula como unidimensional, prevaleciendo únicamente la dirección de flujo.

Para esta modelación se utilizan las ecuaciones de Saint – Venant, las cuales, además de la ya mencionada, posee las siguientes hipótesis:

- el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, por lo tanto puede asumirse que las aceleraciones verticales se desprecian y en las secciones transversales al flujo se verifica una distribución de presiones hidrostáticas,
- el eje longitudinal del canal puede aproximarse a una línea recta,
- la pendiente de fondo del canal es pequeña y se desprecian los efectos de socavación y deposición de los sedimentos de fondo,
- se supone un fluido incompresible y de densidad constante

En el anexo A.08 (► Ecuaciones y Modelos) se muestra la deducción de las ecuaciones de Saint – Venant que se utilizan para la resolución del problema a analizar.

11.2.2.1 Resolución de las ecuaciones de SV

Para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant

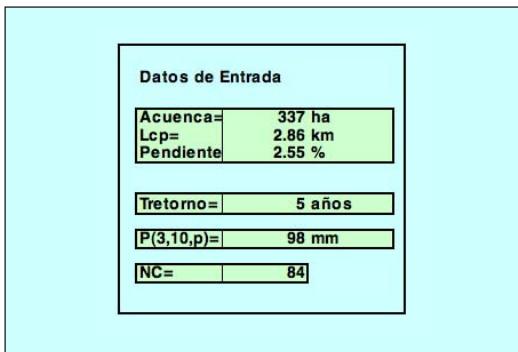


Figura 11.13 Hoja de Entrada

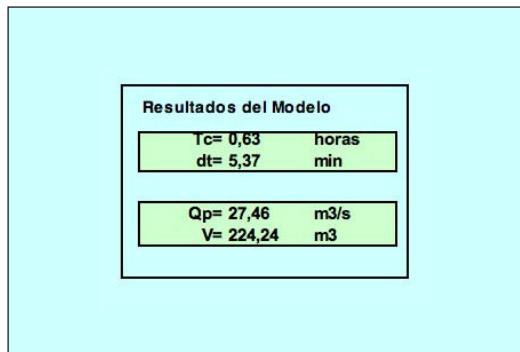


Figura 11.14 Hoja de Resultados

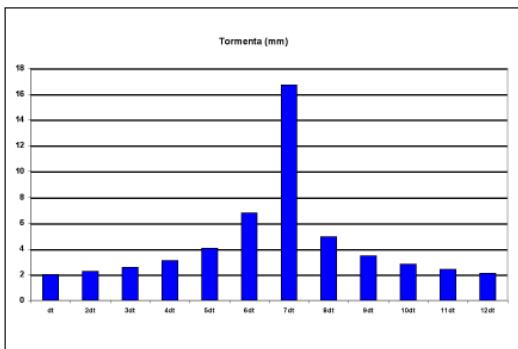


Figura 11.15 Tormenta de diseño de salida del ejemplo de cálculo propuesto.

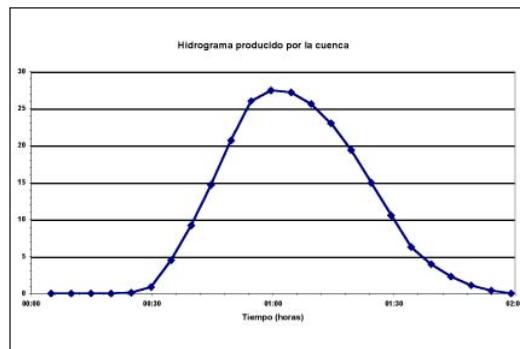


Figura 11.16 Hidrograma de salida del ejemplo de cálculo propuesto.

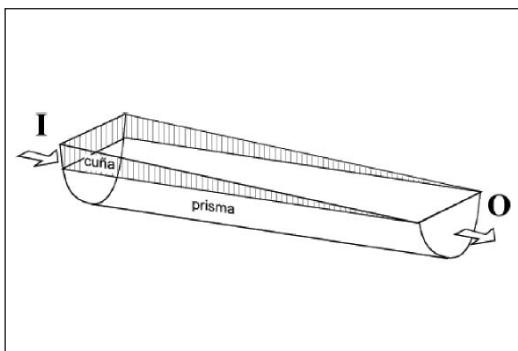


Figura 11.17 Esquema planteado para la deducción del tránsito de una onda en un canal por el método de Muskingum.

existen dos posibles modelos a utilizar:

- **Modelo de Almacenamiento.** Este tipo de modelos consideran únicamente los efectos de almacenamiento dentro de los canales. Estos modelos tienen como principal utilidad el determinar como primera aproximación la capacidad de escurrimiento del sistema de drenaje proyectado. Entre los modelos más utilizados se encuentra el Método de Muskingum – Cunge, el cual posee como principal ventaja la simplicidad de su aplicación, pero posee como principal desventaja el hecho que incluye parámetros que no poseen base física y son de difícil estimación.
- **Modelos Hidrodinámicos o de Onda Dinámica.** Este tipo de modelos son numéricos que resuelven las ecuaciones diferenciales de Saint Venant de forma completa, con lo cual representan todos los fenómenos que ocurren sobre el flujo dentro del canal. Tiene como ventaja adicional a la mencionada anteriormente, que los mismos son de distribución gratuita, aunque pueden llevar un poco más de trabajo a la hora de realizar la modelación.

11.2.2.2 Método de Muskingum – Cunge

El método de Muskingum – Cunge es el más utilizado para el cálculo manual del tránsito de un hidrograma en un canal. En la Figura 11.17 puede observarse el esquema utilizado para la deducción de las ecuaciones del método de Muskingum.

Si llamamos (S) al almacenamiento en un tramo de un cauce al que ingresa un caudal (I) y sale un caudal (O), este almacenamiento puede descomponerse en dos partes:

- el almacenamiento que llamaremos en “prisma”, que se puede considerar que será proporcional al caudal de salida (O), ver 11.17.
- el almacenamiento que llamaremos en “cuña”, el cual será función de la diferencia entre el caudal de entrada y de salida ($I-O$), ver Figura 11.17.

Por lo tanto si pasamos las dos consideraciones anteriores a expresiones algebraicas se tiene:

$$\begin{aligned} S_{\text{prisma}} &= K \cdot O \\ S_{\text{cuña}} &= K \cdot X \cdot (I - O) \end{aligned} \quad (11.10)$$

K y X son dos constantes del tramo de cauce o canal. Si se suman ambas expresiones de (11.10) se obtiene:

$$S = S_{\text{prisma}} + S_{\text{cuña}} = K \cdot [X \cdot I + (1 - X) \cdot O] \quad (11.11)$$

Si consideramos dos intervalos de tiempo consecutivos para la ecuación (11.11) se obtiene el siguiente par de ecuaciones:

$$S_1 = K \cdot [X \cdot I_1 + (1 - X) \cdot O_1] \quad (11.12)$$

$$S_2 = K \cdot [X \cdot I_2 + (1 - X) \cdot O_2] \quad (11.13)$$

El siguiente paso será el de plantear el balance de masa a ese tramo de canal, con lo que se obtiene:

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{(S_2 - S_1)}{\Delta t} \quad (11.14)$$

Ahora para estimar los caudales medios de ingreso al canal se utilizará la media entre dos caudales a dos intervalos de tiempo Δt consecutivos, por lo tanto la expresión (11.14) queda de la siguiente manera:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (11.15)$$

Si se sustituyen las ecuaciones (11.12) y (11.13) en la ecuación (11.15) se obtiene la siguiente relación:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (11.16)$$

Donde se han colocado los siguientes coeficientes:

$$C_0 = \frac{(-K \cdot X + 0.5\Delta t)}{(K - KX + 0.5\Delta t)}$$

$$C_1 = \frac{(K \cdot X + 0.5\Delta t)}{(K - KX + 0.5\Delta t)}$$

$$C_2 = \frac{(K - K \cdot X - 0.5\Delta t)}{(K - KX + 0.5\Delta t)}$$

La suma de los tres es igual a 1, lo que sirve para verificar cálculos manuales.

Para el cálculo de los coeficientes K y X se utiliza el criterio elaborado por Cunge:

$$\begin{aligned} K &= \frac{\Delta x}{c} \\ X &= \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q_{\text{ref}}}{B S_0 c \Delta x} \right) \end{aligned} \quad (11.17)$$

Donde:

Δx : es la longitud del tramo considerado,

S_0 : es la pendiente media del cauce.

Q_{ref} : es el caudal circulante de referencia (usualmente $2/3 Q_{\text{max}}$).

B : es el ancho del cauce.

C: es la celeridad de la onda, calculada según la siguiente ecuación:

$$C = \frac{5 S_o^{0.3} Q_{ref}^{0.4}}{3 n^{0.6} B^{0.4}}$$

Como puede verse K es el tiempo que demora la onda en recorrer el tramo.

Para poder aplicar correctamente este método debe tener especial cuidado a la hora de seleccionar los intervalos espacial y temporal Δx y Δt . Para ello se dividirá el tramo estudiado en subtramos, de modo que el caudal de salida de uno de estos subtramos es el caudal de entrada del siguiente.

Existen algunas consideraciones que deberán tenerse en cuenta a la hora de la selección de los intervalos temporal y espacial:

Para el intervalo temporal se posee la siguiente consideración:

$$\Delta t \leq \frac{T_r}{M}$$

Donde:

T_r : es el tiempo de ascenso del hidrograma,

M: es un parámetro que debe ser mayor o igual que 5.

Una vez definido el valor del intervalo temporal se procede al cálculo del intervalo espacial de la siguiente manera:

$$\Delta x = C \cdot \Delta t$$

Una vez realizado el cálculo de estas magnitudes se está en condiciones de calcular el valor de los parámetros X y K verificando que los mismos se mantengan dentro de su intervalo de validez, los cuales son los siguientes:

$$0 \leq X \leq 0,5$$

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1 - X)$$

Cuando con los valores seleccionados para los intervalos temporal y espacial estos parámetros no se encuentren dentro los intervalos de variación establecidos, se deberá proceder a la corrección de los mismos.

Teniendo en cuenta estas limitaciones, no es posible diseñar una planilla de cálculo que sistematice los cálculos a realizar por el usuario pero se presenta más adelante un ejemplo de cálculo que mostrará la forma de aplicación del modelo.

11.2.2.3 Métodos Computacionales

Existen disponibles de manera gratuita algunos modelos que pueden ser utilizados para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant. Indicaremos a continuación algunos de los más usados.

- HEC-RAS

Modelo de dominio público desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers).

Para poder trabajar con este software de modelación deben poseerse los siguientes datos básicos:

- los datos geométricos de la conducción, que son esencialmente las secciones transversales en distintas progresivas lo largo del curso de agua considerado. Los datos de estas secciones se introducen mediante las cotas de varios puntos de la sección. El programa a partir de las cotas de dos secciones consecutivas determina la pendiente del tramo.
- los caudales (puede trabajarse con un caudal constante o bien con un caudal variable en el tiempo - hidrograma).

Este software tiene como principales características el hecho que se pueden introducir cualquier tipo de sección, incluso las más irregulares que provengan de relevamientos batinométricos, y también el hecho que mediante este software pueden resolverse sistemas que estén compuestos por varios canales.

Web para descarga:

► <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

- SWMM

Es un modelo desarrollado por la EPA (Enviroment Protection Agency) y posee algunas de las características del HEC-RAS, ya que posee un modulo de transporte en el cual analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores.

El modelo SWMM posee una interfaz gráfica bastante amigable, en la cual el usuario debe introducir el esquema de la conducción a modelar.

Luego debe introducir las distintas características de las conducciones modeladas, a saber: geometría de la sección, longitud, coeficiente de Manning y también las características de cada nodo modelado (cota)

Finalmente para cada uno de los nodos pueden agregarse las condiciones de borde que sean necesarias, por ejemplo un hidrograma de entrada.

Al igual que el HEC-RAS posee como características principales el poder trabajar con sistemas de varios canales así como también trabajar con secciones regulares o irregulares. La principal ventaja de este programa respecto al anterior es que existe una versión del programa en español, lo cual lo hace de una mayor facilidad de aplicación, por lo cual es más recomendable para usuarios con poca experiencia en la parte de modelación.

Se presentará un ejemplo de cálculo para simplificar la comprensión del mismo por parte del lector y de paso comparar su funcionamiento respecto a los anteriores modelos presentados.

Web para la descarga (español): ▶ <http://www.gmmf.upv.es/desarrollo/software/SWMM0.asp>

11.2.2.4 Ejemplos de Calculo

Para clarificar los conceptos vertidos en la presente sección se presente el siguiente ejemplo de cálculo, el cual será resuelto utilizando las tres metodologías de resolución propuestas para que el lector pueda comparar el trabajo de cada una de ellas.

- Método Muskingum – Cunge.

Se considerará una sección transversal del canal rectangular de ancho 10 m, una longitud 2500 m y una pendiente de 0.4%. El coeficiente de Manning adoptado es 0.025.

Se utilizará como dato de entrada al canal el hidrograma de salida de la cuenca analizada como ejemplo en la sección anterior y un caudal de 10 m³/s.

Con estos datos el valor de $T_r = 0.75$ horas.

Se elige $M = 10$, para que el Δt del modelo de M-C coincida con el valor de los intervalos de discretización del hidrograma, facilitando los cálculos ($\Delta t = 0.075$ horas).

Con estos valores, se calcula el valor de $\Delta x = c_0 \Delta t$, y posteriormente se procede al cálculo de los parámetros X y K definidos anteriormente. Estos valores no caen dentro de los rangos recomendados, por lo cual se deben considerar los siguientes valores para los intervalos temporal y espacial: $\Delta t = 0.020$ horas y $\Delta x = 250$ m.

Luego se calculan los valores de los coeficientes C_0 , C_1 y C_2 , cuyas ecuaciones fueron presentadas anteriormente y que también deben calcularse en cada paso de cálculo.

En la figura 11.18 se muestra el resultado del método.

- SWMM

Para realizar el tránsito del hidrograma mediante el modelo SWMM se deben realizar los siguientes pasos:

1 En primera instancia se debe dibujar en el área de trabajo dos elementos: un nudo y un vertido, conectados mediante una línea;

2 El siguiente paso consiste en editar las propiedades de cada uno de los objetos del sistema.

2.1 Para ingresar las propiedades del nudo se abre la pantalla que se muestra en la Figura 11.19. En este ejemplo en la opción de aportes al nudo se optó por “series temporales” para poder ingresar el hidrograma de entrada que llamamos “hidro1” (Ver Figura 11.20).

Cuando se abre el editor de “series temporales” se despliega un menú de dos columnas que permite especificar los caudales para cada intervalo de tiempo, tal cual puede verse en la figura 11.21.

2.2 Para el caso del elemento “vertido” el menú de opciones de las propiedades a editar se puede ver en la Figura 11.22.

Para este ejemplo se modifica la opción de cota de fondo para darle la pendiente de fondo del canal (la cual se establecerá de tal forma que el canal tenga una pendiente del 0.4%).

2.3 Para el caso del elemento “conducto” el menú de opciones de las propiedades a editar se puede ver en la Figura 11.23.

Para este ejemplo se modifica la opción de forma (en la cual se seleccionará una sección rectangular abierta de ancho 10 m), longitud del canal (para nuestro caso 2500 metros), el Coeficiente de rugosidad de Manning del canal ($n = 0.025$) y el caudal de base $Q = 10$ m³/s.

En la figura 11.24 se muestra el resultado del método. El modelo da para los nudos el resultado en niveles de agua.

Si bien el gráfico de salida no es el hidrograma $Q(t)$ sino el de los tirantes a la salida puede verse que la amortiguación es mayor que en el modelo anterior.

11.2.3 Propagación en reservatorio

El método que se presenta en este manual para la determinación del tránsito de un hidrograma dentro de un reservatorio o embalse se conoce como el modelo de la piscina nivelada. La principal hipótesis que posee el modelo es que se asume que el reservatorio o embalse tiene una superficie suficientemente horizontal. Luego

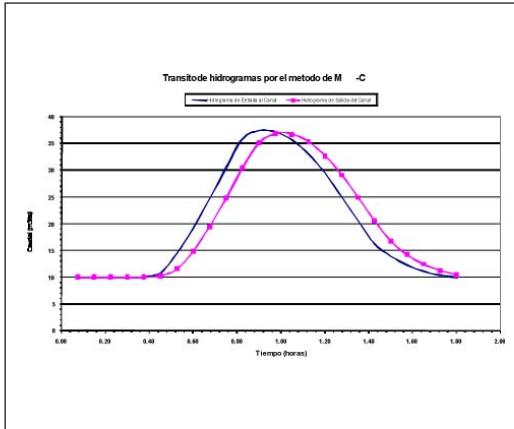


Figura 11.18 Tránsito de hidrogramas en el canal aplicando el método de Muskingum Cunge.



Figura 11.19 Menú de propiedades a editar del nudo.

se asume que los cambio de la elevación de la superficie de agua con el tiempo, $h(t)$, y la salida de agua desde el reservorio tienen relación directa.

El primer paso en el modelo es el de aplicar la ecuación de continuidad al embalse, que para un instante t cualquiera se transforma:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t) \quad (11.18)$$

Donde

$I(t)$ es el caudal de entrada al embalse,

$Q(t)$ es el caudal saliente del embalse,

$S(t)$ es el almacenamiento en el embalse.

Si se integra la ecuación anterior para dos instantes de tiempo consecutivos, y si se supone que las variaciones de los caudales de entrada y salida son lineales en esos períodos de tiempo la ecuación (11.18) puede escribirse de la siguiente manera:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (11.19)$$

En la ecuación (11.19) los valores de I_j e I_{j+1} son conocidos ya que son datos del problema (pueden surgir de la aplicación de un balance de cuenca), y se conocen los datos Q_j y S_j del instante anterior a partir de los cálculos realizados anteriormente.

La ecuación (11.19) puede reescribirse en función de los datos conocidos de la siguiente manera:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right) \quad (11.20)$$

Por otro lado se tienen las siguientes funciones conocidas:

Geometría del embalse: por lo tanto se puede estimar la función de almacenamiento del embalse relacionado con la altura $S(h)$,

Ley de Vertido: determina el caudal que vierte la presa en función de la altura $Q(h)$.

A partir de estas dos funciones se determina la función almacenamiento – caudal de salida, que relaciona

$$\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)_y Q .$$



Figura 11.20. Ventana de diálogo para el ingreso de los aportes al canal.



Figura 11.21. Ventana de diálogo del editor de series temporales.

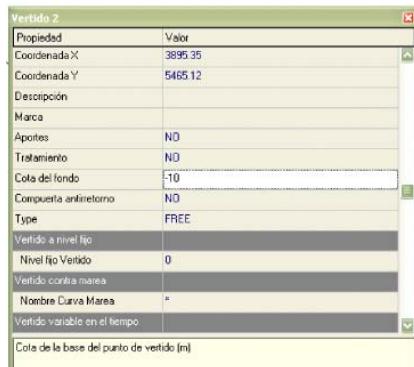


Figura 11.22 Menú de propiedades a editar del vertido.



Figura 11.23 Menú de propiedades a editar del conducto.

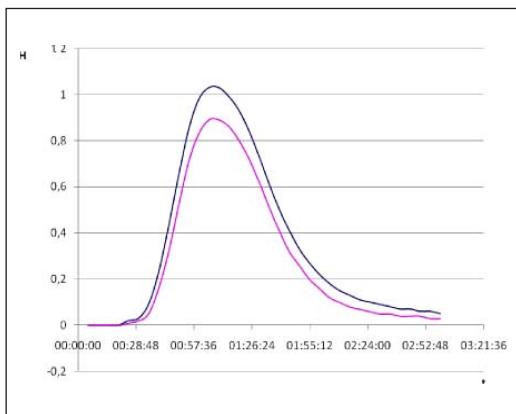


Figura 11.24 Tránsito de hidrogramas en el canal aplicando el modelo SWMM.

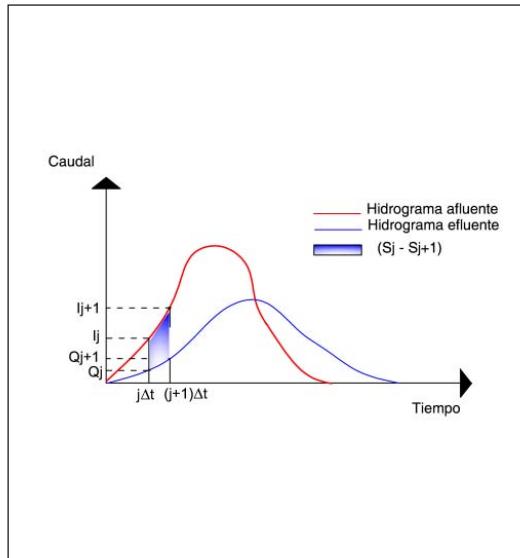
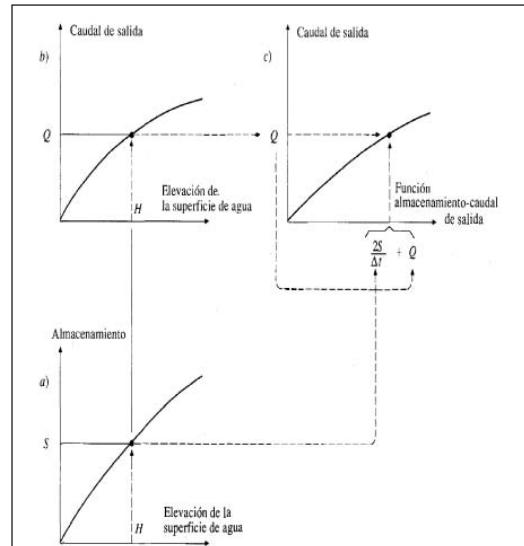


Figura 11.25 Hidrogramas de entrada a estructura de almacenamiento con Método de la Piscina Nivelada



La forma en la que se construye esta función es la siguiente: para un valor dado de la elevación de agua h en el embalse se calculan los valores de S y Q de las curvas conocidas. A partir de estos valores se calcula la magnitud

$$\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)$$

tomando Δt como el intervalo de tiempo del hidrograma del caudal de entrada. Realizando este procedimiento para varios valores de altura se puede obtener la función de almacenamiento caudal buscada, este esquema puede verse mas claramente en la Figura 11.26.

11.2.3.1 Herramienta de Cálculo

El software SWMM permite también realizar simulaciones a través del método de piscina nivelada.

Se elaboró también una planilla Excel que realiza los cálculos antes descriptos. Es a efectos de tener valores indicativos ya que es aplicable asumiendo tres hipótesis que veremos a continuación.

- a Que el volumen del embalse en función de su altura tiene la forma $V = aH^b$
- b Que para la descarga se puede aplicar la fórmula del vertedero.
- c Que la curva que relaciona

$$\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) \text{ y } Q \text{ es de la forma}$$

$$Q = K_1 \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^{K_2}$$

La forma de utilizarla es la siguiente:

- 1 Se carga la tabla “Modelo P_N.xls” (► Modelo P_N.xls).
- 2 En la Hoja llamada “Entrada de Datos” (Ver Figura 11.27), el usuario deberá ingresar los siguientes parámetros:
 - Los coeficientes a y b de la curva de almacenamiento vs. altura del embalse cuya tendencia es de la forma $V = aH^b$. Para ello puede usar la función tendencia de los valores gráfi-

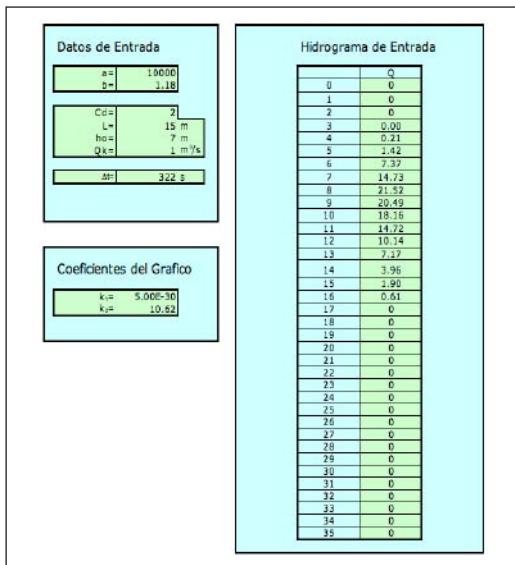


Figura 11.27 Hoja de “Entrada de Datos”.

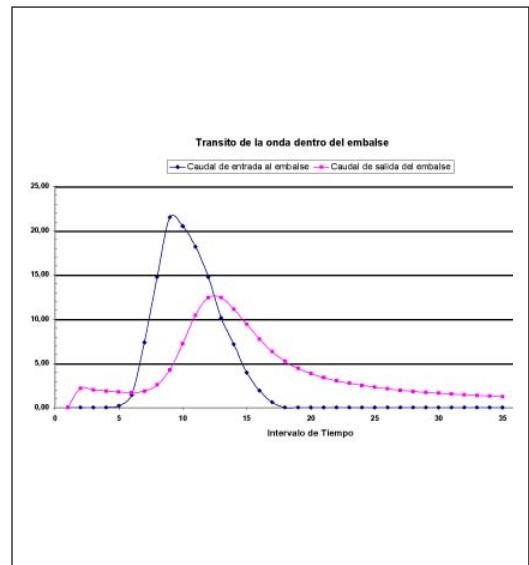


Figura 11.28. Hoja “Hidrogramas” con la salida del ejemplo del transito del hidrograma en el embalse.

cados en una planilla Excel.

- Los coeficientes de la curva de descarga del vertedero vs altura del embalse que es de la forma $Q = C_d \cdot L \cdot (h - h_o)^{3/2} + Q_k$, donde:
 C_d : es el coeficiente de descarga del vertedero, usualmente del orden de 2.
 L : longitud del vertedero,
 h : elevación provocada por el hidrograma,
 h_o : elevación inicial,
 Q_k : caudal de descarga base para la elevación h_o .
 - Finalmente se debe agregar el intervalo de tiempo del hidrograma de entrada al embalse.
- 3 Con estos datos se realiza la gráfica de $(2(S/\Delta t) + Q)$ vs Q la cual se presenta en la hoja “Hoja de Cálculo” y se determinan los coeficiente K_1 y K_2 para la tendencia a una aproximación potencial para la misma del tipo

$$Q = K_1 \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^{K_2}$$

Estos coeficientes deben ser agregados por el usuario en la “Entrada de Datos”.

Finalmente el usuario debe agregar en dicha hoja el hidrograma que ingresa al embalse, en los intervalos de tiempo destinados para ello.

11.2.3.2 Ejemplo de Cálculo

Se presente a continuación un ejemplo de cálculo a partir de los siguientes datos:

- El hidrograma de entrada al embalse el cual puede obtenerse por ejemplo del modelo precipitación-caudal presentado anteriormente.
- Los coeficientes a y b de la curva almacenamiento vs. altura en el embalse:
 $a = 10000$
 $b = 1.18$.
- Los datos de la descarga del vertedero:
Coeficiente de descarga: $C_d = 2$,
Longitud del vertedero: $L = 15 m$
Altura de vertido: $h_o = 7 m$
Intervalo de tiempo del hidrograma: $\Delta t = 322 s$

A partir de estos datos, se puede calcular el tránsito del hidrograma sobre el embalse obteniendo las gráficas de los hidrogramas de entrada y salida en la hoja “Hidrogramas” (Ver Figura 11.28)

11.3 Conducciones

En el macrodrenaje pueden utilizarse como conducciones, tanto las conducciones enterradas como las de

superficie libre. Ambos tipos de conducciones son parecidas a las de microdrenaje y el cálculo hidráulico es similar, aunque, por su mayor porte, en algunos casos deben tomarse en cuenta elementos que se desprecian en microdrenaje.

11.3.1 Conducciones enterradas

Las conducciones enterradas pueden ser prefabricadas o construidas en sitio.

Las prefabricadas en general son tuberías circulares aunque existen con otras formas como por ejemplo ovoides.

Hoy se pueden utilizar tuberías prefabricadas de gran diámetro y poco peso, como las de PEAD o PRFV, que vienen en tramos largos, se manejan con facilidad y se instalan con rapidez.

En general estas tuberías son del tipo flexible y trabajan por tanto estructuralmente formando un paquete con el terreno lo que obliga a una cuidadosa selección del material y compactación de relleno alrededor del tubo.

También pueden construirse en sitio, ya sea circulares, ovoides, rectangulares, etc. en hormigón armado.

La selección del tipo de conducción está vinculada también al ancho o al alto disponible o a la presencia de interferencias. Evidentemente una sección rectangular en estos casos tiene más flexibilidad que la circular, además al ser construida en sitio y ser visitable, no necesariamente debe estar formada por tramos rectos sino que puede tener partes curvas.

Las secciones rectangulares, en función de la relación entre el ancho y el alto, pueden requerir, por razones estructurales, construirse con tabiques intermedios o sea de varias bocas.

Para las dimensiones de conducciones importantes, que en general son transitables, ya no se usan las cámaras de inspección o registros ubicados al eje de la conducción sino que se construyen pozos de bajada tangentes al borde de la conducción.

Además cuando la pendiente del terreno es pronunciada y la conducción no la puede acompañar se requiere realizar saltos para recuperar profundidad, debiendo asegurar la disipación de la energía sin la generación de erosiones. Estos desniveles se resuelven en muchos casos, por ejemplo con tramos escalonados, o cámaras de vórtice, las que permiten además generar un cambio de dirección puntual importante.

11.3.2 Conducciones a Superficie Libre

Las conducciones de superficie libre son canales abiertos. Pueden tener diferentes secciones, pueden ser cursos naturales o construidos en tierra y con paredes de suelo-pasto o revestidos de otro material, generalmente hormigón.

Los canales excavados en tierra en general son de forma trapezoidal aproximándose en lo posible a un semi-hexágono.

Los taludes de las paredes laterales dependen en parte del terreno. Conviene que tengan una inclinación inferior al talud natural a efectos de su estabilidad.

Los canales excavados en roca son generalmente rectangulares y con un ancho aproximadamente doble de la altura.

Los canales revestidos, del punto de vista estructural, también conviene que tengan un talud inferior al natural del suelo para evitar que haya empuje y las paredes trabajen como muros de contención. Del punto de vista constructivo es conveniente que el talud permita colocar un hormigón relativamente seco, sin que escurra, a efectos de evitar el encofrado. Para este caso alcanza con un ángulo del orden de 35°.

En los casos en que el nivel de la napa freática supera el del fondo del canal debe tenerse especial atención en considerar su empuje en el cálculo estructural. Muchas veces se acostumbra a dejar orificios en las paredes laterales del canal para permitir drenar el agua de la napa hacia el canal y bajar el nivel de la misma. Esta solución es discutible en el caso de canales pluviales ya que el dren trabaja en ambos sentidos y, en determinados eventos, cuando el nivel en el canal sube se repone la napa y cuando baja, si lo hace rápidamente, no alcanza a bajar la napa a la misma velocidad y se generan empujes no previstos.

El canal, como sucede en los cursos naturales, debe confinar el agua dentro del mismo la mayor parte del tiempo y en crecientes extraordinarias desbordar hacia una planicie de inundación.

La capacidad hidráulica del canal deberá poder conducir el caudal correspondiente a una tormenta con el período de recurrencia adoptado, en general no inferior a 2 años, y la planicie de inundación la de un período de recurrencia mayor, por ejemplo entre 50 y 100 años, en función del uso del suelo y de las consecuencias que su inundación provoca.

11.3.3 Diseño de conducciones

Al igual que en el caso de microdrenaje, el diseño de estas conducciones esta basada en la ecuación de Manning, la cual ya fue presentada anteriormente. Los

criterios de diseño referentes al tirante máximo, diámetro mínimo, tapada mínima y velocidades máximas son los mismos que los considerados en el microdrenaje.

11.3.3.1 Conducciones enterradas

Como dijimos en este caso se aplican criterios similares a los de microdrenaje pero deben tenerse en cuenta, cuando lo justifique, la influencia de las curvas y de los saltos.

También conviene que además de diseñar la conducción para un determinado período de recurrencia, se verifique cual período de recurrencia corresponde al evento que, permitiendo que la misma entre en carga, no produce desbordes y en lo posible tratar de maximizarlo. De esta manera se conoce el período de recurrencia límite en que la conducción desborda y sus consecuencias son mayores.

11.3.3.2 Conducciones a Superficie Libre

Analizaremos distintos tipos de canales a superficie libre, los canales de tierra, los de suelo-pasto, los revestidos y los mixtos.

- Canales de tierra

En estos canales hay que poner especial atención en evitar la erosión.

Para esto hay dos metodologías que expondremos, la basada en la velocidad máxima y la basada en la tensión tractiva.

- Método de la velocidad máxima

La velocidad máxima permisible se define como la máxima velocidad media a la cual el fondo o las paredes del canal no se erosionan.

Por tanto, a efectos de evitar la socavación, veremos, en función de las propiedades del material que constituye la conducción, cual es la mayor velocidad promedio que no produce erosión dentro de canal.

La determinación de esta velocidad máxima en general es bastante incierta, y depende en buena parte del criterio adoptado y de la experiencia. Por ejemplo para un material dado la velocidad máxima puede depender de la "edad" del canal, canales más estabilizados tienden a permitir velocidades mayores que los canales recién construidos.

A pesar de esto existen valores guía para distintos materiales, los cuales deberán ser ajustados en función de los criterios que el proyectista considere conveniente.

Una metodología sugerida para el diseño de canales mediante este criterio será la siguiente:

- a Caracterizar el material del canal, su pendiente de fondo y estimar su rugosidad (n)
- b Estimar una pendiente lateral del talud en función de las características del material mediante la tabla de la Figura 11.29.
- c Definir un ancho b , por ejemplo en función del espacio disponible.
- d Calcular el tirante normal (y_n) con la formulación de flujo uniforme, para el caudal de diseño.
- e Con la geometría obtenida calcular la velocidad V y la velocidad máxima admisible (V_{adm}) según el suelo sea cohesivo o granular mediante el gráfico de la Figura 11.30 o la fórmula de la Figura 11.31 según corresponda.
- f Comparar la velocidad y la velocidad máxima admisible. De no cumplirse la igualdad regresar al paso 3). Si $v > v_{adm}$ aumento b/y , si $v < v_{adm}$ disminuyo b/y .
- g Determinar el borde libre o "revancha" (distancia entre el pelo de agua y el borde del canal) para lo cual existen diversos criterios, uno de ellos consiste en aplicar la siguiente ecuación:

$$\sqrt{y_n}$$

Material (suelo)	Talud, z
Roca sana no estratificada	0,00 - 0,25
Roca estratificada poco alterada	0,25 - 0,50
Arcilla rígida muy compacta o suelo con revestimiento de concreto	0,50 - 1,00
Limo arcilloso	0,75 - 1,00
Roca alterada, tepetate rígido	1,00
Grava angulosa, suelo firme con recubrimiento de gravas, tierra para grandes canales	1,00
Suelo limo - arenoso con grava gruesa	1,00 - 1,50
Arcilla rígida, tierra para pequeñas zanjas	1,50
Areniscas blandas, limo - arenoso	1,50 - 2,00
Material poco estable, arena, suelo arenoso suelto, etc.	2,00 - 2,50
Arcilla porosa o saturada	3,00

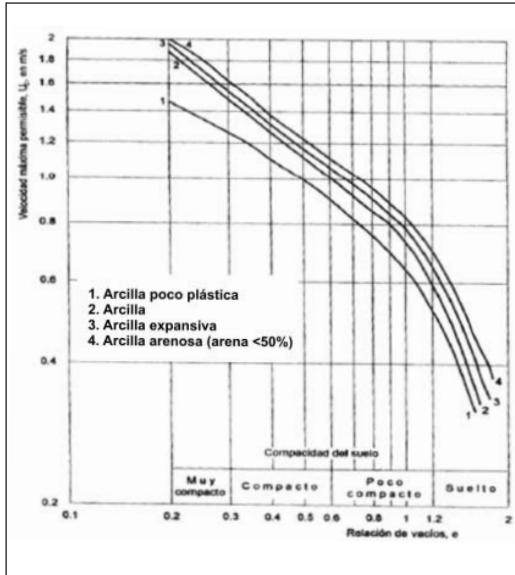


Figura 11.30 Ábacos de velocidad máxima permisible para suelos cohesivos. [CH-94]

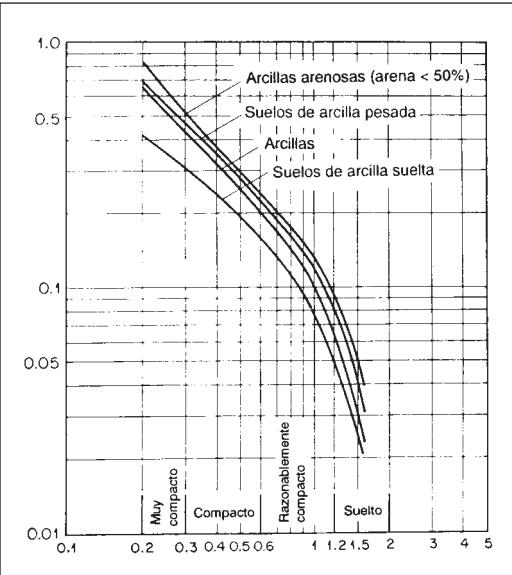


Figura 11.32. Esfuerzo cortante crítico para materiales cohesivos. [CH-94]

$$\frac{U}{\sqrt{(s-1)g D}} = 1.5040 \left(\frac{y}{D} \right)^{0.15}$$

Siendo:

U: velocidad permisible,

y: tirante en la sección,

D: tamaño de grano,

s: densidad relativa del suelo.

Figura 11.31 Criterio de Masa-García para material granular.

• Método de la Tensión Tractiva

Previamente a definir el método de la tensión tractiva consideraremos las siguientes magnitudes.

La fuerza que ejerce el agua escurriendo sobre el fondo y las paredes laterales del canal se denomina FUERZA TRACTIVA y genera una tensión de corte.

La tensión de corte a la cual el material del fondo del canal comienza a moverse (inicio de movimiento) es lo que se denomina TENSION DE CORTE CRITICA (tcr). Una metodología sugerida para el diseño de canales mediante este criterio es la siguiente:

a Caracterizar el material del canal, su pendiente de

- b fondo y estimar su rugosidad (n).
- b Calcular el ángulo de fricción interna del material y seleccionar una pendiente lateral adecuada (un buen criterio de diseño sería de 6° a 12° menos del talud natural y siempre $K > 0.5$).

$$K = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \theta}{\operatorname{tg}^2 \varphi}}$$

Donde:

φ = talud natural del material y

θ = ángulo del talud lateral del canal.

- c Calcular K, si $K < 0.5$ tender mas el talud lateral.
- d Calcular tcr usando el método de Shields para material granular y la tabla de la Figura 11.32 para material cohesivo. Este valor debe reducirse mediante el factor de sinuosidad que se da en la tabla de la Figura 11.33.

Grado de sinuosidad	fs
Canales rectos	1
Canales poco sinuosos	0,9
Canales moderadamente sinuosos	0,75
Canales muy sinuosos	0,6

Figura 11.33. Valores del factor de sinuosidad

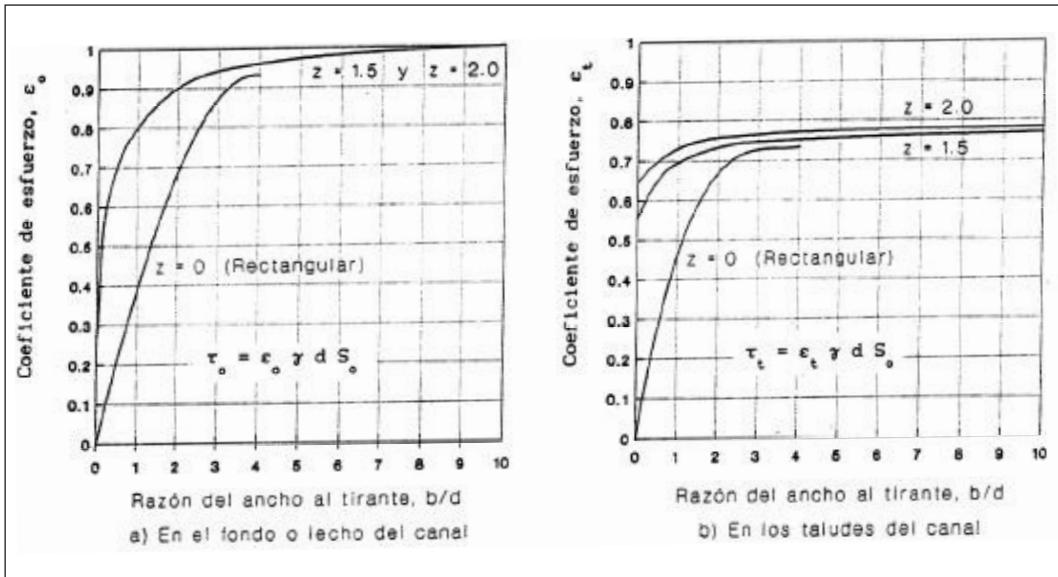


Figura 11.34 Ábacos para la determinación de los coeficientes ϵ_f y ϵ_l [CH-94]

Método de Shields para materiales granulares.

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

$$\theta_{cr} = \frac{0,2196}{D_*} + 0,077e^{-\left(\frac{30,35}{D_*}\right)^{0,563}} \quad \text{si } 1 \leq D_* \leq 333$$

$$\theta_{cr} = 0,06 \text{ si } D_* > 333$$

$$\tau_{cr} = (s-1)\rho g D \theta_{cr}$$

Donde: D es el tamaño efectivo del material del suelo, s es el p_s/p siendo p_s la densidad de las partículas y p es la densidad del agua.

- e) Asumir una relación ancho / tirante y calcular las tensiones tractivas de fondo y laterales.
 $\tau_{f,max} = \epsilon_f g y So$; $\tau_{l,max} = \epsilon_l g y So$, donde ϵ_f y ϵ_l se determinan a partir de los ábacos de la Figura 11.34.
- f) A partir de igualar $\tau_{f,max} = \tau_{cr}$ y $\tau_{l,max} = K \tau_{cr}$ determinar los tirantes límites por talud y por fondo y elegir el menor.
- g) Determinar el ancho a partir de la relación ancho / tirante asumida.
- h) Calcular el caudal con la fórmula de flujo uniforme a partir de la geometría dada. Comparar este resultado con el caudal de diseño y de no ser iguales volver al paso e).

i) Una vez finalizada la iteración determinar el borde libre. De ser necesario verificar la velocidad mínima de sedimentación o de crecimiento vegetal.

• Canales de suelo-pasto

Cuando se reviste de pasto u otra vegetación los canales, esto trae como resultado una importante turbulencia adicional dentro del mismo con las consiguientes pérdidas de energía y retardo del flujo. A pesar de lo anteriormente mencionado, que significa un mayor requerimiento de espacio, y a pesar de requerir cierto mantenimiento, son muy aceptados ya que por un lado el pasto sirve para estabilizar el cuerpo del canal, consolida la masa de suelo evitando la erosión y movimiento de partículas a lo largo del canal y aumentan el volumen de almacenamiento y por otro lado son ecológica, estética y urbanísticamente más aceptables.

La dificultad principal que presenta el diseño de estos canales es el estimar el coeficiente de Manning, ya que éste puede variar para una misma clase de pasto en función de la profundidad de flujo, la forma y pendiente del canal. Se encontró experimentalmente por parte del SCS que existía una relación entre el coeficiente n y el producto $v.Rh$, donde v es la velocidad media del flujo y Rh el radio hidráulico. Sobre la base de esta relación se desarrollan los métodos de diseños de este tipo de canales.

Una magnitud importante en este tipo de canales, al igual que para los canales erosionales, es la velocidad permisible. En la tabla de la Figura 11.35 se presentan algunos valores recomendados por el SCS en función del tipo de cobertura y la pendiente del canal.

- Procedimiento de diseño

Se comienza por el diseño para estabilidad que corresponde a la situación inicial y luego al diseño para la máxima capacidad en previsión de la situación futura.

- A.- Diseño para estabilidad.

Se supone para este diseño que son conocidos los valores de caudal, pendiente del canal y clase de pasto dentro del mismo.

1. Se define un valor para el coeficiente de Manning y a partir de la curva vR_h de la Figura 11.36 correspondiente determinar el valor de vR_h .
2. A partir de la tabla de la Figura 11.35 seleccionar la velocidad máxima permisible y calcular R_h

$$vR_h = \frac{1,49 R_h^{5/3} S^{1/2}}{n}$$

3. A partir de Manning calcular el valor de vRh de la siguiente manera: Modificar el valor de n hasta que coincidan los valores de vRh de los pasos 1 y 3.

- B.- Diseño para máxima capacidad.

La segunda etapa del diseño consiste es calcular la profundidad adicional del canal para que se pueda dar

máxima capacidad incluso cuando el revestimiento se encuentre completamente desarrollado.

1. Se define un valor de profundidad para el comienzo de la iteración, con este calcular el área y el R_h de la sección.
2. Calcular $v = Q/Rh$ y vRh .
3. A partir de este valor de vRh y suponiendo un grado de desarrollo más alto en función del recubrimiento existente, determinar n .
4. A partir de la ecuación de Manning calcular el valor de velocidad en el canal.
5. Modificar los valores de tirante hasta que coincidan los valores de la velocidad de los puntos 2 y 4.

- Canales revestidos

Son utilizados principalmente cuando la limitante en el diseño es el espacio, lo cual puede requerir secciones cuya forma no es posible mediante canales de tierra, y/o las altas velocidades que no sean admisibles para estos canales.

El diseño de estos canales se realiza aplicando la ecuación de flujo uniforme (ecuación de Manning ya presentada), y luego se debe decidir sobre las dimensiones finales teniendo en cuenta la eficiencia hidráulica, reglas empíricas de sección óptima, aspectos constructivos y económicos.

Otro aspecto a tener en cuenta es la velocidad mínima admisible en la conducción para evitar la sedimentación de las partículas que carga el flujo. Se evita con esto la sedimentación dentro del canal con la consiguiente pérdida de sección y el crecimiento de plantas acuáticas y/o musgo.

Cubierta	Rango de pendiente %	Velocidad permisible (m/s)	
		Suelos resistentes a la erosión	Suelos fácilmente erosionables
Pasto bermuda	0 < S < 5	2,44	1,83
	5 < S < 10	2,13	1,52
	> 10	1,83	1,22
Pasto búfalo, pasto azul kentucky, pasto bromo liso, pasto azul	0 < S < 5	2,13	1,52
	5 < S < 10	1,83	1,22
	> 10	1,52	0,92
Mezcla de pastos	0 < S < 5	1,52	1,22
	5 < S < 10	1,22	0,91
	> 10 no se recomienda		
Lespedeza sericea, pasto amor lloroso, ischemum, kudém, alfalfa, pasto cangrejo	0 < S < 5	1,07	0,76
	> 5 no se recomienda		
Anuales utilizados en pendientes bajas como protección temporal	0 < S < 5	1,07	0,76
	> 5 no se recomienda		

Tabla 11.35. Velocidades permisibles para canales de pasto según el SCS.

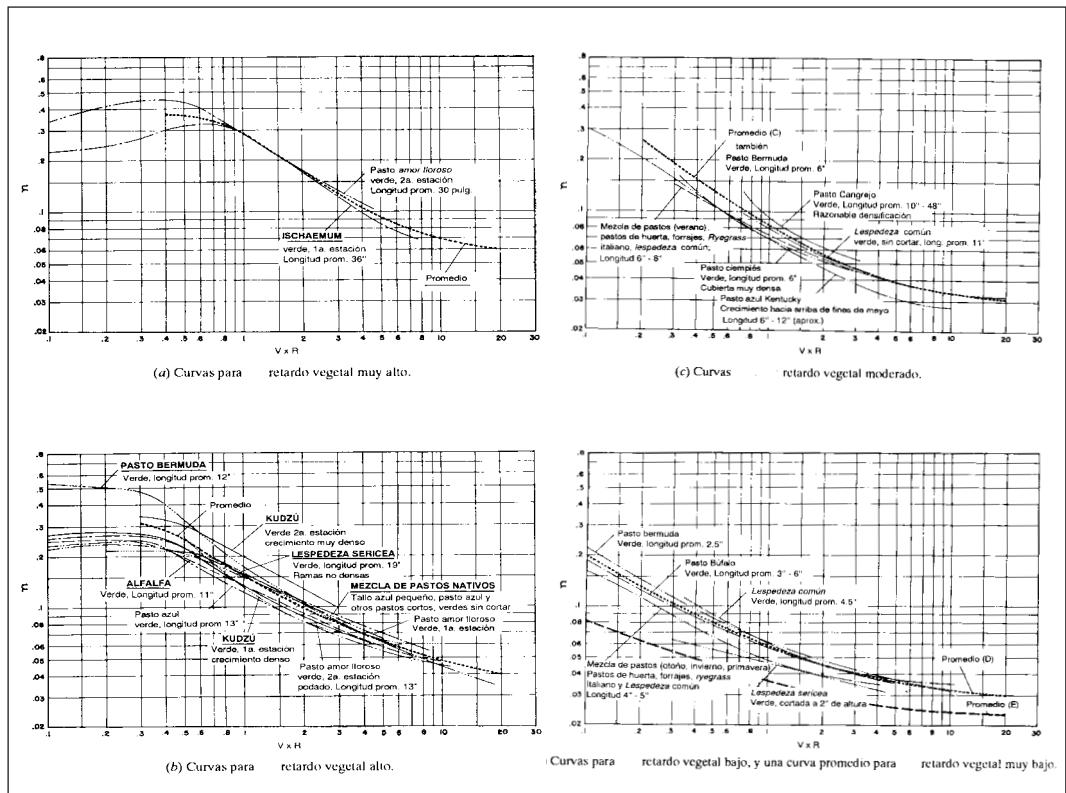


Figura 11.36. Curvas experimentales n-v.Rh de la USSCS para diferentes coberturas de vegetación [CH-94] (► curvas experimentales)

Con relación a las pendientes del canal, la longitudinal está esencialmente vinculada con la topografía; las pendientes laterales deben diseñarse siguiendo criterios de eficiencia hidráulica y constructivos. Desde el punto de vista práctico es recomendable, siempre que esto sea posible tomando en consideración los criterios mencionados en esta sección, la pendiente lateral 2H:1V para canales trapezoidales. (Fig. 11.36)

• Solución Mixta

En algunos casos se va a una solución mixta en que una parte del canal, por ejemplo donde circula el caudal permanente de estiaje con velocidades mayores, se construye en hormigón o enrocado y el resto en suelo-pasto

Mostramos a continuación, en la Figura 11.37, algunos ejemplos de secciones de este tipo. Es interesante ver como se prevé especialmente una calle, dentro de la

planicie de inundación, próxima al canal para su mantenimiento

- Otros elementos a tomar en cuenta

Sinuosidad

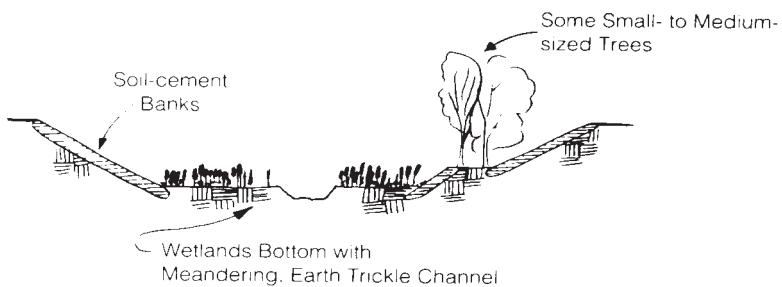
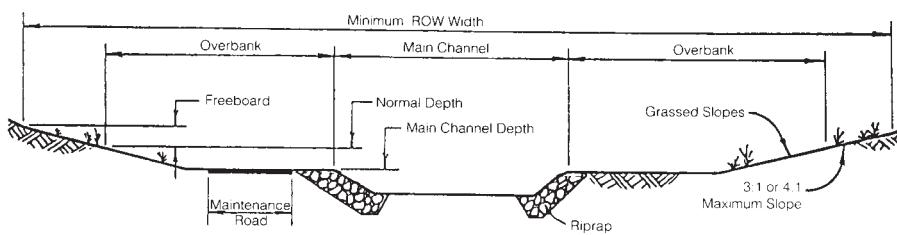
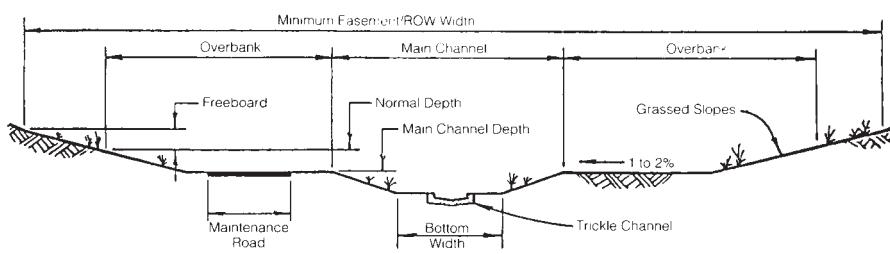
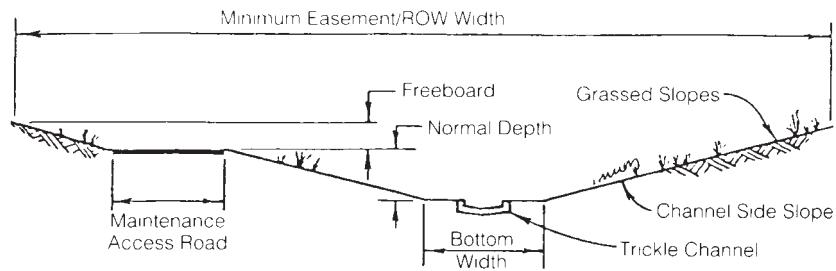
El proyectista deberá tener en cuenta las características de sinuosidad que posee la conducción. Los valores de velocidades recomendados anteriormente se referían a canalizaciones rectilíneas, pero deben ser reducidas en algunos porcentajes recomendados con el siguiente criterio, bastante subjetivo:

5% para canales ligeramente sinuosos
13% para canales moderadamente sinuosos
22% para canales muy sinuosos.

Condiciones de borde

Deben tenerse en consideración siempre las condiciones de borde tanto para las conducciones enterradas como las de superficie libre. Por ejemplo en los puntos

11 12 13 A B



(f)

Figura 11.37 Ejemplos de secciones de canales (Columbus Stormwater Drainage)

de descarga, ya sean cursos de agua, estuarios, etc. el nivel del agua puede variar y modificar la capacidad de conducción del canal.

Suelos

En el diseño debe tenerse en cuenta también las dificultades del suelo como la presencia de roca o napa freática. Estos elementos influyen en el diseño hidráulico y en el estructural, lo que se refleja en el costo.

Curvas

En conducciones de mayor porte como las usadas en el macrodrenaje, donde prácticamente es inevitable la presencia de curvas, debe considerarse el efecto que produce la misma en el flujo. Las líneas de corriente de flujo no solo son curvilíneas sino que también se entrecruzan, generando corrientes espirales y ondas cruzadas. La fuerza centrífuga genera además una sobreelevación modificando la distribución de las velocidades en la sección.

El comportamiento del flujo es distinto cuando el mismo es subcrítico que cuando es supercrítico.

Cuando el flujo es subcrítico para el diseño adecuado de las curvas se recomienda, en general, que exista una relación mínima entre el ancho del canal y el radio de curvatura. Existen varios criterios pero en todas se requiere que la misma sea superior a 3, o sea $Rc/b > 3$.

Cuando el flujo es supercrítico se sugieren tomar algunas medidas para eliminar los fenómenos que suceden en el flujo al pasar por la curva. Algunas de las medidas a considerar son las siguientes:

1. Peralte

Consiste en darle al fondo una pendiente transversal que produce una fuerza gravitacional que balancea la fuerza centrífuga (similar a los peraltes de carreteras). Esta pendiente se determina mediante la siguiente ecuación:

$$S_t = \frac{v^2}{gr}$$

Donde: S_t es la pendiente del peralte; v , es la velocidad del flujo y r es el radio de curvatura.

2. Vanos curvos múltiples.

Consiste en subdividir el ancho del canal en una serie de canales curvos angostos. Este es un método poco práctico y cuando el flujo trae sólidos de tamaño mayor al de la subdivisión se vuelve inaplicable.

3. Curvas suavizadas.

La curva suavizada es una curva en que la variación de radio es gradual. Esta graduación puede ser continua (en forma de espiral) o discontinua

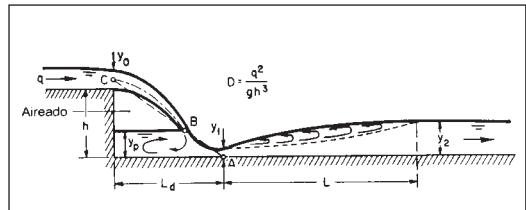


Figura 11.38 Escalón (Columbus Stormwater Drainage)

(formada de tramos de radio distinto).

La solución discontinua es más económica y el resultado es similar. Se recomienda un primer tramo de radio $2r$, luego el tramo con radio r y el último tramo nuevamente de radio $2r$.

4. Obstáculos diagonales.

Consiste en colocar obstáculos en el fondo del canal con 30° de inclinación respecto al eje del canal y en las cercanías de los extremos de la curva. Esta solución, por varias razones, no es recomendable salvo algún caso de un canal existente que se desee mejorar.

Saltos

Cuando existe la necesidad de cambios bruscos de nivel por algunas razones, como las que ya mencionamos anteriormente, en algunos casos se recurre a los saltos con escalones.

El escalón puede considerarse un vertedero de caída recta como el que se muestra en la figura 11.38.

En la figura se define D , el número de caída, en función de q que es el caudal por unidad de ancho y h la altura de caída, en base al cual pueden estimarse las otras longitudes.

$$\frac{L_d}{h} = 4.30 D^{0.27} \quad \frac{y_p}{h} = 1.00 D^{0.22}$$

$$\frac{y_1}{h} = 0.54 D^{0.425} \quad \frac{y_2}{h} = 1.66 D^{0.27}$$

Operación y Mantenimiento

Es importante tener en cuenta en el diseño el equipamiento necesario para el mantenimiento, su acceso al canal para realizar las tareas, la frecuencia estimada de las mismas y estimar además del costo de la inversión, el costo de la operación y el mantenimiento.

11.4 Estructuras de almacenamiento

Son utilizados en general para la retención total o parcial del flujo de tormenta. Pueden utilizarse para dos fines distintos: disminuir el caudal pico ó retener el agua

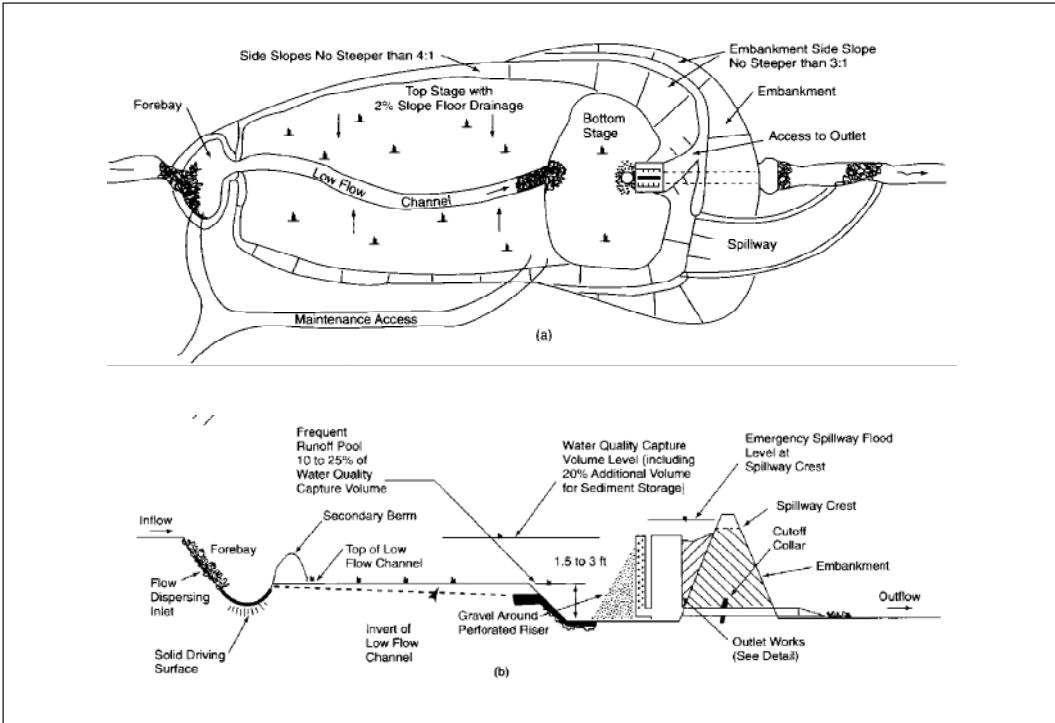


Figura 11.39 Esquema de cuenco de detención seco (Columbus Stormwater Drainage)

transitoriamente para tratarla y mejorar su calidad.

Los criterios de diseño que se explicaron en la sección de microdrenaje son aplicables también para macrodrenaje. Sin embargo la diferencia de tamaño hace que el dimensionado deba ser realizado con modelos propios de macrodrenaje.

A continuación se presentan tres tipos de estructuras de almacenamiento cuyo objetivo principal es el control de la calidad del agua.

11.4.1 Cuencos de detención seco

A diferencia de las estructuras que se diseñan para el control del caudal pico éstos se diseñan para capturar agua de lluvia en eventos pequeños y moderados; liberándola lentamente en un determinado período de tiempo.

En general se utilizan para el control de la calidad del agua, por lo que se diseñan para retener un determinado volumen relacionado con la calidad de la creciente. Algunos elementos a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras son:

- Se debe prever un área de drenaje mínimo de 4 Ha para evitar que las obras de descarga posean orificios demasiado pequeños, con el consiguiente riesgo de colmatación que éstos poseen.
- Se debe considerar un volumen adicional que sea al menos un 20% del valor de diseño, teniendo en cuenta los riesgos de sedimentación y disminución de volumen de retención.
- La mínima relación largo a ancho del cuenco debe ser de 2 a 1.

11.4.1.1 Estructura de salida

Los criterios generales para el diseño de estas estructuras de salida se establecen a continuación:

- 1 La estructura de salida debe estar diseñada para evacuar el 50% del volumen retenido en un período de 18 a 24 horas y el 100% en 48 horas.
- 2 Si se utiliza un único orificio de salida, este debe estar diseñado con la siguiente ecuación:

$$Q = AC (19,6H)^{1/2}$$

Donde:

Q: es el caudal que circula por el orificio de salida

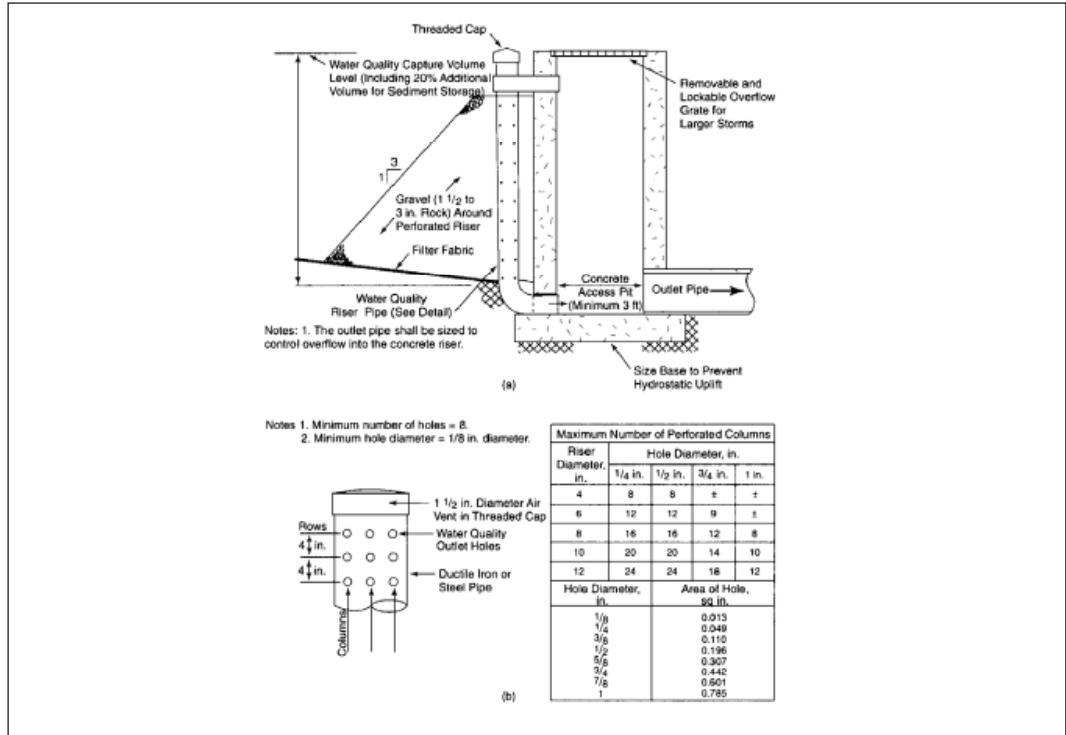


Figura 11.40 Criterios de diseño para estructuras de salida para cuencos de detención (Columbus Stormwater Drainage)

(m³/s)

A: es el área del orificio (m^2)

H: carga sobre el orificio medida desde el baricentro del mismo

C: coeficiente del oficio (0.66 para orificios de pared delgada, 0.88 para orificios de pared gruesa).

Un esquema de los orificios de salida puede verse en la Figura 11.40.

11.4.2 Cuenco de detención húmedo

Esta estructura cumple tanto el fin de disminución del caudal, como el de mejora de la calidad. Estos cuencos están provistos de una piscina permanente junto con un gran volumen de detención para absorber los picos de flujo de tormenta.

El volumen de detención en este caso debe ser un 50% mayor al volumen estimado a ser retenido. Este volumen debe estar dividido: 25% estará en la piscina permanente y otro 75% se ubicará en un volumen de detención sobre esta piscina permanente.

Además de la consideración anterior, se tendrán en cuenta los criterios para el área mínima de drenaje y la

relación largo ancho considerada para los cuencos de detención secos.(Fig. 11.41)

La estructura de salida debe estar diseñada para poder evacuar el volumen de detención en no menos de 24 hrs. Algunos criterios generales de diseño se muestran en la Figura 11.42.

11.4.3 Humedales de tormenta

Son similares a los húmedos, se provee un extensa zona de detención la cual está construida sobre piscinas permanentes que poseen distinta profundidad, diseñadas para retener el caudal escurrido (y liberarlo) por un mínimo de 24 horas (Ver Figura 11.43).

Se deben tener las mismas consideraciones respecto al área de drenaje mínima y a la relación largo ancho que en los tipos anteriores.

Para estimar los volúmenes de detención debe tenerse en cuenta aparte del volumen a retener, el volumen que se pierde por evapotranspiración y el volumen que se pierde por sedimentación.

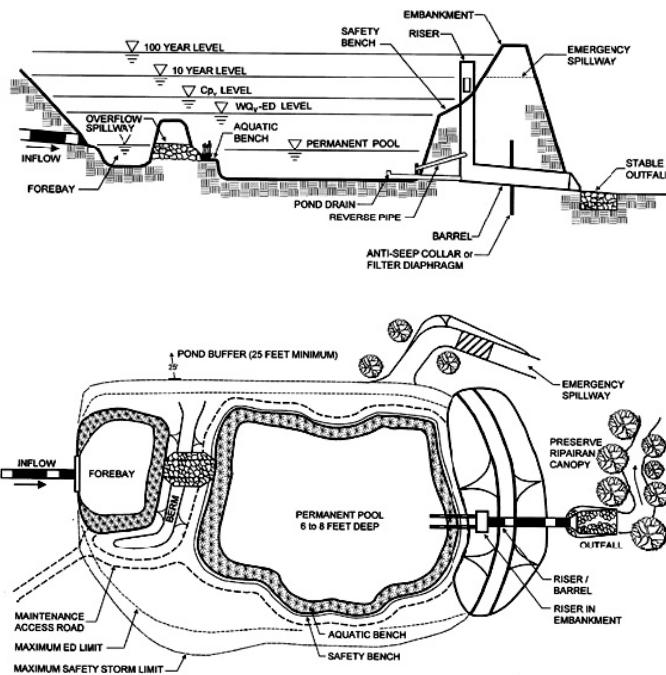


Figura 11.41 Esquema de cuenco de detención húmedo (Columbus Stormwater Drainage)

11.5 Otros dispositivos

Presentaremos algunos de los dispositivos usados en macrodrenaje. Algunos están muy relacionados con el tema calidad del agua que en esta primera versión del manual no es tratado.

11.5.1 Protección de roca para canales y delantales de piedra partida

Utilizados en transiciones entre alcantarillas o colectores de drenaje pluvial a canales de sección estable (Ver Figura 11.44). Son utilizados para números de Froude menores o iguales a 2,5 a la salida. Su principal ventaja radica en la facilidad y los bajos costos de instalación.

11.5.1.1 Pelo de Agua

El pelo de agua a la salida de la tubería debe ser determinado a partir de la capacidad de la misma, para esto deberá utilizarse la ecuación de Manning.

11.5.1.2 Ancho del delantal

Si la tubería descarga hacia un canal bien definido, el delantal debe extenderse todo a lo ancho del canal y una altura de 30 cm por encima del máximo pelo de agua determinado o hasta el borde del canal (el menor de los dos).

Si en cambio la tubería descarga hacia una zona donde no hay un canal definido el ancho del delantal se determina como sigue:

- 1 El ancho del delantal aguas arriba, contra la tubería, debe ser al menos 3 veces el diámetro de la misma.
- 2 Para condiciones de mínimo pelo de agua (tirante del canal < medio diámetro de la tubería) el ancho del delantal hacia aguas abajo debe ser por lo menos del ancho de la tubería mas la longitud del delantal.
- 3 Para condiciones de máximo caudal (tirante del canal > medio diámetro de la tubería) el ancho del delantal hacia aguas abajo debe ser igual al diámetro de la tubería mas 0,4 veces la longitud del delantal.

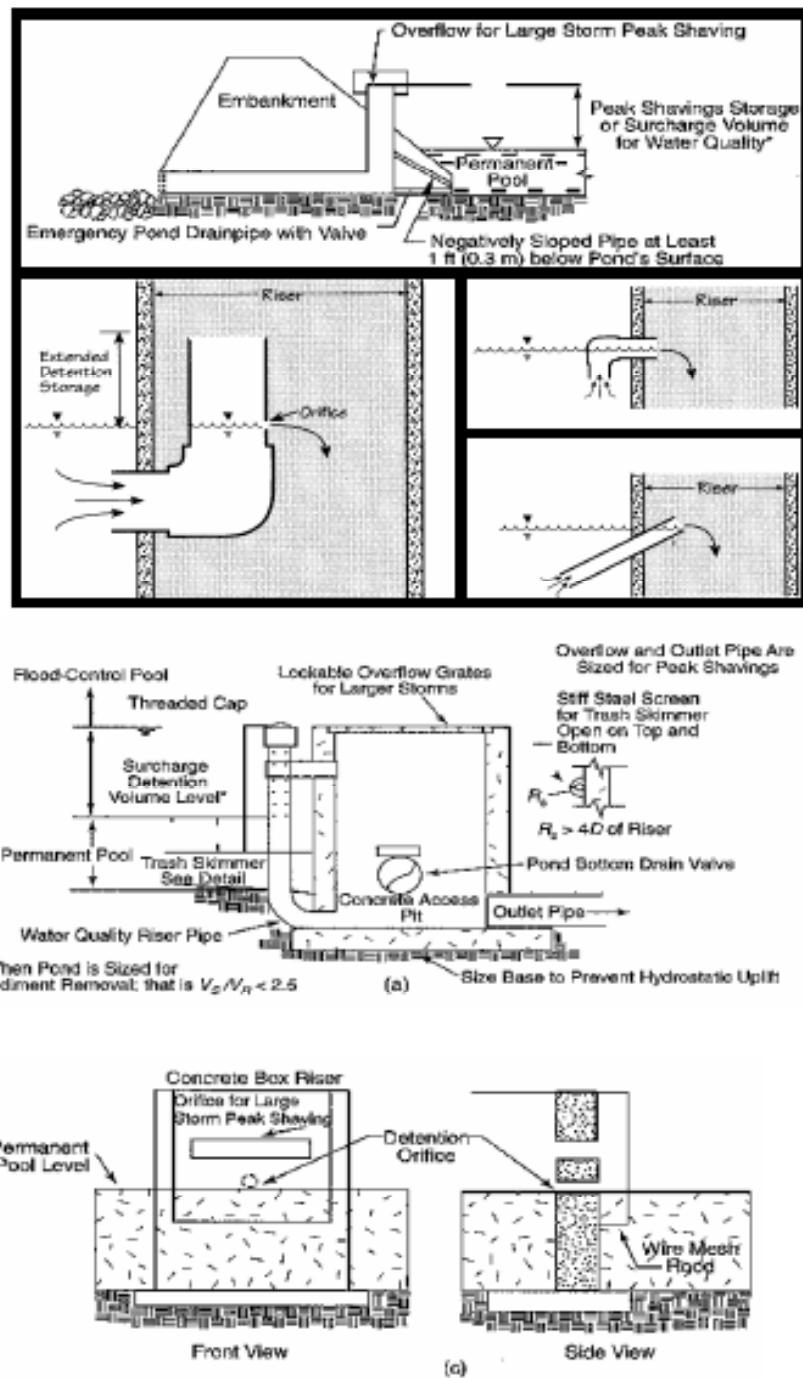


Figura 11.42 Esquema de las estructuras de salida para cuencos de detención húmedos. (Columbus Stormwater Drainage)

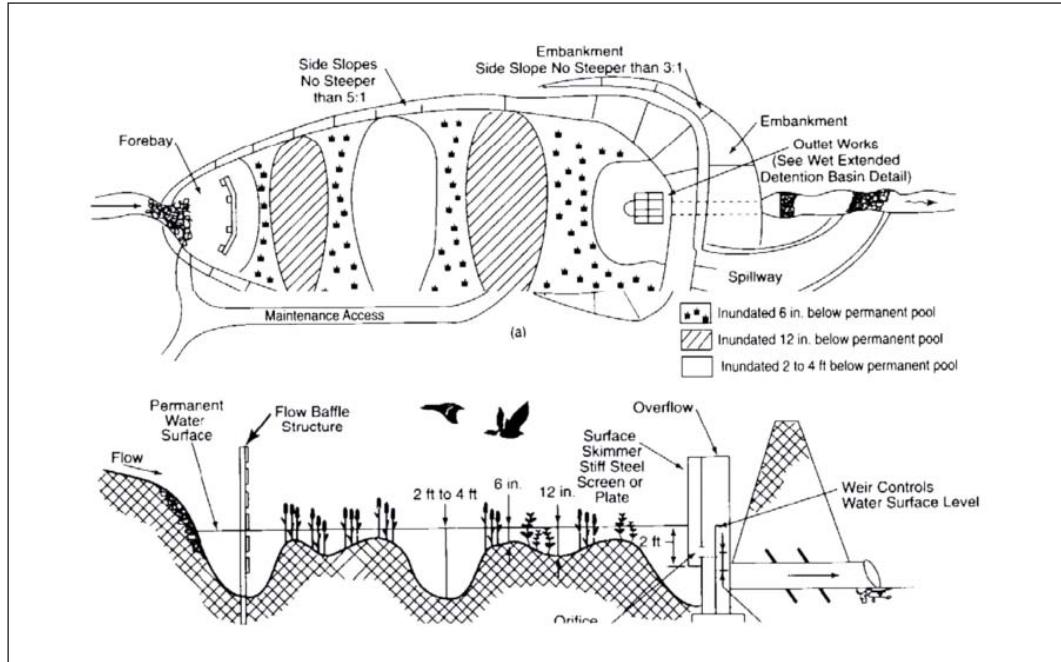


Figura 11.43 Esquema de humedales de tormenta (Columbus Stormwater Drainage)

11.5.1.3 Largo del delantal

El largo del delantal debe ser determinado de acuerdo a los ábacos que se presentan en las figuras 11.45 y 11.46, con el siguiente criterio:

- 1 Condición de mínimo pelo de agua, la cual se establece cuando el mismo se encuentra por debajo del radio de la tubería de descarga. Se utilizan para este caso la figura 2.
- 2 Condición de máximo pelo de agua, la cual se establece cuando el mismo se encuentra por encima del radio de la tubería de descarga. Se utilizan para este caso la figura 3.

11.5.1.4 Pendiente de Fondo

El delantal debe ser construido sin ninguna pendiente en toda su longitud.

11.5.1.5 Pendiente lateral

Si la tubería descarga a un canal bien definido, la pendiente lateral del mismo no debe ser mas empinado que 2H:1V.

11.5.1.6 Alineación

El delantal que se diseñe debe estar localizado de forma tal que no se produzcan curvas en la alineación horizontal.

11.5.1.7 Materiales

El tamaño medio de las piedras a utilizar debe ser determinado mediante las figuras 11.45 y 11.46 de acuerdo a las condiciones de pelo de agua consideradas anteriormente.

11.5.2 Elementos para disipación de energía

Son necesarios para prevenir la socavación en las salidas de alcantarillas o tuberías de drenaje y minimizar la potencial erosión que pueda darse en el canal de aguas abajo cuando la velocidad de salida sea mayor que 6 m/s. Estos dispositivos se basan en la generación de un resalto hidráulico y su performance depende de las condiciones de pelo de agua.

Estas estructuras deben proveer una distribución uniforme del flujo tratando de evitar la separación de flujo y la excesiva turbulencia.

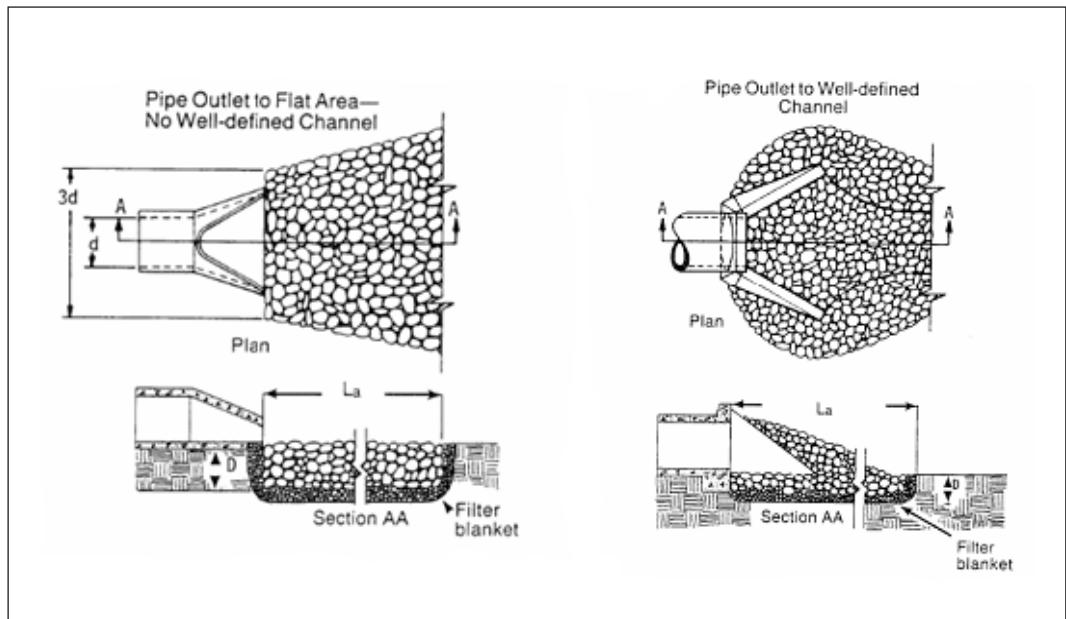


Figura 11.44 Formas del delantal en los casos de descarga de una tubería hacia un canal poco definido (izq.) y descarga de una tubería hacia un canal bien definido (FHWA, NHI 06-086)

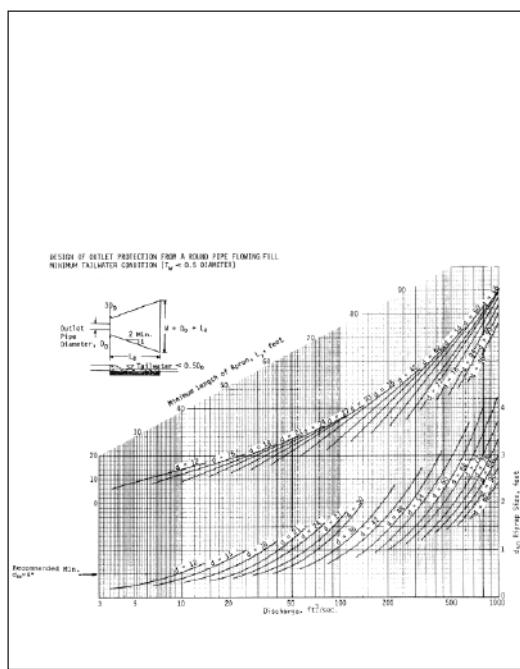


Figura 11.45 Ábaco para el diseño de delantales de piedra partida para el caso de mínimo pelo de agua (► FHWA, NHI 06-086)

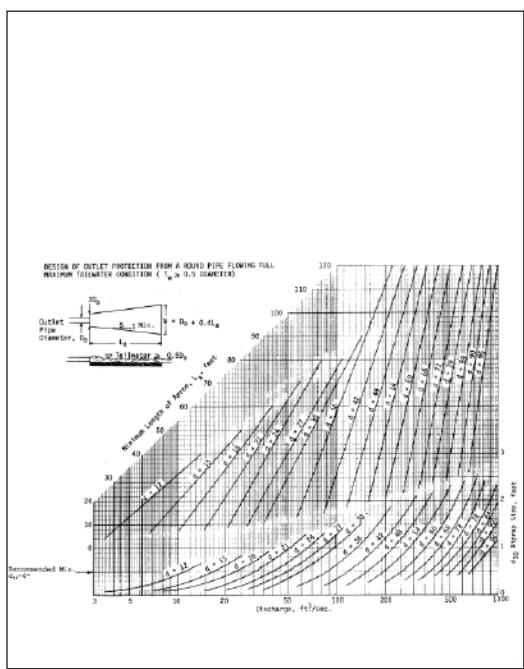


Figura 11.46 Ábaco para el diseño de delantales de piedra partida para el caso de máximo pelo de agua (► FHWA, NHI 06-086)

:	00	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	A	B
---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---	---

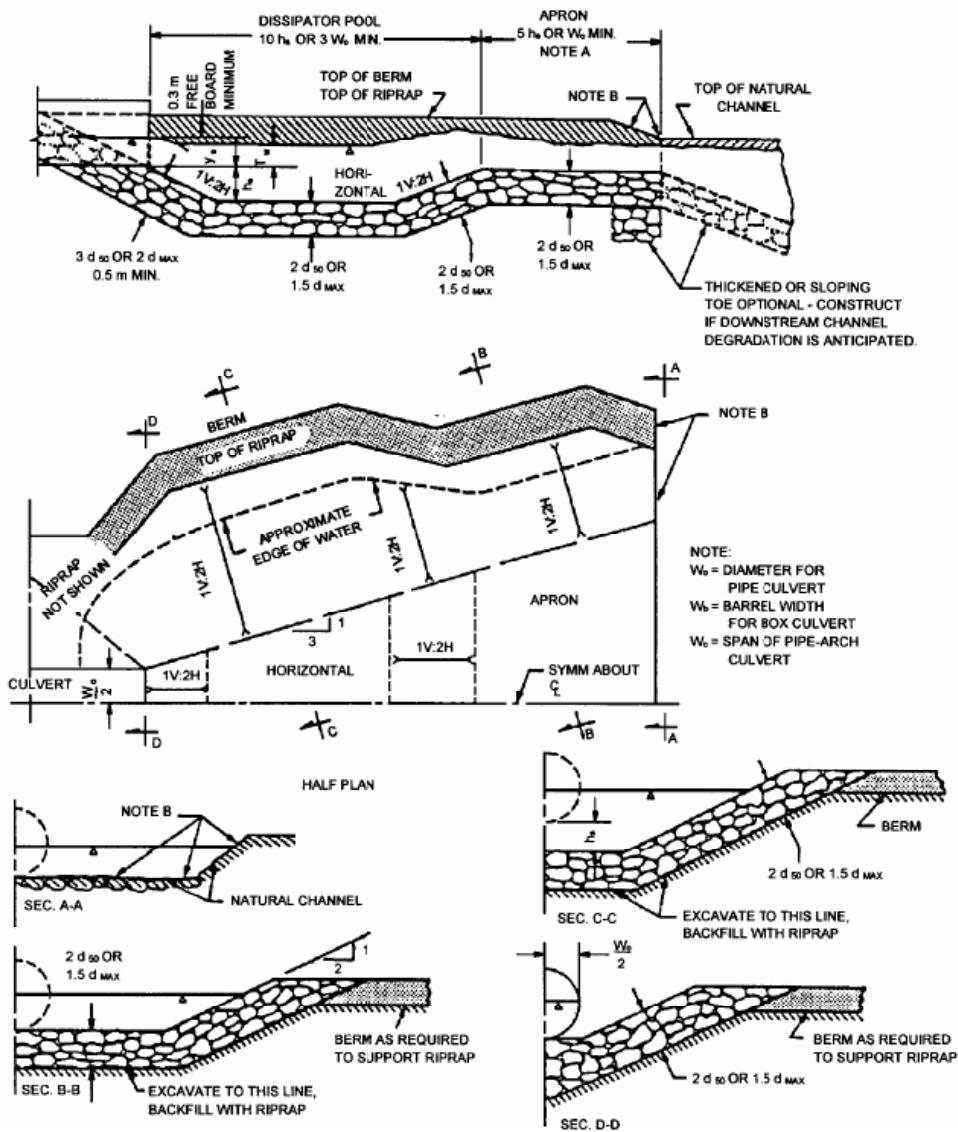


Figura 11.47. Esquemas de descargas en delantales de piedra partida (FHWA, NHI 06-086)

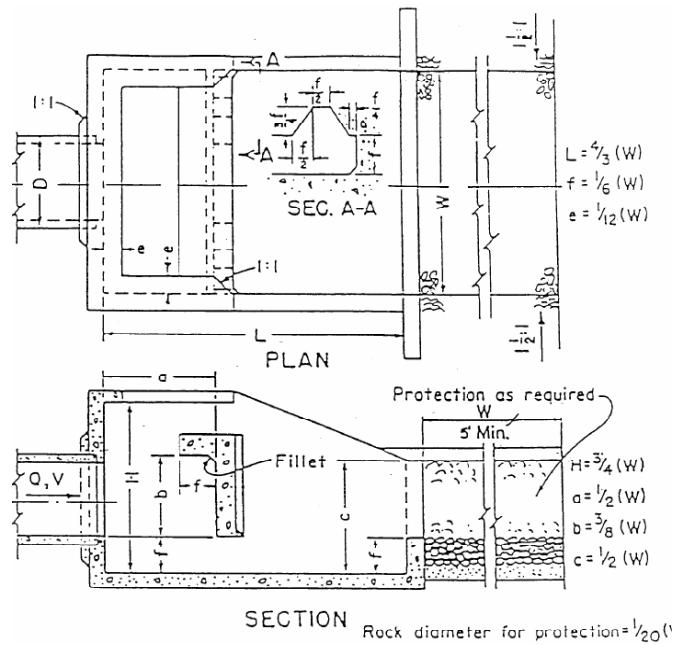


Figura 11.48 Descarga con tabique (FHWA, NHI 06-086)

11.5.2.1 Descarga de piedra partida

Están compuestos básicamente por una piscina de disipación sumada a un delantal de piedra partida de un tamaño mediano (d_{50}) (Ver Figura 11.47). Esta piscina de disipación está diseñada de tal forma que el resalto hidráulico esté contenido dentro de ella.

Se utilizan para valores de número de Froude menos que 2,5 y para transiciones entre tuberías y canales estables.

Las principales ventajas de este tipo de estructura son la simplicidad en la construcción y el bajo costo de las mismas.

11.5.2.2 Descarga con tabiques

Consisten en una estructura tipo caja en la cual se coloca un tabique vertical, el cual disipa energía mediante impacto del flujo contra él, sumado a perdida de energía en la turbulencia que se genera en esa zona (Ver Figura 11.48).

Se utiliza para números de Froude entre 1 y 9 y velocidades hasta 15 m/s.

El pelo de agua en la tubería no afecta considerablemente la capacidad de disipación de energía por estas estructuras.

11.5.2.3 Resalto Hidráulico Forzado

Se utilizan elementos externos para forzar la generación de resaltes hidráulicos y al mismo tiempo se introducen elementos de resistencia exagerada para poder controlar y estabilizar el resalto.

Estos elementos se utilizan para números de Froude que no caen dentro de las condiciones establecidas anteriormente.

11.5.3 Dispersadores de nivel

Son estructuras utilizadas para convertir flujo concentrado proveniente de tormentas en un flujo laminar. Los propósitos de un dispersador de nivel son los siguientes:

- 1 para la reducción de la energía de flujos que puedan causar erosión.
- 2 para la reducción de tirante y velocidad para hacerlo apto a ser tratado.

El funcionamiento de estos dispersadores de nivel se basa en tener un cauce principal, por donde circulará el régimen medio, y un aliviadero lateral mediante el cual se evacua el caudal de las crecientes hacia otro canal secundario permitiendo la amortiguación del pico

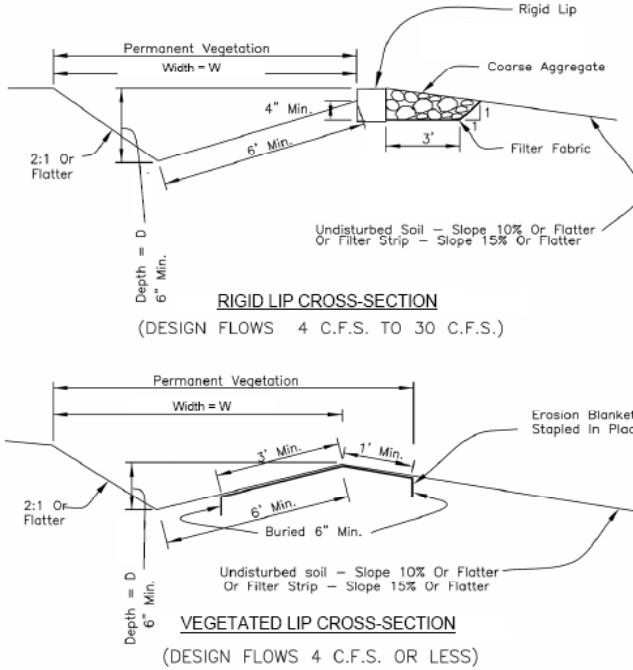


Figura 11.49 Criterios generales de diseño de dispersadores de nivel en función de distintos caudales de diseño (FHWA, NHI 06-086)

de caudal de tormenta.

Los criterios generales de diseño se presentan en la Figura 11.49.

Estos dispersadores de nivel deben ser localizados y diseñados de forma tal que el caudal de creciente puede de ser evacuado como flujo laminar por una pendiente estabilizada y que no debe volver al canal principal hasta que no se llegue a un punto que esté preparado para poder soportar el flujo concentrado.

Otro detalle que debe ser considerado a la hora de localizar los dispersadores de nivel es que el nivel de vertido del dispersador no debe estar comprometido por el asentamiento de suelo inestables que puedan comprometer el valor de proyecto.

11.5.3.1 Dimensiones de los Dispersadores de nivel

En la tabla de la Figura 11.50 se dan algunas recomen-

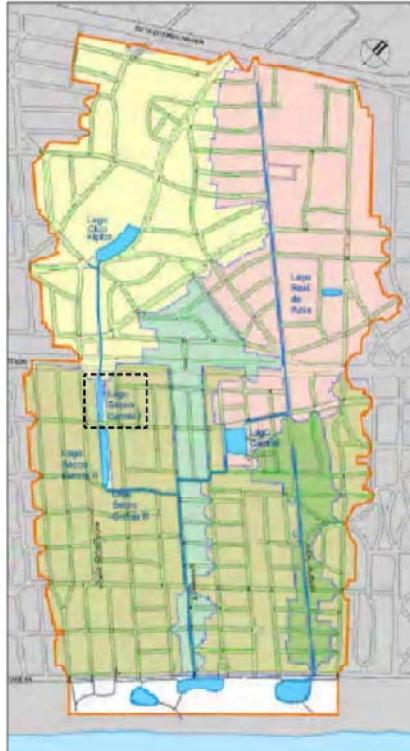
daciones a ser utilizadas en el diseño de un dispersador de nivel.

Caudal (cfs)	Profundidad mínima D (ft)	Ancho mínimo W (ft)
0-10	0.5	10
11-20	0.6	20
21-30	0.7	30

Figura 11.50 Valores indicativos para el diseño de dispersadores de nivel.

11.5.3.2 Materiales de los dispersadores de nivel

En función del caudal de diseño los dispersadores de nivel pueden estar construidos por suelo natural protegido con una cubierta vegetal, o bien artificiales con



Objetivos básicos:

1. Disminuyen el caudal máximo
2. Permiten otros usos alternativos
3. Mejoran la calidad del efluente

Ventajas y adicionales:

Además pueden diseñarse de manera de proporcionar beneficios adicionales por otros usos. Entre ellos se puede considerar el aprovechamiento de espacios abiertos para recreación y paisajismo.

Figura 11.51. Estanque de retención.

una protección de roca para evitar la socavación por las altas velocidades del flujo como se muestra en la fig. 11.49.

11.6 Ejemplos de integración de estructuras de macrodrenaje a la ciudad

11.5.4 Estanques de retención

Ejemplo Ciudad de la Costa³ (figs. 11.51 a 11.56)

11.5.5 Laguna de retención

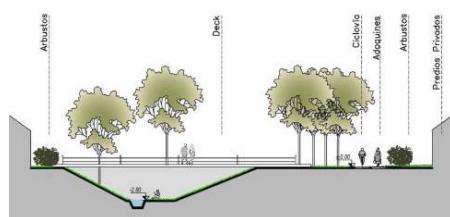
Ejemplo Ciudad de la Costa (figs. 11.57 a 11.60)

³ Extraído de "Plan Estratégico de Ordenamiento Territorial" Micro región Ciudad de la Costa,, Comuna Canaria, Costa-plan.



Dispositivo de regulación de salida
Deben colocarse estructuras de salida como elementos que regulen el pasaje de agua en diferentes situaciones

Figura 11.52. Estanque de retención. Planta



**Figura 11.53. Estanque de retención.
Corte central**

Dispositivo de regulación de entrada
Deben colocarse estructuras de entrada con elementos que amortigüen la entrada del agua, por ejemplo enrocados, desniveles, etc.

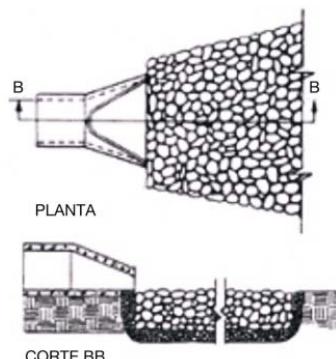


Figura 11.54. Ejemplo dispositivo de entrada

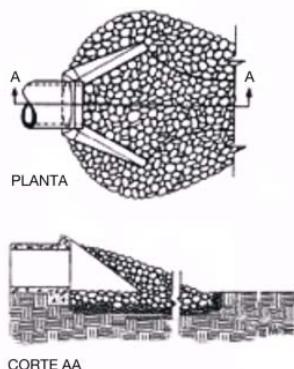


Figura 11.55. Ejemplo dispositivo de entrada

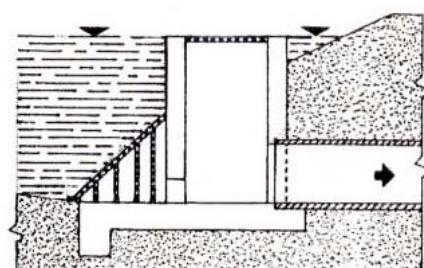


Figura 11.56. Ejemplo dispositivo de salida

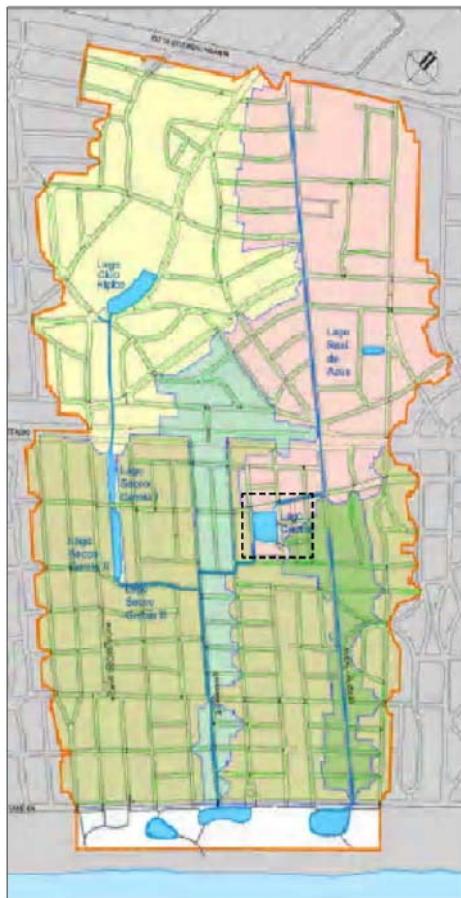


Figura 11.57. Laguna de retención

Objetivos básicos:

1. Disminuyen el caudal máximo
2. Permiten otros usos alternativos
3. Mejoran la calidad del efluente

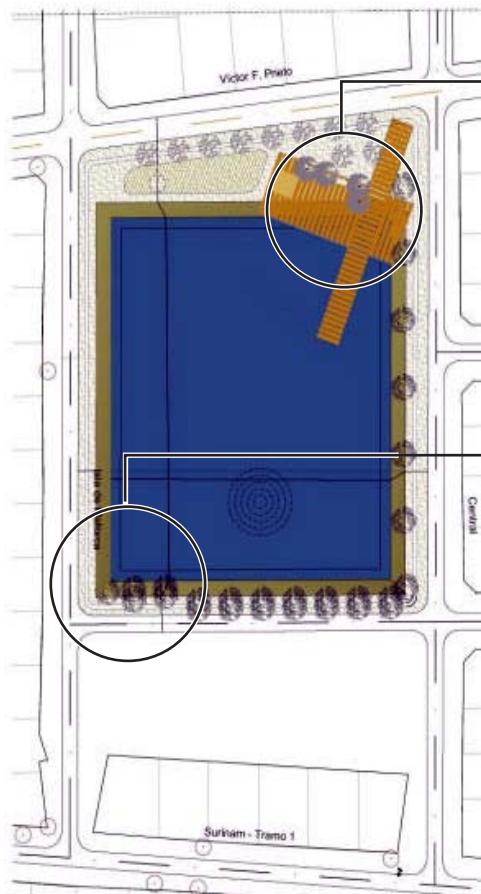
Ventajas e inconvenientes:

Las lagunas de retención pueden ser muy apropiadas para áreas aportantes relativamente grandes. Además de la amortiguación de crecidas urbanas, con ellas se puede lograr una remoción de moderada a alta de la mayoría de los contaminantes urbanos, crear o proveer de espacio para la recreación, paisajismo y áreas abiertas, almacenar agua para otros fines como riego de áreas verdes y volúmenes de incendio entre las tormentas.

Por otra parte la mayoría de los sedimentos que puedan atraparse en la laguna quedan depositados en la zona cubierta permanentemente con agua, de manera que no son vistos por el público.

Una de las principales desventajas de este tipo de obras son los problemas de seguridad.

Además en ellas resulta más difícil limpiar los sedimentos atrapados en los estanques, y si reciben aguas poco limpias pueden observarse problemas de cuerpos flotantes, espumas, crecimiento indiscriminado de algas, olores y en algunos casos mosquitos.



Dispositivo de regulación de entrada
Idem estanques de retención.

Dispositivo de
regulación de salida
Pueden colocarse estructuras de salida con ele-
mentos que regulen el pasaje de agua.

Figura 11.58. Laguna de retención. Planta

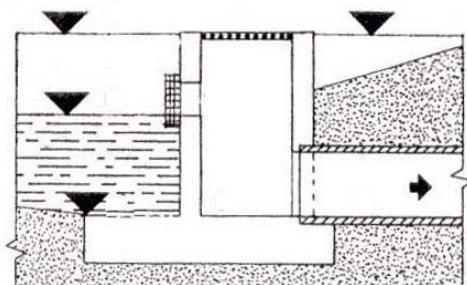


Figura 11.59.
Ejemplo dispositivo de salida

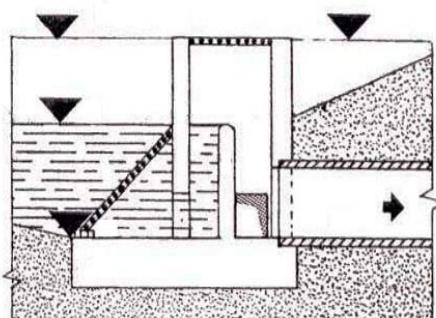


Figura 11.60.
Ejemplo dispositivo de salida

12 Relación del Proyecto de Drenaje con la Obra



12.1 Contratación de las Obras

12.1.1 Redacción del Pliego de Condiciones que regirá el proceso de Contratación

12.1.2 Invitación a presentar propuestas

12.1.3 Presentación de las Propuestas

12.1.4 Evaluación de las Propuestas

12.1.5 Firma del Contrato

12.1.6 Relación Contractual

12.2 Operación y mantenimiento

12.2.1 Operación del sistema

12.2.2 Mantenimiento del sistema

12.2.3 Relación con los técnicos de operación y de mantenimiento

12 Relación del Proyecto de Drenaje con la Obra

13 A B
12

10 11

12.1 Contratación de las Obras

En esta sección se complementan los conceptos anteriores referentes a la etapa de diseño con algunos conceptos elementales de la siguiente etapa del Proyecto que es la contratación de las obras proyectadas. Se pretende mencionar los conceptos principales a tener en cuenta, sin ser exhaustivos.

Las Obras pueden ejecutarse directamente por el Comitente (por Administración) o contratándolas con una empresa Contratista.

La contratación de las Obras requiere una serie de etapas que están en función de diversos factores como por ejemplo si quien contrata las obras es un privado o un organismo público, el costo de la obra, su complejidad, entre otros.

En el caso de un organismo público debe ajustarse a la normativa vigente que regula las adquisiciones mientras que un particular tiene un mayor grado de libertad.

En nuestro país la obra se contrata generalmente con un Proyecto Ejecutivo, no obstante en algunos casos, por razones de tiempo o de la economía que se puede esperar de ajustar la Obra a un procedimiento constructivo del Contratista, se puede realizar un Anteproyecto Avanzado que defina claramente los elementos que integran la Obra y los objetivos que se deben cumplir y dejar que el Contratista, sobre la base de estos elementos, realice el Proyecto Ejecutivo que resulte más competitivo.

Para llegar a la Contratación se pueden definir al menos las siguientes etapas:

- Redacción del Pliego de Condiciones que regirá el proceso de Contratación
- Invitación a presentar Propuestas
- Presentación de las Propuestas
- Evaluación de las mismas
- Firma del Contrato

12.1.1 Redacción del Pliego de Condiciones que regirá el proceso de Contratación

El Pliego de Condiciones, que luego integrará el Contrato, contendrá las reglas de juego que rigen para cada una de las siguientes etapas mencionadas y determina las obligaciones y responsabilidades del Contratista y del Comitente.

Incluirá también el borrador de Contrato que se firmará, en el cual se establecerá que también integran el Contrato, el Pliego de Condiciones, la Propuesta final del Contratista, las consultas realizadas por los potenciales oferentes y sus respuestas, las piezas gráficas del Proyecto Ejecutivo, la Memoria Constructiva.

Es importante que en el Pliego queden claras y separadas las condiciones que rigen para cada etapa, lo que evitará confusiones al Ofertante, a quienes realicen la evaluación y posteriormente a quien resulte Contratista.

En el numeral 12.1.6 Relación Contractual, nos referiremos también a los aspectos a incluir referidos a la relación contractual o sea a la relación durante la ejecución de la Obra.

12.1.2 Invitación a presentar propuestas

A fin de que la Empresa adjudicataria tenga capacidad demostrada de que puede realizar la Obra deben definirse las condiciones técnicas, experiencia, equipamiento, solvencia financiera, etc. que se exigirá para que las Empresas puedan resultar adjudicatarias y seleccionar las que cumplen esas condiciones durante la primer etapa del estudio de las ofertas. En alguna oportunidad se invita a presentar dos sobres separados, uno para la calificación y otro para la oferta económica, en otras se hace previamente un llamado a precalificación de empresas y luego la presentación de ofertas por quienes precalificaron o también simplemente se invita directamente a las empresas que ya se sabe que cumplen con los requisitos necesarios.

Es importante que en la invitación a presentar propuestas se indique el tipo de invitación, se incluya una breve descripción de la Obra, su localización, el plazo de Obra y demás elementos que puedan necesitar a los Contratistas para saber si les interesa participar. Se indicará también dónde y en qué forma pueden obtener el Pliego y su precio; la fecha, hora y lugar de presentación de las Propuestas; si se pueden enviar Propuestas y de qué forma; las garantías exigidas y en algunos casos el origen de los fondos que financian las Obras. En los casos en que no es por invitación directa se indicarán también las condiciones que deben cumplir para estar en condiciones de ser adjudicatarios.

12.1.3 Presentación de las Propuestas

En el capítulo de presentación de propuestas debe establecerse claramente qué documentos deben integrar la propuesta, incluir los formularios necesarios y describir el mecanismo y los plazos para las consultas.

Esto implica, por ejemplo, entre otras cosas, qué documentos se consideran aptos para probar la capacidad de la Empresa para calificar; qué tipo de garantías se deben presentar y qué formas de garantía se aceptan; el formulario de presentación de propuesta, el plazo de validez de propuesta que se requiere; el contenido de los CV de los técnicos de la empresa que intervendrán en la Obra mostrando su experiencia en Obras similares; si se aceptan subcontratistas y en qué condiciones, etc. Se definirá el tipo de Contrato, si es por Precio Global o por Precio Unitario. El Precio Global implica que el Contratista da un precio por la Obra y asume los riesgos por diferencias de metraje, tipo de suelo, entre otros. En esos casos debe tenerse en cuenta que el Contratista incluirá en su precio un costo adicional que lo cubra del riesgo pero asegura al Comitente un precio fijo. Con el Precio Unitario el riesgo lo asume el Comitente. Si el Proyecto Ejecutivo, su rubrado, etc. tienen la confiabilidad necesaria parece más razonable asumir el riesgo y optar por Precio Unitario.

En algunas oportunidades se opta por un sistema mixto en que hay un Precio Global por la Obra y Precios Unitarios para algunos rubros imprevistos como por ejemplo los sobrepagos por excavación en piedra o por la presencia de napa freática alta.

También debe aclararse el número necesario de copias de la Propuesta, en qué lugar y hora se hará la apertura de las mismas, si pueden entregarse o enviarse por adelantado, cómo debe realizarse la presentación (rótulos del sobre, etc.), cómo se procederá a la apertura, entre otros.

12.1.4 Evaluación de las Propuestas

Es conveniente, a efectos de que el Contratista tenga la confiabilidad necesaria en el proceso, mostrar la mayor transparencia, dejando desde ya lo más claro posible los criterios de evaluación para el estudio de las propuestas que minimicen la subjetividad.

Se indicarán también los mecanismos de posibles consultas, de negociaciones y todos aquellos que se consideren pertinentes.

12.1.5 Firma del Contrato

Se establecerán los requisitos para la firma del Contrato como plazos para la constitución de garantías, cronogramas de avance ajustados, etc.

12.1.6 Relación Contractual

Se establecerá qué está incluido y qué no está incluido en cada rubro de la Propuesta, cómo se mide y en qué condiciones se genera el derecho a facturar.

Se definirán las Ampliaciones y Extraordinarios, quién las ordena y cómo se fija su precio.

También cuándo se factura, los criterios de ajustes de precio (paramétricas) y la forma de pago.

Se definirá la figura del Director de Obra o Ingeniero, del Representante Técnico y del Capataz General del Contratista, sus funciones y atribuciones.

Se mencionarán cómo se realizarán los aportes de las cargas sociales, la exigencia del seguro de accidentes de trabajo del personal, aspectos de seguridad, consecuencias de daños a terceros, entre otros.

Se establecerán los plazos parciales y totales de la Obra y la forma de contabilizarlos.

Se establecerán las multas para ambas partes, como por ejemplo por incumplimiento de pago en fecha o por atraso en los plazos de Obra.

Se definirá la forma de resolución de conflictos entre el Contratista y el Comitente y las causales y forma de rescisión del Contrato.

También debe definirse cuándo y en qué forma se realizarán las recepciones provisorias y definitivas y cuales son los plazos de garantía de la Obra.

12.2 Operación y Mantenimiento

En este capítulo no se pretende hablar sobre todos los aspectos de la operación y mantenimiento de los sistemas de drenaje pluvial sino particularmente sobre los aspectos a considerar por el proyectista en la etapa de diseño.

Generalmente el proyectista pone especial atención en los aspectos hidráulicos, estructurales, electromecánicos, de costos, etc. durante el diseño de la Obra para que el proyecto cumpla lo mejor posible y con el menor costo, con los parámetros de diseño adoptados.

Pero es importante recordar que con el diseño no finaliza el Proyecto y que luego siguen otras etapas como la construcción de la Obra y su operación y mantenimiento. Por lo tanto deben tenerse en cuenta en el diseño también los aspectos constructivos y la operación y mantenimiento.

El objetivo del proyecto es que todos los componen-



tes del sistema diseñado funcionen de acuerdo con los parámetros con que fueron diseñados y construidos durante toda su vida útil. Para ello es necesario que sean adecuadamente operados y mantenidos y la posibilidad de que esto suceda debe ser tenida en cuenta por el proyectista en la etapa de diseño.

12.2.1 Operación del sistema

El proyectista debe tener claro cómo se va a operar el sistema para tenerlo en cuenta en su diseño.

El sistema debe ser capaz de suministrar la información necesaria para una correcta supervisión de la operación del mismo.

A tales efectos se estudiará la viabilidad y conveniencia de diseñar accesos adecuados y seguros para su inspección visual por el operador o la inclusión de instrumentos más o menos sofisticados, los cuales podrán ser leídos en sitio o en forma centralizada, generarán distintos tipos de alarmas o darán señales de comandos como apertura o cierre de compuertas, arranque y parada de limpieza de rejillas mecánicas o de equipos de bombeo.

También se considerará la facilidad de acceso y ubicación de los operadores para poder realizar este tipo de maniobras manualmente cuando es necesario.

En algunos casos se deberá prever la necesidad, por razones de seguridad o por posible vandalismo, de restringir el acceso al área de las instalaciones, por ejemplo, por medio de cercos.

12.2.2 Mantenimiento del sistema

En un relevamiento realizado en la década del 90 en Carolina del Norte (EEUU), un 20% de las ciudades atribuyeron los problemas locales de inundaciones ocurridos en su jurisdicción a problemas de mantenimiento.

Tres relevamientos de lagunas realizados en Maryland (EEUU) determinaron aproximadamente un 50% de fallas. En particular para un grupo de lagunas de detención se estimó un 70% de fallas. Otro relevamiento en Maryland encontró altas tasas de falla en lagunas de infiltración. La principal razón era un mantenimiento pobre o inexistente.

A fin de disminuir el mantenimiento necesario es importante evitar la presencia de elementos móviles si es posible lograr el mismo objetivo usando elementos que requieren menos mantenimiento y tienen la misma o más confiabilidad.

Se estima que un diseño de elementos de drenaje pluvial que sea tan libre de mantenimiento como práctico puede frecuentemente generar ahorros durante la vida útil iguales o hasta mayores que el costo inicial de la construcción.

Por esta razón es fundamental que se tenga en cuenta el mantenimiento en la etapa de diseño.

Un mantenimiento inadecuado de un sistema de drenaje pluvial no sólo afecta al propio sistema sino que se extiende a las propiedades circundantes y a otras infraestructuras. Es común que fallas del sistema afecten viviendas, la sub-base de pavimentos, provoquen erosiones, entre otras fallas.

Debe considerarse que se realizará un mantenimiento programado y un mantenimiento correctivo.

El mantenimiento programado consiste en la realización de actividades periódicas. Por un lado la limpieza de sedimentos, vegetación, etc. en cunetas, bocas de tormenta, colectores, cursos de agua, lagunas de detención, pozos de bombeo, etc. y la lubricación de equipos electromecánicos y por otro lado inspecciones para detectar la posibilidad de próximas fallas o fallas existentes y generar una orden de mantenimiento preventivo o correctivo.

Por ejemplo las lagunas de detención frecuentemente permiten una sedimentación parcial. El volumen de sedimentación disminuye la capacidad de retención de la laguna. Es útil establecer marcas que permitan al inspector determinar si el nivel que se alcanzó llegó a dicho volumen para proceder a su limpieza antes de que se dejen de cumplir los parámetros de diseño. Estas actividades pueden estar programadas también para realizarse después de una tormenta.

El mantenimiento correctivo incluye las reparaciones que surgen en forma imprevista y las surgidas por la detección prematura de fallas a través de las inspecciones periódicas. La información obtenida de las inspecciones permite ajustar la periodicidad de las actividades de mantenimiento programado e incluso detectar la necesidad de modificaciones o ampliaciones a introducir en el sistema.

Algunos de los puntos a considerar por el proyectista son:

- La posibilidad de limpieza de los sedimentos que se generan en las conducciones, captaciones, lagunas, etc. Para ello deberá considerar los probables equipos a utilizar en las limpiezas, retiro y disposición del material extraído y prever los accesos necesarios y seguros para el personal, para los equipos de mantenimiento y para los equipos de transporte (camiones o botes en el caso de lagunas).
- Prever los accesos de las personas y equipos que

- realizan las inspecciones.
- Prever el suministro de agua cuando se requiera.
 - La posibilidad de aislar tramos o elementos que sean necesario aislar para su reparación y/o inspección.
 - La posibilidad de retirar los elementos que deban repararse en taller o deban ser sustituidos.

12.2.3 Relación con los técnicos de operación y de mantenimiento

Frecuentemente el Ingeniero proyectista no tiene una vasta experiencia en la operación y mantenimiento de sistemas y en particular de los existentes en la zona del proyecto.

Las consideraciones anteriores muestran que es esencial entonces que exista una importante comunicación entre quien diseña y el personal de operación y mantenimiento.

El proyectista debe contactarse con dicho personal para conocer las dificultades que han identificado en el sistema de drenaje, investigar los elementos o las condiciones que requieren reparaciones de magnitud o muy frecuentes ya que un cambio de diseño puede ser más económico y generar menos problemas que reparaciones repetitivas.

Deberá obtener la información tanto de las instalaciones que resultan efectivas como de las problemáticas para tomarlas en cuenta en el proyecto.

Esta relación y la receptividad del proyectista a la problemática de la operación y mantenimiento contribuyen a una mejor calidad del Proyecto.

12.2.3

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

13 Ejemplo



- 13.1 Período de Retorno
- 13.2 Intensidad de Precipitación
- 13.3 Preparación del Plano de Proyecto:
- 13.4 Caracterización de las subcuencas
- 13.5 Estanque de Infiltración – Subcuenca S5
- 13.6 Zanja de Infiltración – Subcuenca S2
- 13.7 Pozo de Infiltración – Subcuenca S3
- 13.8 Pavimento Permeable – Subcuenca S6
- 13.9 Cordones cunetas y cunetas, captaciones y tuberías.
 - 13.9.1. Cordón cuneta a - b
 - 13.9.2. Cordón cuneta b - c
 - 13.9.3. Cordón cuneta a - d
 - 13.9.4. Cordón cuneta d - c
 - 13.9.5. Cordón cuneta e - f, e - g y g - f
 - 13.9.6. Cordón cuneta h - i
 - 13.9.7. Cordón cuneta i - j
 - 13.9.8. Captación C2
 - 13.9.9. Diseño de la tubería
- 13.10 Laguna de Almacenamiento
 - 13.10.1. Cálculo de Altura Útil
 - 13.10.2. Conducto de Descarga
 - 13.10.3. Conducto de Descarga
 - 13.10.4. Cálculo del Rebalse
 - 13.10.5. Disipador de energía, salida del Rebalse

13 Ejemplo

13 A B
12
11
10
09
08
07
06
05
04
03
02
01
00
:

El siguiente ejemplo pretende mostrar el procedimiento general de cálculo de diferentes estructuras de micro-drenaje.

Cada componente una vez calculado deberá ajustar su diseño en función del proyecto urbano al que se integra. Se considera la cuenca de la figura 13.1, delimitada por las líneas punteadas, y de área total igual a 10ha.

13.1 Período de Retorno

Se considera un barrio sin centralidades por lo que las estructuras de conducción, captación y alejamiento correspondientes a micro-drenaje se diseñan para período de retorno igual a 2 años, mientras que para el diseño de las estructuras de infiltración y almacenamiento se adopta un período de retorno de 5 años de forma de obtener mayor margen de seguridad en su funcionamiento.

13.2 Intensidad de Precipitación

En todos los casos la intensidad de precipitación se obtiene de la relación IDF aplicable a todo Uruguay de la forma $i = a \cdot t^b$, donde el coeficiente a es función del período de retorno, $P(3,10,p)$ y la duración de la tormenta, $y b$ es una constante. El valor de $P(3,10,p)$ adoptado es en todos los casos igual a 79 mm.

13.3 Preparación del Plano de Proyecto

Se prepara el plano de proyecto de la cuenca en estudio, delimitando las subcuenca, indicando la dirección del flujo, las pendientes y largos de calles, las cotas de las esquinas, representando las diferentes coberturas del suelo, asignando un identificador para los extremos de las conducciones pre-establecidos (en este caso son las esquinas, y el identificador es una letra). Además se indican las zonas donde se prevén estructuras de control (estructuras de infiltración y almacenamiento).

En la figura 13.2 se muestra un esquema del contenido del plano de proyecto para una parte de la cuenca de estudio.

13.4 Caracterización de las subcuenca

En este ejemplo, las subcuenca se delimitan en el plano de proyecto, y se identifican por la letra S y un número. Se observan básicamente 3 tipos de superficies en las subcuenca, estas son: pasto, asfalto y techos. En la tabla 13.1 se indican los coeficientes de escorrentía considerados para cada uno de estos tipos:

Cpasto =	0.35
CASFALTO =	0.73
CTECHO =	0.75

Tabla 13.1 Coeficiente de Escurrimiento

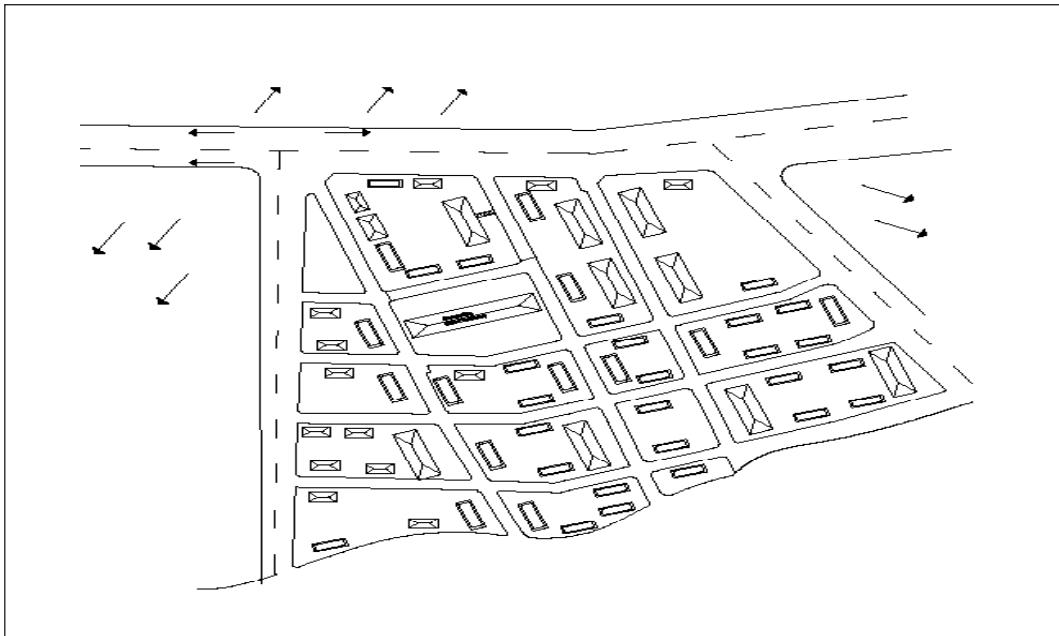


Figura 13.1 Esquema de la cuenca

Para cada subcuenca se determina el área total y las áreas parciales correspondientes a cada tipo de superficie. En base a estas se determina el coeficiente de escorrentía ponderado para cada subcuenca. En la siguiente tabla se presentan estos valores para algunas de las subcuencas de la cuenca de ejemplo. Hay que tener en cuenta que no se diseña para la situación actual si no que debe consultarse con la oficina de OT el FIS previsto y definir en forma conjunta el esquema de la cuenca. De no existir una dinámica muy grande la oficina de OT podrá sugerir trabajar con la ocupación de suelo existente.

Sub-cuencas	A total	A techos	A pasto	A asfalto	C ponderado
	há	há	há	há	-
S1	0.28	0.07	0.05	0.17	0.67
S2	0.25	0.12	0.08	0.05	0.62
S3	0.16	0.05	0.08	0.03	0.54
S4	0.33	0.17	0.11	0.05	0.61
S5	0.37	0	0.21	0.16	0.51
S6	0.29	0.11	0	0.18	0.74
S7	0.03	0	0	0.03	0.73
S8	0.03	0	0	0.03	0.73

Tabla 13.2 Áreas y coeficientes de escorrentía de las subcuencas, Coeficientes ponderados

13.5 Estanque de Infiltración – Subcuenca S5

La subcuenca S5 consiste en un cantero sin construcciones y las calles aledañas. Como primer paso se con-

sulta a la oficina de OT la factibilidad de que el mismo actúe como estanque. De ser así, luego se verifica la factibilidad del mismo:

- Área impermeable = $0.16\text{há} < \text{área disponible} = 0.21\text{há}$
- Área de aporte con bajo contenido de sólidos sedimentables
- Grupo hidrológico tipo B, según la calificación del SCS.
- Capacidades de infiltración = 8mm/h.
- Nivel freático y estratos impermeables a profundidad mayor a 1.2m del fondo del estanque.

Se ingresa a la planilla de cálculo los siguientes datos, resumidos en la tabla 13.3:

Datos

Área aporte =	3680 m ²
C =	0.51
P(3,10,p) =	79 mm
Tr =	5 años
f inf. =	8 mm/h
Cs =	0.5

Datos

Área estanque =	2125 m ²
V lim =	0 m ³

Tabla 13.3 Datos para el cálculo de Estanques de Infiltración

13.5

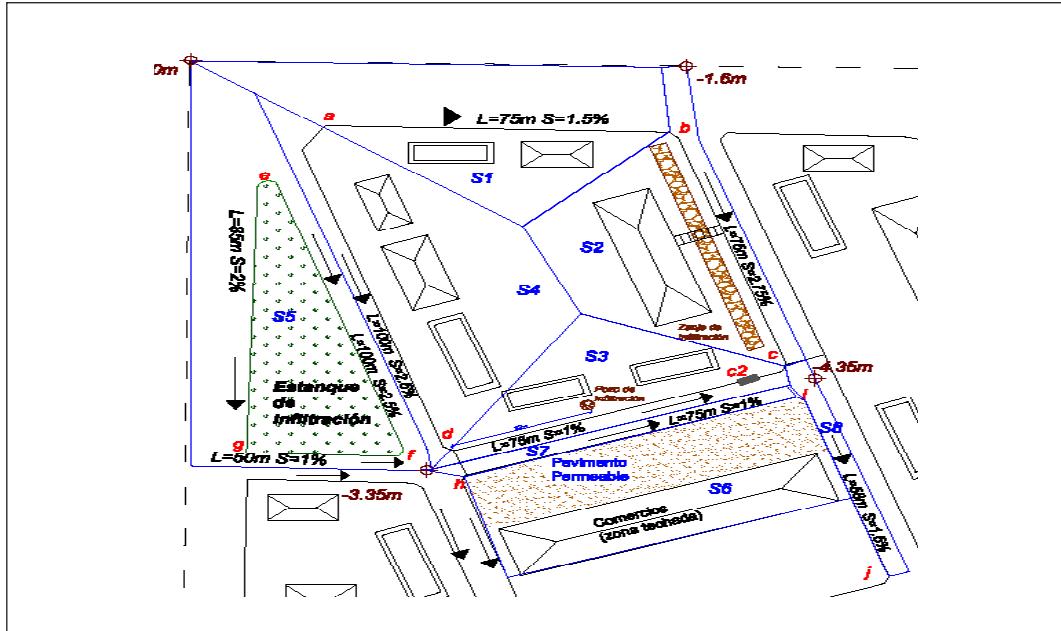


Figura 13.2 Esquema del plano de proyecto

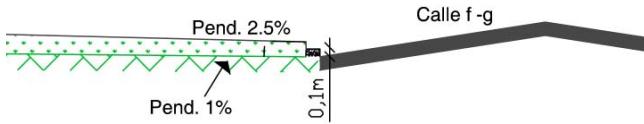


Figura 13.3 Esquema del rebose

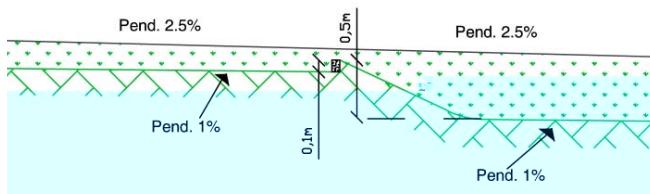


Figura 13.4 Transición entre sub estanques

En esta tabla:

- el área de aporte incluye el área del estanque (coincide con la cuenca de aporte S5),
- C es el coeficiente de escorrentía correspondiente al área de aporte,
- Tr es el período de retorno que se adopta igual a 5 años para las estructuras de control,
- f inf. es la capacidad de infiltración del suelo obtenida de un ensayo de infiltración in situ,
- Cs es el coeficiente de seguridad que se adopta sobre el valor de la capacidad de infiltración en función del grado de mantenimiento que se prevé realizar al estanque y la calidad de la escorrentía afluente y
- Vlim es el volumen limitante o disponible para construir la estructura (si no se considera un volumen limitante puede indicarse 0).

Se obtiene los resultados que están resumidos en la tabla 13.4:

Resultados

V alm =	147	m ³ /s
h =	0.07	m
Q efluente máx =	0	m ³ /s

Tabla 13.4 Estanque de Infiltración – Resultados

En esta tabla:

- Valm es el volumen de almacenamiento requerido,
- h es la profundidad del estanque y

- Qefluente máximo es el caudal efluente máximo al estanque para la tormenta de diseño (en este caso resulta nulo pues infiltra todo el caudal afluente).

La profundidad del estanque resulta igual a 7cm, pero considerando que el arrastre de sedimentos con el tiempo pueda reducir la capacidad del estanque se adopta una profundidad mínima de 10cm.

El exceso de caudal ocasionados por tormentas mayores a las de diseño se descargarán hacia el lado f – g del estanque, ver figura 13.3.

El terreno natural presenta pendiente hacia el rebose entre 2% y 2.5%. A efectos de favorecer la retención del agua para que infiltre, se reduce la pendiente de fondo a 1%. Para lograr esto, el estanque se divide en sub estanques interconectados por sus reboses. Cada uno tiene una pendiente de fondo de 1%, profundidad a la salida de 0.1m y profundidad a la entrada de 0.5m. Con esto se brinda un margen superior de seguridad para el volumen del estanque de infiltración. Ver figura 13.4. La entrada se realiza en forma difusa a través de sus lados. El estanque se recubre completamente de pasto.

13.6 Zanja de Infiltración – Subcuenca S2

El predio de S2 tiene un depósito que impermeabilizará

mas del 60% del predio, por lo que dentro del predio de la subcuenca S2 se incluirá una zanja de infiltración para captar el caudal de escorrentía generado por el mismo. El área de la cuenca de aporte a la zanja de infiltración (Aporte) se obtiene de la fórmula siguiente donde no se considera el aporte del asfalto porque no descarga en la zanja:

$$\text{Apporte} = \text{Atechos_S2} + \text{Apasto_S2}$$

Donde,

- Atechos_S2 es el área correspondiente a techos dentro de la subcuenca S2 y
- Apasto_S2 es el área recubierta de pasto dentro de la subcuenca S2, según se indica en la tabla 13.2.ñ

Resulta:

$$\text{Apporte} = 0.12h_a + 0.08h_a = 0.2h_a$$

El coeficiente de escorrentía correspondiente a ésta área de aporte se obtiene como:

$$C_{ponderado} = \frac{0.12 \cdot 0.75 + 0.08 \cdot 0.35}{0.2} = 0.59$$

Como paso previo al dimensionado se realiza el análisis de factibilidad de la zanja de infiltración:

- El área de aporte es menor a 5h_a.
- La pendiente del terreno es 1% (menor a 20%).
- La profundidad del nivel freático es mayor a 1.2m, medido desde el fondo de la zanja.
- Suelo tipo B según clasificación del SCS.
- La capacidad de infiltración es mayor a 7mm/h.
- El contenido de arcilla del suelo es menor a 30%.

La zanja se rellena con material pétreo de porosidad igual a 30%, y se recubren las caras laterales y la base de la zanja con un geotextil de permeabilidad mayor a 10 veces la permeabilidad del suelo.

Se ingresa a la planilla de cálculo de zanjas de infiltración los siguientes datos resumido en la tabla 13.5:

Datos

Área aporte =	2000	m ²
C =	0.59	
P(3,10,p) =	79	mm
Tr =	5	años
f inf. =	8	mm/h
C _s =	0.5	

Datos

B =	3.6	m
L =	65	m
H* =	1.94	m
Área infiltración =	486.2	m ²
porosidad =	30	%
V lim =	0	m ³

Tabla 13.5 Datos de entrada de ejemplo de cálculo de zanja de infiltración

En la tabla:

- B es el ancho de base de la zanja,
- L es el largo,
- H* es la profundidad de la zanja con la que se itera,
- Área de infiltración se obtiene sumando las áreas correspondientes a la base de la zanja y sus caras laterales,
- porosidad es la correspondiente al material de relleno y
- Vlim es el volumen limitante o disponible para la construcción de la zanja (si no existe un volumen limitante puede indicarse 0m³).

Luego de iterar con la profundidad H* de la zanja hasta lograr que coincida con el valor H devuelto en la tabla de resultados se obtiene los siguientes resultados resumidos en la tabla 10.7:

Resultados

V zanja=	454	m ³
H =	194	m
Q efluente máx =	0.00	m ³ /s

Tabla 13.6 Resultados ejemplo de zanja de infiltración

La tabla presenta los siguientes datos:

- Vzanja es el volumen requerido de la zanja,
- H es la profundidad que debe coincidir con H* en la iteración y
- Qefluente máximo es el caudal efluente máximo de la zanja para la tormenta de diseño (en este caso resulta nulo pues infiltra todo el caudal afluente).

La pendiente longitudinal del terreno donde se construye la zanja, y de la base de la zanja, es nula.

La entrada a la zanja se realiza en forma difusa a través de uno de sus lados longitudinales.

La zanja se cubre de adoquines para permitir el pasaje hacia el predio de la cuenca S2. La figura 13.5 muestra las dimensiones de la zanja.

13.7 Pozo de Infiltración – Subcuenca S3

La subcuenca S3 tiene un área relativamente pequeña, y está cubierta de pasto en gran proporción. Por estos motivos se considera como estructura de infiltración alternativa un pozo de infiltración.

En primera instancia se analiza ubicar al pozo en un extremo del predio de forma de dirigir toda la escorrentía hacia el mismo.

El área de la cuenca de aporte al pozo de infiltración

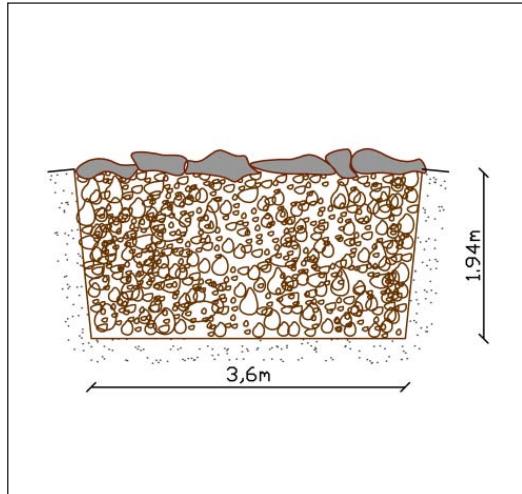


Figura 13.5 Zanja de Infiltración – Sección Transversal

(Aporte) se obtiene como:

$$\text{Aporte} = \text{Atechos_S3} + \text{Apasto_S3}$$

Donde,

- Atechos_S3 es el área correspondiente a techos dentro de la subcuenca S3 y
- Apasto_S3 es el área recubierta de pasto dentro de la subcuenca S3, según se indica en la tabla 13.2. No se considera que el área de pavimento de asfalto descargue en la zanja de infiltración.

Resulta:

$$\text{Aporte} = 0.05\text{há} + 0.08\text{há} = 0.13\text{há}$$

El coeficiente de escorrentía correspondiente se obtiene como:

$$\text{C ponderado} = \frac{0.05 \cdot 0.75 + 0.08 \cdot 0.35}{0.13} = 0.5$$

Como paso previo al dimensionado del pozo se realiza un análisis de factibilidad:

- Cuenca de aporte no contiene partículas susceptibles de colmatar al pozo.
- La permeabilidad del suelo es mayor a 10-5 m/s .
- La capacidad de infiltración (8mm/h) es menor a 20mm/h, cuando se recomienda que sea mayor. Sin embargo, se reubicará disminuyendo el área

de la cuenca de aporte, hasta lograr que sea viable su construcción. La escorrentía que no alcanza el pozo, escurrirá hacia el cordón cuneta de la calle.

- No se encuentra el nivel freático ni existe una capa impermeable de suelo a menos de 1m de profundidad, medidos desde la base del pozo.

En este caso, razones constructivas no admiten una profundidad del pozo mayor a 3,5m.

Se ingresa a la planilla de cálculo los siguientes datos resumidos en la tabla 13.7:

Datos

Área aporte =	1270	m ²
C =	0.5	
P(3,10,p) =	79	mm
T _f =	5	años
f inf. =	8	mm/h
C _s =	0.5	

Datos

D =	10.81	m
H* =	3.5	m
nº pozos =	1	
Área infiltración =	118.9	m ²
porosidad =	30	%

Tabla 13.7 Datos de entrada para el cálculo de pozo de infiltración

Donde:

- D es el diámetro del pozo,
- H* su profundidad.

Luego de iterar con el diámetro D del pozo se obtienen los siguientes resultados resumidos en la tabla 13.8:

Resultados

V cada pozos=	321	m ³
H =	3.50	m
D =	10.80	m
Q efluente máx =	0.00	m ³ /s

Tabla 13.8 Resultados del cálculo de la zanja de infiltración

Puede observarse que el diámetro necesario del pozo de infiltración es extremadamente elevado (10.8m), por lo cual no resulta viable disponer el pozo en ese sitio. Este resultado se debe a la gran diferencia entre la capacidad de infiltración del suelo para la cual se recomiendan estas estructuras (20mm/h) con la del suelo en este caso (8mm/h).

De forma de lograr un dimensionado viable, se reubica al pozo en un punto que cumpla que la escorrentía generada por la cuenca de aporte pueda ser infiltrada en un pozo de infiltración de las siguientes dimensiones: D=6.2m, H=3.5m. El relleno será con material pétreo con 30% de porosidad. Asumiendo una distribución uniforme de la cobertura del suelo en el predio de la

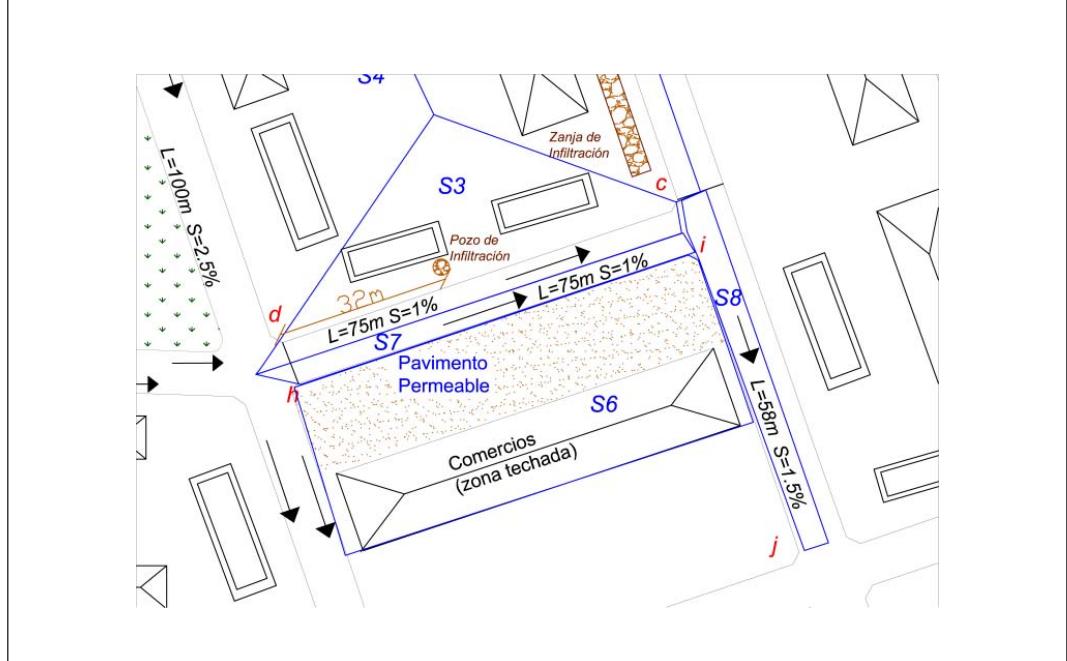


Figura 13.6 Ubicación del Pozo de Infiltración

subcuenca S3, con coeficiente de escorrentía $C = 0.5$, se itera en la planilla de cálculo con el área de aporte, hasta encontrar aquella para la cual resulte un pozo de infiltración de las dimensiones requeridas. Se obtiene resume en la tabla 13.9 los datos y en la tabla 13.10 los resultados:

Datos

Área aporte =	470	m ²
$C =$	0.5	
$P(3,10,p) =$	79	mm
$Tr =$	2	años
$f_{inf.} =$	8.00	mm/h
$C_s =$	0.5	

Datos:

$D =$	6.14	m
$H^* =$	3.5	m
nº pozos =	1	
Área infiltración =	67.5	m ²
porosidad =	30	%

Tabla 13.9 Ejemplo de Pozo de infiltración - Datos de Entrada

Resultados

V cada pozos=	104	m ³
$H =$	3.50	m
$D =$	6.14	m
$Q_{efluente\ máx} =$	0.00	m ³ /s

Tabla 13.10 Ejemplo de Pozo de infiltración - Resultados

Por tanto el pozo debe ubicarse en el punto que se indica en la figura 13.6 (a 32m de la esquina de aguas arriba), de forma de captar un área de aporte de 470m². El resto del área del predio escurrirá hacia el cordón cuneta de la calle.

13.8 Pavimento Permeable – Subcuenca S6

El predio dentro de la subcuenca S6 se encuentra ocupado por un establecimiento comercial techado de área igual a 0.11há, el cual cuenta con una zona de estacionamiento de 0.13há (ver figura 13.2). El desagüe de pluviales de la zona comercial se realizará en forma distribuida hacia el estacionamiento, y el estacionamiento se realizará con pavimento permeable.

El área total de aporte al pavimento es:

$$\text{Aporte} = \text{Atechos}_S6 + \text{Apavimento}_S6$$

Donde:

- Atechos_S6 es el área correspondiente a techos dentro de la subcuenca S6 y
- Apavimento_S6 es el área del estacionamiento dentro de la subcuenca S6 que aporta en forma parcial según se indica en la tabla 13.2.
- Por tanto:

$$\text{Aporte} = 0.11\text{há} + 0.13\text{há} = 0.24\text{há}$$

El coeficiente de escorrentía correspondiente es:

$$\text{Cponderado} = \frac{0.11 \cdot 0.75 + 0.13 \cdot 0.73}{0.24} = 0.74$$

De la misma forma que en las anteriores estructuras de infiltración, se realiza un análisis de factibilidad previo al dimensionado del pavimento permeable:

- La cuenca de aporte no contiene cantidad importante de partículas susceptibles de colmatar el pavimento a corto plazo.
- Si bien se trata de un estacionamiento, las cargas de los vehículos son principalmente estáticas, existiendo bajo tránsito de vehículos pesados.
- La capacidad soporte CBR de la subrasante es mayor a 6, tiene pendiente menor a 5% y contenido de arcilla menor a 30%.
- Si bien la capacidad de infiltración no verifica ser mayor a 13mm/hr se considerará aceptable 8mm/h.
- La profundidad del nivel freático es mayor a 1.2m.
- El área de la cuenca de aporte es menor al doble del área abarcada por el pavimento.
- Se cuenta con el reconocimiento del propietario de que tiene capacidad de limpiarlo y evitar la concentración de sedimento

En la planilla de cálculo de pavimentos permeables se ingresan los siguientes datos, resumidos en la tabla 13.11

Datos

Área aporte =	2400	m ²
C =	0.74	
P(3,10,p) =	79	mm
Tr =	5	años
f inf. =	8.00	mm/h
Cs =	0.75	

Datos

Área pavimento =	1300	m ²
porpsidad =	30	%
V lim =	0	m ³

Tabla 13.11 Pavimento Permeable – Datos de entrada ejemplo

Se obtienen los siguientes resultados resumidos en la tabla 13.12.

Datos

V subsuelo =	471	m ³ /s
espesor subbase =	0.36	m
Q efluente máx=	0.00	m ³ /s

Tabla 13.12 Pavimento Permeable – Resultados del ejemplo

Por tanto, el espesor que resulta para la subbase según los cálculos hidráulicos del pavimento permeable es igual a 360mm.

A efectos de definir el espesor final del pavimento permeable, debe compararse este espesor con el que resulta de criterios de resistencia mecánica y tráfico vehicular, y adoptar el mayor de ambos.

13.9 Cordones cunetas y cunetas, captaciones y tuberías

A continuación se realiza el dimensionado de las estructuras de conducción, captación y de alejamiento. Se presenta cada una de las estructuras por separado e identificadas en la figura 13.2

13.9.1 Cordón cuneta a - b

Se inicia ingresando los datos de lluvia en la planilla de cálculo y se resume en la tabla 13.13.

A continuación se describe cómo se completa la planilla resumida en la tabla 13.14.

- Parte A: Estimación del caudal de diseño

- Identificación de la conducción

El punto más alto es el indicado con cota 0m en el extremo superior izquierdo de la cuenca. La primera conducción considerada es el cordón cuneta de extremos a – b (ver esquema de plano de proyecto, figura 13.2).

En las celdas 1a, 1b, 1c, 1d y 1e se ingresa respectivamente: el tipo de conducción (cordón cuneta), los extremos de aguas arriba y de aguas abajo (a y b) la pendiente longitudinal (0.015m/m) y el largo m). En la tabla 13.4 se muestra la planilla de cálculo con los datos ingresados en esta celda.

- Caudal no interceptado hasta extremo de AA.

Como no hay estructuras de captación aguas arriba se indica 0.

- Cuenca de aporte:

La subcuencia de aporte es la S1. En las columnas 3a y 3b se indica el área y coeficiente de escorrentía correspondiente (tabla 13.13).

Como se trata de la primera conducción de un recorrido de flujo, el área parcial de la cuenca de aporte es igual al área acumulada, por tanto en la columna 3c (área acumulada) se copia el valor de la columna 3a (área parcial), y en la columna 3d (C ponderado) se indica el coeficiente de escorrentía correspondiente. El resto de la información que se obtiene de la planilla de cálculo se resume en la tabla 13.14 y se explica a continuación.

- Tiempo de viaje:

Por ser el área de la cuenca de igual a 0.2há, se adopta un tiempo de entrada de 5min para la cuenca S1, y se indica en la columna 4a.

En la columna 4b la planilla devuelve el tiempo de viaje por la conducción para la velocidad supuesta en la celda 11. Esta resulta igual a 1.7min.

- Tiempo de concentración:

En la celda 5 la planilla devuelve el tiempo de concentración para el extremo de aguas abajo de la conducción, resulta igual a 0.11hs.

6. Período de retorno:

Se adopta un período de retorno igual a 2años.

7. Intensidad de precipitación:

En la celda 7 se obtiene la intensidad de precipitación igual a 106mm/h.

8. Caudal pico:

La planilla devuelve el caudal pico de escorrentía generado por la cuenca de aporte en la columna 8, el cual resulta igual a 0.056m³/s.

9. Caudal de diseño:

Como no hay estructuras de captación hasta esta conducción, la planilla devuelve un caudal de diseño igual al caudal obtenido en la celda 8 (0.056m³/s).

• Parte B: Diseño del cordón cuneta

En este ejemplo se considera el ancho de inundación admisible para calles con cordón cuneta igual a 3m, ya sean calles secundarias o principales.

- 1 En las columnas 11a, 11b, 11c y 11d se ingresan respectivamente: ancho del cordón cuneta = 0.6m,

pendiente transversal del cordón cuneta = 0.06m/m, pendiente transversal de la calle = 0.025m/m y rugosidad de Manning del cordón cuneta = 0.018.

- 2 Se itera con el ancho de inundación hasta obtener en la columna 11f un caudal igual al obtenido en la columna 9. Resulta un ancho de inundación igual a 2.24m. La velocidad en el cordón cuneta resulta igual a 0.83m/s (columna 11g), como es diferente a la velocidad supuesta (columna 10) se sustituye esta última por la velocidad de la columna 11g en forma iterativa hasta que coincidan.

- 3 Se ingresa en la columna 11h el ancho de inundación admisible (3m). En la columna 11i la planilla indica que el ancho de inundación verifica ser menor al admisible.

- 4 La planilla devuelve el tirante del agua en el cordón cuneta a la altura del cordón en la columna 11j (0.077m). Se ingresa la altura del cordón en la columna 11k (0.15m) y finalmente la planilla verifica en la columna 11l que el cordón cuneta no desborda.

En la tabla 13.15 se presentan los resultados obtenidos en la planilla de cálculo para esta conducción.

Contenido:	P3,10,p
Unidades:	Mm
	79

COLUMNAS:	1a	1b	1c	1d	1e	2	3a	3b	3c	3d
Contenido:	Identificación conducción					Q no interceptado	Cuenca de aporte			
	Tipo de conducción	Extremo AA	Extremo aa	So	L		A parcial	C parcial	A acumulada	C ponderado
Unidades:	-	-	-	M/m	M	M3/s	Há	-	Há	
	Cordón cuneta	A	B	0.015	75	0	0.284	0.67	0.284	0.67

Tabla 13.13 – Cordones cunetas y cunetas – Datos de entrada

4a	4b	5	6	7	8	9	10
Tiempo de viaje		Tc	TR	I	Q	Q diseño	v supuesta
hasta Extremo AA	entre Extremos AA y aa						
min	min	hs	años	mm/h	m3/s	m3/s	m/s
5	1.7	0.11	2	106	0.056	0.056	0.73

Tabla 13.14 – Cordones cunetas y cunetas – Resultados de la planilla

11a	11b	11c	11d	11e	11f	11g	11h	11i	11j	11k	11l
CORDÓN CUNETA											
W	Sw	Sx	n	T	Q*	v*	T adm.	Verificación Criterio de diseño	d	h cordón	Verificación Criterio de diseño
m	m/m	m/m	adim.	m	m3/s	m/s	m	-	m	m	-

Tabla 13.15 – Cordones cunetas y cunetas – Resultados del cordón cuneta a-b

13.9.2 Cordón cuneta b - c

La siguiente conducción que se diseña es el cordón cuneta de extremos b – c (ver figura 13.2 proyecto), siguiendo los mismos pasos indicados anteriormente con las siguientes salvedades:

La escorrentía generada por el predio ocupado por techos y pastos de la subcuenca de aporte S2 es captada por la zanja de infiltración, por lo que no se consideran aportes de esta porción de la subcuenca hacia la conducción y solo se considera el aporte de la porción de la subcuenca ocupada por calles. En las columnas 3a y 3b se indica solo el área ocupada por calles de la subcuenca S2 (0.05há) y coeficiente de escorrentía correspondiente a asfalto (0.73).

El área acumulada es igual a la suma del área acumulada de la conducción a - b (0.28há) y el área parcial de

esta conducción (0.05há), la cual resulta igual a 0.33há y se indica en la columna 3c. El coeficiente de escorrentía ponderado resulta del siguiente cálculo:

$$\text{Cponderado} = \frac{0.28 \cdot 0.67 + 0.05 \cdot 0.73}{0.33} = 0.68$$

El tiempo de viaje hasta el extremo de AA de la conducción es igual al tiempo de concentración de la conducción a-b. Se indica éste en la columna 4a.

En la tabla 13.16 se presentan los resultados obtenidos en la planilla de cálculo de esta conducción:

13.9.3 Cordón cuneta a - d

La siguiente conducción que se diseña es el cordón

Columna	1a	1b	1c	1d	1e	2	3a	3b	3c	3d
Contenido	IDENTIFICACIÓN CONDUCCIÓN					Q no interceptado	CUENCA DE APORTE			
	Tipo de conducción	Ex-tremo AA	Ex-tremo aa	So	L		A parcial	C parcial	A acumulada	C ponderado
Unidades	-	-	-	m/m	m	m3/s	há	-	há	
	cordón cuneta	a	b	0.015	75	0	0.284	0.67	0.284	0.67
	cordón cuneta	b	c	0.028	75	0	0.05	0.73	0.334	0.68

4a	4b	5	6	7	8	9	10
TIEMPO DE VIAJE	Tc	TR	I	Q	Q diseño	v supuesta	
hasta Extremo AA	entre Extremos AA y aa						
min	min	hs	años	mm/h	m3/s	m3/s	m/s
5	1.5	0.11	2	107	0.057	0.057	0.83
6.5	1.3	0.13	2	97	0.061	0.061	0.99

11a	11b	11c	11d	11e	11f	11g	11h	11i	11j	11k	11l
CORDÓN CUNETA											
W	Sw	Sx	n	T	Q*	v*	T adm.	Verificación Criterio de diseño	d	h cordón	Verificación Criterio de diseño
m	m/m	m/m	adim.	m	m3/s	m/s	m	-	m	m	-
0.6	0.06	0.025	0.018	2.24	0.057	0.828	3.0	verifica T<Tadm	0.077	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.062	1.071	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón

Tabla 13.16 – Cordones cunetas y cunetas – Datos y resultados de cordón cuneta a-b

cuneta de extremos a - d (ver figura 13.2 de proyecto), el procedimiento sigue los mismos pasos que para la conducción a - b, pues se trata también de la primera conducción de un recorrido de flujo. Se obtienen los resultados que se indican en la tabla 13.17.

13.9.4 Cordón cuneta d - c

La siguiente conducción que se diseña es el cordón cuneta de extremos d - c (ver figura 13.2 de proyecto), el procedimiento sigue los mismos pasos, considerando que parte de la escorrentía generada por la subcuenca de aporte S3 es captada por el pozo de infiltración y por tanto no es considerada en el diseño del cordón cuneta d - c.

El área de la subcuenca de aporte parcial tiene un coeficiente de escorrentía igual a 0.5 y un área igual a

$0.13h_a - 0.05h_a = 0.08h_a$. Se obtienen los resultados que se indican en la tabla 13.18.

13.9.5 Cordón cuneta e - f, e - g y g - f

Si bien para la tormenta de diseño de 2 años de período de retorno la subcuenca S5 no genera escorrentía (pues funciona como estanque de infiltración diseñado para tormentas de 5 años de período de retorno), en las calles e - f, e - g y g - f se prevén cordones cunetas de iguales características a los del resto de las conducciones (ancho del cordón cuneta = 0.6m, pendiente transversal del cordón cuneta = 0.06m/m, pendiente transversal de la calle = 0.025m/m) para evacuar en forma controlada la escorrentía generada para eventos de tormenta de mayores magnitudes.

COLUMNA: 1a 1b 1c 1d 1e 2						3a	3b	3c	3d	
Contenido: IDENTIFICACIÓN CONDUCCIÓN						Q no interceptado	CUENCA DE APORTE			
	Tipo conducción	Extremo AA	Extremo aa	So	L		A parcial	C parcial	A acumulada	C ponderado
Unidades:	-	-	-	m/m	m	m3/s	há	-	há	
cordón cuneta	a	b		0.015	75	0	0.284	0.67	0.284	0.67
cordón cuneta	b	c		0.028	75	0	0.05	0.73	0.334	0.68
cordón cuneta	a	d		0.025	100	0.000	0.33	0.61	0.33	0.61

4a	4b	5	6	7	8	9	10
TIEMPO DE VIAJE	Tc	TR	I	Q	Q diseño	v supuesta	
hasta Extremo AA	entre Extremos AA y aa						
min	min	hs	años	mm/h	m3/s	m3/s	m/s
5	1.5	0.11	2	107	0.057	0.057	0.83
6.5	1.2	0.13	2	98	0.062	0.062	1.07
5.0	1.6	0.11	2	106	0.059	0.059	1.02

11a	11b	11c	11d	11e	11f	11g	11h	11i	11j	11k	11l
CORDÓN CUNETA											
W	Sw	Sx	n	T	Q*	v*	T adm.	Verificación Criterio de diseño	d	h cordón	Verificación Criterio de diseño
m	m/m	m/m	adim.	m	m3/s	m/s	m	-	m	m	-
0.6	0.06	0.025	0.018	2.24	0.057	0.828	3.0	verifica T<Tadm	0.077	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.062	1.071	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.059	1.021	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón

Tabla 13.17 – Cordones cunetas y cunetas – Datos y resultados de cordón cuneta a-d

13.9.6 Cordón cuneta h - i

Para la conducción h – i, la subcuenca de aporte es la S6 y S7. La escorrentía generada por la subcuenca S6 pasa por un estacionamiento con pavimento permeable, por tanto en el diseño de la conducción h – i se considera nulo el aporte desde esta subcuenca. Las características de la subcuenca S7 se presentan en la tabla 13.2

En la tabla 13.19 se presentan los resultados obtenidos para la conducción h – i mediante el empleo de la planilla de cálculo.

De los resultados anteriores se observa que si bien ya se dimensionaron una cantidad considerable de conducciones, no fueron requeridas aún estructuras

de captación para reducir el ancho de inundación en las calles. Esto se debe fundamentalmente al funcionamiento de las estructuras de infiltración que fueron incorporadas en las diferentes subcuencas de aporte.

13.9.7 Cordón cuneta i - j

Hacia la conducción i – j llega el caudal de escorrentía de las conducciones b – c, d – c y h – i, además del caudal generado en la subcuenca S8 (subcuenca de aporte parcial). Por tanto, el área acumulada corresponde a la suma de las áreas de aporte hasta estas conducciones:

$$\text{acumulada} = 0.33 + 0.41 + 0.03 + 0.03$$

1a	1b	1c	1d	1e	2	3a	3b	3c	3d
IDENTIFICACIÓN CONDUCCIÓN					Q no intcep-tado	CUENCA DE APORTE			
Tipo de conducción	Extre-mo AA	Extremo aa	So	L		A parcial	C parcial	A acumula-dada	C ponderado
-	-	-	m/m	m	m3/s	há	-	há	
cordón cuneta	a	b	0.015	75	0	0.284	0.67	0.284	0.67
cordón cuneta	b	c	0.028	75	0	0.05	0.73	0.334	0.68
cordón cuneta	a	d	0.025	100	0.000	0.33	0.61	0.33	0.61
cordón cuneta	d	c	0.010	75	0	0.08	0.5	0.41	0.59

4a	4b	5	6	7	8	9	10
TIEMPO DE VIAJE		Tc	TR	I	Q	Q diseño	v supuesta
hasta Extremo AA	entre Extremos AA y aa						
min	min	hs	años	mm/h	m3/s	m3/s	m/s
5	1.5	0.11	2	107	0.057	0.057	0.83
6.5	1.2	0.13	2	98	0.062	0.062	1.07
5.0	1.6	0.11	2	106	0.059	0.059	1.02
6.6	1.7	0.14	2	94	0.063	0.063	0.72

11a	11b	11c	11d	11e	11f	11g	11h	11i	11j	11k	11l
CORDÓN CUNETA											
W	Sw	Sx	n	T	Q*	v*	T adm.	Verificación Criterio de diseño	d	h cordón	Verificación Criterio de diseño
m	m/m	m/m	adim.	m	m3/s	m/s	m	-	m	m	-
0.6	0.06	0.025	0.018	2.24	0.057	0.828	3.0	verifica T < Tadm	0.077	0.150	verifica d-ch cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.062	1.071	3.0	verifica T < Tadm	0.072	0.150	verifica d-ch cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.059	1.0218	3.0	verifica T < Tadm	0.072	0.150	verifica d-ch cordón
0.6	0.06	0.025	0.018	2.55	0.063	0.721	3.0	verifica T < Tadm	0.085	0.150	verifica d-ch cordón

Tabla 13.18 – Cordones cunetas y cunetas – Datos y resultados de cordón cuneta d-c

El coeficiente de escorrentía correspondiente es:

acumulada=

$$\frac{0.33 \cdot 0.68 + 0.41 \cdot 0.59 + 0.03 \cdot 0.73 + 0.03 \cdot 0.73}{0.81} = 0.64$$

El tiempo de viaje hasta el extremo de AA es el mayor de los tiempos de concentración de las conducciones que llegan a la conducción i – j (b – c, d – c, h – i), resulta igual a 0.14hs.

Finalmente se obtienen los siguientes resultados para la conducción i-j, ver tabla 13.20. El ancho de inundación resultó mayor al admisible, por tanto no verifica uno de los criterios de diseño, lo que

hace necesario colocar una captación.

13.9.8 Captación C2

La captación se coloca en el punto c2, ubicado inmediatamente aguas arriba del punto c sobre la conducción d – c pues es la que trae mayor cantidad de caudal a la conducción i – j (ver esquema de plano de proyecto, figura 13.2 del ejemplo). Por tanto se elimina la fila correspondiente a la conducción i – j de la planilla de cálculo (pues luego se dimensionará considerando la captación ubicada aguas arriba de la misma) y sobre la misma fila de la conducción d - c, pero en las celdas 13a a 13d se dimensiona la captación ubicada en el punto c2 de la conducción d - c.

1a	1b	1c	1d	1e	2	3a	3b	3c	3d
IDENTIFICACIÓN CONDUCCIÓN					Q no intecep-tado	CUENCA DE APORTE			
Tipo de conducción	Extremo AA	Extremo aa	So	L		A parcial	C parcial	A acumula-dada	C ponderado
-	-	-	m/m	m	m3/s	há	-	há	
cordón cuneta	a	b	0.015	75	0	0.284	0.67	0.284	0.67
cordón cuneta	b	c	0.028	75	0	0.05	0.73	0.334	0.68
cordón cuneta	a	d	0.025	100	0.000	0.33	0.61	0.33	0.61
cordón cuneta	d	c	0.010	75	0	0.08	0.5	0.41	0.59
cordón cuneta	h	i	0.010	75	0	0.033	0.73	0.033	0.73

4a	4b	5	6	7	8	9	10
TIEMPO DE VIAJE		Tc	TR	I	Q	Q diseño	v supuesta
hasta Extremo AA	entre Extremos AA y aa						
min	min	hs	años	mm/h	m3/s	m3/s	m/s
5	1.5	0.11	2	107	0.057	0.057	0.83
6.5	1.2	0.13	2	98	0.062	0.062	1.07
5.0	1.6	0.11	2	106	0.059	0.059	1.02
6.6	1.7	0.14	2	94	0.063	0.063	0.72
5.0	2.6	0.13	2	99	0.007	0.007	0.48

11a	11b	11c	11d	11e	11f	11g	11h	11i	11j	11k	11l
CORDÓN CUNETA											
W	Sw	Sx	n	T	Q*	v*	T adm.	Verificación Criterio de diseño	d	h cordón	Verificación Criterio de diseño
m	m/m	m/m	adim.	m	m3/s	m/s	m	-	m	m	-
0.6	0.06	0.025	0.018	2.24	0.057	0.828	3.0	verifica T<Tadm	0.077	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.062	1.071	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.059	1.021	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.06	0.025	0.018	2.55	0.063	0.721	3.0	verifica T<Tadm	0.085	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.06	0.025	0.018	0.8	0.007	0.483	3.0	verifica T<Tadm	0.041	0.150	verifica d<h cordón

Tabla 13.19– Cordones cunetas y cunetas – Datos y resultados de cordón cuneta h-i

Para completar las celdas numeradas con 13 se realizan los siguientes pasos:

- En la columna 13 a se indica el nombre del punto donde se ubica la captación (c2)
- En la columna 13b se indica el tipo de rejilla, en principio se adopta una boca de tormenta tipo 1, según la clasificación de la IMM.
- La hoja de cálculo correspondiente a bocas de tormenta de la IMM es la denominada "BT en pen-

diente IMM". En ésta es necesario ingresar el tipo de boca de tormenta. En este caso se ingresa 1. En la última celda de la fila correspondiente a la captación c2 de la hoja de bocas de tormenta de la IMM, se devuelve el caudal interceptado ($0.021\text{m}^3/\text{s}$) para una boca de tormenta 80% limpia ($X = 0.8\text{m}^2/\text{m}^2$). Si en lugar de una boca de tormenta tipo 1 se dispusiera una boca de tormenta tipo 2, el caudal interceptado resultaría igual a $0.03\text{m}^3/\text{s}$, y si fuera una reja de barras curvas de largo igual a 1.2m y ancho igual a 0.6m , el caudal interceptado resultaría igual a $0.03\text{m}^3/\text{s}$, según los resultados de la

COLUMNAS:	1a	1b	1c	1d	1e	2	3a	3b	3c	3d
Contenido:	IDENTIFICACIÓN CONDUCCIÓN						CUENCA DE APORTE			
	Tipo de conducción	Extremo AA	Extremo aa	So	L	Q no interceptado	A parcial	C parcial	A acumulada	C ponderado
Unidades:	-	-	-	m/m	m	m ³ /s	há	-	há	
	cordón cuneta	a	b	0.015	75	0	0.284	0.67	0.284	0.67
	cordón cuneta	b	c	0.028	75	0	0.05	0.73	0.334	0.68
	cordón cuneta	a	d	0.025	100	0.000	0.33	0.61	0.33	0.61
	cordón cuneta	d	c	0.010	75	0	0.08	0.5	0.41	0.59
	cordón cuneta	h	i	0.010	75	0	0.033	0.73	0.033	0.73
	cordón cuneta	i	j	0.015	58	0	0.031	0.73	0.777	0.633

4a	4b	5	6	7	8	9	10
TIEMPO DE VIAJE	Tc	TR	I	Q	Q diseño	v supuesta	
hasta Extremo AA entre Extremos AA y aa							
min	min	hs	años	mm/h	m ³ /s	m ³ /s	m/s
5	1.5	0.11	2	107	0.057	0.057	0.83
6.5	1.2	0.13	2	98	0.062	0.062	1.07
5.0	1.6	0.11	2	106	0.059	0.059	1.02
6.6	1.7	0.14	2	94	0.063	0.063	0.72
5.0	2.6	0.13	2	99	0.007	0.007	0.48
8.4	1.0	0.16	2	88	0.120	0.120	0.97

11a	11b	11c	11d	11e	11f	11g	11h	11i	11j	11k	11l
CORDÓN CUNETA											
W	Sw	Sx	n	T	Q*	v*	T adm.	Verificación Criterio de diseño	d	h cordón	Verificación Criterio de diseño
m	m/m	m/m	adim.	m	m ³ /s	m/s	m	-	m	m	-
0.6	0.06	0.025	0.018	2.24	0.057	0.828	3.0	verifica T<Tadm	0.077	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.062	1.071	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.060	0.025	0.018	2.030	0.059	1.0218	3.0	verifica T<Tadm	0.072	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.06	0.025	0.018	2.55	0.063	0.721	3.0	verifica T<Tadm	0.085	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.06	0.025	0.018	0.8	0.007	0.483	3.0	verifica T<Tadm	0.041	0.150	verifica d<h cordón
0.6	0.06	0.025	0.018	3.0	0.119	0.971	3.0	verifica T<Tadm	0.097	0.150	verifica d<h cordón

Tabla 13.20 – Cordones cunetas y cunetas – Datos y resultados de cordón cuneta i-j

planilla de cálculo correspondiente. Se adopta una captación tipo boca de tormenta tipo 1.

- 4 Se copia a la columna 13c el valor del caudal interceptado que resultó en la hoja de cálculo de la captación elegida.
- 5 En la celda 13d la planilla devuelve el caudal no interceptado, el cual resulta igual a 0.042m³/s.

La tabla 13.21 resume los datos y los resultados del diseño a partir de la planilla de cálculo.

La captación descarga hacia una conducción de alejamiento, o tubería enterrada. El diseño de esta tubería se realiza sobre la misma fila de la captación que descarga hacia ésta, pero en las columnas 14a a 14s, siguiendo los pasos que se presentan a continuación en el ítem 13.9.9:

13.9.9 Diseño de la tubería

- 1 En las columnas 14a y 14b se indican los extremos de AA y aa de la tubería (c2 y j), y en las columnas 14c y 14d la pendiente longitudinal y el largo de la misma (0.015m/m y 58m, respectivamente).
- 2 Como se trata de la primer tubería, en la columna 14f se indica el tiempo de viaje del recorrido hidráulicamente mas largo hasta su extremo de AA (0.14hs, recorrido a – d – c).
- 3 Como se trata de la primer tubería, en la columna 14g se indica el valor de la columna 14f (0.14hs).
- 4 El área total de la cuenca de aporte hasta el extremo de AA de la tubería coincide en este caso con el área acumulada de la conducción d – c (0.41há), como también el coeficiente de escorrentía corres-

pondiente (0.59). Estos se ingresan en las columnas 14h y 14i respectivamente.

- 5 En la columna 14j se indica el período de retorno (2años).
- 6 La planilla devuelve en la columna 14k la intensidad de precipitación (93.5mm/h).
- 7 En la columna 14l se ingresa el caudal no interceptado por la captación del extremo de aguas arriba de la tubería, igual al valor de la columna 13d (0.41m³/s).
- 8 La planilla devuelve en la columna 14m el caudal de diseño obtenido como el producto entre las columnas 14i, 14h y 14l, menos la columna 14l.
- 9 En la columna 14n la planilla calcula el diámetro requerido de la tubería para que con el caudal de diseño el tirante normal sea igual a 0.8 veces el diámetro (0.158m).
- 10 Como el resultado de la columna 14n es menor al diámetro mínimo (300mm) en la columna 14o se ingresa este diámetro (diámetro adoptado de diseño).
- 11 La velocidad del flujo para el caudal y diámetro de diseño se indica en la columna 14p (0.83m/s).
- 12 En la columna 14q se ingresa la velocidad admisible (5m/s).
- 13 La planilla indica en la columna 14r que se verifica que la velocidad en la tubería es menor a la velocidad admisible.
- 14 En la columna 14s la planilla devuelve el tiempo de viaje por la tubería (0.02hs).

CAPTACIÓN = BOCA DE TORMENTA IMM

Contenido:	Nº captación	Tipo (1, 2 o 3)	Eo	LT	L	E	X	E rejilla sucia	Qinterceptado
Unidades:	-			m	m	adim.	m ² /m ²	adim.	m ³ /s
	c2	1	0.58	4.58	1.2	0.42	0.80	0.34	0.021

CAPTACIÓN = REJA EN PENDIENTE

Contenido:	Nº captación	Tipo de rejilla	L	W'	Rf	Rs	E	X	E rejilla sucia	Qinterceptado
Unidades:	-		m	m	adim.	adim.	adim.	m ² /m ²	adim.	m ³ /s
	c2	barras curvas	1.2	0.6	1	0.45	0.59	0.80	0.47	0.030

13a 13b 13c 13d

CAPTACIÓN			
Extremo captación	Tipo de Captación	Q interc.	Q no interceptado
-	-	m ³ /s	m ³ /s
c2	Boca de tormenta	0.021	0.042

Tabla 13.21 – Boca Tormenta – Datos y resultados de captación C2

La tabla 13.22 resume los datos y resultados obtenidos en el diseño.

Se repite este procedimiento hasta diseñar todas las conducciones de la cuenca, obteniéndose a la salida de la misma un caudal de escorrentía igual a 0.65m³/s, y el tiempo de concentración hasta el punto de cierre de la cuenca resulta igual a 0.55hs.

Para este tiempo de concentración, y período de retorno igual a 2 años, la intensidad de precipitación resulta igual a 44mm/h. Por tanto el coeficiente de escorrentía ponderado para toda la cuenca se puede obtener a partir de la ecuación del Método Racional, como:

Cponderado=

$$\frac{Q}{I \cdot A} = \frac{0.65\text{m}^3/\text{s}}{44\text{mm/h} \cdot 100000\text{m}^2 \cdot 1\text{m}/1000\text{mm} \cdot 1\text{h}/3600\text{s}} = 0.53$$

Este valor será empleado más adelante.

13.10 Laguna de Almacenamiento

Se desea interponer a la descarga del sistema de micro-drenaje una laguna de almacenamiento para reducir el pico de escorrentía descargado a 0.3m³/s para una tormenta de 5 años de período de retorno. El tamaño de la cuenca de aporte impone que el siguiente dimensionado sea un pre-dimensionado, debiéndose definir las dimensiones finales de la laguna mediante simulaciones numéricas de la tormenta de diseño, como se describe en el capítulo de macro – drenaje.

La profundidad del nivel freático en el predio donde se desea construir la laguna se estimó en aproximadamente 3m medida desde la superficie del terreno.

El espacio disponible para construir la laguna es de

0.1há (50m x 20m), este es el 1% del área total de la cuenca de aporte, lo cual hace factible construir la laguna.

13.10.1 Cálculo de Altura Útil

A partir del prediseño se sabe:

- La profundidad útil ($h_{útil}$) se encuentra limitada por la cota de zampeado de la conducción afluente (-15m),
- la cota de zampeado de la tubería de salida en el punto hacia el cual descarga (-18m),
- el desnivel debido a la pendiente y longitud que posee la tubería de salida ($L = 6\text{m}$, $S=1\%$, desnivel= 0.06m) y
- el desnivel entre la cota de zampeado de entrada a la laguna y la cota de zampeado del rebalse (0.3m).

Entonces:

$$h_{útil} = 18\text{m} - 15\text{m} - 0.06\text{m} - 0.3\text{m} = 2.64\text{m}$$

13.10.2 Conducto de Descarga

El diámetro de la tubería de salida se diseña de forma que cuando la estructura de almacenamiento está llena (altura del agua= altura útil) el caudal descargado coincida o sea menor al caudal pico de descarga adoptado ($Q = 0.3\text{m}^3/\text{s}$), la siguiente ecuación permite obtener este diámetro:

$$Q = A_o \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{f \cdot L + k_{ent} + k_{sal} + k^*}}$$

Donde,

14a	14b	14c	14d	14e	14f	14g	14h	14i	14j	14k
TUBERIA										
Extremo AA	Extremo aa	So	L	n	T viaje por tuberías hasta AA	Tc	Area acumulada	C ponderado	TR	I
-	-	m/m	m		hs	hs	há	-	años	mm/h
c2	j	0.015	58.000	0.013	0.140	0.14	0.410	0.59	2.000	93.512

14l	14m	14n	14o	14p	14q	14r	14s
TUBERIA							
Q no intercep-tado	Q diseño	D(y=0.8D)	D comercial	v	vadm	verifica criterio v máx	T viaje conducción
m ³ /s	m ³ /s	m	mm	m/s	m/s	-	hs
0.042	0.021	0.158	300	0.83	5.000	verifica	0.02

Tabla 13.22– Conducciones – Datos y resultados de tubería

- H es la diferencia de carga entre el extremo aguas arriba y aguas abajo de la tubería de salida (2.7m).
- A_o es el área de la tubería en m^2 .
- g es la aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)
- f es el coeficiente de fricción de Moody (función de Re y la rugosidad relativa del material de la tubería).
- L es el largo de la tubería en metros (6m).
- D es el diámetro de la tubería en metros.
- k_{ent} y k_{sal} son los coeficientes de pérdida de carga adimensionados a la entrada y salida de la tubería, (0.5 y 1 respectivamente).
- K^* tiene en cuenta las pérdidas de carga generadas por otros elementos, se considera igual a 0.

Se obtienen los siguientes resultados resumidos en la tabla 13.23.

Datos

$Q=$	0.3	m^3/s
$k_{ent} + k_{sal} + K^* =$	1.5	
$L=$	6	m
$H=$	2.7	m
rug. abs.=	0.03	mm

Resultados

$D=$	250	mm
rug. Relat.=	0.0001	
$Re=$	1527887.454	
$f=$	0.015	
$Q=$	0.262	m^3/s

Tabla 13.23 – Laguna de Almacenamiento– Datos y resultados de diseño de conducción de salida

Por tanto el diámetro de la tubería de descarga es de 250mm, para el cual se obtendrá que el caudal de descarga es $0.262 m^3/s$.

13.10.3 Conducto de Descarga

Finalmente, se ingresan a la planilla de cálculo los datos y los resultados se resumen en la tabla 13.24.

Datos

Area aporte=	100000	m^2
C=	0.53	
P(3,10,p)=	79	
Tr=	5	
tc=	1980	s
Qd=	0.262	

Resultados

I=	57	mm/h
Qp=	0.839	m^3/s
Valm=	1143	m^3

Tabla 13.24– Laguna de Almacenamiento– Datos y resultados de diseño del volumen almacenado

Puesto que la profundidad útil es igual a 2.64m, se obtiene que el área requerida de la laguna es $433m^2$. Se adopta una laguna de largo igual a 30m y ancho igual a 15m.

13.10.4 Cálculo del Rebalse

El rebalse se diseña para evitar que la estructura desborada para tormentas de 10 años de período de retorno.

De acuerdo al Método Racional Modificado se tiene que:

$$V = (Q_{p_{10}} - Q_d) \cdot t_{c_{10}}$$

Donde,

- V es el volumen de almacenamiento de la laguna mas el volumen que se dispone para rebalsar, esto es: $V = 1143m^3 + 433m^2 \cdot 0.3m$
- $Q_{p_{10}}$ es el caudal pico para la tormenta de 10 años

12a CUNETA	12b	12c	12d	12e	12f	12g	12h	12i	12j
b	z1	z2	n	Profundidad	y	v^*	Verifica no desborda	vadm	Verifica estabilidad recubrimiento
m				m	m	m/s	-	m/s	-
1	0	0	0.013	0.3	0.3	2.46	no verifica	5	verifica

Tabla 13.25 – Laguna de Almacenamiento– Datos y resultados de diseño del rebalse

de período de retorno. Se determina a partir del Método Racional, y resulta igual a 1.83m³/s.

- Qd es el caudal descargado por la laguna, debe considerarse además del caudal desaguado por la tubería para una deferencia de carga igual a h útil (2.64m) + h rebose (0.3m) = 2.94m, mas el caudal desaguado por el rebalse ($Q_{rebalse}$ en m³/s).
- $t_{c,10}$ es el tiempo de concentración para la tormenta de 10 años de período de retorno, que resulta igual a 0.4hs.

Por tanto puede despejarse de la ecuación anterior el caudal de rebose de la laguna, resultando igual a 0.4hs.

El caudal de diseño del rebalse es entonces igual a 0.67m³/s.

A los efectos de micro-drenaje el rebalse se diseña como una cuneta, para lo cual se emplea la planilla de cálculo de micro-drenaje como se indica a continuación:

- 1 El caudal de diseño fue determinado anteriormente y resultó igual a 0.67m³/s, este valor se ingresa en la columna 9 de la planilla de cálculo, dejando vacías todas las columnas anteriores y la 10.
- 2 Se define para la cuneta de rebalse una sección rectangular, de ancho de base igual a 0.91m y 0.3m de altura, con recubrimiento de hormigón. En las columnas 12a, 12b, 12c, 12d y 12e se ingresar el ancho de base, los dos taludes laterales (ambos iguales a 0), la rugosidad de Manning (0.013) y la profundidad de la cuneta (0.3m), respectivamente.
- 3 En las columnas 12f y 12g ingresar el tirante y la velocidad correspondientes al caudal de diseño, los cuales resultan iguales a 0.3m y 2.46m/s, respectivamente
- 4 La columna 12h indica que se verifica que no desborde la cuneta.
- 5 En la columna 12i ingresar se ingresa la velocidad admisible de la cuneta, igual a 5m/s. La columna 12j indica que se verifica la estabilidad del material de recubrimiento (velocidad menor a la velocidad admisible).

En la tabla 13.25 se resumen los datos calculados del rebalse.

13.10.5 Disipador de energía, salida del rebalse

Se dispone una estructura disipadora de energía al pie del rebalse de la laguna, dados los elevados caudales que se prevén. La estructura de disipación es de tipo expansión.

A continuación se describe el procedimiento de diseño:

- 1 Se ingresan a la planilla de cálculo los siguientes datos: caudal $Q= 0.67\text{m}^3/\text{s}$, ancho de base $B^*=0.91\text{m}$.
- 2 Se determinan las siguientes características del flujo en el rebalse: velocidad (2.46m³/s), número de Froude.
- 3 La planilla devuelve el ángulo óptimo de la expansión ϑ igual a 18,43°, con el cual se diseñan las paredes laterales de la expansión.
- 4 Se adopta el largo $L^*=4\text{m}$ del disipador, de forma que $L = \frac{L^*}{B^*} = 2$
- 5 La planilla devuelve el ancho del disipador a la salida del mismo, $W_A=2.1\text{m}$
- 6 La planilla devuelve la velocidad media del flujo en la expansión $V_A = 3.32\text{m/s}$.
- 7 Se estima la profundidad media del flujo en la expansión $y_A = 0.054\text{m}$ a través de las gráficas presentadas en el manual para tal fin.

La base de la expansión se recubre de enrocado en una longitud igual a 4m+1m.

Anexos



A.01	Coeficiente de Escorrentía (caps. 7-10)
A.02	Coeficiente de Manning para flujo superficial (cap. 7)
A.03	IDF Coeficientes de Montana para algunas ciudades de interior (cap. 7)
A.04	Capacidad de absorción del terreno (cap. 8)
A.05	Parámetros hidráulicos (cap. 10)
A.06	RF (cap. 10)
A.07	RS (cap. 10)
A.08	Ecuaciones y modelos (cap.11)

B

: 00 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A

Anexo 01

Coeficiente de escorrentía

Referencia: Capítulos 07 y 10

Fuente: [CHOW-94]

Características de la superficie	Período de Retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Areas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Areas no desarrolladas							
Areas de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Anexo 02

Coeficiente de Manning para flujo superficial

Referencia: Capítulo 07

Fuente: [McCull-96]

A02

COEFICIENTE DE MANNING PARA FLUJO SUPERFICIAL

Descripción de la superficie	n
Asfalto suave	0.011
Hormigón suave	0.012
Revestimiento de hormigón ordinario	0.013
Bosques buenos	0.014
Ladrillo con mortero de cemento	0.014
Arcilla vitrificada	0.015
Hierro fundido	0.015
Tubería de metal corrugado	0.024
Superficie recubierta de escombros de cemento	0.024
Barbecho (sin residuos)	0.05
Suelos cultivados	
cubierto con residuos ≤ 20%	0.06
cubierto con residuos > 20%	0.17
natural	0.13
Pasto	
pradera de pasto corto	0.15
densos céspedes	0.24
pasto bermuda	0.41
Bosques	
con pocas malezas	0.4
con muchas malezas	0.8

B

A 13 12 11 10 09 08 07 06 05 04 03 02 01 00

Anexo 03

Coeficientes de Montana para algunas ciudades del interior

Referencia: Capítulo 07

Fuente: Elaborado en base a ALBERTO RODRÍGUEZ FONTAL / Ecuaciones y ábacos para drenaje, desagüe de aeropuertos, autopistas y zonas urbanas, diques de tierra y defensa ante inundaciones / Boletín de Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, 1980.

	TR	a	b
Artigas	2	38.31	-0.62
	5	49.67	-0.61
	10	57.18	-0.61
	20	64.39	-0.60
	50	73.71	-0.60
	100	80.70	-0.60
Colonia	2	30.90	-0.64
	5	41.35	-0.62
	10	48.26	-0.61
	20	54.88	-0.61
	50	63.45	-0.60
	100	69.87	-0.60
Melo	2	34.06	-0.65
	5	44.71	-0.65
	10	51.76	-0.64
	20	58.52	-0.64
	50	67.27	-0.64
	100	73.82	-0.64
Paso de los Toros	2	33.84	-0.62
	5	44.65	-0.61
	10	51.81	-0.60
	20	58.67	-0.60
	50	67.56	-0.59
	100	74.22	-0.59
Polanco del Yí	2	33.54	-0.62
	5	43.89	-0.61
	10	50.74	-0.61
	20	57.32	-0.60
	50	65.82	-0.60
	100	72.20	-0.60

	TR	a	b
Punta del Este	2	30.84	-0.65
	5	41.53	-0.63
	10	48.60	-0.63
	20	55.38	-0.63
	50	64.15	-0.62
	100	70.72	-0.62
Rivera	2	37.45	-0.63
	5	47.88	-0.60
	10	54.76	-0.59
	20	61.34	-0.58
	50	69.85	-0.58
	100	76.22	-0.57
Salto	2	36.09	-0.63
	5	47.04	-0.62
	10	54.28	-0.61
	20	61.23	-0.61
	50	70.22	-0.61
	100	76.95	-0.60
Treinta y Tres	2	32.00	-0.64
	5	42.08	-0.63
	10	48.75	-0.63
	20	55.15	-0.63
	50	63.43	-0.63
	100	69.63	-0.62

Ley de Montana

Siendo: I intensidad (mm/min)

t la duración de la tormenta (min)

a, b coeficientes adimensionados

Anexo 04

Capacidad de absorción del terreno

Referencia: Capítulo 08

Fuente: Elaborado en base a ALBERTO RODRÍGUEZ FONTAL / Ecuaciones y ábacos para drenaje, desagüe de aeropuertos, autopistas y zonas urbanas, diques de tierra y defensa ante inundaciones / Boletín de Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, 1980.

Ensayo para determinar la capacidad de absorción del terreno

Ensayo Porchet

Consiste en realizar una o varias excavaciones (dependiendo de la importancia de la estructura de infiltración que se diseñe) de forma cilíndrica, diámetro (D en milímetros) igual o mayor al ancho de la zanja o pozo de diseño y profundidad igual a la de la estructura de infiltración. Se procede llenando la excavación con agua y midiendo los niveles del agua respecto al fondo de la excavación h_1 y h_2 en milímetros correspondientes a dos instantes de tiempo t_1 y t_2 en segundos, no muy alejados. Finalmente se determina la capacidad de infiltración f en mm/s a partir de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{D}{4 \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln\left(\frac{2h_1 + D/2}{2h_2 + D/2}\right)$$

Deben medirse varios pares de medidas de nivel y tiempo, y promediar los resultados.

Ensayo Infiltración Norma P – NB – 41

A continuación se describen los pasos del test para la estimación de la capacidad de infiltración del terreno propuesto por la norma brasileña P – NB – 41:

Abrir 6 zanjas en el terreno que se va a infiltrar cuyos fondos coincidan con el plano útil de absorción.

En el fondo de cada zanja abrir un pozo de sección cuadrada de 300mm de lado y 300mm de profundidad.

Sacar toda la arena suelta que pudo haberse depositado en el fondo del pozo y colocar una base de 50mm de pedregullo limpio.

En seguida, llenar los pozos con agua y mantenerlo lleno durante 4hs. Si durante este tiempo el nivel de agua en los pozos desciende, reponerla de manera de mantenerlos llenos. De esta forma se logra que las condiciones del terreno en los pozos se aproximen a los observados en épocas de grandes lluvias.

Al siguiente día, llenar los pozos con agua y esperar hasta que se infiltre completamente.

Llenar nuevamente los pozos con agua hasta una al-

tura de 150mm, registrando el tiempo en que tarda en descender 10mm.

Si el terreno es muy permeable (el agua desciende 150mm en menos de 30min) se debe repetir el ensayo 6 veces en cada pozo, con intervalos de espaciado entre cada ensayo de 10min, y adoptar el último registro como el verdadero.

Mediante el tiempo registrado en que demora el nivel de agua en descender 10mm, puede obtenerse la capacidad de absorción del terreno en $L/m^2/d$ mediante el gráfico capacidad de infiltración en función del intervalo de tiempo que se presenta en la figura 04.1 Adoptar siempre el menor coeficiente de infiltración.

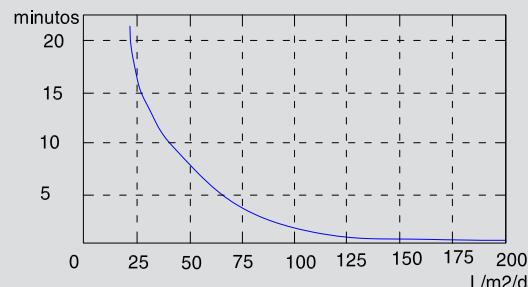


Figura 04.1 Capacidad de infiltración

La norma propone para sumideros (pozos de infiltración donde no hay un plano de absorción útil sino que la infiltración ocurre a lo largo de gran parte de la profundidad del pozo) realizar el ensayo en 6 profundidades y adoptar para el cálculo el menor coeficiente de infiltración.

Se entiende que este gráfico es de aplicación para aguas pluviales pues se utiliza para aguas tratadas sanitarias que tendrán mayores riesgos de colmatación del material del subsuelo.

En los siguientes ítems serán aplicados los conceptos introducidos respecto a la precipitación y la información necesaria con la finalidad de dimensionar las estructuras de drenaje de pluviales tanto en fuente, como a nivel de microdrenaje y macrodrenaje.

B

: 00 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A

Anexo 05

Parámetros hidráulicos

Referencia: Capítulo 10

Sección	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
 Rectángulo	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1.5}$
 Trapezo	$(b + 2y)y$	$b + 2y \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + 2y)y}{b + 2y \sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2y$	$\frac{(b + 2y)y}{b + 2y}$	$\frac{[(b + 2y)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2y}}$
 Triángulo	zy^2	$2y \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2 \sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}zy$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$
 Círculo	$\frac{1}{2}(\theta - \sin \theta)d_0^2$	$\frac{1}{2}\theta d_0$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) d_0$ or $\frac{(\sin \frac{1}{2}\theta)d_0}{2 \sqrt{y(d_0 - y)}}$	$\frac{(\theta - \sin \theta)d_0}{2 \sqrt{y(d_0 - y)}}$	$\frac{1}{2} \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \frac{1}{2}\theta} \right) d_0$	$\frac{\sqrt{2}}{32} \frac{(\theta - \sin \theta)^{1.5}}{(\sin \frac{1}{2}\theta)^{0.5}} d_0^{2.5}$
 Parábola	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8}{3} \frac{y^2}{T}$ *	$\frac{2Ty}{3Ty + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{y}{2}$	$\frac{3}{2} \sqrt{6} Ty^{1.5}$
 Rectángulo con esquinas redondeadas ($y > r$)	$\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2 + (b + 2r)y$	$(\pi/2)r^2 + (b + 2r)y$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y}{(\pi/2)r^2 + b + 2y}$	$b + 2r$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2}{b + 2r} + y$	$\frac{[(\pi/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2r}}$
 Triángulo con fondo redondeado	$\frac{T^2 - r^2}{4\pi} - \frac{r^2}{\pi} (1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{T}{z} \sqrt{1 + z^2} - \frac{2r}{z} (1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{A}{P}$	$2[y(r - z) + r \sqrt{1 + z^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A \sqrt{\frac{A}{T}}$

* Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$, donde $x = 4y/T$. Cuando $x > 1$, utilice la expresión exacta $P = (T/2) [\sqrt{1 + x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1 + x^2})]$.

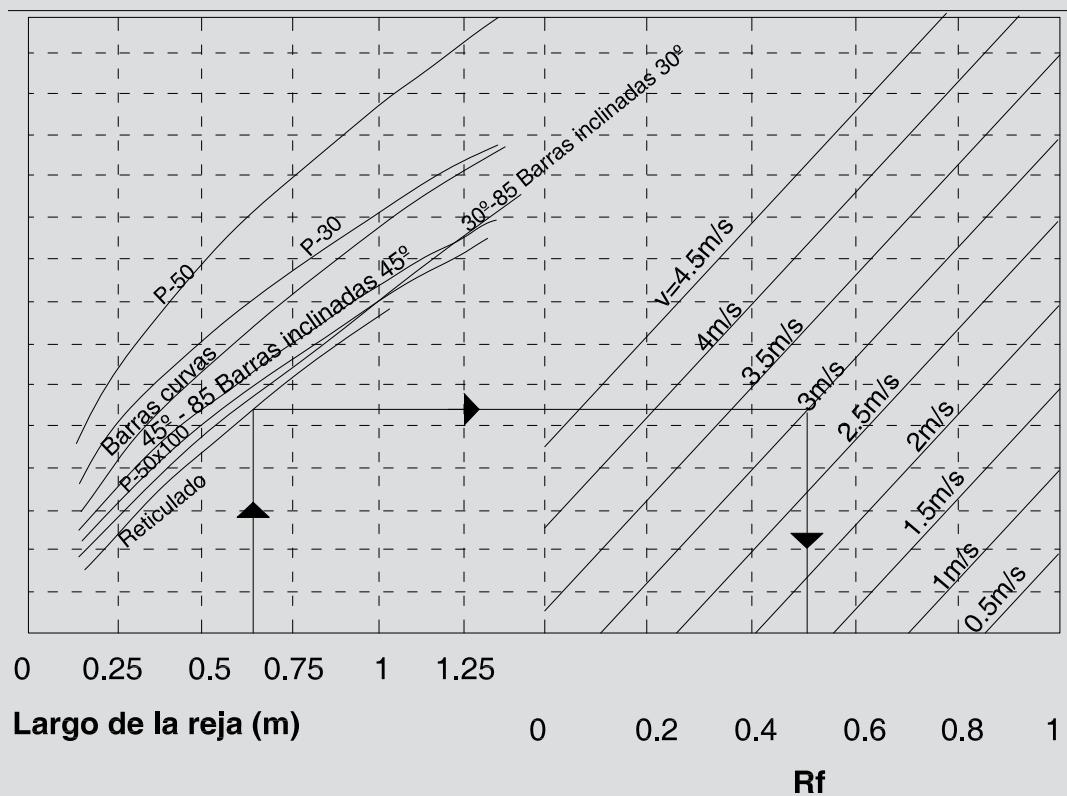
B

A 13 12 11 10 09 08 07 06 05 04 03 02 01 00

Anexo 06

RF

Referencia: Capítulo 10



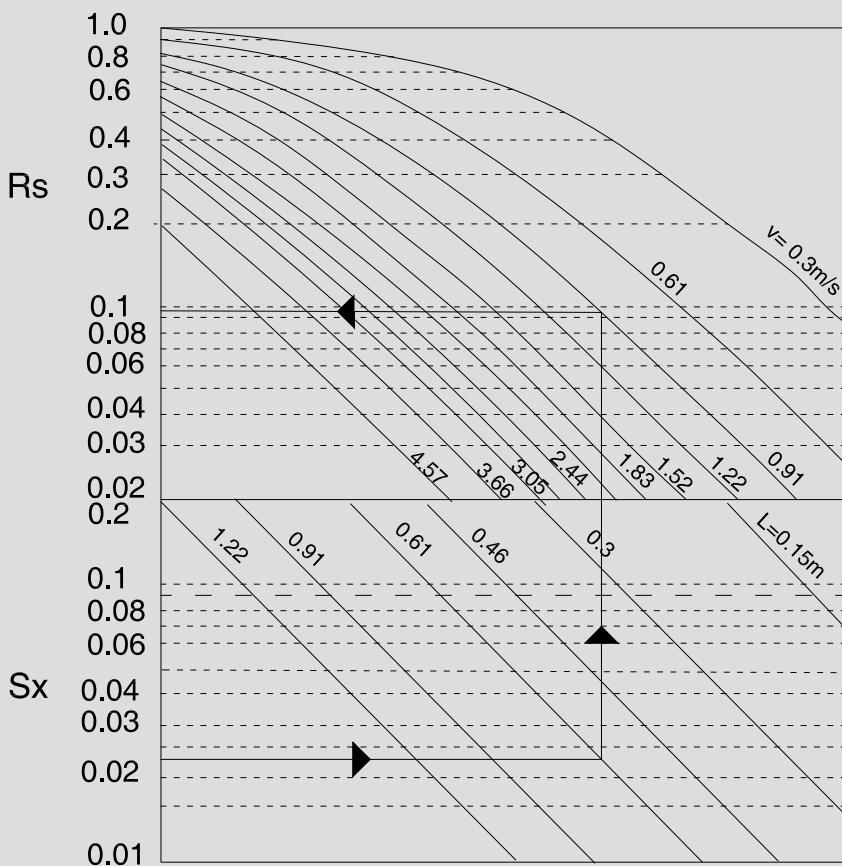
B

A 13 12 11 10 09 08 07 06 05 04 03 02 01 00

Anexo 07

RS

Referencia: Capítulo 10



A07

RS

2

: 00 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A

Anexo 08

Ecuaciones y modelos

Referencia: Capítulo 11

A.1 Ecuaciones de Saint – Venant

Las ecuaciones de Saint – Venant se deducen a partir de las siguientes ecuaciones básicas aplicadas al volumen de control mostrado en la siguiente figura.

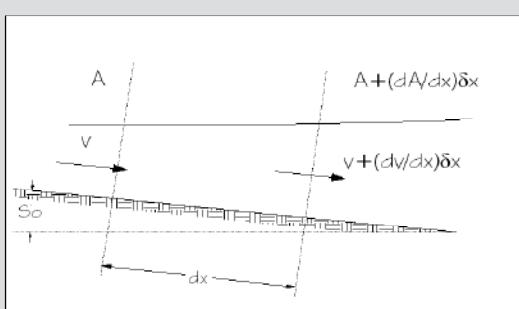


Figura A.1 Figura utilizada para la deducción de las ecuaciones de Saint – Venant.

Ecuación de Momentum

Si se aplica la segunda cardinal (segunda ley de Newton) al volumen de control

$$\sum F = \frac{d}{dt} \iiint_V \rho v dV + \iint_{\partial V} \rho v (v \cdot n) dA \quad (A.3)$$

Si se aplica la ecuación anterior, suponiendo nuevamente que no existe aporte lateral, y se le imponen las hipótesis marcadas anteriormente, se obtiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left[\frac{\partial y}{\partial x} + S_f - S_o \right] = 0 \quad (A.4)$$

Ecuación de Continuidad.

La ecuación de continuidad general para el volumen de control indicado es la siguiente:

$$0 = \frac{d}{dt} \iiint_V \rho dV + \iint_V \rho (v \cdot n) dA \quad (A.2)$$

Si se aplica la ecuación anterior, suponiendo que no existe aporte lateral, y se le imponen las hipótesis marcadas, anteriormente se obtiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

(A.2)

El paquete de ecuaciones (A.2) y (A.4) se conoce como las ecuaciones de Saint – Venant.

A.2 Clasificación de los Modelos

A.2.1 Modelo de la Onda Cinemática

En función de algunas características particulares de flujos en los cuales las variaciones de algunas magnitudes sean lo suficientemente pequeñas de tal manera que puedan despreciarse de las ecuaciones de Saint – Venant los términos que se relacionan con las fuerzas iniciales y de presión, a saber:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \quad \text{término de aceleraciones locales,}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right)$$

flujo de cantidad de movimiento

$$\frac{\partial y}{\partial x}$$

término de diferencia de presiones.

Si se sustituyen estas tres simplificaciones en la ecuación (A.4) queda simplemente la igualdad $S_f = S_0$, que implica que la pendiente de la línea de energía es igual a la pendiente de fondo, por lo que puede aplicarse para el cálculo del caudal la ecuación de Manning y depende solo de las características de la sección. Con estas simplificaciones las ecuaciones de Saint – Venant se transforman en las siguientes:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} &= 0 \\ S_o &= S_f \end{aligned} \quad (A.5)$$

A este paquete de ecuaciones se le conoce como el Modelo de Onda Cinemática.

Si consideramos que, tal cual fue visto anteriormente, $Q=f(A)$ entonces puede determinarse, aplicando la regla de la cadena de la derivación, que

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{1}{c} \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{1}{c} \frac{\partial Q}{\partial A}$$

con lo que la ecuación (A.5) se transforma en la siguiente:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (A.6)$$

Siendo c la celeridad de la onda.

Puede observarse que la ecuación (A.6) es una ecuación de onda, ya que una función de la forma $f=f(x-ct)$ es solución del sistema. Este modelo es de gran utilidad ya que implica que la onda del hidrograma viaja sin atenuación a lo largo del canal, aunque con cambio de forma ya que la celeridad de la onda depende del tirante.

En este punto es donde radica la utilidad de este modelo, ya que a partir de un cálculo sencillo puede determinarse la magnitud del pico de la onda así como también el tiempo de tránsito de la misma, bajo estas hipótesis.

A.2.2 Modelo de Onda Difusiva

El modelo de onda difusiva se verifica cuando para el sistema (A.2) y (A.4) solo pueden despreciarse los términos de aceleraciones locales y de flujo de cantidad de movimiento, por lo que la ecuación (A.4) se transforma en

$$gA \left[\frac{\partial y}{\partial x} + S_f - S_o \right] = 0 \quad (A.7)$$

Un modelo de este tipo es el de Muskingum-Cunge

A.2.3 Modelo de Onda Dinámica o Completa

El modelo de onda dinámica o completa es aquel representado por el sistema de ecuaciones (A.2) y (A.4). Este modelo no posee una resolución sencilla por lo que debe utilizarse un modelo numérico que sirva como herramienta para su resolución.

Modelos de este tipo son el HEC y el SWMM.

Bibliografías



RB
BIBL

Referencias bibliográficas
Bibliografía

B

□ : 00 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A

Referencias Bibliográficas

- [FONT-80] ALBERTO RODRÍGUEZ FONTAL / *Ecuaciones y ábacos para drenaje, desagüe de aeropuertos, autopistas y zonas urbanas, diques de tierra y defensa ante inundaciones* / Boletín de Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, 1980.
- [GENT-00] JOSÉ LUIS GENTA / *Directivas de diseño hidrológico -hidráulico de alcantarillas* / Proyecto CSIC de la Universidad de la República, Convenio IMFIA, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República – Ministerio de Transporte y Obras Públicas (DNV), Montevideo, Uruguay, 2000.
- [CHOW-94] VEN TE CHOW, DAVID R. MAIDMENT Y LARRY W. MAYS / *Hidrología aplicada* / McGRAW-HILL Interamericana, Colombia, 2000.
- [KILB-82] D. F. KILBERT / *Urban stormwater hydrology* / Water resources monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D.C., 1982.
- [McCU-96] R. MCCUEN, ET AL. / *Hydrology* / FHWA-SA-96-067, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1996.
- [ASCE-82] ASCE / *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction* / ASCE Manual of Practice No.60, New York, 1982.
- [TUCC-95] CARLOS E. M. TUCCI, RUBEM LA LAINA PORTO Y MÁRIO T. DE BARROS / *Drenagem Urbana* / Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.5, Editora da Universidade, UFRGS, Porto Alegre, 1995.
- [BROW-01] S.A. BROWN, S.M. STEIN, J.C. WARNER / *Urban drainage design manual. Hydraulic engineering circular nº. 22, second edition* / Federal Highway Administration U.S., Colorado, 2001.
- [MINV-01] MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO (MINVU) DE CHILE / *Técnicas alternativas para soluciones de aguas en sectores urbanos. Guía de diseño.* / Santiago, 1996.
- [DD-04] DEPARTMENT OF DEFENSE, UNITED STATES OF AMÉRICA / *Unified facilities criteria, design low impact development manual* / United States of América, 2004.
- [TUCC-06] CARLOS M. TUCCI / *Gestión de inundaciones urbanas* / Porto Alegre, 2006.
- [CH-94] VEN TE CHOW / *Hidráulica de canales abiertos* / McGRAW-HILL Interamericana, Colombia, 1994.
- [Scs-85] SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS DE LOS ESTADOS UNIDOS (SCS) / *Hydrology'; National Engineering Handbook section 4 (NEH-4)* / Estados Unidos, 1985.
- [BURE] BUREAU OF RECLAMATION, UNITED STATUS DEPARTMENT OF THE INTERIOR / *Design of Small Dams* / Washington, D.C.
- [McCU-96] R. MCCUEN, ET AL. / *Hydrology* / FHWA-SA-96-067, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1996.
- [PHIL-06] PHILIP L. THOMPSON AND ROGER T. KILGORE / *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels* / Federal Highway Administration, Circular No. 14, 3 ed, Washington, D.C., 2006.
- [PETE-78] PETERKA, A. J. / *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators* / USBR, Engineering Monograph No. 25, January, 1978.
- [WATT-68] WATTS, F. J. / *Hydraulics of Rigid Boundary Basins* / Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, August. 1968
- [FING-07] FACULTAD DE INGENIERÍA / *Apuntes de Hidrología Aplicada*, Facultad de Ingeniería - UdeLaR, curso 2007
- [DEBO] DEBO, T.N AND REESE A.J / *Municipal Storm Management*

B

□ : 00 01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 A

Bibliografía

BIBL.

BIBLIOGRAFIA

Danes, Greywater_Recycling_Introduction
Planning fundamentals and operation information

Coleta, Armazenamento, Utilizacao e Infiltracao
das aguas pluvias na drenagem urbana
Roberto Fendrich

Los Sistemas urbanos de drenaje sostenible:
Una alternativa a la gestion del agua de lluvia .
Sara Perales Momparler, Ignacio Andres-Dome-nech

Tesis Beneficial Use of Stormwater
Usus Aquae Procellosae Occasiones Renovatio-nis Urbanae atque Conservationis Aquae
Edgario Villarrealio

Desagues en instalaciones internas
Eduardo Brenes



Se terminó de imprimir en octubre de 2009, Montevideo, Uruguay



MVOTMA

Ministerio de Vivienda
ordenamiento Territorial
y Medio Ambiente



DINASA

dirección General de Desarrollo
y Sostenibilidad

Ministerio de Vivienda
ordenamiento Territorial
y Medio Ambiente



Oficina de Planeamiento y Presupuesto

