



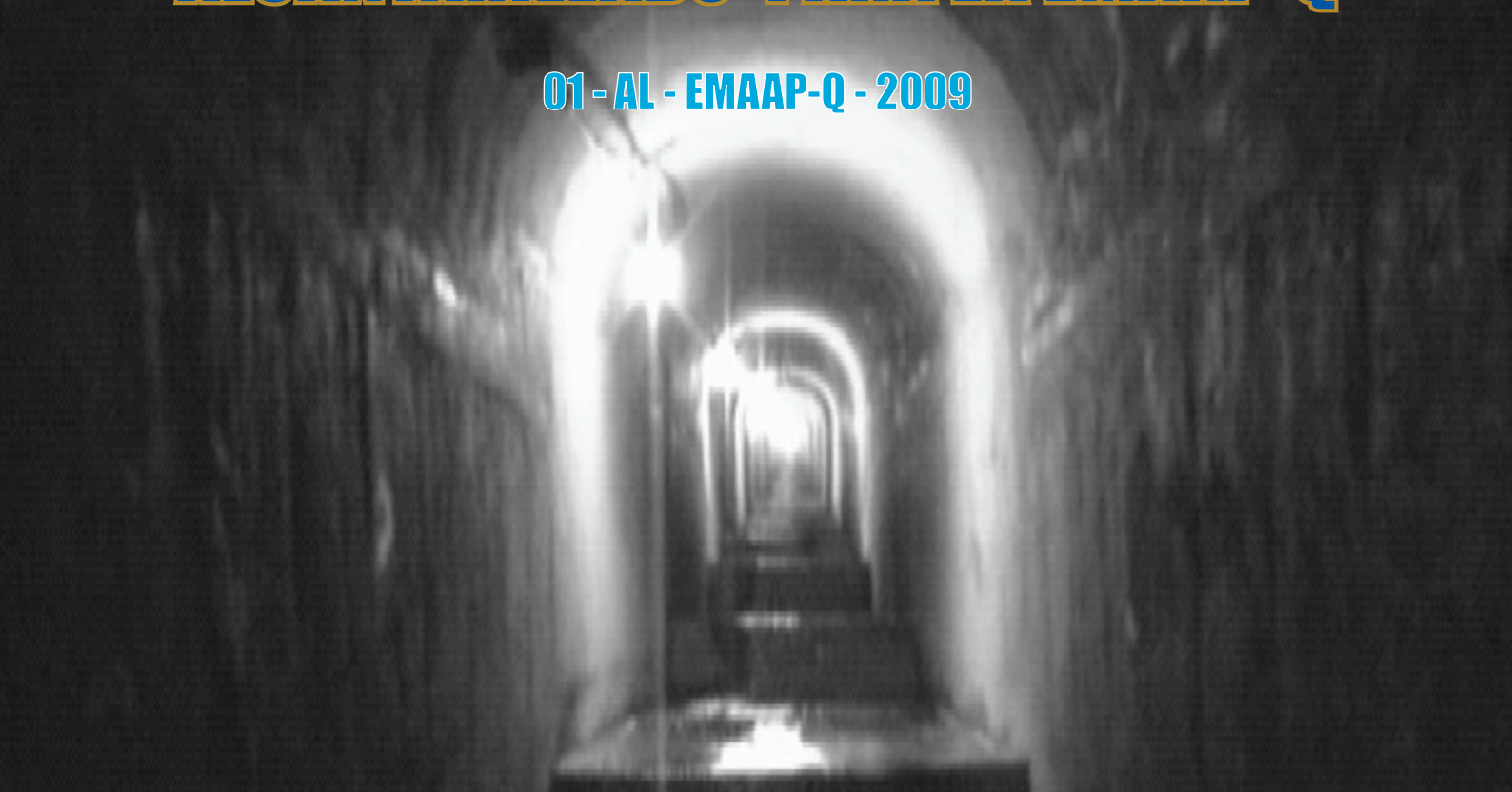
EMAAP | **QUITO**

Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable



NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA LA EMAAP-Q

01 - AL - EMAAP-Q - 2009



©NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA LA EMAAP-Q

EMPRESA METROPOLITANA DE ALCANTARILLADO Y AGUA POTABLE 2009

Primera Edición

Reservado Todos los Derechos

Coordinador responsable de edición:

Marcial Punguil

Fotografías:

Marcial Punguil

Maribel Rodríguez

Diseño y Diagramación:

Jorge Navarrete

Impresión:

V&M Gráficas

Jorge Juan N32-36 y Mariana de Jesús

Telf.: 3201171

Impreso y hecho en Ecuador

Printed and made in Ecuador

INTRODUCCIÓN

Dentro del propósito de la EMAAP-Q de Fortalecer su Capacidad Institucional para lograr una gestión más eficiente de los servicios de agua potable y alcantarillado, una de las actividades considerada de fundamental importancia para mejorar la prestación de los servicios es contar con una normatividad para el diseño de los sistemas de alcantarillado.

El País no cuenta con Normas nacionales actualizadas, ni con instancias apropiadas de supervisión del sector agua potable y saneamiento, por lo cual se considera fundamental que la EMAAP-Q establezca su propio sistema de normatividad en agua potable y alcantarillado.

Para la “Elaboración y Asesoramiento para la Aprobación de Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q”, se contrató al Ingeniero Consultor Oscar Ricardo Vélez, quien fue el encargado de realizar el diagnóstico, elaboración de la propuesta de las Normas y asesorar el proceso de aprobación de las mismas por parte del Comité Técnico de Actualización de Normas de la EMAAP-Q conformado para el efecto el 13 de julio de 2005 por el Gerente General de la EMAAP-Q.

El desarrollo de las presentes normas estuvo a cargo de:

- ◆ Ing. Juan A. Neira Carrasco Gerente General de la EMAAP-Q

El Comité Técnico de Actualización de Normas, conformado por los siguientes funcionarios de la EMAAP-Q:

- ◆ Ing. Eduardo Gallegos Coral Gerente de Ingeniería (Presidente).
- ◆ Ing. Jorge Poveda Nájera Gerente de Operación y Mantenimiento.
- ◆ Ing. Othón Zevallos Moreno Director Ejecutivo PSA.

El Subcomité de Apoyo del Comité, integrado por los siguientes profesionales de la EMAAP-Q:

- ◆ Dr. Edgar Ayabaca Cazar
- ◆ Ing. Diego Abad Sarmiento
- ◆ Ing. Gonzalo Calisto Ponce
- ◆ Ing. Luís Guerrón Benavides
- ◆ Ing. Oscar Larrea Espinosa de los Monteros
- ◆ Ing. Mario Manosalvas Rueda
- ◆ Ing. Jorge Ramírez Carrera

Se contó además con la colaboración de técnicos y funcionarios de las diferentes dependencias de la EMAAP-Q que tienen a su cargo la ejecución y supervisión de diseños de agua potable; a todos ellos se agradece su invaluable colaboración que permitió llevar a feliz término el proyecto de la nueva Normatividad.

EMAAP-Q NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ÍNDICE

Página

TÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN, DEFINICIONES Y REFERENCIACIÓN GENERAL: CONDICIONES GENERALES DE APLICACIÓN DE LAS NORMAS.....	1
1.1 Objeto.....	1
1.2 Alcance.....	1
1.3 Títulos que conforman las Normas.....	1
1.4 Relación con las Normas del ex-IEOS.....	2
1.5 Relación con otras Normas y Códigos.....	2
1.6 Sujeción a Planes de Desarrollo Territorial o Municipal.....	3
1.7 Aplicación, divulgación y actualización de las Normas.....	3
1.7.1. Aplicación y vigencia de las Normas.....	3
1.7.2. Divulgación y actualización de las Normas.....	3
1.7.2.1 Integrantes del Comité Técnico de Actualización de Normas.....	3
1.7.2.2 Funciones del Comité Técnico de Actualización de Normas.....	4
1.8 Definiciones.....	4

TÍTULO 2

2. REFERENCIACIÓN GENERAL.....	15
2.1 Sistema de Unidades.....	15
2.2 Variables.....	16
2.3 Abreviaturas.....	19
2.4 Normas Técnicas Referenciadas.....	20
2.4.1 Normas técnicas.....	20
2.5 Leyes, decretos y legislación pertinente.....	22

TÍTULO 3

3. ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS.....	23
3.1. Alcance.....	23
3.2. Integridad del drenaje urbano.....	23
3.3. Actividades generales para la concepción, diseño y construcción de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y lluvias.....	23
3.3.1. Definición del tamaño del sistema y tipo.....	23
3.3.2. Justificación del proyecto y definición del alcance.....	23
3.3.3. Conocimiento del marco institucional.....	24
3.3.4. Acciones legales.....	24
3.3.5. Aspectos ambientales particulares.....	24



3.3.6.	Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos	25
3.3.7.	Estudios básicos	25
3.3.8.	Estudios socioeconómicos.....	25
3.3.9.	Diseño y requerimientos técnicos	25
3.3.10.	Construcción y fiscalización	25
3.3.11.	Puesta en marcha, operación y mantenimiento.....	25

TÍTULO 4

4.	REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO	27
4.1.	Alcance.....	27
4.2.	Parámetros de diseño	27
4.2.1.	Período de diseño.....	27
4.2.2.	Población	27
4.2.2.1.	Requisitos básicos	27
4.2.2.2.	Definición del área de influencia y unidades de distribución de la demanda.....	28
4.2.2.3.	Estimación de la población actual, viviendas y establecimientos no residenciales	28
4.2.2.4.	Proyección de la población futura, viviendas y establecimientos no residenciales.....	28
4.2.2.5.	Distribución espacial actual y futura de la población, viviendas y establecimientos no residenciales	29
4.2.3.	Contribuciones de aguas residuales.....	29
4.2.3.1.	Domésticas (Qd)	29
4.2.3.2.	Industriales (QI)	30
4.2.3.3.	Comerciales (QC).....	31
4.2.3.4.	Institucionales (QIN)	31
4.2.3.5.	Conexiones erradas (QCE).....	32
4.2.3.6.	Infiltración (QINF)	33
4.2.4.	Caudal medio diario (QmD)	33
4.2.5.	Coefficientes de mayoración y minoración de caudales (K_1 , K_2 , β_1 y β_2).....	36
4.2.6.	Caudales de diseño.....	37
4.2.7.	Diámetro interno mínimo	39
4.2.8.	Velocidad mínima.....	40
4.2.9.	Velocidad máxima.....	40
4.2.10.	Pendiente mínima.....	41
4.2.11.	Pendiente máxima.....	41
4.2.12.	Profundidad hidráulica máxima	41
4.2.13.	Profundidad mínima a la cota clave.....	41
4.2.14.	Profundidad máxima a la cota de la clave de la tubería	41
4.2.15.	Cálculo de la red de alcantarillado sanitario	42
4.2.16.	Trazado de la red de alcantarillado sanitario	43
4.2.16.1.	Trazado de la red	44
4.2.16.2.	Ubicación de las tuberías	44



4.2.17.	Selección del material de las tuberías	45
4.2.18.	Estructuras especiales (sifones invertidos, pozos de registro, accesos).....	46
4.2.19.	Conexiones Domiciliarias.....	48
4.3.	Parámetros de proyecto en el diseño estructural.....	48
4.3.1.	Aspectos generales.....	48
4.3.2.	Material de las tuberías	48
4.3.3.	Cálculo resistente de las tuberías.....	48
4.3.4.	Especificaciones mínimas a cumplir por las tuberías de diferentes materiales	49
4.3.4.1.	Tubos de policloruro de vinilo (P.V.C.).....	50
4.3.4.2.	Tuberías de PVC y PEAD de pared estructurada.....	50
4.3.4.3.	Tubos de plástico reforzado con fibra de vidrio (P.R.F.V.)	51
4.3.4.4.	Tubos de hormigón prefabricados	52
4.3.5.	Juntas	53
4.3.5.1.	Juntas en tuberías de PVC	53
4.3.5.2.	Juntas en tuberías de PVC y PEAD de pared estructurada	53
4.3.6.	Rellenos	55
4.3.6.1.	Relleno de la zona del tubo	55
4.3.6.2.	Relleno de la zona de zanja	56
4.3.6.3.	Relleno final	56
4.3.6.4.	Rellenos en terraplén	56
4.3.6.5.	Material de relleno.....	56
4.3.6.6.	Migración de material de relleno - Necesidad de confinamiento de los rellenos	57
4.4.	Control de calidad en la instalación de tuberías de redes de alcantarillado	58
4.4.1.	Descarga, recepción y almacenamiento de los materiales	58
4.4.2.	Materiales de relleno de zanjas.....	59
4.4.3.	Compactación de las zanjas.....	59
4.4.4.	Migración de material de relleno - Necesidad de confinamiento de los rellenos.....	60
4.4.5.	Pruebas hidráulicas.....	61
4.4.6.	Pruebas de deformación y de deflexión de las tuberías	62
4.4.7.	Pruebas de alineamiento	63

TÍTULO 5

5.	REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS DE LLUVIA	65
5.1.	Alcance	65
5.2.	Aspectos generales.....	65
5.3.	Parámetros de diseño.....	68
5.3.1.	Período de diseño y período de retorno. Evaluación de riesgos.....	68
5.3.2.	Áreas de drenaje	71
5.3.3.	Hidrogramas de diseño. Caudales y volúmenes de diseño.....	71
5.3.4.	Curvas de intensidad-duración-frecuencia.....	72
5.3.5.	Precipitación de diseño. Intensidad de precipitación. Variabilidad areal	73
5.3.6.	Métodos de cálculo lluvia – caudal	78
5.3.7.	Determinación de la escorrentía neta. Áreas permeables – Áreas impermeables.....	79
5.3.8.	Tiempo de concentración.....	87

5.3.9.	Distancia mínima entre conductos de otros servicios y a quebradas	89
5.3.10.	Cálculo de caudales en conductos	89
5.3.11.	Secciones transversales tipo	90
5.3.12.	Diámetro interno mínimo	98
5.3.13.	Aporte de sedimentos	98
5.3.14.	Velocidad mínima	99
5.3.15.	Velocidad máxima	99
5.3.16.	Pendiente mínima	100
5.3.17.	Pendiente máxima	100
5.3.18.	Profundidad hidráulica máxima	100
5.3.19.	Profundidad mínima a la cota clave	100
5.3.20.	Profundidad máxima a la cota clave	101
5.3.21.	Sumideros	101
5.3.22.	Estructuras de disipación de energía	109
5.4.	Control de calidad en la instalación de tuberías circulares de redes de aguas de lluvia.	135

TÍTULO 6

6.	REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO	137
6.1.	Alcance	137
6.2.	Criterios y parámetros de diseño del sistema de alcantarillado combinado	137
6.2.1.	Período de diseño y período de retorno. Evaluación de riesgos	140
6.2.2.	Caudales de diseño de sistemas de alcantarillado combinado	140
6.2.3.	Facilidades de limpieza de sedimentos y material flotante.	141
6.2.4.	Facilidades de medición y muestreo	141
6.2.5.	Otras Facilidades	144
6.3.	Criterios de diseño de facilidades de separación e interceptión	144
6.3.1.	Estructuras de separación	145
6.3.2.	Interceptores de aguas residuales	151
6.4.	Métodos de operación y mantenimiento de sistemas combinados	152
6.4.1.	General	152
6.4.2.	Componentes clave del programa	153
6.4.3.	Evaluación operacional	153
6.4.4.	Sistema de mantenimiento de datos	154
6.4.5.	Procedimientos de operación del sistema	154
6.4.6.	Entrenamiento	154
6.4.7.	Actividades rutinarias de mantenimiento	154
6.4.8.	Mantenimiento de las estaciones de bombeo	155
6.4.9.	Mantenimiento de tuberías de alcantarillado	155
6.4.10.	Mantenimiento de los reservorios de retención y las cámaras de desarenación	157
6.4.11.	Infiltración y afluencia	157
6.5.	Control de calidad en la instalación de tuberías circulares de redes combinadas	158

TITULO 1

INTRODUCCIÓN, DEFINICIONES Y REFERENCIACIÓN GENERAL

CONDICIONES GENERALES DE
APLICACIÓN DE LAS NORMAS



INTRODUCCIÓN, DEFINICIONES Y REFERENCIACIÓN GENERAL: CONDICIONES GENERALES DE APLICACIÓN DE LAS NORMAS

ÍNDICE

Página

1. INTRODUCCIÓN, DEFINICIONES Y REFERENCIACIÓN GENERAL: CONDICIONES GENERALES DE APLICACIÓN DE LAS NORMAS.....	1
1.1 Objeto.....	1
1.2 Alcance	1
1.3 Títulos que conforman las Normas	1
1.4 Relación con las Normas del ex-IEOS	2
1.5 Relación con otras Normas y Códigos	2
1.6 Sujeción a Planes de Desarrollo Territorial o Municipal.....	3
1.7 Aplicación, divulgación y actualización de las Normas.....	3
1.7.1. Aplicación y vigencia de las Normas.....	3
1.7.2. Divulgación y actualización de las Normas	3
1.7.2.1 Integrantes del Comité Técnico de Actualización de Normas	3
1.7.2.2 Funciones del Comité Técnico de Actualización de Normas.....	4
1.8 Definiciones	4



1. INTRODUCCIÓN, DEFINICIONES Y REFERENCIACIÓN GENERAL: CONDICIONES GENERALES DE APLICACIÓN DE LAS NORMAS

1.1. OBJETO

Las presentes Normas tienen por objeto definir los requisitos técnicos obligatorios que deben cumplir los estudios y diseños de los diferentes componentes que conforman los nuevos Sistemas de Alcantarillado y los existentes que administra y opera la EMAAP-Q, con el fin de garantizar que estos se realicen dentro de un marco técnico adecuado, de calidad y eficiencia, que produzcan obras seguras, durables, de funcionamiento adecuado, sostenibles en el tiempo y con costos que garanticen los mayores beneficios a la inversión prevista.

1.2. ALCANCE

En estas Normas se estipulan los procedimientos generales que debe seguir un proyecto de Alcantarillado Sanitario, Pluvial o Combinado, desde su identificación, pasando por su perfil, prefactibilidad, factibilidad y llegando a los diseños definitivos para construcción. Se incluye el tema de Cámaras de Alivio y de Interceptores sanitarios, pero no el Tratamiento de Aguas Residuales (TAR).

Complementariamente, se definen los procedimientos particulares, criterios y parámetros de diseño que deben ser tenidos en cuenta en los estudios y diseños de cada uno de los diferentes elementos que conforman los Sistemas de Alcantarillado.

El alcance de estas Normas es a nivel de toda la jurisdicción de la EMAAP-Q y se aplicarán para todo tipo de estudios, diseños y supervisión de diseños, que realice directamente la Empresa o que contrate con terceros.

1.3. TÍTULOS QUE CONFORMAN LAS NORMAS

Las Normas de Diseño de Alcantarillado están conformadas por esta Introducción, que trata sobre las condiciones generales de aplicación de las Normas, las definiciones usadas y la referenciación general; y por los siguientes seis (6) Títulos:

- ◆ **TÍTULO 1:** INTRODUCCIÓN Y REFERENCIACIÓN GENERAL: CONDICIONES GENERALES DE APLICACIÓN DE LAS NORMAS.
- ◆ **TÍTULO 2:** REFERENCIACIÓN GENERAL
- ◆ **TÍTULO 3:** ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS.
- ◆ **TÍTULO 4:** REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO.
- ◆ **TÍTULO 5:** REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS DE LLUVIAS.
- ◆ **TÍTULO 6:** REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO.

1.4. RELACIÓN CON LAS NORMAS DEL EX IEOS

Estas Normas se basan en una actualización, complementación y adecuación de las **“NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1.000 HABITANTES”**, promulgadas en el año 1992 por el desaparecido Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (IEOS), transferidas al MIDUVI y actualmente vigentes.

La necesidad de poseer una normatividad moderna, específica y adecuada al desarrollo tecnológico actual, han llevado a la EMAAP-Q a desarrollar y adoptar estas nuevas Normas, en su afán de seguir garantizando a sus usuarios un óptimo servicio de Alcantarillado. Para lograr lo anterior, se han extractado de las Normas del IEOS los aspectos y criterios más importantes, otros conceptos se han adecuado a las necesidades particulares de la EMAAP-Q y se han complementado con aspectos derivados de la propia experiencia de la Empresa y de Normas internacionales de países con condiciones similares a las del Ecuador.

1.5. RELACIÓN CON OTRAS NORMAS Y CÓDIGOS

Las presentes Normas hacen referencia y se acogen plenamente a la reglamentación sobre calidad requerida para el Alcantarillado, que tiene vigente el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), y cuyo alcance es a nivel nacional.

Igualmente, todo estudio o diseño de Alcantarillado debe cumplir con las estipulaciones Ambientales contenidas en la siguiente normatividad:

- ◆ La Ley de Gestión Ambiental (R.O. No. 245 de 30/07/1999), establece los principios básicos y directrices de la política ambiental.
- ◆ Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria del Ministerio del Ambiente, (R.O. Edición Especial N.2 del 31 de marzo del 2003) Libro VI de la Calidad Ambiental, TULAS, que establece el alcance de los estudios de impacto ambiental; también establece el proceso que debe considerarse para garantizar la participación social y comunicación a la comunidad, así como normas de calidad ambiental (descarga de efluentes, recurso agua), esto en cuanto a normativa nacional.
- ◆ En cuanto a normativa local, está la Ordenanza Metropolitana 213, Sustitutiva del Título V, “Del Medio Ambiente”, Libro Segundo, del Código Municipal (R. O. Edición Especial N.4 del 10 de septiembre de 2007), que determina temas relacionados con los procedimientos para la obtención de los permisos ambientales (certificados o licencias) correspondientes a obras de alcantarillado y saneamiento, límites máximos permisibles referentes a descarga de efluentes líquidos industriales al sistema de alcantarillado, entre los principales aspectos. Así mismo, la presente Norma deberá tomar en cuenta cualquier otra Ordenanza Metropolitana que fuese promulgada en un futuro relacionada con la utilización del sistema de alcantarillado municipal y el tratamiento de las aguas residuales urbanas, domésticas e industriales.

En lo que se refiere a control de la contaminación, la EMAAP-Q establecerá metas de calidad del agua de los diferentes tramos de cuerpos receptores, de acuerdo con los siguientes documentos:

- ◆ Ordenanza Metropolitana No. 213 y las respectivas Normas Técnicas que guarden concordancia con los documentos de la EMAAP-Q

- ◆ Plan de Manejo de la Descontaminación de los Ríos de Quito de la EMAAP-Q
- ◆ Planes Maestros de Agua Potable y Alcantarillado de la EMAAP-Q
- ◆ Plan de Descontaminación de los Ríos de Quito de la EMAAP-Q

Para cumplimiento con los artículos 75, 92 y 95 del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundario, TULAS, que trata sobre la obligación del monitoreo y de los permisos de descargas y el artículo 4.2.1.14 Anexo I Libro VI del TULAS que trata sobre la obligación de contar con facilidades de medición y muestreo en todas las descargas, se debe elaborar las respectivas normas técnicas de diseño.

Adicionalmente, el alcance de estas Normas no será en ningún caso inferior a lo definido por Normas legales vigentes, que se apliquen a la prestación del servicio de Alcantarillado a nivel nacional.

1.6. SUJECIÓN A PLANES DE DESARROLLO TERRITORIAL O MUNICIPAL

El planeamiento y diseño de las obras del Sector de Alcantarillado se deben llevar a cabo de acuerdo a lo establecido por la Municipalidad en el Plan General de Desarrollo Territorial, donde se definen las políticas de expansión urbana; además, se deben tener en cuenta los usos del suelo y las densidades de saturación definidas por la Dirección Metropolitana de Territorio y Vivienda.

1.7. APLICACIÓN, DIVULGACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS

1.7.1. Aplicación y vigencia de las Normas

Estas Normas estarán vigentes desde que la Gerencia General de la EMAAP-Q las adopte oficialmente y su aplicación será inmediata. Tanto la Introducción como todo el contenido de los cinco (5) Títulos serán de obligatorio cumplimiento.

1.7.2. Divulgación y actualización de las Normas

Para la divulgación de las Normas la EMAAP-Q las publicará y las tendrá a disposición de los usuarios en su página Web; igualmente, realizará capacitaciones de difusión a nivel interno, para sus Funcionarios, y a nivel externo, para los Consultores.

Con el fin de mantener actualizadas las disposiciones contenidas en estas Normas, la EMAAP-Q creó el Comité Técnico de Actualización de Normas y definió sus integrantes y sus funciones. Este Comité, igualmente, tiene la misión de orientar la divulgación de las nuevas Normas.

La actualización de las Normas se realizará como mínimo cada cuatro (4) años. Igualmente, cada vez que el Comité de Actualización lo estime conveniente hará actualizaciones en temas específicos.

1.7.2.1. Integrantes del Comité Técnico de Actualización de Normas

El Comité Técnico de Actualización de Normas estará conformado por tres (3) miembros designados por el Gerente General, con participación de las dependencias de la EMAAP-Q, que tienen que ver con la ejecución o supervisión de diseños de Proyectos de ALCANTARILLADO. Cada uno de estos miembros podrá nombrar un suplente. Así mismo, el Comité nombrará tres Subcomités de apoyo técnico: Subcomité de agua potable, Subcomité de alcantarillado, y un Subcomité para otros aspectos que se re-

quieran. Los integrantes de estos Subcomités serán escogidos según las especialidades que se deban tratar.

1.7.2.2. Funciones del Comité Técnico de Actualización de Normas

Son funciones del Comité las siguientes:

- ◆ Aprobar en forma permanente la revisión, modificación y actualización de las Normas, ya sea de oficio o a solicitud de la parte interesada, previo estudio de la viabilidad y conveniencia para la Empresa de la petición.
- ◆ Recomendar al Gerente General la incorporación de nuevas Normas, correspondientes a métodos y tecnologías de punta, que estén suficientemente probadas en el medio.
- ◆ Orientar y dirigir el proceso de divulgación de las Normas. Solicitar los recursos para capacitación que este programa requiera.
- ◆ Aprobar y gestionar la ejecución de las guías de diseño complementarias a las Normas; así como la adquisición de software especializado y bibliografía técnica de apoyo para los funcionarios de la EMAAP-Q.
- ◆ Nombrar los integrantes de cada Subcomité.

1.8. DEFINICIONES

Para la aplicación de las presentes Normas, se definen los siguientes conceptos:

Agua potable: Es el agua que reúne los requisitos que la hacen apta para el consumo humano, debe estar exenta de organismos capaces de provocar enfermedades y de elementos o sustancias que puedan producir efectos fisiológicos perjudiciales, y debe cumplir con los requisitos que definen las Normas de Agua Potable.

Agua residual industrial: Agua de desecho generada en las operaciones o procesos de los establecimientos industriales.

Agua residual municipal: Mezcla de: (a) desechos líquidos evacuados de residencias, locales públicos, educacionales y comerciales; (b) desechos líquidos evacuados de locales industriales; y, (c) agua freática, superficial y de lluvia que entra al alcantarillado como infiltración.

Agua residual tratada: Agua que al descargar en un cuerpo receptor, cumple con los requisitos u objetivos de calidad.

Alcantarillado: Sistema de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales y/o de las aguas de lluvia.

Alcantarillado combinado: Sistema de obras para la recolección, conducción y disposición final tanto de las aguas residuales como de las aguas de lluvia en conjunto.

Alcantarillado de aguas de lluvia: Sistema de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas de lluvia.

Alcantarillado sanitario: Sistema de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales.

Aliviadero: Estructura diseñada en alcantarillado combinado con el propósito de separar los caudales que exceden la capacidad del sistema y conducirlos a un sistema de aguas de lluvia o a un cuerpo receptor.

Alternativas: Diversas posibilidades o soluciones técnicas y económicas para realizar un proyecto de cualquiera de los elementos de un sistema de alcantarillado a nivel de prefactibilidad y factibilidad.

Altura de descarga: Es la suma de las columnas de descarga estática, las pérdidas por fricción en la descarga y la columna de velocidad en la descarga.

Altura de fricción: Es la energía necesaria para vencer la resistencia que oponen las tuberías y accesorios, al flujo.

Altura de succión: Es la diferencia de los valores de altura de succión estática y las pérdidas por fricción de la succión, se la conoce como succión positiva.

Altura de velocidad: Altura teórica a la que una partícula líquida puede elevarse debido a su energía cinética.

Altura estática de descarga: Es la distancia vertical existente, desde el eje de la bomba al punto de entrega libre del líquido.

Altura estática de succión: Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro del líquido, al eje de la bomba, cuando esta se encuentra por debajo del nivel de suministro.

Altura estática total: Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro hasta el nivel de descarga libre del líquido.

Área tributaria o de drenaje: Superficie que drena hacia un punto o tramo determinado en un sistema de alcantarillado.

Boca de registro, boca de inspección o cámara de inspección: Son estructuras que permiten el acceso a las conducciones para intervenciones en inspecciones, limpieza, desobstrucciones o reparaciones.

Cámara húmeda: Compartimiento de una estación de bombeo donde se almacena agua para facilitar la succión de las bombas; también se le conoce con el nombre de pozo de succión.

Cámara seca: Compartimiento de una estación de bombeo en el cual se emplazan los equipos de bombeo.

Campaña para red de monitoreo: Actividad para desarrollo de información sobre parámetros de calidad relacionados con el caudal de la corriente. La información es recolectada en estaciones fijas de una red de monitoreo y a intervalos regulares. Generalmente se desarrolla información con medidores portátiles, suplementados con datos de caudal de una estación hidrológica y análisis de laboratorio.

Canal: Cauce artificial, revestido o no, que se construye para conducir aguas. Conducto descubierto que transporta agua a superficie o sujeto a la presión atmosférica (flujo libre).

Capacidad nominal: Es la capacidad de un elemento correspondiente al caudal de diseño.

Capacidad hidráulica: Es la capacidad máxima de un elemento, generalmente en exceso de la capacidad nominal

Captación: Estructura destinada a captar las aguas de escorrentía superficial que corren por un cauce abierto, para que ingresen a un colector de la red de alcantarillado de aguas de lluvia o combinado

Caracterización de desechos domésticos o industriales: Proceso destinado al conocimiento integral y estadísticamente confiable de las características del agua residual e integrado por la toma de muestras de volumen proporcional al caudal, medición de caudal e identificación de los componentes físicos, químicos, biológicos y microbiológicos. Los datos de caracterización generalmente corresponden a mediciones de campo y determinaciones de laboratorio que resultan en concentraciones de contaminantes, masas por unidad de tiempo y masas por unidad de producto (en el caso de desechos industriales).

Catastro de redes: Inventario de las tuberías y accesorios existentes en el que se incluye: Localización, diámetro, profundidad, material, año de instalación y evaluación de su estado físico y operativo.

Caudal de diseño: Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, redes y estructuras de un proyecto determinado de Alcantarillado.

Caudal máximo diario: Caudal máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año.

Caudal máximo horario: Caudal máximo durante una hora, observado en un período de un año.

Caudal medio: Caudal medio observado en un período de un año.

Caudal mínimo diario: Caudal mínimo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año.

Caudal mínimo horario: Caudal mínimo durante una hora, observado en un período de un año

Coefficiente de rugosidad: Medida de la rugosidad de una superficie, que depende del material y del estado de la superficie interna de una tubería.

Colector: Conducto cerrado circular, cuadrado, oval, etc., que recibe los caudales de los conductos secundarios de alcantarillado, siguiendo líneas directas de evacuación de un determinado sector del sistema.

Coliformes: Bacterias gram negativas de forma alargada capaces de fermentar lactosa con producción de gas a la temperatura de 35° C o 37° C (Coliformes totales). Aquellas que tienen las mismas propiedades a la temperatura de 44° C o 44.5° C se denominan Coliformes termotolerantes.

Compensación: Proceso usado para evitar las descargas violentas, aplicable a descargas de origen industrial en el cual se almacena el desecho para aplanar el histograma diario de descarga y para nivelar la calidad del desecho.

Conducción: Conjunto de conductos, estructuras y accesorios destinados a transportar el líquido.

Conducción a gravedad: Estructura que permite el transporte del agua utilizando el potencial del campo de gravedad terrestre.

Conducción por bombeo: Estructura con flujo a presión en la cual la energía necesaria para la circulación del agua es provista por una bomba.

Conducto: Estructura hidráulica destinada al transporte de agua.

Conexiones domiciliarias: Descargas o derivaciones que conducen efluente sanitario y/o pluvial desde un domicilio hacia la red de Alcantarillado.

Confiabilidad del servicio: Garantía de prestación de un servicio, expresada en porcentaje del tiempo en que este se presta con la calidad mínima establecida.

Contaminación del agua: Presencia en el agua de elementos o compuestos objetables o dañinos, en una concentración tal que la hacen no apta para el uso deseado.

Cota de batea: Generatriz inferior exterior del tubo.

Cota de extradós: Generatriz superior exterior del tubo. Máximo nivel externo de la tubería. Coincide con la clave.

Cota de intrados: Generatriz superior interior del tubo. Máximo nivel interno de la tubería.

Cota de invertido o cota de fondo: Generatriz inferior interior del tubo. Mínimo nivel interno de la tubería.

Creciente anual: Caudal que representa el máximo valor de un determinado año en una cuenca de drenaje.

Creciente extraordinaria: Caudal que representa el máximo valor conocido de una serie de varios años de duración en una cuenca de drenaje.

Criterio de la calidad del agua: Concentración numérica o enunciado descriptivo recomendado para mantener determinado uso benéfico del agua (ver objetivo de calidad).

Cuenca de drenaje: Área drenada por un curso de agua, un lago o un conducto colector principal de un sistema de alcantarillado.

Datos preliminares: Información recogida con carácter provi-sio-nal para la ejecución de estudios de prefactibilidad.

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura especificadas (generalmente 5 días y 20°C).

Demanda química de oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica (carbonacea) del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en una prueba que dura dos horas.

Demanda media diaria (Dmd): Es la demanda total de agua de un sistema y que resulta de la suma de las demandas domésticas y no domésticas y las pérdidas físicas.

Demanda máxima diaria (DMD): Es la demanda del día de máxima demanda. Es igual a la Demanda media diaria (Dmd) multiplicada por un factor de demanda máxima diaria.

Demanda neta (DN): Es la demanda total que resulta de la suma de las demandas domésticas y no domésticas de agua potable. No incluye las pérdidas físicas.

Depuración de aguas residuales: Término usado para significar la purificación o remoción de sustancias objetables de las aguas residuales, como por ejemplo DBO, DQO, bacterias, materiales tóxicos, etc. Se aplica exclusivamente a procesos de tratamiento de líquidos. El término Tratamiento de Aguas Residuales es preferible para aplicación a líquidos y lodos.

Desarenador: Estructura hidráulica destinada a remover del agua las partículas en suspensión acarreadas por ésta.

Descarga: Es una estructura que permite la libre entrega de las aguas de un sistema de alcantarillado hacia un cuerpo receptor en condiciones de flujo del agua que no se erosione el cauce.

Descarga controlada: (1) Regulación de la descarga del agua residual cruda para eliminar las variaciones violentas de caudal y calidad. (2) Término empleado a descargas de desechos industriales después de compensación.

Desripiador: Estructura hidráulica destinada a atrapar y remover del agua sedimentos gruesos que se mueven como transporte de fondo.

Diámetro interno: Diámetro real interno de conductos circulares.

Diámetro nominal: Es el número con el cual se conoce comúnmente el diámetro de una tubería, aunque su valor no coincida con el diámetro real interno.

Disipador: Estructura de disipación de energía que se construye con la finalidad de disminuir la energía cinética del agua.

Dispositivo de medición y muestreo: Instalación en la red de alcantarillado para la medición de nivel y caudal del escurrimiento y toma de muestras para análisis de calidad del agua.

Dotación: Cantidad de agua asignada, en los estudios de planeamiento y diseño de sistemas de agua potable, a un habitante para cubrir su consumo; se expresa en términos de litro por habitante por día.

Emergencia: Evento repentino e imprevisto que se presenta en un sistema de alcantarillado, como consecuencia de fallas técnicas, de operación, de diseño, de control, estructurales, de fuerza mayor o caso fortuito que pueden ser naturales, accidentales o provocadas, que alteran su operación normal y que obliguen a adoptar medidas inmediatas para minimizar las consecuencias.

Emisario: Canal o tubería que recibe las aguas residuales de un sistema de alcantarillado hasta una planta de tratamiento o de una planta de tratamiento hasta el punto de disposición final.

Estación de bombeo: Conjunto de estructuras, equipos y accesorios que permiten elevar el agua desde un nivel inferior a uno superior, o que introducen energía de presión en un sistema hidráulico.

Estiaje anual: Caudal que representa el valor mínimo que se ha presentado en un determinado año hidrológico o calendario en una cuenca de drenaje.

Estiaje excepcional: Caudal que representa el mínimo valor conocido de una serie de varios años hidrológicos en una cuenca de drenaje.

Estructura de disipación: Obra hidráulica que tiene como propósito disminuir la energía cinética del escurrimiento, de forma tal que la velocidad media de la sección no supere el valor máximo admisible.

Estudio de factibilidad: Incluye la obtención de información directa de la zona del proyecto y tiene como objetivo final la selección de la alternativa óptima desde el punto de vista técnico, económico, financiero y ambiental.

Estudio de impacto ambiental (EIA): Estudio sistemático que se hace para predecir las consecuencias ambientales de un proyecto propuesto. Su objetivo es el de asegurar que se identifiquen los potenciales riesgos ambientales y que se determinen y valoricen las medidas necesarias para evitar, mitigar o compensar los daños ambientales.

Estudio de prefactibilidad: Conjunto de datos y estudios preliminares necesarios para el planteamiento y comparación de alternativas técnicamente viables para la provisión de Alcantarillado. La información utilizada en esta fase es usualmente información secundaria existente.

Estudio geotécnico: Se refiere a las investigaciones y estudios de los suelos orientados a la estimación de sus condiciones geomecánicas, parámetros necesarios para la concepción, diseño y construcción de las obras.

Estudio hidrológico: Estudio destinado a la obtención de datos relativos a la ocurrencia y distribución espacial y temporal de aguas superficiales y subterráneas.

Evaluación del riesgo: Evaluación cualitativa y cuantitativa del riesgo ocasionado sobre la salud humana o sobre el medio ambiente por la implantación y funcionamiento de una obra de Alcantarillado.

Exfiltración: Proceso mediante el cual el agua escurre hacia el exterior desde los conductos del sistema de alcantarillado.

Factor de demanda máxima diaria (FMD): Es un factor por el cual se multiplica la demanda o el caudal medio para obtener el caudal o la demanda del día de máxima demanda en el respectivo componente del sistema.

Factor de demanda máxima horaria (FMH): Es un factor por el cual se multiplica la demanda o el caudal medio para obtener el caudal o la demanda de la hora de máxima demanda en el respectivo componente del sistema.

Flujo a gravedad: Escurrimiento producido en una conducción abierta o cerrada debido a la fuerza gravitatoria generada por un gradiente del nivel del fluido.

Flujo a presión: Se produce en una conducción cerrada cuando el escurrimiento ocupa la totalidad de la sección y el gradiente hidráulico está sobre la cota de intrados del tubo.

Flujo a superficie libre: Se produce cuando en una conducción abierta o cerrada el escurrimiento presenta su superficie en contacto con el aire a la presión atmosférica.

Frecuencia: En hidrología, número de veces que en promedio se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un período definido. También, se denomina a la inversa del Período de Retorno.

Fuente no puntual: Fuente de polución o contaminación no localizada (vg. Escorrentía pluvial urbana, escorrentía agrícola, etc.)

Fuente puntual: Cualquier fuente definida de la cual se descargan o pueden descargarse contaminantes (vg. Tuberías, emisarios, canales, corrales de engorde, embarcaciones, etc.)

Impacto ambiental: Cambio o consecuencia al ambiente que resulta de una acción específica o proyecto. Ver definición de “Estudio de Impacto Ambiental”.

Industria: Local o lugar donde a través de la manufactura, elaboración o procesos, produce la transformación de la materia prima y que en sus diferentes etapas generan agua residual que se descarga al alcantarillado público. Se consideran también los locales que produzcan agua residual en volumen y características diferentes a las del agua residual doméstica (de acuerdo a la Clasificación Internacional Industrial Uniforme CIIU).

Infiltración: Proceso mediante el cual el agua atraviesa la superficie del suelo y escurre subsuperficialmente hacia los conductos del sistema de alcantarillado y penetra en los mismos a través de fisuras, juntas en estado deficiente, unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras.

Interceptor: Canal o tubería que recibe el caudal sanitario de una serie de descargas transversales y las conduce a una planta de tratamiento. En el caso de un sistema de alcantarillado combinado puede recibir también un pequeño caudal predeterminado de aguas lluvias.

Manejo de aguas residuales: Conjunto de obras de recolección, tratamiento y disposición y acciones de operación, monitoreo y control, en relación con aguas residuales.

Mantenimiento: Conjunto de acciones que se ejecutan en las instalaciones y/o equipos para prevenir daños o para la reparación de los mismos cuando se producen.

Mantenimiento correctivo: Conjunto de actividades que se deben llevar a cabo cuando un componente, equipo, instrumento o estructura ha tenido una parada forzosa o imprevista.

Mantenimiento preventivo: Conjunto de actividades que se llevan a cabo en un equipo, instrumento o estructura, con el propósito de que opere a su máxima eficiencia de trabajo, evitando que se produzcan paradas forzosas o imprevistas.

Materiales de arrastre de fondo: Materiales que se desplazan por o cerca del fondo de un cauce, rodando, deslizándose, o por pequeños saltos.

Memoria técnica: Documento técnico y descriptivo que resume todos los datos de campo e informaciones preliminares, resultados de trabajos realizados, recomendaciones y conclusiones del estudio. Forman parte de la memoria los anexos, esquemas, planos y todos los demás documentos que sean necesarios para completar el proyecto. También se puede denominar Informe Técnico.

Metales pesados: Metales que pueden ser precipitados por el hidrógeno sulfurado en solución ácida, por ejemplo: plomo, plata, mercurio, etc.

Monitoreo: Actividad consistente en efectuar observaciones, mediciones y evaluaciones de parámetros de calidad del agua de escurrimiento en las redes de alcantarillado.

Muestra compuesta: Formada por mezcla de alícuotas de muestras individuales con volúmenes parciales proporcionales al caudal (determinado en el momento de muestreo), tomadas a intervalos y durante un período de tiempo predeterminado (generalmente 24 horas o en el caso de industrias el turno de trabajo).

Muestra puntual: Muestra tomada al azar en un cuerpo receptor y en una hora determinada, para el examen de un parámetro que normalmente no puede preservarse (vg. coliformes, pH, CO₂, etc.)

Muestreo: Recolección de muestras de un volumen predeterminado con aplicación de técnicas y preservación que corresponden al parámetro o característica a determinarse en el laboratorio.

Norma (estándar) de calidad del agua: objetivo reconocido en leyes o reglamentos de control de la contaminación del agua, a nivel gubernamental.

Objetivo (o meta) de la calidad del agua: Concentración numérica o enunciado descriptivo recomendado para preservar los usos designados del agua en un sitio (cuenca o tramo de río) y bajo condiciones específicas. Son la base de los reglamentos de control de la contaminación de agua.

Nivel freático: Profundidad de la superficie de un acuífero libre con respecto a la superficie del terreno.

Operación: Conjunto de acciones para mantener en funcionamiento un sistema.

Optimización: Proceso de diseño o construcción para lograr aprovechar al máximo la capacidad de un elemento de un sistema de Alcantarillado.

Parámetros de diseño: Criterios seleccionados o preestablecidos con los que se diseñan y construyen cada uno de los elementos de un sistema de Alcantarillado.

Período de retorno: Es el intervalo de tiempo promedio, medido en años, dentro del cual un evento hidrometeorológico puede ser igualado o superado.

Pérdida de carga: Disminución de la carga hidráulica total de un fluido debido a las pérdidas por fricción y menores que se presentan con el flujo de este a través de un conducto.

Pérdidas menores o locales: Pérdida de la carga hidráulica total causada al flujo por los accesorios o válvulas de una conducción de agua.

Pérdidas por fricción: Pérdida de la carga hidráulica causada por los esfuerzos cortantes del flujo en las paredes de un conducto.

Perfil hidráulico: Es un corte a través de un elemento del sistema de Alcantarillado que muestra el nivel de agua en cada una de sus partes bajo condiciones de operación normal.

Período de diseño: Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.

Plan de contingencias: Es el conjunto de procedimientos preestablecidos para la respuesta inmediata, con el fin de atender en forma efectiva y eficiente las necesidades del servicio de manera alternativa

y para restablecer paulatinamente el funcionamiento del sistema después de la ocurrencia de un evento de origen natural o antrópico que ha causado efectos adversos al sistema.

Plan maestro de alcantarillado: Estudio de planeamiento que indica el plan óptimo de obras e inversiones para la expansión ordenada de un sistema de alcantarillado en un horizonte de análisis dado.

Planos de diseño para construcción: Plano producto de la etapa de diseño definitivo y que contiene todos los detalles para ubicar la obra y los detalles específicos para lograr su construcción.

Planos de obra construida (as built): Plano que refleja la ubicación y detalles específicos de la obra, como quedó realmente construida.

Planta de tratamiento (de depuración) de aguas residuales PTAR: Conjunto de obras, facilidades y procesos, implementados para mejorar las características del agua residual doméstica e industrial

Población equivalente: La población estimada al relacionar la carga o volumen de un parámetro (DBO, sólidos en suspensión, caudal) al correspondiente aporte per cápita (Kg. DBO/ (Hab.), l/ (Hab.)).

Población flotante: Población de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un espacio corto de tiempo por razones de trabajo, turismo o alguna otra actividad temporal.

Población futura: Número de habitantes que se tendrá al final del período o etapa de diseño.

Pozo o cámara de revisión (o inspección): Estructura de forma cilíndrica o prismática con tapa removible para permitir el acceso, la ventilación y el mantenimiento de los sistemas de alcantarillado.

Prediseño: Dimensionamiento preliminar de los componentes de un sistema.

Presión interna: Corresponde a la presión interna máxima a la que estará sometida la tubería durante su vida útil; valor derivado del diseño hidráulico y del cálculo de la sobrepresión máxima que pueda llegar a generarse por efectos de golpes de ariete en el sistema.

Presión nominal: Presión interna máxima a la cual puede estar sometida una tubería, considerando un factor de seguridad, y que es dada por el fabricante según las normas técnicas correspondientes. También se llama presión de trabajo.

Pre-tratamiento: Operaciones y/o procesos de tratamiento destinados a la reducción de la concentración de contaminantes, la eliminación de los mismos o a la alteración de la naturaleza de las propiedades contaminantes de las aguas residuales domésticas o industriales antes de su descarga al sistema público de alcantarillado, o a otros procesos de postratamiento (pretratamiento anaeróbico seguido de post tratamiento).

Primer Lavado: Es el escurrimiento urbano inicial de una tormenta de lluvia. Durante esta fase, el agua contaminada, producto del lavado, ingresa al sistema de drenaje y subsecuentemente a las aguas superficiales; por lo general es más concentrada que el agua restante de la tormenta.

Proyecto: Conjunto de obras que se encuentran previstas a nivel de diseño.

Proyecto definitivo: Conjunto de trabajos que incluyen diseños, presupuestos, memoria técnica, lista de materiales, especificaciones técnicas, documentos precontractuales y programación de obra y manuales de operación y mantenimiento.

Punto de muestreo: Lugar de extracción de muestras de agua para su análisis y representativo de la calidad del agua de escurrimiento en el sistema de alcantarillado.

Reconocimiento de los suelos: Actividad que tiene por objeto la puesta en obra de los medios necesarios y suficientes, para la obtención del conocimiento de los diversos elementos y formaciones de que están constituidos los suelos de la zona del Proyecto.

Rejilla: Elemento que mediante una combinación de barras y espacios libres permite el ingreso de agua a los sumideros y retiene basuras y material sólido.

Riesgo: Potenciales consecuencias económicas, sociales o ambientales que se pueden generar como resultado de los daños o la pérdida de función de un sistema durante un tiempo de exposición definido. Se expresa como la probabilidad de exceder una pérdida en un sitio y durante un lapso determinado, resultado de relacionar la vulnerabilidad del sistema y la amenaza a la cual se encuentra sometido.

Sedimentación: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.

Sedimentos: Partículas sólidas provenientes de rocas o de un medio biológico, que son o han sido transportadas por el agua u otro agente atmosférico.

Separador de caudal: En un sistema de alcantarillado combinado, es una estructura prevista para evacuar caudales de aguas servidas diluidas a un colector de alivio o a un cauce natural, para evitar una sobrecarga de la red aguas abajo y la contaminación del cauce receptor.

Sifón: Conducto a presión por gravedad, situado íntegramente arriba de la línea piezométrica.

Sifón invertido: Conducto a presión por gravedad con forma “U” y funciona siempre con el punto de entrada por encima del punto de salida.

Sistema combinado: Sistema de alcantarillado que recibe aguas lluvias y aguas residuales de origen doméstico y/o industrial.

Sistema de control: El sistema de control permite mantener variables de un proceso dentro de un rango de operación, tomando acciones a partir de comparar el valor deseado con el valor requerido. Un sistema de control está compuesto usualmente por los siguientes elementos: Instrumentación de medición-transductor, transmisor, controlador, actuador y sistema de registro.

Sistema experto: Es un programa computacional interactivo que pretende simular las acciones y decisiones de un experto usando algunas representaciones de su conocimiento y proceso de razonamiento.

Sistema Público de Alcantarillado: Conjunto adecuado de conductos subterráneos que sirven para el transporte de agua mezclada con residuos procedentes de la actividad de la comunidad.

Sistema SCADA: Conjunto de programas de computador con funciones de registro y visualización de variables del proceso, generación de alarmas, cálculo y aplicación de señales de acción, los cuales interactúan con el proceso por intermedio de un sistema de adquisición de información.

Sumidero: Estructura destinada a captar las aguas de la escorrentía superficial que corren por las cunetas de las calzadas y que entrega las mismas al sistema de alcantarillado.

Sustancias flotantes: Materiales que se sostienen en equilibrio en la superficie del agua y que influyen en su apariencia.

Tamaño efectivo: En una muestra de material granular, el tamaño efectivo corresponde al espaciamiento libre de una malla o tamiz que deja pasar el 10% de la muestra, en peso.

Tanque de compensación: Tanque utilizado para almacenar y homogenizar el desecho, eliminando las descargas violentas.

Tecnología apropiada: Es aquella que permite seleccionar los métodos de tratamiento más simples y económicos, utilizando al máximo la mano de obra y materiales locales.

Tipo de usuario: Diferentes clases de usuarios que pueden existir a saber: domésticos, industriales, comerciales, oficiales, municipales y educacionales.

Tubería: Conducto de sección circular para el transporte de agua.

Tubería de impulsión: Conducción que permite el transporte de agua a presión desde una Estación de Bombeo.

Tubería flexible o semirígida: Los materiales de tuberías que clasifican como flexibles o semirígidos son aquellos que derivan una parte substancial de su capacidad de carga ante las cargas del terreno a partir de la resistencia estructural del elemento asociada a la rigidez misma de la pared de la tubería.

Usuario industrial: Persona natural o jurídica que representa a la planta industrial pública, privada o mixta que descarga su agua residual al alcantarillado público.

Válvulas: Elemento que permite el control del flujo en una tubería.

Variante: Término utilizado para los diferentes esquemas técnicos que permiten la optimización de una alternativa de solución planteada para el diseño de un sistema de Alcantarillado.

Velocidad de sedimentación: Velocidad de caída de las partículas en un medio dado.

Vertedero: Dispositivo hidráulico para medición y control de rebose.

Vida útil: Período de utilización después del cual una obra o estructura puede ser reemplazada por inservible.

Vulnerabilidad: Predisposición de un sistema de ser afectado o de ser susceptible a sufrir daños o pérdida de su función, como resultado de la ocurrencia de un evento que caracteriza una amenaza.

TITULO 2

REFERENCIACION GENERAL



TÍTULO 2: REFERENCIACIÓN GENERAL

ÍNDICE

Página

2. REFERENCIACIÓN GENERAL	15
2.1 Sistema de Unidades	15
2.2 Variables	16
2.3 Abreviaturas.....	19
2.4 Normas Técnicas Referenciadas	20
2.4.1 Normas técnicas.....	20
2.5 Leyes, decretos y legislación pertinente	22



2. REFERENCIACIÓN GENERAL

El sistema SI es de aplicación obligatoria en el Ecuador.

2.1. SISTEMA DE UNIDADES

Aceleración

m/s² Metros por segundo cuadrado

Ángulo Plano

° Grados

Área

cm² centímetro cuadrado

ha hectárea

km² kilómetro cuadrado

m² metro cuadrado

Caudal

l/h Litro por hora

l/s Litro por segundo

m³/s Metros cúbicos por segundo

Concentración

mg/l Miligramo por Litro

ppm Partes por millón

Densidad

kg/m³ Kilogramo por m³

Esfuerzo

kPa kilo pascal

MPa mega pascal

Pa Pascal

Fuerza

N Newton

kN kilo newton

t tonelada

Longitud

m metro

km kilómetro

mm milímetro

Masa

g gramo

mg miligramo

kg kilogramo

Población

hab. habitante

Potencia

kw kilowattio

W watio

Potencial eléctrico

kv kilovoltio

v voltio

Presión

kPa kilopascal

mPa megapascal

Pa Pascal

m.c.a metros de columna de agua

Temperatura

°C Grados centígrados

Tiempo

año año

día día

h hora

min. minuto

s segundo

Velocidad

m/s metros por segundo

Viscosidad

Pa.s pascales por segundo

Volumen

cm³ centímetro cúbico

l litro

m³ metro cúbico

Otras

l/(hab • día) litro por habitante por día

m²/m Metro cuadrado por metro

2.2. VARIABLES

%p = porcentaje de pérdidas (entre 0 y 1)

ρ = densidad del agua kg/m³

μ = viscosidad absoluta del agua, Pa•s

σadmisibile = esfuerzo de trabajo máximo admisible, Pa

τo = esfuerzo cortante crítico, N/m²

μp = relación de Poisson de un material

σ_{rotura} =	esfuerzo de rotura, Pa
ρ_s =	densidad del sedimento, kg/m ³
a =	celeridad de la onda de presión, m/s
A_{rd} =	área residencial bruta de drenaje sanitario (has)
A =	área superficial, m ²
A =	área transversal del flujo, m ²
A =	área de apoyo del anclaje, m ²
B =	ancho de fondo de una sección de un canal natural o artificial, m
B_s =	ancho superficial de una sección de un canal natural o artificial, m
β_1 =	coeficiente de consumo mínimo diario
β_2 =	coeficiente de consumo mínimo horario
d =	profundidad de agua medida perpendicularmente al flujo, m
D =	profundidad hidráulica, m
D =	densidad de población futura, hab/ha.
$D = D^\circ$ =	diámetro hidráulico de una sección de escurrimiento
d_{bruta} =	dotación bruta, L / (hab • día)
d_{neta} =	dotación neta por habitante, L / (hab.día)
e =	espesor de la tubería, m
E =	energía específica, m
E =	módulo de elasticidad de un material, Pa
E_p =	módulo de compresibilidad del líquido, GPa
f =	coeficiente de fricción de Darcy
$F.S.$ =	factor de seguridad
Fr =	número de Froude
g =	aceleración de la gravedad, 9.81 m/s ²
γ =	peso específico del agua, kN/m ²
H =	altura dinámica total, m
h_v =	altura de velocidad, m
H_m =	altura o carga hidráulica de pérdidas menores, m
η =	eficiencia de la bomba y el motor
h =	profundidad de agua en un canal medida verticalmente, m
H_{es} =	altura estática de succión, m
h_f =	pérdida de altura o carga hidráulica debida a la fricción, m
h_L =	pérdida de altura o carga hidráulica en un tramo de longitud L debida a la fricción, m
H_a =	pérdida de altura o carga hidráulica en un accesorio, m

$i =$	gradiente hidráulico
$K =$	conductividad hidráulica, m/s
$k_1 =$	coeficiente de consumo máximo diario
$k_2 =$	coeficiente de consumo máximo horario
$K_b =$	constante de reacción de primer orden en el agua
$K_m =$	coeficiente de pérdida menor
$k_S =$	rugosidad absoluta de la tubería, m
$L =$	longitud total de la tubería, m
$NPSH =$	cabeza neta de succión positiva, m
$p =$	población, hab.
$p =$	presión de ensayo hidráulico, Pa
$P =$	potencia requerida por la bomba, W
$P_{atm} =$	presión atmosférica, Pa
$P_v =$	presión de vapor del agua, Pa
$Q =$	caudal de operación, m ³ /s
$Q_{95} =$	caudal correspondiente al 95% de excedencia en la curva de duración
$Q_d =$	caudal de diseño, m ³ /s
$Q_{m_D} =$	caudal medio diario, L/s
$Q_{M_D} =$	caudal máximo diario, L/s
$Q_{M_H} =$	caudal máximo horario, L/s
$Q_{min_D} =$	caudal mínimo diario, L /s
$Q_{min_H} =$	caudal mínimo horario, L /s
$R =$	radio real interno de la tubería, m
$R =$	radio hidráulico, m
$R =$	coeficiente de retorno (adimensional).
$r =$	radio relativo a un pozo, m
$\rho =$	densidad del agua, kg/m ³
$Re =$	número de Reynolds
$R_h =$	radio hidráulico, m
$S_f =$	pendiente de la línea de energía total
$S_o =$	pendiente del fondo o solera del canal
$S_t =$	pendiente transversal de la calzada, m
$S_w =$	pendiente de la superficie libre del agua, m
$t =$	tiempo, s
$T =$	ancho superficial de un canal, m

T =	tiempo de vaciado en segundos, s
τ =	período del golpe de ariete, s
τ =	fuerza tractiva, N/m ²
τ_0 =	fuerza tractiva límite, N/m ²
v =	velocidad de asentamiento, m/s
V =	velocidad media del flujo, m/s
V =	volumen del tanque, m ³
Ve =	velocidad de entrada a la rejilla, m/s
x =	abscisa o distancia horizontal, m
y =	profundidad del flujo, m
y_c =	altura de agua (o tirante) crítico de un flujo, m
Z =	factor de sección, m
Z =	inversa de la pendiente transversal de una cuneta, m

2.3. ABREVIATURAS

AAN	Autoridad Ambiental Nacional (Ministerio del Ambiente)
AAL	Autoridad Ambiental Local (Dirección Metropolitana del Medio Ambiente del Municipio de Quito)
AWWA	American Water Works Association Standard
DDC	Desbordes de Drenajes Combinados
DMMA	Dirección Metropolitana del Medio Ambiente del Municipio de Quito
DMQ	Distrito Metropolitano de Quito
EMAAP-Q	Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable de Quito
IEOS	Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias (ya no existe)
IGM	Instituto Geográfico Militar
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
INEN	Instituto Ecuatoriano de Normalización
MAE	Ministerio del Ambiente del Ecuador
MIDUVI	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda
MSP	Ministerio de Salud Pública
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
PSA	Programa de Saneamiento Ambiental (Dependencia de EMAAP-Q)
SCD	Sistemas Combinados de Drenaje
SENAGUA	Secretaría Nacional del Agua

SIG	Sistema de Información Geográfica
TULAS	Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria

2.4. NORMAS TÉCNICAS REFERENCIADAS

Las siguientes son las normas técnicas a las cuales hace referencia el presente Título. En caso de conflicto prevalecerá lo establecido en estas Normas.

2.4.1. Normas técnicas

INEN 505	Tubería plástica. Resistencia al aplastamiento transversal.
INEN 864	Árido fino para hormigón. Determinación del porcentaje de partículas en suspensión después de una hora de sedimentación.
INEN 868	Áridos para hormigón. Determinación de la reactividad potencial de los áridos. Método químico.
INEN 1586	Tubos y accesorios de hormigón. Definiciones y terminología.
INEN 1590	Tubos y accesorios de hormigón simple. Requisitos.
INEN 1591	Tubos de hormigón reforzado y accesorios. Requisitos.
INEN 1752	Urbanización. Sistemas de eliminación de residuos líquidos.
INEN 1754	Urbanización. Sistema de depuración de residuos líquidos. Requisitos.
INEN 2059	Tubos de PVC rígido de pared estructurada e interior lisa y accesorios para alcantarillado. Requisitos.
INEN 2360	Tubos de polietileno (PE) de pared estructurada e interior lisa para alcantarillado.
IRAM 11503	Tubos de hormigón armado no pretensado. Destinados a la conducción de líquidos sin presión.
IRAM 11513	Tubos y piezas de conexión de mortero de cemento Portland y de hormigón simple, destinados a obras de desagüe pluvial y alcantarillado sanitario.
IRAM 11519	Tubos de hormigón pretensado sin cilindro de acero.
IRAM 11570	Tubos de hormigón pretensado. Método para la determinación del coeficiente de permeabilidad al agua del mortero de recubrimiento.
IRAM 11629	Tubos de hormigón armado con malla soldada, doblada o en espiral, no pretensados. Destinados a la conducción de líquidos sin presión.
IRAM 13317	Tubos y accesorios de material termoplástico. Determinación de la temperatura de ablandamiento Vicat. Thermoplastic pipes and fittings. Determination of Vicat softening temperature.
IRAM 13323	Piezas de conexión de material plástico rígido, de enchufe para tubos de desagüe de plástico rígido. Dimensiones Básicas.
IRAM 13325	Tubos de policloruro de vinilo no plastificado para ventilación, desagües cloacales y pluviales. Medidas.

IRAM 13326	Tubos de Policloruro de vinilo (PVC) no plastificado para ventilación, desagües pluviales y cloacales.
IRAM 13330	Tubos de polietileno de baja densidad (PE-BD) dimensionados por diámetro interior. Medidas, requisitos y métodos de ensayo. Low density polyethylene pipes sized by internal diameter. Dimensions, requirements and test methods.
IRAM 13331-2	Piezas de conexión de Policloruro de vinilo rígido para ventilación, desagües pluviales y cloacales, moldeadas a partir de tubos de Policloruro de vinilo rígido.
IRAM 13431	Tubos de poliéster insaturado reforzado con fibra de vidrio, destinados al transporte de agua y líquidos cloacales, con presión o sin ella. Medidas.
IRAM 13347	Tubos y accesorios de material termoplástico. Determinación de las cenizas. Thermoplastic pipes and fittings. Determination of ash.
IRAM 13349	Tubos de materiales termoplásticos. Medidas y presiones nominales. Thermoplastic pipes. Dimensions and nominal pressures.
IRAM 13386	Tubos y accesorios de material termoplástico. Determinación de la densidad. Thermoplastic pipes and fittings. Determination of density.
IRAM 13399	Tubos de material termoplástico. Determinación de las medidas. Thermoplastic pipes. Determination of dimensions.
IRAM 13432	Tubos de poliéster insaturado, reforzado con fibra de vidrio, destinados al transporte de agua y líquidos cloacales, con presión o sin ella. Glass Fiber Reinforced – Thermosetting Resin pipes for the transport of water and sewer liquids under or without pressure – Requirements.
IRAM 13433	Tubos de plástico reforzado con fibra de vidrio. Determinación de la resistencia química bajo tensión por deformación. Glass Fiber-Reinforced Thermosetting Resin Chemical resistance in deflected condition.
IRAM 13474	Tubos termoplásticos. Piezas de montura de polipropileno, para conexiones de tuberías cloacales domiciliarias. Medidas, requisitos y métodos de ensayo. Thermoplastic pipes. Polypropylene mounting connections for domiciliary drainage systems. Dimensions, requirements and test methods.
IRAM 13476-1	Tubos de polipropileno para desagües pluviales y cloacales. Medidas.
IRAM 13476-2	Tubos de polipropileno para desagües pluviales y cloacales domiciliarios. Requisitos y métodos de ensayo.
IRAM 13484	Tubos de polyester insaturado reforzado con fibra de vidrio (PRFV). Bases de diseño hidrostático. Glass fiber reinforced thermosetting resin pipes. Basis for hydrostatic design.
IRAM 13486	Tubos y accesorios de polietileno de alta densidad (PE-AD) para sistemas cloacales y de desagüe enterrados. Requisitos. High-density polyethylene (PE-HD) pipes and fittings for buried drainage and sewerage systems. Specifications.

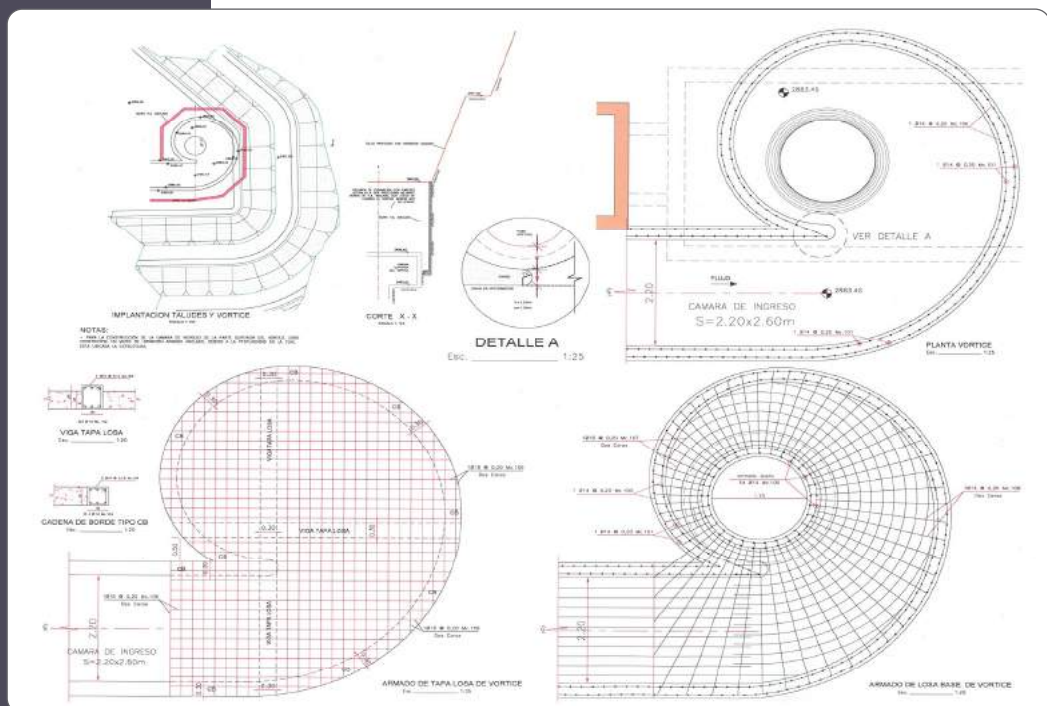
- IRAM 13493** Piezas de conexión de material termoplástico, con espigas, para tubos de polietileno de baja densidad (PEBD). Medidas y requisitos. Thermoplastic insert fittings, for low density polyethylene (LD-PE) pipes. Dimensions and requirements.
- C 104** American National Standard for cement-mortar lining for ductile-iron pipe and fittings for water (ANSI A 21.4)
- C 105** American National Standard for polyethylene encasement for ductile-iron pipe systems (ANSI A 21.5)
- C 106** American National Standard for cast iron pipe centrifugally cast in metal molds, for water or other liquids.(ANSI A 21.6)
- C 110** American National Standard for ductile-iron and gray-iron fittings, 3 In Through 48 In.(75 mm Through 1200 mm), for water and other liquids. (ANSI A 21.10)
- C 115** American National Standard for flanged ductile-iron pipe with ductile-iron or gray-iron threaded flanges. (ANSI A 21.15)
- C 902** Standard for polybutylene (PB) pressure pipe and tubing, ½ in. through 3 in., for water.

2.5. LEYES, DECRETOS Y LEGISLACIÓN PERTINENTE

La Constitución de la República del Ecuador y todas las Normas referidas en este documento.

TITULO 3

ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCION Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS



TÍTULO 3: ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS

ÍNDICE

Página

3. ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS.....	23
3.1. Alcance.....	23
3.2. Integridad del drenaje urbano	23
3.3. Actividades generales para la concepción, diseño y construcción de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y lluvias.....	23
3.3.1. Definición del tamaño del sistema y tipo	23
3.3.2. Justificación del proyecto y definición del alcance.....	23
3.3.3. Conocimiento del marco institucional	24
3.3.4. Acciones legales	24
3.3.5. Aspectos ambientales particulares	24
3.3.6. Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos	25
3.3.7. Estudios básicos	25
3.3.8. Estudios socioeconómicos.....	25
3.3.9. Diseño y requerimientos técnicos	25
3.3.10. Construcción y fiscalización	25
3.3.11. Puesta en marcha, operación y mantenimiento	25



3. ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS

3.1. ALCANCE

Se desarrollan en este numeral las actividades generales para la concepción y diseño para la construcción de los sistemas de alcantarillado sanitario, pluvial y combinado.

3.2. INTEGRALIDAD DEL DRENAJE URBANO

El sistema de drenaje urbano se considera integrado por las siguientes instalaciones:

- ◆ Redes de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado.
- ◆ Conexiones domiciliarias.
- ◆ Sumideros
- ◆ Interceptores de aguas residuales. Conducciones principales y conductos de impulsión.
- ◆ Facilidades de medición y muestreo.
- ◆ Instalaciones de regulación y alivio de los sistemas combinados.
- ◆ Estaciones de bombeo.
- ◆ Instalaciones de tratamiento de aguas residuales.
- ◆ Descarga final.

3.3. ACTIVIDADES GENERALES PARA LA CONCEPCIÓN, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y LLUVIAS

3.3.1. Definición del tamaño del sistema y tipo

Se deberá definir el tamaño del sistema teniendo en cuenta su inserción dentro de los sistemas o sistema vigente. En base a esto el proyectista determinará la conveniencia de construir un sistema de alcantarillado combinado, separado o solo sanitario en áreas rurales con poca densidad poblacional.

Así mismo el tipo de sistema saldrá de una evaluación de la compatibilidad con los sistemas existentes y de una evaluación económica de los distintos sistemas que se puedan proponer para las características de la zona del proyecto.

3.3.2. Justificación del proyecto y definición del alcance

Todo componente de un sistema de evacuación o disposición de aguas residuales y/o pluviales debe justificarse con la identificación de un problema de salud pública, del medio ambiente o de bienestar social, el cual tiene solución con la ejecución del sistema propuesto, ya sea mediante la ampliación de cobertura de un servicio o mejoramiento de su calidad y eficiencia.

3.3.3. Conocimiento del marco institucional

El diseñador del sistema debe conocer las diferentes entidades relacionadas con la prestación del servicio público de suministro de agua potable y recolección de aguas residuales y pluviales, estableciendo responsabilidades y las funciones de cada una. Las entidades y aspectos que deben identificarse son:

1. Entidad responsable del proyecto.
2. Diseñador.
3. Constructor.
4. Rol del municipio, ya sea como prestador del servicio o como administrador del sistema.
5. Empresa prestadora del servicio. (Oficial, mixto o privado)
6. Entidades territoriales competentes.
7. Entidades de planeación.
8. Entidad reguladora.
9. Entidad de vigilancia y control.
10. Operador.
11. Fiscalizador.
12. Acciones proyectadas de la comunidad en el sistema.
13. Autoridad ambiental competente.
14. Fuentes de financiación.

3.3.4. Acciones legales

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

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

3.3.5. Aspectos ambientales particulares

En caso de requerirse, de conformidad con las leyes vigentes, debe presentarse a la autoridad ambiental respectiva la documentación necesaria para la obtención del certificado ambiental, en el cual se incluya una descripción de las obras y acciones de mitigación de los efectos en el medio ambiente propios del proyecto.

3.3.6. Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos

El diseñador debe conocer los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial planteados dentro del marco de la Ley o la que la reemplace y establecer las implicaciones que el sistema tendría dentro de la dinámica del desarrollo urbano.

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

3.3.7. Estudios básicos

Para la elaboración de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias es aconsejable disponer estudios previos a su diseño, que permitan caracterizar la región desde el punto de vista físico y socioeconómico, conocer los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Esto debe contribuir a seleccionar la alternativa más adecuada y factible, técnica, económica, financiera y de menor impacto ambiental. En el caso de proyectos de ampliación y/o rehabilitación el alcance y necesidad de estudios básicos son más limitados y puntuales. En el numeral 4.2. siguiente, se describe de manera general la información secundaria que resulta relevante para el diseño, tal el caso de la recopilación de datos socio-urbanos (población, distribución de los ingresos, censos de vivienda, etc), ambientales del entorno del proyecto y particularmente los cursos de agua, caracterización de las descargas, etc.

3.3.8. Estudios socioeconómicos

En caso de requerirse, el diseño del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales debe someterse a una evaluación socioeconómica y estar sujeto a un plan de construcción, operación, mantenimiento y expansión de costo mínimo.

3.3.9. Diseño y requerimientos técnicos

El diseño de cualquier componente de un sistema de evacuación y disposición de aguas residuales o pluviales debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos en las presentes Normas y los criterios de diseño aprobados por la EMAAP-Q, según los literales establecidos en cada capítulo.

3.3.10. Construcción y fiscalización

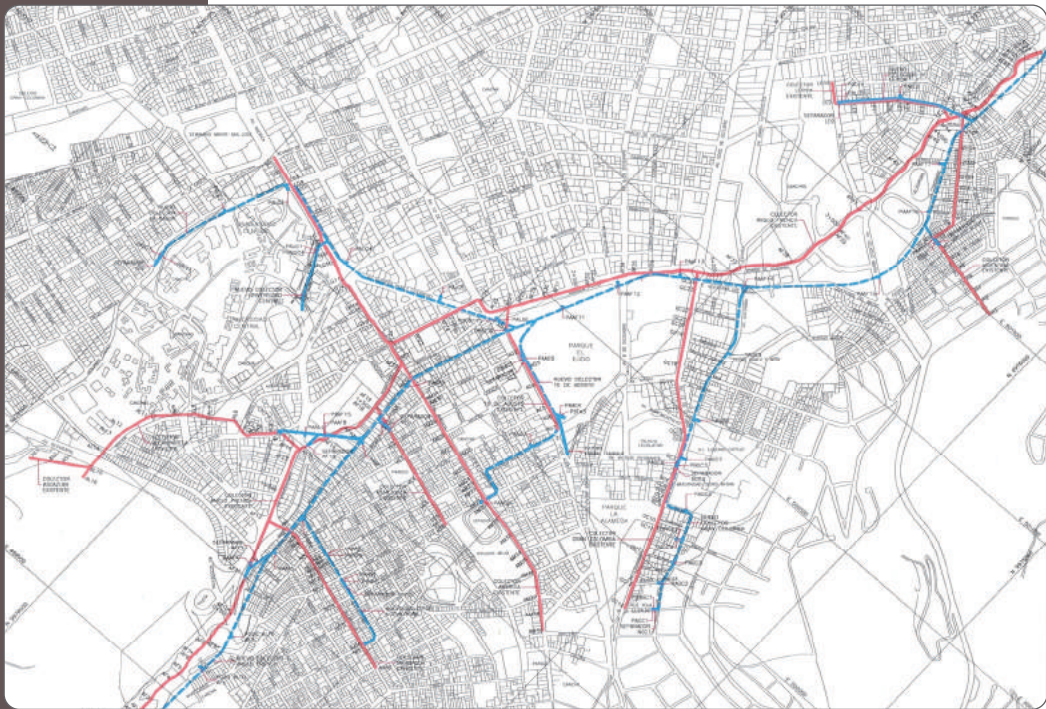
Los procesos de construcción y fiscalización se deben ajustar a los requisitos establecidos por las especificaciones técnicas y ambientales de la EMAAP-Q.

3.3.11. Puesta en marcha, operación y mantenimiento

Los procedimientos y medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales deben seguir los requerimientos establecidos en los procedimientos usuales de la EMAAP-Q y, en caso de requerirse, lo estipulado en el Manual de Operación y Mantenimiento del proyecto.

TITULO 4

REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO



TÍTULO 4: REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

ÍNDICE

Página

4. REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO	27
4.1. Alcance.....	27
4.2. Parámetros de diseño.....	27
4.2.1. Período de diseño.....	27
4.2.2. Población.....	27
4.2.2.1. Requisitos básicos.....	27
4.2.2.2. Definición del área de influencia y unidades de distribución de la demanda.....	28
4.2.2.3. Estimación de la población actual, viviendas y establecimientos no residenciales.....	28
4.2.2.4. Proyección de la población futura, viviendas y establecimientos no residenciales.....	28
4.2.2.5. Distribución espacial actual y futura de la población, viviendas y establecimientos no residenciales.....	29
4.2.3. Contribuciones de aguas residuales.....	29
4.2.3.1. Domésticas (Qd).....	29
4.2.3.2. Industriales (QI).....	30
4.2.3.3. Comerciales (QC).....	31
4.2.3.4. Institucionales (QIN).....	31
4.2.3.5. Conexiones erradas (QCE).....	32
4.2.3.6. Infiltración (QINF).....	33
4.2.4. Caudal medio diario (QmD).....	33
4.2.5. Coeficientes de mayoración y minoración de caudales (K_1 , K_2 , β_1 y β_2).....	36
4.2.6. Caudales de diseño.....	37
4.2.7. Diámetro interno mínimo.....	39
4.2.8. Velocidad mínima.....	40
4.2.9. Velocidad máxima.....	40
4.2.10. Pendiente mínima.....	41
4.2.11. Pendiente máxima.....	41
4.2.12. Profundidad hidráulica máxima.....	41
4.2.13. Profundidad mínima a la cota clave.....	41
4.2.14. Profundidad máxima a la cota de la clave de la tubería.....	41
4.2.15. Cálculo de la red de alcantarillado sanitario.....	42
4.2.16. Trazado de la red de alcantarillado sanitario.....	43
4.2.16.1. Trazado de la red.....	44
4.2.16.2. Ubicación de las tuberías.....	44



4.2.17.	Selección del material de las tuberías	45
4.2.18.	Estructuras especiales (sifones invertidos, pozos de registro, accesos).....	46
4.2.19.	Conexiones Domiciliarias.....	48
4.3.	Parámetros de proyecto en el diseño estructural.....	48
4.3.1.	Aspectos generales.....	48
4.3.2.	Material de las tuberías	48
4.3.3.	Cálculo resistente de las tuberías.....	48
4.3.4.	Especificaciones mínimas a cumplir por las tuberías de diferentes materiales	49
4.3.4.1.	Tubos de policloruro de vinilo (P.V.C.).....	50
4.3.4.2.	Tuberías de PVC y PEAD de pared estructurada.....	50
4.3.4.3.	Tubos de plástico reforzado con fibra de vidrio (P.R.F.V.)	51
4.3.4.4.	Tubos de hormigón prefabricados	52
4.3.5.	Juntas	53
4.3.5.1.	Juntas en tuberías de PVC	53
4.3.5.2.	Juntas en tuberías de PVC y PEAD de pared estructurada	53
4.3.6.	Rellenos	55
4.3.6.1.	Relleno de la zona del tubo	55
4.3.6.2.	Relleno de la zona de zanja	56
4.3.6.3.	Relleno final	56
4.3.6.4.	Rellenos en terraplén	56
4.3.6.5.	Material de relleno.....	56
4.3.6.6.	Migración de material de relleno - Necesidad de confinamiento de los rellenos	57
4.4.	Control de calidad en la instalación de tuberías de redes de alcantarillado	58
4.4.1.	Descarga, recepción y almacenamiento de los materiales	58
4.4.2.	Materiales de relleno de zanjas.....	59
4.4.3.	Compactación de las zanjas.....	59
4.4.4.	Migración de material de relleno - Necesidad de confinamiento de los rellenos.....	60
4.4.5.	Pruebas hidráulicas.....	61
4.4.6.	Pruebas de deformación y de deflexión de las tuberías	62
4.4.7.	Pruebas de alineamiento	63



4. REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

4.1. ALCANCE

En este capítulo se establecen las condiciones para la definición y estimación de los parámetros de diseño que deben considerarse en el proceso de diseño de sistemas de recolección de aguas servidas.

4.2. PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

4.2.1. Período de diseño

El período de diseño o planeamiento, debe fijar las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos empleados, la calidad de la construcción y su operación y mantenimiento. El período de diseño también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben proyectarse para un período de 30 años.

4.2.2. Población

La estimación de la población es un aspecto principal del planeamiento de un sistema de alcantarillado. Esta población debe corresponder a la proyectada al final del período de diseño, llamado también año horizonte de planeamiento del proyecto. Además, debe estimarse la población futura cada 5 años hasta el año horizonte.

Adicionalmente, debe tenerse en cuenta que el diseño de redes requiere conocer la distribución espacial de la población, identificando los diferentes usos del suelo, tipos de consumidores y la distribución espacial de la demanda de servicios de alcantarillado.

Las densidades de población y la distribución espacial deben estar acordes con las normas urbanísticas, planes de desarrollo municipales, planes de ordenamiento territorial y demás programas formulados por el gobierno municipal, que determinen la ocupación y los usos del suelo y las densidades máximas de población asignadas a los diferentes usos.

Adicionalmente, los estudios de población de zonas parciales de la ciudad y parroquias deben considerar las proyecciones de población y demanda de agua establecidas por la EMAAP-Q.

4.2.2.1. Requisitos básicos

a) Censos de población

Corresponde a los datos demográficos de la población, en especial los censos de población del INEC y los censos disponibles de otros servicios públicos de la localidad. Con base en los datos censales deben obtenerse los parámetros que determinen el crecimiento de la población.

b) Censos de vivienda

A partir de la información de los censos de población y vivienda se puede calcular el número promedio de habitantes por vivienda, información útil cuando se analizan las descargas por cliente o conexión. La información del número de viviendas debe ser complementada con la de establecimientos comerciales, industriales e institucionales existentes.

4.2.2.2. Definición del área de influencia y unidades de distribución de la demanda

Se debe definir el área de influencia del proyecto determinando la zona de servicio de alcantarillado, delimitando en planos detallados y actualizados las calles, las manzanas urbanizadas y los lotes o predios incluidos en el proyecto.

De común acuerdo con la EMAAP-Q, y según las características del proyecto a diseñar, se debe definir las unidades o áreas de distribución para la aplicación de la distribución espacial de la demanda.

4.2.2.3. Estimación de la población actual, viviendas y establecimientos no residenciales

Esta actividad debe efectuarse a partir información oficial que posea la EMAAP-Q; en caso de no existir esta información detallada para la zona del proyecto, se calculará en base a estimaciones directas (censos oficiales de población) o a estimaciones indirectas (número de conexiones de agua potable, número de tomas eléctricas, información predial, etc.). Del mismo modo, se obtendrá para cada unidad de distribución pactada, el número actual de viviendas.

Cuando los tipos de consumo diferentes al doméstico son significativos (el número de clientes supera el 10% del total o el volumen consumido por estos supera el 15% del volumen total consumido), es necesaria la estimación y ubicación de los establecimientos no residenciales (comerciales, industriales, oficiales y municipales) para el cálculo en forma desagregada de la demanda.

4.2.2.4. Proyección de la población futura, viviendas y establecimientos no residenciales

Para las proyecciones de población futura se utilizarán los estudios vigentes de la EMAAP-Q, tales como los estudios de población realizados en el marco del los estudios del Proyecto Ríos Orientales, o los Planes Maestros actualizados y aprobados por la Empresa, o estudios similares.

Para todas las zonas de estudio debe verificarse que las proyecciones de la población no superen las densidades de saturación previstas por la Municipalidad. Las densidades de población y la distribución espacial deben estar acordes con las normas urbanísticas, planes de desarrollo y Plan de Desarrollo Municipal. Se deben determinar los usos de suelo para cada unidad de análisis del área del proyecto, definiendo las áreas de uso residencial y de otros usos.

En el caso de áreas pequeñas dentro de la ciudad o parroquias, donde no exista una proyección de población desagregada, se debe realizar una estimación específica que guarde congruencia con los estimativos del área de mayor tamaño de la que forma parte. En estos casos, con base en la información de población actual y con la información obtenida en campo respecto al número actual de viviendas, establecimientos comerciales, industriales, oficiales y municipales e información básica recolectada, el Consultor definirá y justificará la utilización de un modelo de proyección matemático para calcular la población, viviendas y establecimientos no residenciales actuales y futuros. Dicho modelo estará ajustado.

tado a las características y tamaño de la zona en estudio (desarrollada, en expansión, urbana, suburbana o rural).

4.2.2.5. *Distribución espacial actual y futura de la población, viviendas y establecimientos no residenciales*

En el planeamiento y diseño de sistemas de alcantarillado es necesario estimar además de las proyecciones de población y de los establecimientos no residenciales, las zonas o áreas donde estos desarrollos se ubicarán. Los estudios de distribución territorial son indispensables para el planeamiento y dimensionamiento de redes de recolección y ubicación altimétrica y planimétrica de sistemas de bombeo, descargas, plantas de tratamiento etc.

La distribución espacial de la población actual y futura se hará a partir de las estimaciones realizadas en los estudios vigentes de la EMAAP-Q. Adicionalmente, se tendrá en cuenta la información de Planificación Municipal referente a usos del suelo y densidades máximas permitidas para cada uno de ellos.

Como unidad de análisis para la distribución espacial en la zona se utilizará el “sector censal” y la “parroquia” en los sectores suburbanos y rurales.

4.2.3. **Contribuciones de aguas residuales**

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

4.2.3.1. *Domésticas (Qd)*

El aporte doméstico (Qd) está dado por las expresiones

$$Qd = d_{neta} * D * Ard * R / 86.400$$

$$Qd = d_{neta} * P * R / 86.400$$

Siendo

d_{neta} = dotación neta por habitante (l/ha-día), determinada conforme al Título 2.2 de las Normas de Diseño de Sistemas de Agua Potable de EMAAP-Q

Ard = área residencial bruta de drenaje sanitario (has)

D = densidad de población futura (hab/ha).

R = coeficiente de retorno (adimensional).

P = Población (hab)

Qd debe ser estimado para las condiciones iniciales, Qdi, y finales, Qdf, de operación del sistema. La segunda alternativa de la ecuaciones arriba señaladas es recomendable para un nivel de complejidad bajo del sistema.

a) Estimación del consumo medio diario por habitante

Corresponde a la dotación neta por habitante, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema, del clima de la localidad y del tamaño de la población. Su estimación debe hacerse con base en el literal 2.2 del Título 2 de las Normas de Agua de EMAAP-Q.

b) Estimación de D

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura o densidad de saturación, la cual depende de la estratificación socioeconómica, el uso de la tierra y el ordenamiento urbano. Para la población y densidad inicial debe establecerse el comportamiento hidráulico del sistema.

c) Estimación de P

La población servida puede ser estimada como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario. Esta área debe incluir las zonas recreacionales. Esta forma de estimación es válida donde esté definida la densidad de población. Alternativamente, P puede ser estimada a partir del producto del número de viviendas planificadas en el área de drenaje y el número medio de habitantes por vivienda. Debe revisarse que la densidad bruta del proyecto no exceda la disponibilidad del servicio de alcantarillado receptor existente, si éste es utilizado para el proyecto.

d) Estimación de R

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descritos en la tabla siguiente, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado.

TABLA N° 4.2.3.1 COEFICIENTES DE RETORNO DE AGUAS SERVIDAS DOMÉSTICAS	
Nivel de complejidad del sistema	Coefficientes de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto	0,8 - 0,85

El coeficiente de retorno R se considerará constante durante todo el período de diseño y para todo el área servida, salvo que el proyectista justifique, a satisfacción de la EMAAP-Q, las razones que puedan motivar su variación en el tiempo y/o dentro del área servida.

4.2.3.2. Industriales (QI)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de

aguas residuales industriales QI deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier nivel de complejidad del sistema, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales.

En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales. Es necesario hacer consideraciones de velocidad mínima con base en el tipo de desechos para evitar obstrucciones. Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la Tabla N° 4.2.3.2 de caudal por hectárea de área bruta de industria.

QI debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{li}, y finales, Q_{lf}, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo industrial previstos.

TABLA N° 4.2.3.2 CONTRIBUCIÓN INDUSTRIAL	
Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial (l/s/ha-ind)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0 - 1,5

4.2.3.3. Comerciales (QC)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales QC debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico.

Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la Tabla N° 4.2.3.3.

QC debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{ci}, y finales, Q_{cf}, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo comercial previstos.

TABLA N° 4.2.3.3 CONTRIBUCIÓN COMERCIAL	
Nivel de complejidad del sistema	Contribución comercial (l/s/ha-com)
Cualquiera	0,4 - 0,5

4.2.3.4. Institucionales (QIN)

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc.

En consecuencia, los aportes de aguas residuales institucionales QIN deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla siguiente.

QIN debe ser estimado para las condiciones iniciales, QINi, y finales, QINf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos.

TABLA N° 4.2.3.4 CONTRIBUCIÓN INSTITUCIONAL MÍNIMA EN ZONAS RESIDENCIALES	
Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (l/s-ha-Inst.)
Cualquiera	0,4 - 0,5

4.2.3.5. Conexiones erradas (QCE)

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, QCE. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias.

La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes. Asimismo, en caso de ser disponibles registros de caudales efluentes en áreas de características similares, pueden ser usadas relaciones entre caudales en tiempo húmedo y caudales en tiempo seco para determinar éstos aportes.

Si no se dispone de registros de caudales medidos, en la Tabla N° 4.2.3.5 se dan como guía valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. Pueden considerarse otros métodos de estimación de conexiones erradas, como porcentajes del caudal medio diario de aguas residuales, con justificación por parte del diseñador.

En caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias, deben considerarse aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo con la Tabla N° 4.2.3.6. Si los aportes por conexiones erradas son notoriamente altos, para niveles de complejidad del sistema medio alto y alto, debe desarrollarse un proyecto de recolección y evacuación de aguas lluvias a mediano plazo (separado o combinado) y, por lo tanto, el diseño del sistema sanitario debe ser consistente con tal previsión. Para niveles de complejidad del sistema bajo y medio es necesario establecer la conveniencia de un sistema pluvial y tomar por lo menos las medidas de control para reducir el aporte de conexiones erradas. Para el nivel bajo de complejidad del sistema el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 5 l/hab/día.

QCE debe ser estimado para las condiciones iniciales, QCEi, y finales, QCEf, de operación del sistema, de acuerdo con los planes previstos de desarrollo urbano.

TABLA N° 4.2.3.5 APORTES MÁXIMOS POR CONEXIONES ERRADAS CON SISTEMA PLUVIAL	
Nivel de complejidad del sistema	Aporte (l/s-ha)
Bajo y medio	0,2 - 2
Medio alto y alto	0,1 - 1

TABLA N° 4.2.3.6 APORTES MÁXIMOS POR DRENAJE DOMICILIARIO DE AGUAS LLUVIAS SIN SISTEMA PLUVIAL	
Nivel de complejidad del sistema	Aporte (l/s-ha)
Bajo y medio	4 - 20 (*)
Medio alto y alto	2 - 20 (*)

(*) Debe disponerse de sistema pluvial o combinado a mediano plazo

4.2.3.6. Infiltración (QINF)

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables.

Su estimación debe hacerse en lo posible a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de los tuberías, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de pozos de inspección y demás estructuras, y su calidad constructiva.

El diseñador debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad. Se requiere que el diseñador justifique los valores adoptados teniendo en cuenta los factores señalados. En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la Tabla N° 4.2.3.7, en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de tuberías y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica.

La categorización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación.

TABLA N° 4.2.3.7			
Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0,1 - 0,3	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2
Medio alto y alto	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2

(*) Puede ser definido por la empresa prestadora del servicio

4.2.4. Caudal medio diario (QmD)

- Cuando se trate del proyecto de ampliaciones o modificaciones de servicios alcantarillado sanitario ya existentes y se cuente con registros confiables de caudales de por lo menos los últimos 12 meses en forma ininterrumpida, la descarga media diaria medida se corresponderá con el Caudal medio diario para cada período anual registrado.

El Caudal medio anual para el año de proyecto n (Q_{mD}) se calculará por medio de la siguiente expresión:

$$Q_{mDn} = q_{mDn} * P_n$$

Donde:

q_{mDn} : Caudal medio diario per cápita al año n

P_n : Población servida al año n

Cuando sea factible, el cálculo de q_{mD} se efectuará a partir de los registros de caudales medidos disponibles a nivel mensual, agregados en forma anual.

- b) Cuando se trate de proyectos en los que no se disponga de registros confiables de caudales de por lo menos los últimos 12 meses en forma ininterrumpida, el Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{mD}) para un colector con un área de drenaje dada se determinará como la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{mD} = Q_d + Q_l + Q_c + Q_{IN}$$

Q_{mD} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{mDi} , y finales, Q_{mDf} , de operación del sistema.

En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos

A este caudal Q_{mD} se le agregarán los caudales:

- ◆ Caudales debidos a la infiltración en las tuberías y pozos, salvo que se demuestre la inexistencia de los mismos.
- ◆ Caudales volcados por grandes usuarios (descargas concentradas).

El caudal medio diario (Q_{mDf}) para el año final del proyecto, se determinará utilizando la siguiente expresión general:

$$Q_{mDn} = Q_{mDn}^{\text{dom}} + I_n + \sum Q_{Sn}$$

Donde:

f = Año final del proyecto. En la ecuación n = f

Q_{mDn} = Caudal medio diario de diseño para el año n (m^3 / d)

Q_{mDn}^{dom} = Caudal medio diario para el año n, debido exclusivamente a usuarios domésticos y pequeños comercios, oficinas e industrias y sanitarios de edificios municipales y grandes establecimientos (m^3 / d)

- I_n = Caudal aportado por la infiltración para el año n, en m^3 / d (salvo en los casos en que estas normas especifiquen que no se computarán los mismos o el proyectista demuestre su inexistencia)
- $\sum Q_{Sn}$ = Sumatoria de los caudales medios diarios aportados por los grandes usuarios, para el año n (para un tramo de colectora, para la red integral, etc, según se trate)

La expresión para el cálculo de Q_{mDn} se aplicará en todos los casos, ya sea en forma parcial (tramos de tuberías, por ejemplo) o integral (caudal medio afluente a la planta de tratamiento, por ejemplo).

El caudal medio diario doméstico Q_{mDn} para el año n, se determinará por la siguiente expresión:

$$Q_{mDn} = P_{sn} + dneta_n * R$$

Donde:

- Q_{mDn} = Caudal medio diario para el año n, debido exclusivamente a usuarios domésticos y pequeños comercios, oficinas e industrias y sanitarios de edificios públicos y grandes establecimientos (l / d)
- P_{sn} = Población a servir con alcantarillado sanitario al año n del proyecto incluyendo la población equivalente debida a los pequeños comercios, oficinas e industrias y al uso de sanitarios en edificios municipales y grandes establecimientos comerciales e industriales (habitantes)
- $dneta_n$ = Dotación neta. Caudal diario per cápita para el año n (L / hab * d)
- R = Coeficiente de retorno de agua al sistema alcantarillado sanitario

Los caudales máximos y mínimos se determinarán por las siguientes expresiones para el año n que corresponda:

$$Q_{min_{Hn}} = Q_{min_{Hn}} + I_n + \sum Q_{s_{minHn}}$$

$$Q_{min_D} = Q_{min_{Dn}} + I_n + \sum Q_{sM_{minDn}}$$

$$Q_{M_{Dn}} = Q_{M_{Dn}} + I_n + \sum Q_{sM_{Dn}}$$

$$Q_{M_{Hn}} = Q_{M_{Hn}} + I_n + \sum Q_{sM_{Hn}}$$

Donde:

$$\sum Q_{sM_{minHn}} = \text{Sumatoria de caudales mínimos horarios de grandes usuarios.}$$

$$\sum Q_{sM_{minDn}} = \text{Sumatoria de caudales mínimos diarios de grandes usuarios.}$$

$$\sum Q_{sM_{Dn}} = \text{Sumatoria de caudales máximos diarios de grandes usuarios.}$$

$$\sum Q_{sM_{Hn}} = \text{Sumatoria de caudales máximos horarios de grandes usuarios.}$$

Los caudales I_n de infiltración en tuberías y cámaras se determinarán según se establece en el numeral 4.2.3.6 de estas Normas. Estos caudales se calcularán para los años: 0, 15 y 30 en función de la extensión de las redes y condiciones previstas en el proyecto para cada uno de esos años.

Los caudales Q_s volcados por grandes usuarios se determinarán en base a datos aportados por los mismos, tomando en cuenta el consumo medio de agua potable desde la red pública (cuando se abastezca en esta forma), la característica del proceso industrial, los datos que recoja in situ el proyectista y todo otro elemento que pueda ayudar a evaluar las descargas mínimas, medias y máximas de cada uno y su evolución en el tiempo. El proyectista presentará el análisis justificatorio de los valores que adopte para el proyecto.

Las descargas de grandes usuarios se considerarán como concentradas de caudal Q_s , cuando el valor máximo horario final Q_{sMH30} previsto para las mismas sea igual o mayor a 5 veces la descarga máxima horario de una conexión típica de la localidad, calculada según la siguiente expresión:

$$Q_{sMH30} \geq 5 * q_{MH30}$$

Siendo:

Q_{sMH30} = Caudal máximo horario final previsto para la conexión (L/s)

q_{MH30} = Descarga máxima horaria por conexión para el año 30 (L/s)

$$q_{MH30} = K * R * d_{neta_n} * D_v / 86400$$

Siendo:

$K = K_1 * K_2$ = Coeficiente total máximo horario

R = Coeficiente de retorno

d_{neta_n} = Dotación neta para el año n (l/hab * d)

D_v = Densidad promedio de habitantes por viviendas de la localidad (hab/viv)

4.2.5. Coeficientes de mayoración y minoración de caudales (K_1 , K_2 , β_1 y β_2)

Los valores de los coeficientes de mayoración disminuyen en la medida que el número de habitantes considerado aumenta.

Los valores de los coeficientes de minoración aumentan en la medida que el número de habitantes considerado aumenta.

Las variaciones de los coeficientes en función de la población se sustentan en que el uso del agua se hace cada vez más homogéneo.

- a) Cuando se cuente con registros confiables e ininterrumpidos de no menos de los últimos 12 meses, de macro y/o micromedición de agua potable que permitan discriminar caudales diarios, los coeficientes máximo y mínimo diario (K_1 y β_1) podrán determinarse en base a ellos.
- b) Cuando se cuente con registros confiables e ininterrumpidos de no menos de los últimos 12 meses del sistema alcantarillado sanitario a remodelar o ampliar, podrán determinarse los coeficientes K_1 y β_1 si se cuenta con registros diarios y K_2 y β_2 si se cuenta además con registros horarios, debiendo desafectarse a los caudales medidos de las descargas concentradas y de los caudales de infiltración, antes de calcular los coeficientes.
- c) Cuando no existan registros confiables ininterrumpidos, de no menos de los últimos 12 meses, de consumos de agua potable o de descargas de alcantarillado sanitario que permitan determinar estos coeficientes, se adoptarán valores que se conozcan para ciudades de similares características que Quito o se adoptarán para los mismos los valores especificados a continuación en la Tabla N° 4.2.5.1 siguiente. Los coeficientes se modificarán a lo largo del período de diseño cuando el crecimiento demográfico adoptado así lo determine.

TABLA N° 4.2.5.1 COEFICIENTES DE MAYORACIÓN	
1,1 < K_1 < 1,4	1,43 < K < 2,66
1,3 < K_2 < 1,9	
COEFICIENTES DE MINORACIÓN	
0,6 < β_1 < 0,8	0,30 < β < 0,56
0,5 < β_2 < 0,7	
Nota: Estos coeficientes no incluyen infiltraciones ni aportes de grandes usuarios	

4.2.6. Caudales de diseño

A los efectos de la aplicación de estas Normas, los caudales y los coeficientes de caudal a utilizar en los proyectos se ajustarán a las definiciones establecidas en la Tabla N° 4.2.6.1 de la página siguiente. El subíndice “n” se reemplazará por el año del período de diseño que corresponda

Todo proyecto incluirá un cuadro en el que se especifiquen los coeficientes adoptados y los valores de los caudales definidos en la Tabla N° 4.2.6.1, para el año inicial del período de diseño ($n = 0$ años), el intermedio ($n =$ cada 5 años) y el final ($n = 30$ años).

En todos los casos se utilizará la nomenclatura especificada en esta Norma, para la presentación de proyectos.

Caudales especiales para diseño

- a) El caudal máximo para diseño hidráulico de las diversas partes del sistema de alcantarillado sanitario, será el caudal $Q_{d_{30}}$, salvo cuando expresamente se indique lo contrario. Para este caudal se trazará el perfil hidráulico de las obras y se establecerán los tirantes líquidos máximos, las alturas de seguridad (bordos libres) hasta los coronamientos de canales, cámaras y tanques y en general, el dimensionamiento de conducciones y redes de tuberías.

**TABLA N° 4.2.6.1
DEFINICIÓN DE CAUDALES Y COEFICIENTES DE DISEÑO**

	Denominación	Definición
$Q_{min_{Hn}}$	Caudal Mínimo Horario del año n	Menor caudal instantáneo del día de menor descarga al alcantarillado sanitario del año n. Caudal horario mínimo absoluto de ese año.
$Q_{min_{Dn}}$	Caudal Mínimo Diario del año n	Caudal medio del día de menor descarga al alcantarillado sanitario del año n
$Q_{m_{Dn}}$	Caudal medio Diario del año n	Promedio anual de los caudales diarios volcados al alcantarillado sanitario durante el año n
$Q_{M_{Dn}}$	Caudal Máximo Diario del año n	Caudal medio del día de mayor descarga al alcantarillado sanitario del año n
$Q_{M_{Hn}}$	Caudal máximo Horario del año n	Mayor caudal instantáneo del día de mayor descarga al alcantarillado sanitario del año n. Caudal horario máximo absoluto del año.
K_{1n}	Coefficiente máximo Diario del año n	$K_{1n} = Q_{M_{Dn}} / Q_{m_{Dn}}$ (1)
K_{2n}	Coefficiente máximo Horario del año n	$K_{2n} = Q_{M_{Hn}} / Q_{m_{Dn}}$ (1)
K_n	Coefficiente total máximo Horario del año n	$K_n = Q_{M_{Hn}} / Q_{m_{Dn}}$ (1)
β_{1n}	Coefficiente mínimo Diario del año n	$\beta_{1n} = Q_{min_{Dn}} / Q_{m_{Dn}}$ (1)
β_{2n}	Coefficiente mínimo Horario del año n	$\beta_{2n} = Q_{min_{Hn}} / Q_{m_{Dn}}$ (1)
β_n	Coefficiente total mínimo Horario del año n	$\beta_n = Q_{min_{Hn}} / Q_{m_{Dn}}$

(1) Los Caudales con apóstrofes no incluyen infiltración ni descargas concentradas

El caudal $Q_{d_{30}}$ de cada tramo de la red de tuberías se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, Q_{MH30} , los aportes por conexiones erradas.

$$Q_d = Q_{M_H} + Q_{cef}$$

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta la cámara de inspección inferior.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 l/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

- b En aquellas partes del sistema alimentadas por bombeo, el caudal máximo para diseño hidráulico coincidirá con el caudal máximo de bombeo, considerándose como tal al que entregarán las bombas en servicio para el final del período de diseño, sin considerar las bombas de reserva.

- c Se define como caudal mínimo de autolimpieza QL_0 de una conducción o unidad de tratamiento, al caudal máximo horario del día del caudal mínimo diario del año inicial del período de diseño. Este caudal se calculará por la siguiente expresión:

$$QL_0 = K_2 * \beta_1 * Qm_{D0}$$

Siendo Qm_{D0} el caudal medio diario del año inicial correspondiente a la conducción o unidad de tratamiento respectiva. En el cálculo de QL_0 no se agregarán los caudales de infiltración ni los debidos a descargas concentradas.

En la Tabla N° 4.2.6.2 siguiente, se resume lo especificado en éste Capítulo.

TABLA N° 4.2.6.2 CAUDALES ESPECIALES DE DISEÑO					
Período	Mínimo horario anual	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo horario anual
	Q_{minh}	Q_{minda}	Q_{md}	Q_{Md}	Q_{MH}
INICIAL (0)	Verificaciones especiales optativas	Verif. Estaciones de Bombeo Verificación Unidad. de Plantas Verificación autolimpieza Tuberías	Costos Operativos. Verificación Tuberías		Verificación Estaciones de Bombeo.
Cada 5 Años	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estación de Bombeo	Costos Operativos 1ra. Etapa Plantas con Lagunas	1era. Etapa Plantas de Tratamiento (salvo laguna)	Verificación h/D Tuberías Estación de Bombeo (1ra etapa)
FINAL (30)	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estación de Bombeo	Costos Operativos Plantas con Lagunas	Plantas de Tratamiento (salvo laguna) Estación de Bombeo Verificación de algunas unidades de tratamiento	Capacidad Tuberías Estación de Bombeo Verificación de algunas unidades de tratamiento

4.2.7. Diámetro interno mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para las tuberías, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 250 mm con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema.

4.2.8. Velocidad mínima

Si las aguas residuales fluyen por un período largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de las tuberías. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para lograr esto, se establece la velocidad mínima como criterio de diseño.

- a) Cuando la verificación se realice atendiendo al criterio de velocidad de flujo, se deberá tender a alcanzar la condición $V > 0,60$ m/s.

Donde:

V = Es la velocidad para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.

- b) Cuando la verificación se realice atendiendo el criterio de esfuerzo tractivo, para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a $1,0$ N/m² ($0,10$ Kg/m²) para el caudal mínimo de autolimpieza QL_0 .

El esfuerzo cortante medio está dado por la expresión

$$\tau = \gamma \cdot Rh S$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante (Kg/m²)

γ = Peso específico del agua (Kg/m³)

Rh = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

Cuando, por condiciones de diseño, el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real será de $0,4$ m/s o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de $1,0$ N/m² ($0,10$ Kg/m²). Para un sistema de tuberías sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de autolimpieza y, por lo tanto, el de velocidad mínima.

4.2.9. Velocidad máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en las tuberías por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de las tuberías. Deben hacerse las provisiones necesarias de ataque del colector. En general, la velocidad máxima real no debe sobrepasar los 5 m/s. Valores mayores deben justificarse apropiadamente para ser aceptados por la Empresa prestadora del servicio.

4.2.10. Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de auto-limpieza y de control de gases adecuadas de acuerdo con los criterios del literal 4.2.8.

4.2.11. Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real, según el literal 4.2.9.

4.2.12. Profundidad hidráulica máxima

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 85% del diámetro real de éste.

4.2.13. Profundidad mínima a la cota clave

Las redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de éstas de 2%. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de las tuberías se definen en la Tabla N° 4.2.13.1 siguiente:

TABLA N° 4.2.13.1 PROFUNDIDAD MÍNIMA DE TUBERÍAS	
Servidumbre	Profundidad mínima a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	1,50
Vías vehiculares	1,50

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de drenaje los valores anteriores pueden reducirse haciendo las provisiones estructurales y geotécnicas correspondientes. Las conexiones domiciliarias y las tuberías de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de agua potable.

El tipo de cimentación y relleno debe estar de acuerdo con lo estipulado en el numeral 4.3.

4.2.14. Profundidad máxima a la cota de la clave de la tubería

En general la máxima profundidad de las tuberías es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y tuberías durante (y después de) su construcción.

Los cruces subterráneos de lagos, ríos y corrientes superficiales deberán acompañarse de un diseño apropiado e idóneo que justifique las dimensiones, los anclajes y las profundidades empleadas y deberán proveerse de medios para impedir su destrucción por efectos de la socavación de la corriente atravesada.

4.2.15. Cálculo de la red de alcantarillado sanitario

- a - El caudal de diseño a utilizar en el proyecto de redes será el “caudal máximo horario a 30 años” ($Q_{d_{30}}$), definido en el numeral 4.2.6 de estas Normas.
- b - Las tuberías se calcularán como “canales de sección segmento de círculo” y con una relación $h/D \leq 0,94$ para el caudal de diseño Q_{MH30} (condición de Q_{\max} o perímetro mojado mínimo), debiéndose verificar $h/D \leq 0,8$ para el caudal máximo horario a 15 años (Q_{MH15}) y que para el caudal máximo horario de 30 años ($Q_{d_{30}}$) no se supere la velocidad V_{\max} dada por la expresión:

$$V_{\max} = 6 * (g * Rh)^{1/2}$$

(Coleta e Transporte de Esgotos Sanitarios. Milton Tomoyuki Tsutiya. Pedro Alem Sobrinho. Año 2000)

Donde:

V_{\max} = velocidad máxima, en m/s

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Rh = radio hidráulico, en m.

- c - Las fórmulas utilizadas, coeficientes y los resultados del cálculo deberán ser presentados en las memorias técnicas del proyecto.
- d - De utilizar el proyectista criterios de cálculo y coeficientes no incluidos en las presentes normas, deberá indicar claramente fundamentos, experiencias y antecedentes que avalen su confiabilidad. En el caso que impliquen reducciones importantes de costos, las ventajas económicas deberán ser claramente destacadas y estarán sujetas a la aprobación de la EMAAP-Q. No serán aceptados criterios que induzcan dimensionamientos más costosos que los que se obtendrían de la aplicación de las metodologías previstas en la presente Norma.
- e - Cuando la verificación se realice atendiendo al criterio de velocidad mínima, se deberá respetar, en todos los casos, la condición de $V \geq 0,60$ m/seg para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.
- f - Cuando se aplique el concepto de esfuerzo tractivo, deberá verificarse que $F_t \geq 0,10$ kg/m² para el caudal Q_{L_0} definido en el numeral 4.2.6 ($Q_{L_0} = K_2 * Q_{\min_{D_0}}$). El valor de K_2 a considerar en cada caso se adoptará del cuadro inserto en el numeral 4.2.5, de acuerdo a la población esperada en el año inicial de operación del sistema. El límite de esfuerzo tractivo F_t , precedentemente fijado, podrá ser modificado siempre que el proyectista demuestre, a satisfacción de EMAAP-Q, que el mismo es susceptible de ser variado.
- g - Cuando el caudal Q_{L_0} sea inferior a 2.0 l/seg se adoptará una pendiente mínima del tramo de 0,0040 m/m, cualquiera sea el método de verificación utilizado ($V \geq 0,60$ m/seg ó $F_t \geq 0,10$ kg/cm²).
- h - Los caudales de diseño y verificación de cada tramo serán los caudales acumulados correspondientes al extremo aguas abajo del tramo considerado.

- i- Para los cálculos hidráulicos podrán utilizarse los criterios de Manning, Prandtl-Colebrook, Darcy-Weisbach o las fórmulas empíricas propuestas por los fabricantes que sean plenamente difundidas y probadas en la práctica.
- j- Los respectivos coeficientes de las distintas fórmulas y para cada material, se obtendrán de las Tablas N° 4.2.15.1 y N° 4.2.15.2 siguientes:

TABLA N° 4.2.15.1	
Material	"n" manning
PVC , PRFV , PEAD	0,011
Hormigón premoldeado	0,013 a 0,014

TABLA N° 4.2.15.2		
Material	K_b	
	Tuberías con conexiones	Tuberías con conexiones
Grupo I	1,50	1,00
Grupo II	0,40	0,50

APLICABLE AL MÉTODO DE DARCY-WEISBACH / COLEBROOK-PRANDTL

El Grupo I comprende a las tuberías comunes ejecutadas con tubos cortos y uniones que no aseguran condiciones excelentes de alineación y centrado.

El Grupo II comprende los tubos con superficies internas de rugosidad absoluta muy pequeña, cuya fabricación es cuidadosa y con juntas que permiten una instalación en excelentes condiciones de alineación y centrado (juntas elastoméricas, aros de goma).

- k- Para los conductos importantes, que constituyan emisarios de una subcuenca o cuando su diámetro sea superior a 300 mm, el proyectista presentará una planilla que correlacione la capacidad de autolimpieza con la variación de la relación h/D en el tiempo, la que será de utilidad en la fijación de pautas de mantenimiento preventivo. El cálculo se realizará aplicando cualquiera de los criterios de diseño antes expuestos (velocidad mínima o esfuerzo tractivo).

4.2.16. Trazado de la red de alcantarillado sanitario

- a- La red de tuberías deberá ser proyectada con el objeto de lograr, lo más económicamente posible, la evacuación de los líquidos residuales de la población de diseño y conducirlos a su destino final, el que deberá ser determinado y localizado previamente.
- b- El concepto de economía no implica necesariamente el proyecto de menor costo inicial, debiendo garantizarse el buen funcionamiento durante el período de duración de los materiales y equipos seleccionados, a lo largo de la vida útil de la obra.

- c - El proyecto y su construcción deberán asegurar la inexistencia de filtraciones o desbordes que puedan causar contaminación del suelo o capas acuíferas subterráneas, así como contemplar que no se produzcan atascamientos en las diversas instalaciones que componen el sistema.
- d - Como la sedimentación de material sólido es difícil de evitar, en especial en las tuberías que reciben pocas conexiones (lo que es habitual al comienzo del período de diseño) deberán preverse los accesos que posibiliten las eventuales desobstrucciones.

4.2.16.1. Trazado de la red

- a - Las tuberías deberán proyectarse en tramos rectos entre accesos a las mismas.
- b - Como guía general, las tuberías seguirán en su trazado, en lo posible, la tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales, configurándose cuencas de aporte cuyos efluentes serán colectados por emisarios.
- c - El trazado de tuberías deberá estudiarse a efectos de minimizar costos, planteando las alternativas que permitan discutir la mejor solución antes de su adopción.
- d - Los trazados deberán implicar la menor profundización posible de las tuberías en el terreno.
- e - Deberá minimizarse el número de accesos a la red, sin que por ello se resientan las posibilidades de obstrucciones eventuales y el mantenimiento preventivo.
- f - La instalación de tuberías se realizará dentro de lo posible en calzada próxima a la vereda, tomando en cuenta la localización de la tubería de agua potable. En las calles la tubería se verificará estructuralmente para cargas de tránsito. Es conveniente utilizar al máximo los espacios públicos verdes, por los que no circulan vehículos.
- g - Para el caso particular de calles muy anchas, se deberá definir mediante un estudio económico la conveniencia o no de proyectar doble colectora.
- h - Deben evitarse en lo posible las estaciones de bombeo, las que sólo serán admitidas cuando sean imprescindibles y después de un adecuado análisis de alternativas y de una justificación técnico-económica.
- i - En el caso de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, los que se diseñarán de manera tal que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico y permitan a su vez la eventual desobstrucción.
- j - El trazado de la red y la ubicación de las descargas se realizará de tal forma que no se permitan descargas de aguas servidas sin tratamiento a cauces secos o con flujo intermitente.

4.2.16.2. Ubicación de las tuberías

- a - Previo al trazado de la red colectora deberá verificarse la existencia de otras instalaciones visibles o subterráneas de servicios públicos o de propiedad privada y prever su remoción cuando tal solución sea posible.
- b - Se proyectarán las tuberías en calzada próxima a vereda opuesta a la conducción de agua potable. En caso de que esto no pudiera cumplirse, se deberá respetar una distancia horizontal mínima de

0,60 m. Cuando el cruce con tuberías de la red de agua potable sea inevitable, las tuberías se proyectarán para que pasen por debajo de ellas a no menos de 0,15 m en vertical, para el caso de cruces, y no menos de 0,30 m entre invertido y extradós, cuando tengan un tendido paralelo.

- c - Cuando sea inevitable la necesidad de instalar la colectora en un cruce con la conducción de agua a menos de 0,15 m, se deberá envolver a la colectora con hormigón o al menos separarla mediante una capa aislante de no menos de 5 cm. de espesor.
- d - No podrán recibir descargas domiciliarias las tuberías instaladas a una profundidad de más de 3 m medida hasta el extradós del tubo. En este caso, las conexiones con las unidades de vivienda se harán a tuberías terciarias.
- e - Se tratará como criterio general evitar en lo posible el uso de trazas que requieran permisos especiales, servidumbres de paso y/o expropiaciones. En caso contrario y con la debida justificación, previo a la ejecución de la obra se deberá contar con la autorización legal correspondiente.

4.2.17. Selección del material de las tuberías

- a - La selección de las tuberías deberá hacerse en función del dimensionado hidráulico de la misma y su verificación estructural a las cargas externas.
- b - Las evaluaciones deberán realizarse en base a comparaciones entre materiales que garanticen una prestación similar (tubería más relleno).
- c - Los materiales usuales en nuestro medio que pueden utilizarse son:
 - ◆ Hormigón simple (HS)
 - ◆ Hormigón armado (HA)
 - ◆ Policloruro de vinilo (PVC)
 - ◆ Hierro fundido (H F)
 - ◆ Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)
 - ◆ Polietileno de alta densidad (PEAD)
 - ◆ Todo otro material, que con adecuada justificación, pueda ser apto para el fin propuesto y siempre que cumpla las exigencias normativas de cálculo estructural, hidráulico y de verificación a la corrosión.
- d - El proyectista deberá presentar en su memoria técnica el criterio adoptado para la selección de tubos. Esta selección deberá evaluarse por una mayor economía a lo largo del período de diseño de la instalación y no necesariamente por un menor costo inicial.
- e - El proyecto más económico podrá lograrse con una red mixta, adoptando materiales que brinden la prestación deseada y adecuados a las condiciones cambiantes en los distintos tramos, optimizando en lo posible su utilización y teniendo en cuenta los cálculos hidráulicos, estructurales y su verificación al ataque por SH_2 .
- f - Para el caso de materiales cementicios deberá calcularse el índice de POMEROY y verificar así el tubo al ataque por sulfuro de hidrógeno (SH_2), garantizando su duración durante la vida útil de la obra. Dicho índice se calculará mediante la siguiente expresión:

$$I_p = \frac{3 * DBO_5}{i^{1/2} * Q_{mDO}^{1/3}} * \frac{X}{B_s} * 1.069^{(T-20)}$$

Donde

I_p = índice de Pomeroy (adimensional)

DBO_5 = demanda bioquímica de oxígeno a 5 días, para líquido a 20°C (mg/L)

X = perímetro mojado (m)

i = pendiente de la conducción (adimensional)

Q_{mDO} = caudal medio diario inicial (l/s)

B_s = ancho superficial (m)

T = temperatura del líquido alcantarillado sanitario (°C)

El valor de I_p deberá ser menor a 7.500 para hormigón para que no tenga efecto el SH_2

- g - Para el caso particular de tubos de PRFV, se establece la obligación del fabricante de cumplir los requisitos fijados por ASTM en lo referente a su verificación al ataque por SH_2 bajo deformación y sus correspondientes tensiones, la que deberá ser debidamente certificada por el fabricante.
- h - Para tuberías de PVC y PRFV sólo se admitirán juntas elastoméricas. Para tuberías de PEAD se admitirán juntas por electrofusión. Para otros materiales que los consignados, y cuando las juntas no se ejecuten conforme a la disposición anterior, el proyectista deberá considerar los caudales de infiltración.
- i - Los tubos seleccionados deberán cumplir los requisitos de las normas INEN correspondientes o de las normas internacionales conocidas que garanticen una calidad superior o similar. En todos los casos el proyectista deberá indicar las normas adoptadas en el proyecto.
- j - Las tuberías de materiales sin juntas elásticas, deberán seleccionarse previa justificación de que es posible su instalación en función del tipo de suelo y en especial del apoyo proyectado en la zanja y la flexibilidad del mismo. Se deberá probar que no existirán asentamientos diferenciales que puedan producir colapsos debidos a las uniones rígidas.

4.2.18. Estructuras especiales (sifones invertidos, pozos de registro, accesos)

Sifones invertidos

Cuando sea necesario realizar el cruce de una depresión (quebrada, túnel correspondiente a otro servicio, etc.) deberá preverse la conducción en “sifón invertido”, para el que deberá tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- ◆ En el conducto a presión que constituye el sifón deberá verificarse una velocidad de escurrimiento $V > 0,90$ m/s para el caudal QL_0 (caudal de autolimpieza del año 0). En caso de

diseñarse en base al esfuerzo tractivo, deberá verificarse éste resultado mayor o igual a $2,0 \text{ N/m}^2$ ($0,20 \text{ Kg/m}^2$) para el caudal mínimo de autolimpieza QL_0

- ◆ Si estas condiciones no se logran con un solo conducto, podrán ser instalados otros conductos en paralelo, que permitan en su conjunto lograr las consignas arriba especificadas.
- ◆ Deberán preverse cámaras de ingreso y salida, diseñadas para permitir el acceso para limpieza.
- ◆ Los cálculos hidráulicos deberán contener como mínimo la determinación de los niveles de carga estática para los caudales QL_0 ; $Q_{min_{D_{15}}}$; $Q_{min_{D_{30}}}$; $Q_{máx_{H_0}}$; $Q_{máx_{H_{15}}}$ y $Q_{máx_{H_{30}}}$, la determinación de las pérdidas de carga en la entrada, salida y curvas de la estructura y las pérdidas por fricción.

Pozos de registro

El acceso a las tuberías para su mantenimiento se deberá realizar mediante los pozos de registro. Los distintos tipos de pozos deben permitir las adecuadas ventilaciones que requiere el sistema. Los pozos deberán colocarse conforme a los siguientes criterios:

- ◆ En todo cambio de dirección y/o pendiente, diámetro o material de la conducción.
- ◆ En toda intersección de tuberías.
- ◆ A distancia compatible con el método de desobstrucción previsto y hasta un valor máximo de 80 m.
- ◆ Al comienzo de todas las tuberías.
- ◆ Los pozos de registro deberán construirse en forma cilíndrica de diámetro interior mínimo de 1,0 m o de forma prismática de sección interior mínima 1,0 x 1,0 metros.
- ◆ Las tapas deberán ser resistentes para las condiciones de instalación previstas, particularmente las localizadas en calzadas.
- ◆ Las tapas de comienzo de cada tramo y las intermedias correspondientes a tramos sin conexiones domiciliarias o ventilaciones, deberán disponer de orificios que posibiliten la ventilación del sistema.
- ◆ La profundidad será la necesaria para realizar los empalmes de las tuberías.
- ◆ El fondo se dispondrá en forma de canales (media caña) de sección y pendiente adecuadas a las tuberías de entrada y salida. La altura del canal será $h = \frac{1}{2} D$.
- ◆ La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo.
- ◆ En el caso en que una tubería entrante al pozo de registro con su invertido a un nivel de 0,80 m o mayor sobre el invertido de la tubería de salida, se dispondrá mediante un ramal adecuado un salto previo.
- ◆ El intrados de las tuberías que lleguen a un pozo de registro deberá encontrarse a igual nivel o superior que el correspondiente al intrados de la tubería de salida.

Cruces con infraestructura de otros servicios

Cuando las tuberías deban realizar un cruce con la infraestructura existente de: Agua, gas, petróleo, electricidad, telefonía, vías férreas, carreteras, canales, y otras, se deberá efectuar el proyecto y contar con la autorización de la autoridad competente.

4.2.19. Conexiones Domiciliarias

- ◆ Las conexiones domiciliarias externas serán de diámetro 0,15 m y se instalarán con una pendiente mínima del 2% hacia la tubería de alcantarillado.
- ◆ En casos especiales se podrán efectuar conexiones de mayor diámetro, justificándose adecuadamente.
- ◆ Los materiales a emplear serán en general los indicados para las tuberías.
- ◆ La profundidad de la conexión en la línea de fábrica será de 0,60 m o mayor.
- ◆ Los empalmes de las conexiones domiciliarias con las tuberías se harán mediante ramales a 45° que desemboquen en la parte superior de la colectora en el mismo sentido que el flujo.
- ◆ En todos los casos las conexiones domiciliarias pasarán por debajo de las tuberías de distribución de agua potable por lo menos a 0,15 m. Cuando no se pueda satisfacer éste requisito, se deberá realizar una envoltura de hormigón al tramo de la conexión domiciliaria.

4.3. PARÁMETROS DE PROYECTO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

4.3.1. Aspectos generales

Las tuberías deberán ser verificadas a las solicitudes externas. Las memorias de cálculo deberán ser presentadas considerando las distintas situaciones típicas representativas que se pueden manifestar en el desarrollo de las obras de alcantarillado sanitario del área a servir.

El cálculo estructural implica el diseño de la zanja acorde con el material del tubo y las Normas que reglamentan su cálculo e instalación. En la memoria descriptiva se deberá indicar claramente los criterios y parámetros de cálculo empleados y su justificación.

El cálculo estructural comprenderá la evaluación de las cargas debidas al relleno, las cargas de tránsito y la verificación del tubo instalado en la zanja proyectada, indicando el tipo: “zanja angosta” o “zanja ancha”.

4.3.2. Material de las tuberías

La selección de las tuberías alternativas deberá hacerse en función de lo indicado en el numeral 4.2.17.

Las evaluaciones de comparación de materiales de tuberías deberán realizarse en forma integrada considerando material de la tubería, zanja y relleno, de manera que se garantice una “prestación similar” del conjunto.

4.3.3. Cálculo resistente de las tuberías

Para todas las tuberías deberán realizarse los cálculos estructurales de acuerdo con las siguientes premisas:

El análisis estructural de la resistencia de las tuberías se basa en las fórmulas de Marston y Spangler.

En un tubo rígido, la acción de las cargas externas tiende a concentrarse directamente arriba y abajo del tubo, creando un esfuerzo de aplastamiento que debe ser resistido por las paredes del tubo. (Ensayo de los tres puntos)

Los tubos elásticos, bajo la acción de cargas externas, sufren un proceso de deformación, mediante el cual transfieren parcialmente las cargas verticales a esfuerzos horizontales, que son resistidos por la presión pasiva del suelo que rodea el tubo. De esta manera se alcanza un rápido estado de equilibrio entre el suelo y el tubo y, en consecuencia, el tubo no se encuentra sometido a un proceso continuo de deformaciones visco elásticas, proceso este que es normal en los materiales plásticos sometidos a un estado de tensiones constantes. Por tal motivo se ha comprobado que las deformaciones en tubos con apoyo lateral son significativamente menores, de 7 a 10 veces, que las correspondientes al mismo tubo sin apoyo lateral.

Se hace previamente un análisis de las sollicitaciones actuantes que son:

Desde el punto de vista estructural: i) la carga de relleno, es decir, la parte del peso del relleno de la zanja que carga sobre la tubería y ii) la sobrecarga por tránsito cuando la tubería va enterrada por debajo de un camino o calle.

Adicionalmente se asume que se tomarán todas las medidas durante la colocación para evitar las tensiones locales originadas por asentamientos diferenciales a lo largo del eje del tubo que pueden ser más severos. Los ensayos indican que la tensión longitudinal es más elevada que la tensión circunferencial en los casos que ocurre asentamiento diferencial. Para esto se descuenta que el fondo de la zanja es uniforme y el material de relleno es cuidadosamente colocado y compactado debajo de la tubería.

Según Marston se produce un efecto de “arco” alrededor del tubo que hace que el peso del relleno se descargue en las paredes laterales de la zanja para las tuberías que son rígidas o se comportan como tales.

En el caso de tuberías rígidas se verifica que la tensión de trabajo no sea superior a la tensión admisible.

En el caso de las tuberías flexibles el comportamiento es distinto ya que se produce un doble efecto de arco y el prisma ubicado sobre la tubería se descarga sobre los prismas laterales de relleno y estos a su vez en las paredes laterales de la zanja.

El análisis de las cargas de relleno y de las cargas de tránsito es igual para los distintos materiales flexibles. Asimismo se deberá utilizar la expresión de SPANGLER - IOWA que es la especificada por las normas AWWA.

El Proyectista deberá presentar el cálculo del material que emplee.

4.3.4. Especificaciones mínimas a cumplir por las tuberías de diferentes materiales

En general el proyecto de una obra de saneamiento se elabora para un determinado material y por lo tanto para la aceptación de materiales alternativos deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- ◆ Certificado de conformidad de calidad, por partida, expedido por el INEN.

- ◆ Las tuberías seleccionadas deberán cumplir los requisitos de las Normas INEN correspondientes o de normas internacionales conocidas que garanticen una calidad superior o general. En todos los casos se deberá indicar las normas adoptadas.
- ◆ Las tuberías tendrán una prestación equivalente hidráulica y estructural. Desde el punto de vista hidráulico, permitirán conducir caudales iguales o mayores. Desde el punto de vista estructural deberán soportar iguales o mayores cargas dentro del rango admisible de tensiones y deformaciones especificadas.
- ◆ Las tuberías flexibles deberán verificar las pruebas de deformación a largo plazo.
- ◆ Las tuberías tendrán junta elástica, salvo en aquellos lugares donde los planos especifiquen lo contrario.

4.3.4.1. Tubos de policloruro de vinilo (P.V.C.)

Las tuberías de PVC para alcantarillado sanitario trabajarán a superficie libre, así como sus accesorios, se construirán con tubos producidos por extrusión, utilizando como materia prima únicamente policloruro de vinilo rígido, libre de plastificantes y rellenos.

Los tubos de PVC para redes alcantarillado sanitario deberán estar fabricados bajo las Normas INEN 1333, 1367, 1368 y 1374. Los accesorios para estas tuberías responderán a la Norma INEN 1329.

Para alcantarillado sanitario a presión los tubos y accesorios deberán responder a la presión de trabajo que soporte cada tramo de tubería, pero no podrán utilizarse aquellos que trabajen a presiones menores a 6 kg/cm² (clase 6).

Para las verificaciones estructurales de las tuberías instaladas en zanja se utilizarán las Normas AWWA C 950/81 y AWWA C 900.

Se deberá efectuar el cálculo estructural de la instalación, donde se analice el comportamiento de la tubería a la solicitación de las cargas externas y la sustentación lateral del suelo. La máxima deformación admisible de cualquiera de los diámetros no podrá superar el 5% del diámetro original sin carga.

La conexión a bocas de registro se efectuará mediante un mango de empotramiento de P.V.C. del diámetro adecuado, con la superficie exterior arenada en el extremo a empotrar y espiga para junta elástica en el otro.

4.3.4.2. Tuberías de PVC y PEAD de pared estructurada

Constituyen tubos flexibles de interior liso y paredes estructuradas, con el propósito de aumentar su rigidez anular, aliviando el peso respecto a tubos de paredes macizas.

No se admitirá en el diseño e instalación de redes de alcantarillado sanitario tubos de Rigidez Anular menor a la correspondiente a la definida por la Serie Tubo 3:

Serie tubo	Rigidez anular (KN/m ²)	
	ISO 9969	DIN 16961
3	1	8

La Rigidez Anular es el parámetro de diseño y especificación del tubo.

Se deberá efectuar el cálculo estructural de la instalación, donde se analice el comportamiento de la tubería a la solicitación de las cargas externas y la sustentación lateral del suelo. La máxima deformación admisible de cualquiera de los diámetros no podrá superar el 5% del diámetro original sin carga.

a- Tuberías de PVC de pared estructurada

Las tuberías de PVC de pared estructurada deberán cumplir con las Normas INEN 2059:2004 (Tercera Revisión).

Las tuberías aceptadas corresponden a:

Tipo A2: Tubo de doble pared liso, en su superficie interior y exterior, formado por un elemento o banda con nervios entre sus paredes que se ensambla en circunferencia o espiral.

Tipo B: Tubo de extrusión simultánea de doble pared, interior lisa y exterior corrugada.

Los accesorios para estas tuberías responderán a la Norma INEN 2059:2004

b- Tuberías de PEAD de pared estructurada

Corresponden a tubos construidos en polietileno de alta densidad (PE 80 ó PE 100), polipropileno-random (PP-R) o polipropileno-horno (PP-H).

Los tubos PEAD de pared estructurada deberán cumplir con las siguientes normas:

- ◆ INEN 2360-2004
- ◆ DIN 16961
- ◆ EN 19568-100
- ◆ ASTM F 894
- ◆ ISO 8772

El espesor mínimo de las paredes internas será:

DIÁMETRO NOMINAL	(mm)	300	400	500	600	800	1000	>1200
ESPESOR MÍNIMO	(mm)	2,0	2,5	3,0	3,5	4,5	5,0	5,0

4.3.4.3. Tubos de plástico reforzado con fibra de vidrio (P.R.F.V.)

El espesor de diseño se calculará en función de las condiciones de servicio a que estén sometidos y de las características de fabricación del material.

Aunque el espesor de diseño (calculado) sea menor que el espesor mínimo de diseño tabulado del fabricante, el tubo se fabricará respetando este último, para asegurar que la performance del material sea la esperada, ya que se estima que para espesores pequeños el comportamiento del material es distinto al esperado.

Para las verificaciones estructurales de las tuberías instaladas en zanja se utilizará la norma AWWA C 950/88.

La inspección de los tubos en fábrica deberá cumplir con la norma IRAM 13431 hasta que se disponga de la respectiva norma nacional.

Las tuberías deberán cumplir con lo establecido en las normas IRAM 13342 "Tubos de poliéster insaturado reforzado con fibra de vidrio, destinados al transporte de agua y líquidos de alcantarillado sanitario con o sin presión. Características y métodos de ensayo".

Para evaluar la corrosión interna que se puede producir en los tubos de plástico reforzado y caracterizar la eficiencia de la barrera química con la que cuenta el tubo ensayado, rige lo especificado en el "Método de determinación de la resistencia química, bajo tensión por deformación" y en la norma ASTM D3861 que establece los ensayos de corrosión-deformación a que serán sometidos los tubos.

Respecto a la verificación del contenido del monómero estireno rige lo especificado en la norma IRAM 13425.

Mediante inspección ocular deberá verificarse en todos los tubos moldeados y terminados que no existan afloramientos de fibras hacia el exterior de la superficie, comprobándose, además, que haya un recubrimiento de resina de un espesor mínimo de 1 mm por encima de la capa de refuerzo subyacente.

Respecto a los accesorios y piezas de conexión o derivación, siempre que las condiciones de servicio así lo permitan, todas las piezas especiales o estructuras complementarias serán fabricadas en P.R.F.V. con el fin de homogenizar el sistema de conducción, evitándose fenómenos de corrosión de carácter parcial inherentes a otros materiales.

Se deberá efectuar el cálculo estructural de la instalación, donde se analice el comportamiento de la tubería a la sollicitación de las cargas externas y la sustentación lateral del suelo. La máxima deformación admisible de cualquiera de los diámetros no podrá superar el 3% inicial y asegurar una deformación a largo plazo menor al 5%.

4.3.4.4. Tubos de hormigón prefabricados

Las tuberías de hormigón responderán a las Norma INEN:

NORMA N°	TITULO
1586	Tubos y accesorios de hormigón. Definiciones y terminología
1587	Tubos de hormigón y de gres. Determinación de la resistencia a la flexión. Método de los tres apoyos
1588	Tubería de hormigón y gres. Ensayo de absorción
1589	Tubos de hormigón. Método de ensayo de la resistencia hidrostática
1590	Tubos y accesorios de hormigón simple. Requisitos
1591	Tubos de hormigón reforzado y accesorios. Requisitos
1592	Juntas flexibles para tubería de hormigón. Requisitos

En todos los casos las tuberías deberán ser entregadas con su correspondiente certificación, por partida, de cumplimiento de las normas mencionadas, emitida por un laboratorio aprobado por la EMAAP-Q.

Bajo ninguna circunstancia se permitirá la fabricación de tubos en obra.

Las tuberías de hormigón a instalar que conduzcan efluente sanitario no tratado se recubrirán en todo su interior con pintura epoxi apta para resistir la agresión de gases, del tipo SIKAGUARD 64 NI o igual calidad.

El espesor de la película no podrá ser inferior a 400 micrones y se aplicará de acuerdo a las Especificaciones SSPC-SP 10 y SA 2 1/2. El recubrimiento deberá ser efectuado en fábrica.

4.3.5. Juntas

Las uniones de las tuberías dependerán del tipo de material a utilizar.

4.3.5.1. Juntas en tuberías de PVC

Los tubos y las piezas especiales de conexión se vincularán con uniones del tipo junta elástica. Todas las piezas de conexión serán de PVC moldeado por inyección o termomoldeadas en fábrica utilizando tubos de calidad INEN. No se aceptará el termomoldeado de piezas o enchufes en obra.

Para las tuberías a presión los aros de goma cumplirán las normas INEN 1327.

Se deberá limpiar con tela o estopa las superficies de unión y si el extremo espiga no estuviera chafinado se debe hacer un chaflán con lima gruesa para facilitar su introducción.

En la espiga se marcará la longitud a introducir, teniendo en cuenta no hacer tope a fondo a fin de permitir la dilatación de la tubería.

Se inserta el aro de goma en el alojamiento correspondiente cuidando que quede apoyado en toda la circunferencia.

Se aplica como lubricante agua jabonosa en el interior del enchufe y en la espiga.

Por último se introduce la espiga hasta la marca, esta operación en general se realiza manualmente pero para los diámetros mayores puede requerirse un aparejo para su colocación.

Si eventualmente en la colocación se superase la marca establecida, deberá retirarse el tubo hasta la misma mediante movimientos de rotación.

4.3.5.2. Juntas en tuberías de PVC y PEAD de pared estructurada

a - Juntas en tubos de PVC de pared estructurada

Las uniones entre tubos o entre tubos y accesorios deberá realizarse por medio de sellos de caucho o elastómeros.

Los sellos de caucho deberán cumplir con la norma ASTM F 477.

Para adhesivos especiales, estos deben ser recomendados por el fabricante y garantizar la durabilidad y buen comportamiento de la unión.

El diseño del tipo de unión será responsabilidad del fabricante, y debe cumplir con la norma INEN 2059.

Los tubos deben tener una campana y una espiga terminal o dos espigas terminales.

b - Juntas en tuberías de PEAD de pared estructurada

Las uniones deberán realizarse mediante sellos de caucho o elastómeros, fusión en caliente u otro tipo de acople que asegure hermeticidad.

Los tubos deben tener incorporadas una campana y una espiga terminal, y una o dos espigas terminales.

Si la unión se realiza con empaque, el sellado se conseguirá con un empaque elastomérico comprimido entre la espiga y la campana del tubo. El material y su control de calidad deben cumplir con la norma ASTM F 477.

Fusión en caliente: el sellado en este caso se consigue uniendo los extremos de la tubería bajo temperatura y presión controladas. Estas fusiones deben estar de acuerdo a la norma ASTM D 2657.

c - Juntas en tuberías de PRFV

Para la determinación de la estanqueidad de la junta, aplicables a los tubos de plástico reforzados con fibra de vidrio con unión deslizante (junta con aro elastomérico), rige lo especificado en la Norma IRAM 13440, "Métodos de determinación de la estanqueidad de la juntas".

Los aros de goma para tuberías de conducción de líquidos residuales o alcantarillado sanitario se deberán corresponder a lo especificado en la norma IRAM 13047 "Aros, arandelas y planchas de caucho sintético, tipo cloropreno, para juntas de tuberías para líquidos de alcantarillado sanitario".

Además de la junta tipo "espiga y enchufe", se permitirá como alternativa la utilización del tipo "manguito" con doble aro de goma de ajuste y anillo de goma de tope central (Tipo "Beta" o similar), en tanto cumpla los ensayos establecidos en las normas. Asimismo, se admitirán como alternativa, cuando las condiciones de servicio lo requieran, otros tipos de uniones de probada eficacia en el orden internacional ("a bridas", "Straub", "Vicking", "Jheusen", etc.).

El aro de goma debe ser preferiblemente de forma de cuña. De ser un aro de sección circular (O-ring), deberá contar con un sistema de doble empaque y válvula central para poder verificar que el aro no ha rodado durante el proceso de ensamblado.

Los aros que se hayan mordido durante el proceso de ensamblado no pueden ser re-utilizados y deben ser cambiados antes del próximo enchufado.

Para realizar el ensamblado se deberá limpiar el alojamiento del aro de goma, el aro de goma y la espiga o campana, según corresponda, del tubo, luego se colocará el aro de goma en su alojamiento y se lubricarán la parte libre del aro y la espiga o campana, según corresponda.

Se deben alinear tanto vertical como horizontalmente los dos tubos a ser ensamblados y luego se realiza la fuerza de montaje mediante elementos que permitan desarrollarla en forma gradual (tiracables, aparejos a palanca, etc).

No se permitirá realizar esta fuerza mediante el balde de la retroexcavadora o similar.

En casos especiales podrán utilizarse otros tipos de uniones como ser: unión por bridas, laminados de PRFV, juntas flexibles.

d - Juntas en tuberías de hormigón simple o armado

Los extremos de los tubos y accesorios de hormigón se deberán fabricar de manera de permitir la unión correcta, presentando un conducto continuo con superficie interior uniforme y estanco.

Las juntas de tubos de hormigón deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma INEN 1592

Asimismo se verificará que las juntas de tipo elástica sean ejecutadas de acuerdo a los requisitos especificaciones de la norma ASTM C -443 -72.

4.3.6. Rellenos

Teniendo en cuenta que el cálculo estructural de la tubería flexible está basado en una cierta configuración de zanja, la ejecución en obra deberá ajustarse estrictamente al diseño verificado.

Se mantendrá el ancho transversal de la zanja indicado en los planos hasta un plano horizontal de 0.15 m por encima de la parte superior del tubo.

Si en cualquier lugar bajo dicho plano horizontal se inclinan las paredes de la zanja o excede el ancho máximo de la zanja indicado en los planos de taller, se deberá “mejorar” el relleno de la zona de tubos.

Se entenderá por relleno “mejorado” el relleno con arena cemento u otros materiales que aseguren las condiciones de diseño estructural del proyecto.

4.3.6.1. Relleno de la zona del tubo

La zona del tubo es la parte del corte transversal vertical de la zanja ubicada entre un plano de 10 cm por debajo de la superficie inferior del tubo, es decir, la rasante de la zanja, y el plano que pasa por un punto situado de 20 a 30 cm por encima de la superficie superior del tubo.

El lecho de apoyo para los tubos es la parte del material de relleno para la zona del tubo que se encuentra entre la rasante de la zanja y la parte inferior del tubo.

El material de relleno de la zona del tubo será colocado y compactado de manera tal de proveer asiento uniforme y soporte lateral de la tubería.

Se proveerá el lecho de apoyo para todas las tuberías. Las tuberías no podrán instalarse de forma tal que el contacto o apoyo sea puntual o una línea de soporte. El lecho de apoyo tiene una misión de asegurar una distribución uniforme de las presiones exteriores sobre la conducción.

Si la tubería lleva recubrimiento exterior, la ejecución del replantillo será tal que no sufra daño el recubrimiento de la tubería.

Si la tubería está colocada en una zona de agua circulante deberá aportarse un sistema tal que evite el lavado y transporte del material constituyente del lecho.

Después de la compactación del replantillo, el contratista realizará el recorte final utilizando una línea de hilo tensado para establecer la inclinación de modo que desde el momento en que se lo tienda por primera vez, cada tramo del tubo estará continuamente en contacto con el replantillo a lo largo de la parte inferior extrema del tubo.

Las excavaciones para las uniones espiga y campana y soldaduras de tubos se realizarán según se requieran.

Se rellenará la zona del tubo con el material de relleno especificado en los planos de taller según los tipos de cimentación dados en las normas de diseño. El contratista tomará las precauciones necesarias para evitar daños al revestimiento de los tubos, o al tubo mismo durante las instalaciones de operación y relleno.

4.3.6.2. Relleno de la zona de zanja

Una vez rellenada la zona del tubo en la forma indicada, y después de drenar por completo todo excedente de agua de la zanja, se procederá a rellenar la zona de zanja. La zona de zanja es la parte del corte transversal ubicada entre un plano de 15 cm por encima de la superficie superior del tubo y el plano que se encuentra a un punto de 45 cm por debajo de la superficie terminada, o si la zanja se encuentra debajo del pavimento, 45 cm por debajo de la rasante del mismo.

4.3.6.3. Relleno final

Se considera relleno final a todo relleno en el área de corte transversal de zanja dentro de los 45 cm de la superficie terminada, o si la zanja se encuentra debajo del pavimento, todo relleno dentro de los 45 cm de la rasante del mismo.

4.3.6.4. Rellenos en terraplén

Los terraplenes se construirán con los materiales indicados en los planos de proyecto.

El material de terraplén se colocará en capas. El espesor de cada capa será compatible con el sistema y equipo de compactación empleado. En cualquier caso, el espesor de cada capa luego de compactada no excederá de 20 cm.

4.3.6.5. Material de relleno

Si es necesario importar el material de relleno del lecho de asiento se recomiendan complementariamente a las características del material de relleno definido en el proyecto estructural, en general adoptar:

- ◆ SC1 Piedras trituradas con < 15 % de arena, un máximo de 25 % que pase por el tamiz de 10 mm y un máximo de 5 % de material fino
- ◆ SC2 Suelos limpios de grano grueso con < 12 % de material fino.

El grupo de suelo responde a la Designación Unificada de Clasificación de Suelos (ASTM 2487).

Se deberá respetar el tamaño de las partículas y piedras establecidos en la Tabla N° 4.3.6.1 siguiente, hasta 300 mm sobre la clave del tubo.

DN	Tamaño máximo (mm)
< 450	13
500 - 600	19
700 - 900	25
1000 - 1200	32
> 1300	40

No se debe utilizar material congelado

No se debe utilizar material orgánico.

No se deben utilizar escombros (neumáticos, botellas, metales, etc.).

El relleno sobre el tubo puede consistir en material excavado con un tamaño máximo de partículas de hasta 100 mm. siempre y cuando la cobertura sobre la tubería sea de 300 mm.

4.3.6.6. Migración de material de relleno Necesidad de confinamiento de los rellenos

Uno de los factores que deberá ser especialmente tenido en cuenta tanto en la etapa de diseño como en la instalación de las tuberías es que al seleccionar el material de relleno se debe tener en cuenta su compatibilidad con el material del suelo natural. Resulta necesario asegurar que el material de relleno no migre hacia o dentro del suelo natural o viceversa. Este proceso se manifiesta particularmente bajo determinadas condiciones de presencia de agua y/o de relaciones de granulometría que deberán ser cuidadosamente analizadas en cada caso.

Normalmente la migración sólo puede ocurrir bajo presencia de agua y se da la relación que se detalla a continuación entre los dos suelos adyacentes:

$$D_{85 \text{ más fino}} \leq 0,2 D_{15 \text{ más grueso}}$$

Donde:

$D_{85 \text{ más fino}}$: Apertura de la malla que permite el paso del 85% del material más fino.

$D_{15 \text{ más grueso}}$: Apertura de la malla que permite el paso del 15% del material más grueso.

Cuando no puede evitarse el uso de materiales incompatibles, se deberá colocar una membrana geotextil, que garantice una vida útil equivalente a la tubería que se instala, rodeando la totalidad del lecho de asentamiento y la zona de relleno, cerrándose por encima de la tubería mediante un adecuado solapado.

4.4. CONTROL DE CALIDAD EN LA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS DE REDES DE ALCANTARILLADO

Se especifican a continuación los controles de calidad de las obras mínimos que deben efectuarse durante el período de ejecución, incluyéndose procedimientos guía, frecuencia y/o oportunidad de realización y tipo de registro a mantener.

4.4.1. Descarga, recepción y almacenamiento de los materiales

Las descargas de las tuberías y sus accesorios se realizará empleando equipos y dispositivos que eviten la producción de daños a los elementos. A estos efectos se desaconseja la utilización de cadenas o eslingas de acero sin su adecuada protección.

Cuando los elementos estén constituidos por materiales termoplásticos se deberá prestar especial cuidado para preservarlos de las temperaturas extremas.

Las operaciones anteriormente citadas no comenzarán hasta comprobar fehacientemente que la referencia de los materiales (diámetros, presiones, etc) coincide con las especificadas en los planos. Durante la descarga se deberá realizar un primer examen de los materiales con el objeto de situar en acopios diferentes aquellos que puedan resultar defectuosos, mediante una simple inspección visual.

Cuando las tuberías se reciban en obra mediante palets, el almacenamiento se efectuará sin sacarlas de ellas hasta su utilización.

El almacenamiento se realizará en locales adecuados, debiendo determinarse los apoyos y medios de soporte, así como los lugares y alturas de apilado, de modo que no generen daños a las tuberías, ni deformaciones permanentes. Los tubos de PVC y PE rígidos deberán apoyarse en toda su longitud, en lugares preservados de la acción directa de radiaciones solares y con una altura no superior a un (1) metro.

En los tubos con revestimientos protectores se evitará que éstos se encuentren en contacto con el terreno natural.

El acopio de los accesorios, piezas especiales, etc, se realizará de manera que se preserven las condiciones anteriores, procurando disponerlos en locales como los indicados, cerrados y convenientemente ordenados.

Se deberán efectuar los controles que aseguren la calidad de los materiales recibidos su manipulación y almacenamiento.

Se tendrán en cuenta para cada tipo de material las especificaciones técnicas definidas por los respectivos fabricantes.

Frecuencia y registro de los controles de recepción y manipulación hasta almacenamiento: Por lote recibido.

Frecuencia y registro de los controles de almacenamiento: Por lote recibido, con seguimiento hasta la entrega para su colocación en obra.

Frecuencia y registro de los controles de manipulación entre almacenamiento y la instalación en obra:
Por lote entregado para instalación en obra.

4.4.2. Materiales de relleno de zanjas

a) Materiales de reposición

Con el propósito de verificar el cumplimiento de las especificaciones técnicas correspondientes al material de relleno de zanjas, definidas en el proyecto y pliego de especificaciones técnicas, se efectuarán controles de calidad mediante:

- ◆ Requerimiento al proveedor de las características del material de yacimientos a usar de relleno, mediante análisis granulométricos conforme a norma ASTM D 422 y Clasificación Sistema Unificado Casagrande.

Frecuencia: Con anterioridad a la entrega del material, por cada yacimiento empleado.

- ◆ Inspección visual para verificar que las características del material de relleno no han variado desde el último análisis granulométrico efectuado.

Frecuencia de la inspección: Continua. Registros: Por tramo.

- ◆ Inspección visual para evitar la presencia de clastos mayores de 50 mm en el material de relleno.

Frecuencia de la inspección: Continua. Registros: Por tramo.

- ◆ Análisis granulométrico del material de relleno, conforme a norma ASTM D 422 y Clasificación Sistema Unificado Casagrande.

Frecuencia de análisis: 1 cada 20 tramos de instalación de tubería para diámetros menores a 200 mm; 1 cada 10 tramos de instalación de tuberías de diámetros entre 250 mm y 500 mm, y 1 cada 5 tramos para tuberías de diámetros mayores a 550 mm

Registros: Planillas de ensayos realizados.

b) Materiales del sitio

No se requieren ensayos adicionales si ellos fueron incluidos en la etapa de diseño. En tal caso sólo debe preverse el control de que la calidad prevista se mantiene razonablemente.

4.4.3. Compactación de las zanjas

El Contratista deberá efectuar los rellenos necesarios para obtener una nivelación correcta conforme a las cotas indicadas en el proyecto o por la inspección.

De acuerdo a la magnitud de estos rellenos, los mismos serán ejecutados utilizando elementos mecánicos apropiados, para cada una de las distintas etapas que lo configuran.

Efectuadas las operaciones de compactación en la superficie de asiento de calzadas, se deberá obtener para cada capa un peso específico aparente seco, igual al 100 % del máximo obtenido con el ensayo normal Proctor. En las demás superficies será del 95% como mínimo.

La verificación de la compactación del material de relleno colocado, deberá realizarse mediante una previa determinación de la densidad máxima y humedad óptima por ensayo Proctor sobre muestras del material a aprobar.

Una vez colocado y compactado el suelo aprobado, se comprobará con nuevos ensayos de verificación cada 100 m por capa, que los suelos han sido compactados a la densidad requerida. En caso contrario, se deberá remediar la situación para obtener la densidad especificada.

La verificación de la compactación y/o densidad de los rellenos se realizará a través de la siguiente secuencia:

- ◆ Extracción de muestra para la ejecución en el laboratorio del ensayo Proctor normal.
- ◆ Ejecución de ensayo de identificación de material y clasificación del mismo (Límite líquido, límite plástico, índice plástico, granulometría por tamices, clasificación SUC)
- ◆ Ejecución de ensayo Proctor normal por puntos continuos de las muestras extraídas
- ◆ Determinación de densidad in situ.
- ◆ Cálculo de las densidades medidas en el terreno y estimación del grado de compactación en cada punto.

Registros de la totalidad de ensayos Proctor

Registros por tramo, identificando capa y posición de las verificaciones de densidad.

Adicionalmente, para rellenos donde posteriormente se asienten pavimentos, se deberá verificar el grado de compactación mediante ensayos in situ del tipo SPT.

4.4.4. Migración de material de relleno - Necesidad de confinamiento de los rellenos

Uno de los factores que deberá ser especialmente tenido en cuenta tanto en la etapa de diseño como en la instalación de las tuberías es que al seleccionar el material de relleno se debe tener en cuenta su compatibilidad con el material del suelo natural. Resulta necesario asegurar que el material de relleno no migre hacia o dentro del suelo natural o viceversa. Este proceso se manifiesta particularmente bajo determinadas condiciones de presencia de agua y/o de relaciones de granulometría que deberán ser cuidadosamente analizadas en cada caso.

Normalmente la migración sólo puede ocurrir bajo presencia de agua y se da la relación que se detalla a continuación entre los dos suelos adyacentes:

$$D_{85 \text{ más fino}} \leq 0,2 D_{15 \text{ más grueso}}$$

Donde:

$D_{85 \text{ más fino}}$: Apertura de la malla que permite el paso del 85% del material más fino.

$D_{15 \text{ más grueso}}$: Apertura de la malla que permite el paso del 15% del material más grueso.

Cuando no puede evitarse el uso de materiales incompatibles, se deberá colocar una membrana geotextil, que garantice una vida útil equivalente a la tubería que se instala, rodeando la totalidad del lecho

de asentamiento y la zona de relleno, cerrándose por encima de la tubería mediante un adecuado traslape.

4.4.5. Pruebas hidráulicas

Terminada la instalación de la tubería y conectada a las correspondientes cámaras de inspección, se procederá a realizar las pruebas de infiltración y exfiltración.

Se deberán efectuar las pruebas hidráulicas en las tuberías de alcantarillado sanitario en la forma que se detalla a continuación.

Una vez instaladas las tuberías, las que funcionarán sin presión entre dos cámaras de inspección, incluidas las conexiones domiciliarias si las hubiere y con todas las juntas ejecutadas de acuerdo con las especificaciones respectivas, se procederá a efectuar las pruebas hidráulicas de estanqueidad.

No se permitirá la ejecución de pruebas hidráulicas sin estar construidos los pozos correspondientes a los tramos a ensayar.

Primeramente se realizará la inspección ocular de la tubería en zanja seca.

Luego se llenará la tubería, a zanja abierta, con agua sin presión durante seis (6) horas, si la misma es de material plástico, o veinticuatro (24) horas si está construida con material cementicio, deberá eliminarse todo el aire contenido en ella. Al término de dicho plazo se inspeccionará el aspecto exterior que presenta la tubería. La presencia de exudaciones o filtraciones localizadas, será motivo de reemplazo de los materiales afectados.

Cumplidas satisfactoriamente las pruebas anteriores, se procederá a realizar la prueba hidráulica, cuya duración mínima será de dos (2) horas, verificándose las pérdidas que se producen a presión constante, las que no deberán ser inferiores a las que se establecen en párrafos posteriores.

La presión mínima de prueba será de dos (2) metros de columna de agua, la que será medida sobre el intradós del punto más alto del tramo que se prueba.

Si algún tubo o junta acusara exudaciones o pérdidas visibles, se identificarán las mismas, descargándose la tubería y procediéndose de inmediato a su reparación. Las juntas que pierdan deberán ser reconstruidas totalmente. Los tramos de los tubos que presenten exudaciones o grietas deberán ser reparados o reemplazados. Si las pérdidas fueran considerables, el tubo deberá ser reemplazado por uno nuevo.

Una vez terminada la reparación se repetirá el proceso de prueba, desde el principio, las veces que sea necesario hasta alcanzar un resultado satisfactorio.

La presión de prueba deberá medirse a nivel constante en el dispositivo que se emplee para dar la presión indicada. La merma del agua debido a las pérdidas no deberá medirse por descenso del nivel en el dispositivo, sino por la cantidad de agua que sea necesario agregar para mantener el nivel constante durante los lapsos indicados.

En el caso de que en el tramo que se prueba hubiera conexiones domiciliarias preparadas, se sumarán las pérdidas admisibles de la colectora con las pérdidas de todas las conexiones.

La pérdida admisible de agua (en litros por hora) a presión constante en el tramo de tubería sometida a prueba hidráulica, se determinará mediante la fórmula:

$$Q \text{ (l/h)} = K * d(\text{dm}) * N * [P(\text{m})]^{1/2} * T(\text{hs})$$

Donde:

d : diámetro interno de la tubería expresado en decímetros.

K = 0,150 para tuberías de hormigón.

K = 0,082 para tuberías plásticas

K = 0,098 para tuberías de asbesto cemento

N: Número de juntas en el tramo ensayado.

P : Presión hidrostática, expresada en metros de columna de agua, medida entre el intradós de la tubería en su punto más alto y el enrase del líquido en el embudo, que deberá encontrarse ubicado a 2 m sobre dicho intradós como mínimo

T: Tiempo de duración de la observación expresado en horas, el que no podrá ser inferior a 2 horas.

Si durante la prueba a “zanja rellena” se notaran pérdidas superiores a las admisibles, el contratista deberá descubrir la tubería hasta localizar las fugas, a los efectos de su reparación.

Las pruebas hidráulicas se repetirán las veces que sean necesarias, previa ejecución de los trabajos que se requieran para subsanar las deficiencias a fin de obtener un resultado satisfactorio, realizándose las mismas con personal, instrumental, materiales y elementos que suministrará el contratista por su cuenta.

El resultado satisfactorio de las pruebas parciales no exime al contratista de las responsabilidades durante el período de garantía de la totalidad de la obra contratada, ante futuras fallas o deterioros en los tramos ensayados.

Registros: Planilla de verificación de prueba hidráulica

4.4.6. Pruebas de deformación y de deflexión de las tuberías

Terminada la colocación de cada tramo de tubería colectora, entendiéndose por ello la distancia entre dos cámaras de inspección, completados los rellenos y retirados los sostenimientos de las zanjas, y aprobadas las pruebas hidráulicas, se efectuarán las pruebas de deformación y de deflexión de las tuberías, según:

- ◆ Pruebas de deformación: para tuberías de diámetros menores a 600 mm.
- ◆ Pruebas de deflexión: Para tubería de diámetros mayores a 600 mm.

Registros: Planilla de verificación de prueba de deformación y/o deflexión.

a) Pruebas de deformación

Se pasará un tapón de madera dura en toda la longitud del tramo y se rechazarán las tuberías que no permitan su pasaje.

El tapón tendrá un diámetro menor en un 3% del valor del diámetro interior de la tubería a probar, su largo será igual o mayor al diámetro de la misma y se pasará una vez que la zanja se encuentre tapada hasta el nivel del terreno natural.

El tramo que no permita el paso del tapón indicado deberá rehacerse cambiando el o los tubos deformados, realizando el relleno cuidadosamente y sometiéndolo a una nueva prueba de inalterabilidad, luego de verificar nuevamente la estanqueidad del tramo mediante prueba hidráulica.

b) Pruebas de deflexión

Se verificará en obra que la deflexión del tubo a tapada completa (sin vereda o pavimento) y en el corto plazo no supere el 3% del diámetro de la tubería original para suelos naturales de resistencia media ($E' \geq 69 \text{ Kg/cm}^2$), o del 2% para suelos naturales de resistencia pobre ($E' < 69 \text{ Kg/cm}^2$).

El procedimiento para verificar la deflexión diametral consiste en medir y registrar el valor del diámetro vertical de los tubos.

Se define como deflexión la variación porcentual del diámetro vertical del tubo instalado con tapada completa respecto al diámetro interno del tubo original.

$$\text{Deflex.} = (D_{\text{orig}} - D_{\text{vert inst.}}) / D_{\text{orig}} * 100$$

Si se verifica que la deflexión se encuentra entre el 3% y el 5% se procederá a sacar el relleno y a colocarlo nuevamente con la adecuada compactación. Si la deflexión resulta entre el 5% y el 8% se sacará el tubo o los tubos donde ello ocurra, pudiendo volver a colocarlos una vez verificado que no presenten daños visuales. Si la deflexión supera el 8% el tubo deberá extraerse y descartarse para su uso en obra.

4.4.7. Pruebas de alineamiento

Terminada la colocación de cada tramo de tubería colectora, entendiéndose por ello la distancia entre cámaras de inspección, y aprobadas las pruebas hidráulicas, se efectuarán las pruebas de alineado.

Las tuberías deberán conformar tramos rectos perfectamente alineados, no admitiéndose ángulos superiores a +/- 0,2 grados.

Para verificar la alineación de las tuberías instaladas se procederá a constatar mediante visual directa entre dos cámaras de inspección, el haz de luz producido mediante una linterna.

El tramo entre cámaras de inspección que no permita la visión directa del haz de luz producido mediante una linterna deberá rehacerse sometiéndolo a una nueva prueba de alineado, luego de verificarse nuevamente las pruebas hidráulica y de deformación/deflexión.

Registros: Planilla de verificación de prueba de alineado.

TITULO 5

REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS



TÍTULO 5: REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS

ÍNDICE

Página

5. REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS DE LLUVIA	65
5.1. Alcance	65
5.2. Aspectos generales.....	65
5.3. Parámetros de diseño.....	68
5.3.1. Período de diseño y período de retorno. Evaluación de riesgos.....	68
5.3.2. Áreas de drenaje	71
5.3.3. Hidrogramas de diseño. Caudales y volúmenes de diseño.....	71
5.3.4. Curvas de intensidad-duración-frecuencia.....	72
5.3.5. Precipitación de diseño. Intensidad de precipitación. Variabilidad areal	73
5.3.6. Métodos de cálculo lluvia – caudal	78
5.3.7. Determinación de la escorrentía neta. Áreas permeables – Áreas impermeables.....	79
5.3.8. Tiempo de concentración.....	87
5.3.9. Distancia mínima entre conductos de otros servicios y a quebradas	89
5.3.10. Cálculo de caudales en conductos.....	89
5.3.11. Secciones transversales tipo	90
5.3.12. Diámetro interno mínimo.....	98
5.3.13. Aporte de sedimentos.....	98
5.3.14. Velocidad mínima.....	99
5.3.15. Velocidad máxima.....	99
5.3.16. Pendiente mínima	100
5.3.17. Pendiente máxima.....	100
5.3.18. Profundidad hidráulica máxima.....	100
5.3.19. Profundidad mínima a la cota clave.....	100
5.3.20. Profundidad máxima a la cota clave	101
5.3.21. Sumideros.....	101
5.3.22. Estructuras de disipación de energía	109
5.4. Control de calidad en la instalación de tuberías circulares de redes de aguas de lluvia.	135



5. REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS

5.1. ALCANCE

Se definen en éste Capítulo 5 los criterios de diseño hidrológico e hidráulico, bajo el concepto de manejo activo de las redes, de los parámetros constructivos para el mejor funcionamiento hidráulico y durabilidad de los componentes de las obras de drenaje pluvial urbano.

Los criterios a aplicar en el control de calidad en la instalación de tuberías circulares de redes de alcantarillado se establece en el Capítulo 4 de las redes de alcantarillado sanitario..

5.2. ASPECTOS GENERALES

La red de drenaje pluvial urbano puede ser dividida en dos grandes grupos:

Red de macro drenaje:

Es el conjunto de obras destinadas a salvaguardar la vida de las personas y evitar daños económicos para la recurrencia de diseño adoptada. Está constituida, en general, por conductos artificiales de gran sección y comprende, también, los cursos naturales, las obras de retención o detención. Esta red se puede subdividir en:

- ◆ Cauces naturales permanentes y obras anexas: obras de control de crecidas, variantes, canalizaciones, entubamiento de ríos u arroyos, embalses, lagunas, estructuras especiales, compuertas, derivadores, separadores, obras de control de sedimentos, estaciones de monitoreo y medición, etc.
- ◆ Colectores principales y obras anexas: son cauces construidos por el hombre que transportan las aguas pluviales y que, en general, están conformados por conductos cerrados o abiertos, obras de almacenamiento, estructuras especiales, compuertas, derivadores, estaciones de monitoreo y medición etc.

Red de micro drenaje:

Es el conjunto de obras constituidas por conductos y obras conexas construidas por el hombre, con el fin de garantizar que no se produzcan obstáculos al normal desarrollo de las actividades de una ciudad para la recurrencia de diseño. Esta red se puede subdividir en:

- ◆ Drenaje subterráneo: conformadas por conductos, obras de almacenamiento, etc.
- ◆ Drenaje superficial: conformadas por canaletas, sumideros, cunetas, almacenamientos, etc.

En el diagrama secuencial de estudios hidrológicos de drenaje pluvial, se indica, a título ilustrativo, algunas tendencias en la selección del nivel de diseño de las obras de macro y de micro drenaje.

Esos criterios deben ser empleados con cierta flexibilidad puesto que su aplicación estricta en cuanto a usos puede llevar a una subdivisión excesiva del área urbana bajo estudio y complicar la fijación de los parámetros de diseño, en particular del tiempo de retorno (T_r).

Cuando no pueda identificarse un uso predominante se puede adoptar, con criterio conservador, el de mayor tiempo de retorno.

Por otra parte, se debe tener en consideración que, cuando la urbanización es atravesada por un cauce permanente, la selección del período de recurrencia dependerá del riesgo asociado y evidentemente de las características hidrológicas del cauce, entre ellas el tamaño, los caudales, volúmenes pico y los niveles alcanzados.

En estos casos se recomienda que la recurrencia mínima de diseño de las obras sea de 25 años. Esta recomendación estará condicionada por las características actuales de la urbanización (factibilidad técnica y económica de las obras) y por la magnitud del cauce permanente, quedando en cada caso a juicio de un especialista en el manejo de cuencas hidrográficas la selección de la recurrencia de diseño.

Se presta especial atención a los estudios hidrológicos, cuya finalidad primaria es la estimación de los hidrogramas de diseño, que son las solicitaciones hidráulicas a que se verán sometidos el micro y el macro drenaje.

Para la transformación de la tormenta de diseño en un hidrograma deberá recurrirse a la modelación y simulación hidrológica.

Los modelos de hidrología urbana son importantes herramientas para la planificación, diseño o control de las obras de drenaje de las ciudades, ya que permiten cuantificar los volúmenes de escurrimiento y estimar los caudales de descarga en determinadas secciones claves de la red de tuberías pluviales.

En los casos que se justifique, en conformidad con los términos de referencia, se utilizarán modelos matemáticos para simular el funcionamiento de una cuenca y evaluar la eficacia y eficiencia de las alternativas de solución que se propongan.

Las cuencas urbanas son sistemas distribuidos, pues presentan variaciones temporales y espaciales, tanto en sus características fisiográficas, como en las respuestas hidrológicas.

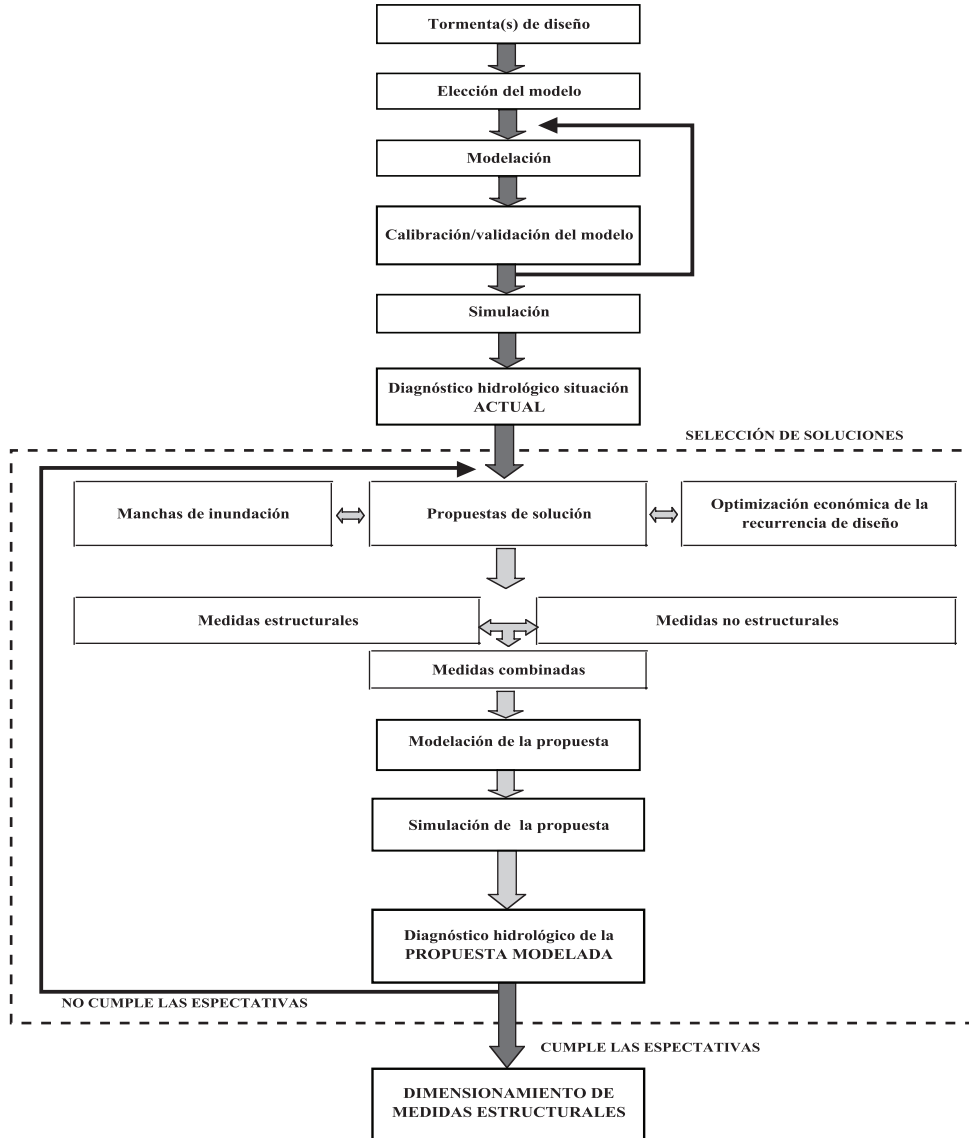
Presentan variaciones espaciales bastante marcadas en lo referente a la pendiente superficial y en el uso del suelo, principalmente. Además, estas características también pueden variar con el tiempo, a medida que avanza el proceso de urbanización.

A veces, en aras de la simplicidad, se ignora la variabilidad espacial, considerando a la cuenca urbana como un sistema concentrado. En otras ocasiones, en cambio, se necesita contemplar algún grado de esta variabilidad, por lo que se recurre a una división de la cuenca en subcuencas, a las que se considera como sistemas concentrados, que luego se vinculan entre sí a través de diferentes procesos hidrológicos, en especial propagaciones.

Los métodos y modelos desarrollados para los ambientes urbanos son muy variados y van desde el muy conocido “Método Racional”, que es un modelo muy simple, hasta los muy sofisticados, que se basan en transformaciones complejas lluvia-caudal y propagaciones hidrodinámicas de hidrogramas en redes de canales, e incluyen la simulación de elementos de manejo activo (compuertas, bombeos, derivaciones, almacenamientos, etc.).

Los estudios hidrológicos que deben ser realizados están esquematizados en el diagrama de bloques de la Figura siguiente.

DIAGRAMA SECUENCIAL DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS



En cuencas urbanas es poco frecuente disponer de registros simultáneos de pluviografía e hidrogramas de crecida, como para poder llevar a cabo la calibración de los modelos montados.

Cuando la calibración del modelo no es factible, en el sentido más estricto de este procedimiento, se puede recurrir a validarlos a partir de tormentas registradas y comparar los máximos niveles alcanzados o la superficie y profundidad de áreas inundadas y las estimadas por el modelo. En estos casos el apoyo en información no formalmente hidrológica, como artículos periodísticos, fotografías privadas, marcas de crecidas o marcas en las paredes de viviendas, testimonios de testigos presenciales, fotografías aéreas e imágenes satelitales, se transforman en documentación de gran valor para el modelador.

Para modelar la hidrología de una cuenca urbana, en general, se esquematiza la misma como un conjunto de subcuencas con características hidrológico-hidráulicas homogéneas, vinculadas por tramos de canales y/o conductos.

5.3. PARÁMETROS DE DISEÑO

5.3.1. Período de diseño y período de retorno. Evaluación de riesgos

a) Período u horizonte de diseño

Puede definirse como el intervalo de tiempo en el cual se espera que la obra alcance su nivel de saturación; este período debe ser menor que la vida útil de la misma. La vida útil de una obra es el tiempo en que la obra sirve adecuadamente a los propósitos para lo que ha sido diseñada, sin tener gastos elevados de operación y mantenimiento que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

Las medidas estructurales del sistema de drenaje deben diseñarse para una vida útil no inferior a 30 años, en el marco de una planificación del drenaje urbano que secuencie las medidas estructurales y no estructurales con un horizonte integrador no inferior a los 10 años. Asimismo, la planificación debería ser lo suficientemente flexible para permitir su actualización cada 5 años, o cada vez que se detecten desvíos importantes.

b) Período de retorno

Para definir la tormenta de diseño, es de uso corriente en los proyectos de ingeniería civil hablar, más bien de “período de retorno” o “intervalo de recurrencia” que de probabilidad de excedencia, si bien ambos conceptos están íntimamente vinculados.

El **período de retorno** de un evento hidrológico se calcula como la inversa de la probabilidad de excedencia anual y representa el intervalo de tiempo promedio (en sentido probabilístico) dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido.

Asumiendo que los eventos naturales son esencialmente aleatorios, tal es el caso de los caudales o de las precipitaciones, debe tenerse bien en claro que, por ejemplo, un evento de período de retorno decenal, ocurre en promedio una vez cada diez años en el largo plazo. Esto último expresa el concepto probabilística de sucesos independientes, como se considera a las lluvias o caudales máximos de cada año.

Queda claro entonces que la probabilidad p , que en un año cualquiera el evento de período de retorno T_r sea superado será:

$$p = \frac{1}{T_r}$$

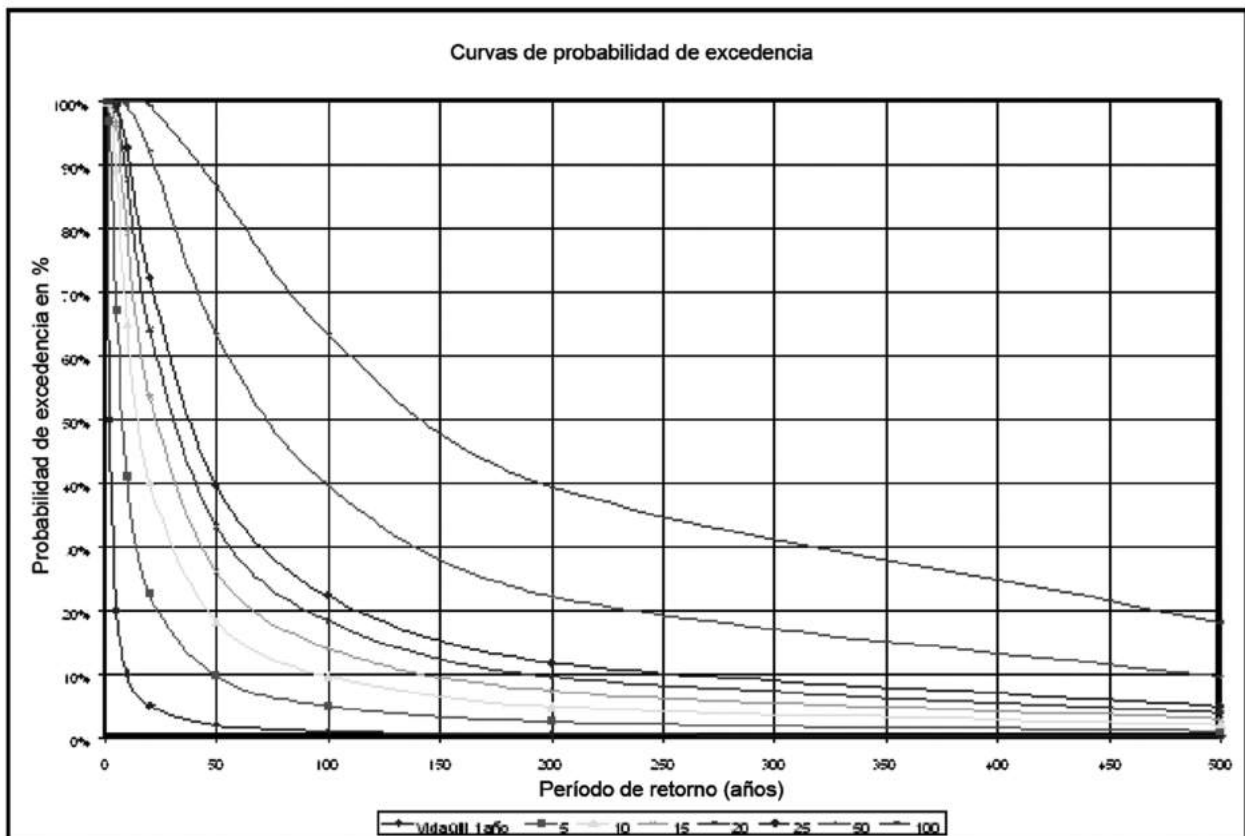
Por lo tanto, lo que realmente interesa es estimar la **amenaza** de que el evento de período de retorno T_r sea superado **a lo sumo** una vez en N años, donde N suele ser la vida útil o económica del proyecto. Esta amenaza puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$A = 1 - (1 - p)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^N$$

En la ecuación anterior, A es la amenaza de que un evento con probabilidad de ocurrencia p, sea igualado o superado en los próximos N años. La probabilidad de ocurrencia del evento, p, es estadísticamente igual a la inversa del tiempo de recurrencia, Tr.

En la Figura N° 5.3.1.1 se muestra la solución de la ecuación anterior, indicándose la probabilidad de excedencia en % que ocurra un evento, para distintas combinaciones de períodos de recurrencia entre 2 y 500 años, y de vida útil, variando N entre 1 y 100 años

Figura N° 5.3.1.1: Relación entre la probabilidad de ocurrencia de un evento, el período de retorno asociado al diseño de una obra y su vida útil



Se define como **riesgo** a la potencial consecuencia económica, social y/o ambiental que se pueden generar como resultado de los daños o pérdida de función de un sistema durante un tiempo de exposición definido. El Riesgo se expresa como:

$$R = f(\text{Amenaza}; \text{Vulnerabilidad})$$

Siendo la **vulnerabilidad** la predisposición de un sistema a ser afectado o de ser susceptible a sufrir daños o pérdidas en su función como resultado de la ocurrencia de un evento que caracteriza una amenaza.

El grado de protección está relacionado al nivel de riesgo aceptado para la ocurrencia de daños y/o de molestias generadas a la población por causa de las inundaciones.

Este grado de protección está íntimamente vinculado con la probabilidad de que un evento hidrometeorológico de cierta magnitud (tormenta, caudales o inundaciones provocadas), sea igualado o superado en un año cualquiera y con las características físicas y socioeconómicas del área que definen su vulnerabilidad. En consecuencia, el riesgo se entiende como una función de la probabilidad de excedencia anual por sobre un umbral de tolerabilidad definido política y/o socialmente (umbral de falla) y de la predisposición del sistema a ser afectado, es decir su vulnerabilidad.

Es importante considerar que la vulnerabilidad es variable en el tiempo y que normalmente disminuye con las protecciones ejecutadas, por lo tanto el riesgo de daños económicos, sociales o ambientales también disminuye.

Dado que en áreas urbanas generalmente no se dispone de series de caudales observados, con suficiente calidad y cantidad de datos, es común que la probabilidad de excedencia y el nivel de amenaza se estimen a partir de los registros pluviométricos. En base a estos registros se determina la “tormenta de diseño”, que es el evento crítico que producirá las solicitaciones hidráulicas para las que se dimensionará el sistema de drenaje pluvial urbano, considerando la vulnerabilidad.

La probabilidad de ocurrencia de un evento pluviométrico no será necesariamente igual a la probabilidad del caudal de pico generado por el mismo.

Los niveles hidrológicos de diseño de una estructura hidráulica de un sistema de drenaje pluvial urbano, sea en términos de lluvia o de caudal de diseño, deben ser definidos de modo de brindar un “nivel de riesgo aceptable” a los habitantes y los bienes esenciales de las zonas de influencia de esa estructura.

Los períodos de retorno recomendados para fijar el nivel de diseño de las obras de micro drenaje y de macro drenaje se resumen en la Tabla N° 5.3.1.1

TABLA N° 5.3.1.1
PERÍODOS DE RETORNO PARA DIFERENTES OCUPACIONES DEL ÁREA

Tipo de obra	Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	Tr (años)
Micro drenaje	Residencial	5
Micro drenaje	Comercial	5
Micro drenaje	Área con edificios de servicio público	5
Micro drenaje	Aeropuertos	10
Micro drenaje	Áreas comerciales y vías de tránsito intenso	10 - 25
Micro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	25
Micro drenaje	Áreas de importancia específica	50 - 100

El grado de protección adoptado (lo que se denomina escala de diseño) resultará de una adecuada definición del riesgo aceptable como compromiso entre nivel de amenaza y la vulnerabilidad del sistema, entendiendo bajo tales conceptos lo siguiente:

- ◆ Nivel de amenaza: probabilidad de que el sistema falle
- ◆ Vulnerabilidad: es el valor esperado de las pérdidas asociadas a una falla

Los principales aspectos para tener en cuenta en el diseño son el costo y la seguridad. La magnitud de diseño óptima, es una solución de compromiso entre ambos aspectos.

5.3.2. Áreas de drenaje

El término “área de drenaje” correspondiente a un determinado punto de la localidad a servir con un sistema de drenaje pluvial, se define como el área geográfica encerrada por los límites de aporte superficial del escurrimiento proveniente de la precipitación pluvial.

Los límites de un área o cuenca de drenaje suelen estar alterados por las obras que el hombre realiza, tales como caminos, calles, alcantarillas, bordos, vías de ferrocarril y las mismas obras de drenaje.

En general el área total de drenaje correspondiente a una localidad debe ser dividida por los proyectistas hidráulicos del sistema de drenaje en subáreas o subcuencas con características geomorfológicas e hidrológicas homogéneas, con el objeto de facilitar la aplicación de los métodos de diseño hidrológico e hidráulico y diseñar los diferentes componentes del sistema de drenaje pluvial de la localidad.

La extensión y el tipo de áreas tributarias deberán determinarse para el conjunto de tuberías y para cada tramo de tubería a diseñar. El área de aportes deberá incluir el área propia del tramo en consideración y se expresará en hectáreas (ha), con una aproximación de 0.1 ha.

5.3.3. Hidrogramas de diseño. Caudales y volúmenes de diseño

La magnitud de las obras hidráulicas a proyectar (canales, defensas, reservorios, vertederos, compuertas, estaciones de bombeo, alcantarillas, conductos, etc.), así como las medidas no estructurales planteadas para protegerlas, guarda relación directa con los hidrogramas a que estarán expuestas, particularmente a los caudales pico y volúmenes de escurrimiento.

El “hidrograma de diseño” es aquel que se corresponde con el período de retorno T_r elegido para dimensionar la estructura en cuestión. En base al hidrograma de diseño se determinan el “caudal de diseño” y el “volumen de diseño”. A mayor importancia de la estructura y de la zona en la cual va a prestar servicio la misma, mayor deberá ser el T_r . El caudal de diseño basado en un período de retorno de T_r años, define el “grado de protección” conferido a la población y a los bienes de la zona de influencia de la obra diseñada.

De ésta manera es posible disponer de elementos que constituyen un mismo sistema diseñados para diferentes tiempos de recurrencia.

En áreas urbanas generalmente no se dispone de series de caudales observados y de daños asociados con suficiente calidad y cantidad de datos, entonces es común que la probabilidad de excedencia y el riesgo se estimen a partir de los registros pluviométricos. En base a estos registros se determina la

“tormenta de diseño”, que es el evento crítico que producirá las solicitaciones hidráulicas para las que se dimensionará el sistema de drenaje pluvial urbano, calculando el “hidrograma de diseño” el “caudal de diseño” y el “volumen de diseño” por los métodos que se presentan en el numeral 5.3.6. Métodos de cálculo lluvia – caudal.

5.3.4. Curvas de intensidad-duración-frecuencia

El estudio de las lluvias para el diseño hidrológico de los sistemas de alcantarillado de aguas pluviales es esencialmente probabilístico y por lo tanto está comprendido en el ámbito de la predicción de los fenómenos naturales aleatorios.

Las lluvias de diseño hidrológico resultantes de nuestros estudios, constituyen entradas que, al ser procesadas por modelos de transformación lluvia-caudal y de tránsito proveen hidrogramas a la salida de la cuenca de interés.

A continuación se definirán las variables principales de la lluvia:

Magnitud: Valor que alcanzaría la intensidad o la altura de la lámina precipitada en un punto.

La **intensidad, I** , se define como el cociente entre la altura de lluvia, h , y la duración, d , del intervalo que demandó su acumulación. Es entonces, un promedio temporal en ese lapso. Es un valor local, estimado para un punto específico del espacio. Usualmente se expresa en mm/ hora.

Persistencia: Duración del intervalo de lluvia para el cual se predice. Este dato lo debe establecer el proyectista, dependiendo de las características físicas de la cuenca.

Probabilidad: Frecuencia futura estimada o período de retorno anual del evento. Este dato también se define de antemano, en función de la amenaza o del riesgo asumido.

La magnitud de la precipitación se asocia habitualmente con la duración del evento y con la probabilidad de ocurrencia, a través de las denominadas curvas intensidad-duración-frecuencia (curvas IDF).

Para los proyectos que se elaboren en el ámbito la ciudad de Quito y sus alrededores se emplearán las curvas I-D-F desarrolladas por la EMAAP-Q en el Proyecto SISHILAD.

En la página siguiente se resumen en la Tabla N° 5.3.4.1 las ecuaciones I-D-F de intensidades máximas de 6 estaciones pluviográficas de Quito y sectores aledaños:

Al utilizar estas ecuaciones, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- ◆ El período de retorno T (años) para el cual son aplicables las ecuaciones, está comprendido entre 2 y 50 años;
- ◆ La duración de la lluvia (min) para la cual son aplicables las ecuaciones, está comprendida entre 5 y 360 minutos;
- ◆ Se recomienda que la ecuación de la estación Izobamba sea utilizada para el sur de Quito, particularmente en sectores que se ubiquen en las faldas orientales del Atacazo;
- ◆ Se recomienda que los datos de la estación Quito-Observatorio sean aplicados en el sur y centro de la ciudad de Quito;

TABLA N° 5.3.4.1

Estación	Latitud Sud	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m (m)	Ecuación I-D-F
IZOBAMBA	0°21'45"	78°33'11"	3.058	$I = \{74,7140 * T^{0,0888} * [\ln(t+3)]^{3,8202} * (\ln T)^{0,1892}\} / t^{1,6079}$
QUITO - OBSERVAT	0°12'40"	78°30'00"	2.820	$I = \{48,6570 * T^{0,0896} * [\ln(t+3)]^{5,2340} * (\ln T)^{0,2138}\} / t^{1,9654}$
ÑAQUITO - INAMHI	0°10'00"	78°29'00"	2.789	$I = \{76,8002 * T^{0,0818} * [\ln(t+3)]^{3,7343} * (\ln T)^{0,2784}\} / t^{1,5847}$
DAC - AEROPUERTO	0°08'24"	78°29'06"	2.794	$I = \{55,6656 * T^{0,0922} * [\ln(t+3)]^{4,1647} * (\ln T)^{0,0985}\} / t^{1,6567}$
LA CHORRERA	0°12'06"	78°32'06"	3.165	$I = \{44,2595 * T^{0,0973} * [\ln(t+3)]^{4,4013} * (\ln T)^{0,0317}\} / t^{1,6591}$
LA TOLA	0°13'46"	78°22'00"	2.480	$I = \{39,9 * T^{0,09} * [\ln(t+3)]^{5,38} * (\ln T)^{0,11}\} / t^{1,93}$

- La ecuación de la estación DAC-Aeropuerto puede ser utilizada en sectores ubicados al norte del aeropuerto.
- La ecuación de la estación La Tola puede ser utilizada en sectores ubicados en las parroquias nor orientales de Quito. En todo caso el diseñador justificará el uso de la ecuación I-D-F. que considere más conveniente.

5.3.5. Precipitación de diseño. Intensidad de precipitación. Variabilidad areal

Las lluvias varían espacial y temporalmente, de modo que los valores que se pueden obtener por los métodos expuestos deben ser ajustados en esos sentidos, que involucran tres conceptos: ubicación, distribución y atenuación de los valores de precipitación calculados con las curvas I-D-F.

Ubicación: Posición del lugar en que interesa predecir, en relación con la red de medición.

- Las ternas de valores para calibrar un modelo I-D-F provienen de registros pluviográficos.
- Cuando se carece de series pluviográficas locales aptas, se requiere una transposición de la función, usando técnicas específicas.
- Si el punto de interés se localiza en las inmediaciones de un pluviómetro, éste brinda valiosa información. Cuando se sitúa en un sector sin medición, la única opción es interpolar entre estaciones con datos.

Distribución: Patrón de variación temporal interna de la intensidad de lluvia o hietograma tipo.

- Es costumbre deducir los patrones temporales de la función I-D-F, pero las distribuciones no resultan verosímiles, porque se mezclan datos de fenómenos de características diferentes.
- También se los suele definir por síntesis de series de tormentas históricas.

Atenuación: Reducción de la lámina local, al extenderla a una cuenca, para predecir descargas.

- La disminución del valor depende del área de la cuenca y de la duración de la lluvia.

- ◆ La forma convencional de representarla es mediante curvas H-D-A. (Lámina de precipitación total – duración – área)
- ◆ Estas funciones son propias de cada región y están afectadas en especial por su topografía, razón por la cual no es recomendable su transposición.

En este tema, se podrán aplicar diversos métodos que actualmente existen sobre transposición de lluvias intensas y su posibilidad de empleo bajo condiciones locales.

Los valores medidos de lluvias intensas, las curvas intensidad-duración-período de retorno (I-D-T), las relaciones entre láminas para diferentes duraciones o los hietogramas tipo de series históricas son aplicables directamente al puesto de medición del cual provienen los datos. Sin embargo, la escasez espacio-temporal de datos exige aprovechar también los generados en otros lugares de la región de estudio. Tal es el caso de las lluvias intensas, cuyos rasgos más relevantes son trasladados de una región a otra, para ser utilizados con fines de diseño en base a hipótesis de verosimilitud climática entre ambas ubicaciones.

a) Lluvia sobre un área

Las lluvias presentan una gran variación en el espacio y en el tiempo. Generalmente para diseño hidrológico es necesario contar con el valor de precipitación promedio sobre la cuenca. Los registros de lluvias intensas representan las condiciones en el lugar de las mediciones, por ello se hace necesario conocer la lámina precipitada en toda el área de la cuenca.

Existen diversos métodos para estimar el valor de lluvias en el área en base a datos puntuales, entre los cuales figuran:

- ◆ Método de la media aritmética
- ◆ Método de polígonos de Thiessen
- ◆ Método de las isohietas

b) Caracterización espacial de las lluvias de diseño

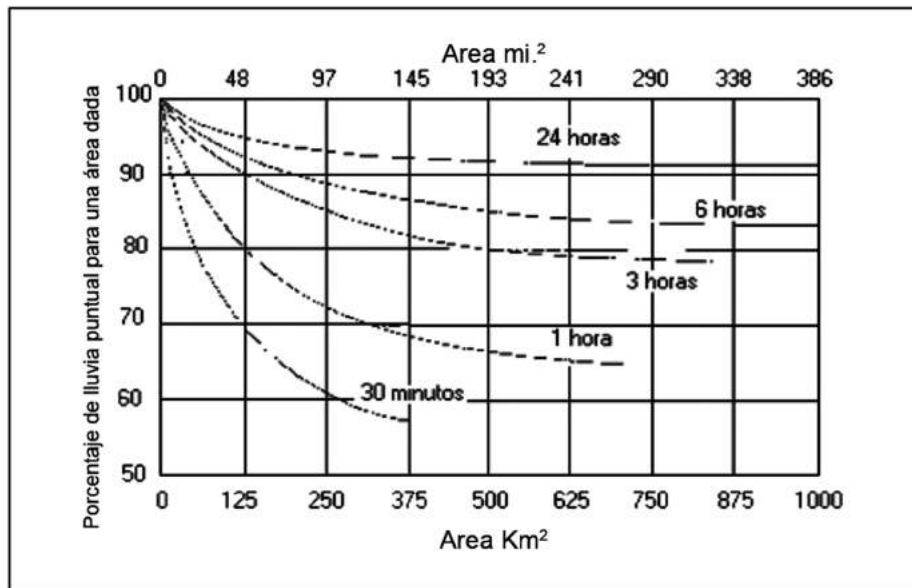
La estimación de caudal a partir de datos de lluvia implica la asignación de una cuenca de aporte. Los registros puntuales de precipitación son siempre muestras limitadas de la precipitación sobre la cuenca, de modo que su conversión en un estimador areal demanda una extrapolación.

Los hietogramas locales se consideran representativos de la lluvia sobre áreas reducidas (2,5 a 25 km² en torno al pluviógrafo), que dependen de las características climáticas y topográficas de la región. Para mayor superficie, la media difiere del máximo puntual de lluvia medida y deberá ser inferida a partir de este valor, que es el único con estimación futura.

Puesto que no es razonable suponer que las lluvias sintéticas críticas reflejen intensidades medias en toda la cuenca, se hace necesario recurrir a algoritmos de atenuación de valores locales.

Los métodos de atenuación en general son gráficos, con curvas para varias duraciones y proveen el porcentaje de la precipitación local a tomar como promedio sobre la cuenca.

Figura N° 5.3.5.1: Reducción de altura de lluvia puntual a media areal



Distintos organismos de USA han presentado curvas para distintas cuencas. Leclerc y Schaake (1972) ajustaron una ecuación polinómica a las curvas, que se usó en el trazado de la Figura N° 5.3.5.1

Esta figura 5.3.1.1 podrá ser empleada mientras la EMAAP-Q no disponga de registros pluviométricos suficientes para determinar el abatimiento espacial de las tormentas de diseño.

c) Distribución temporal

Existe una gran variabilidad de la intensidad de la lluvia durante la secuencia temporal de una tormenta. Conocer esa distribución temporal en tormentas intensas es de gran importancia en diseño hidrológico y constituye un dato de entrada esencial en los modelos lluvia-escorrentía.

Puesto que esa distribución varía de un evento a otro, para caracterizarla es necesario un gran número de observaciones (extraídas de series pluviográficas) para deducir patrones de comportamiento, que permitan su análisis o su uso posterior. La representación gráfica, continua o discreta, de cada uno de esos patrones se denomina hietograma tipo.

En diseño hidrológico, el hietograma tipo se expresa mediante una distribución adimensional acumulada entre el porcentaje del total de la lluvia y el porcentaje de duración o, mediante un patrón discreto dividido en percentiles, generalmente cuartiles o sextiles, cuya forma, en especial la posición de la moda, es determinante en la de la consecuente crecida.

Los métodos para determinar tal patrón de comportamiento parten de la función intensidad-duración - frecuencia (I-D-F) o de precipitaciones históricas intensas

◆ Hietogramas de precipitación de diseño a partir de la función I-D-F

Los métodos de diseño desarrollados más recientemente, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño.

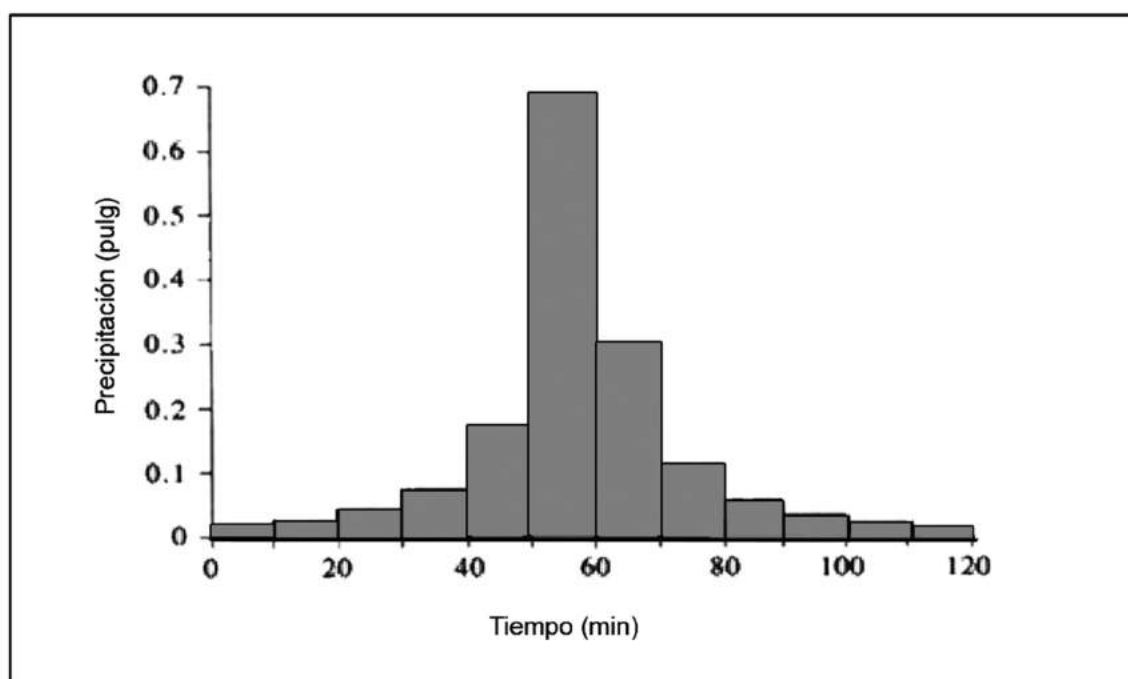
Uno de los métodos más difundidos para diseñar hietogramas de precipitación a partir de la función I-D-T es:

◆ **Método de los bloques alternos**

El hietograma de diseño producido por este método especifica la altura de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n \Delta t$.

Después de seleccionar el período de retorno de diseño, la intensidad es obtenida en una curva I-D-F para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, \dots$, y la altura de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de precipitación se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida TD y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (Figura N° 5.3.5.2).

Figura N° 5.3.5.2: Método del bloque alterno



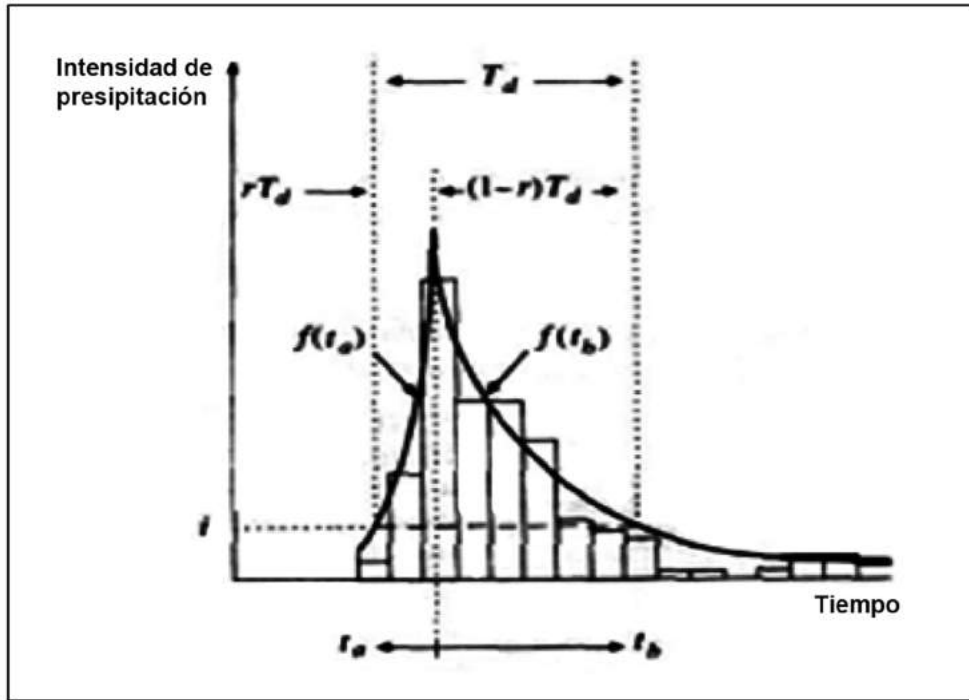
◆ **Método de Chicago**

Si se conoce la ecuación que define la curva intensidad-duración-frecuencia, pueden desarrollarse ecuaciones que describan la variación de la intensidad con el tiempo en el hietograma de diseño. Ven T. Chow (1993) ajustó un método para determinar la intensidad de precipitación instantánea para una tormenta, que se usó en el trazado de la Figura N° 5.3.5.3

El principio es similar al empleado en el método del bloque alterno, es decir, la altura de precipitación para un período de duración TD alrededor del pico de la tormenta es igual al valor dado por la curva o ecuación de I-D-F.

La diferencia entre este método y el método del bloque alterno es que se considera que la intensidad de precipitación varía en forma continua a través de la tormenta.

Figura N° 5.3.5.3: Método de la intensidad instantánea



Considérese el hietograma de tormenta mostrado en la Figura N° 5.3.5.3, la línea horizontal punteada dibujada en el hietograma para una intensidad de precipitación dada i interceptará el hietograma antes y después del pico. Medido con respecto al tiempo de intensidad pico, el tiempo de intersección antes del pico se denota como t_a y después del pico como t_b . El tiempo total entre las intersecciones se denomina T_D , de tal manera que:

$$T_D = t_a + t_b$$

El coeficiente de avance de la tormenta r se define, como la relación del tiempo antes del pico con respecto al tiempo entre intersecciones

$$r = t_a/T_D$$

Utilizando ecuaciones anteriores se puede determinar

$$T_D = t_a/r = t_b/(1-r)$$

Tal como se muestra en la Figura N° 5.3.5.3, se supone que dos curvas $i_a = f(t_a)$ e $i_b = f(t_b)$, se ajustan a las intensidades de precipitación del hietograma, donde i_a e i_b son las intensidades de precipitación antes y después del pico, respectivamente.

Luego la cantidad total de lluvia durante el tiempo T_D está dada por el área bajo las curvas. Generalmente, las tormentas son adelantadas, con un coeficiente de avance inferior a 0,5, lo cual significa que la intensidad máxima se produce en la primera mitad del evento.

Hietogramas de precipitación de diseño a partir de eventos históricos críticos

Una vez caracterizadas espacialmente las tormentas intensas, se procede a sintetizar los patrones típicos históricos. Si en la zona de estudio se cuenta con patrones de distribución temporal históricos, se recomienda el uso de los mismos para la representación de tormentas intensas.

5.3.6. Métodos de cálculo lluvia – caudal

Se podrán aplicar los siguientes métodos de cálculo para determinar las relaciones lluvia – caudal:

a) Método Racional

Para cuencas de tamaños menores (hasta 200 ha) y de características hidrológicas-hidráulicas simples, es decir sin elementos de detención o retardos, se podrá aplicar el Método Racional.

$$Q = C * i * A / 360$$

Donde:

Q: Caudal pico (m^3/s)

i: Intensidad de precipitación (mm/h). Determinada de curvas I-D-F para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca para la recurrencia de cálculo adoptada.

A: Área de la cuenca de aporte (ha).

b) Modelos hidrometeorológicos lluvia - caudal

Para cuencas de tamaños mayores a 200 has, o cuando se incluyan en el área de modelación elementos de control o manejo activo de los caudales y volúmenes de escorrentía, se aplicarán programas computacionales de cálculo para la determinación de hidrogramas de crecidas a partir de lluvias de diseño.

Es requerida la aplicación de modelos hidrometeorológicos en todos los casos que se diseñe una red de drenaje pluvial que permita el control o manejo activo de los hidrogramas generados, es decir que disponga de alguno o combinación de los siguientes elementos: compuertas, almacenamientos temporales, estaciones de bombeo, derivaciones u otros. En éstos casos se deberán incluir en el modelo las características y parámetros hidrológicos, hidráulicos, operacionales y geométricos que permitan simular adecuadamente su funcionamiento.

Son modelos aceptados por EMAAP-Q:

- ◆ HEC-HMS. Desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos
- ◆ URBIS. Desarrollado por el Politécnico de Milán. Italia.
- ◆ Otros similares

En cuencas complejas, por los requerimientos de simulación de elementos que constituyen el sistema hidráulico, o por la variabilidad de las condiciones hidráulicas se requiere de la modelación hidrodinámica, los modelos aceptados por EMAAP-Q son:

- ◆ SWMM. Desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos.
- ◆ SEWERGEMS (Haestad Methods)
- ◆ INFOWORKS CS (Wallingford)
- ◆ Otros similares

Los modelos HEC-HMS, SWMM y otros se encuentran disponibles en forma gratuita en internet.

Las duraciones de las precipitaciones de diseño deberán ser compatibles con los sistema de drenaje pluvial analizados y los pasos de tiempo asumidos para los cálculos deberán asegurar la convergencia de los resultados.

El empleo de hietogramas de proyecto definidos mediante bloques alternos o el Método de Chicago empleándose un solo hietograma de proyecto.

En tales casos la duración de la precipitación deberá ser mayor que el tiempo de concentración de la totalidad de la cuenca.

5.3.7. Determinación de la escorrentía neta. Áreas permeables – Áreas impermeables

Para los diferentes métodos y modelos de cálculos hidrológicos resulta necesario establecer las láminas de precipitación que producirán escorrentía neta. Los procedimientos comúnmente empleados corresponden a la determinación del coeficiente de escorrentía, C , a las Curvas Número (CN) y a ecuaciones de pérdidas e infiltración. La estimación de estos coeficientes deberá corresponder a las condiciones futuras de ocupación del suelo.

a) Coeficiente de escorrentía

En este numeral, tomado como base el Método Racional, se establecen procedimientos para la determinación del coeficiente de escorrentía C , para la determinación del caudal pico y el volumen.

El coeficiente de escorrentía integra una gran cantidad de variables hidrometeorológicas y características de infiltración morfológicas del suelo y las condiciones de uso, cobertura y ocupación del suelo.

Entre las variables hidrometeorológicas deben considerarse la intensidad y duración de la precipitación, la lluvia antecedente, la evaporación, etc.

Entre las variables de infiltración y morfológicas del suelo deben considerarse el grado de humedad y encharcamiento antecedente, la pendiente, la existencia de depresiones que permitan almacenamientos superficiales de agua, las posibilidades de escurrimiento encauzado (natural o antrópico), la capacidad de infiltración, el almacenamiento de humedad en el suelo, etc.

Entre las variables de condiciones de uso, cobertura y ocupación del suelo deben considerarse las áreas permeables, las áreas impermeables, el tipo y grado de cobertura vegetal, etc.

Se presentan en la Tabla N° 5.3.7.1 valores típicos del coeficiente de escorrentía empleados para zonas rurales (Schwab 1971); y se presentan en las Tablas N° 5.3.7.2. a) y b) valores típicos del coeficiente de escorrentía empleados para zonas urbanas (ASCE-1976. Valores aplicables para tormentas de recurrencia de 5-10 años).

La Tabla N° 5.3.7.2.(a) presenta coeficientes de escorrentía usados para casos particulares de tipos de áreas urbanas y la Tabla N° 5.3.7.2 (b) presenta coeficientes de escorrentía que pueden ser utilizados para calcular un C ponderado por el porcentaje de tierras, calles, rutas, etc.

TABLA N° 5.3.7.1 COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA RURAL				
Vegetación y topografía		Textura del suelo		
		Limo arenoso abierto	Arcilla y limo	Arcilla abierta
Bosque	Plano pend 0-5%	0.10	0.30	0.40
	Ondulada pend 5-10%	0.25	0.35	0.50
	Montañosa pend 10-30%	0.30	0.50	0.60
Pastura	Plano	0.10	0.30	0.40
	Ondulada	0.16	0.36	0.55
	Montañosa	0.22	0.42	0.60
Cultivos	Plano	0.30	0.50	0.60
	Ondulada	0.40	0.60	0.70
	Montañosa	0.52	0.72	0.82

**Coefficientes de escorrentía urbana para el Método Racional (ASCE ,1976)
(Valores aplicables para tormentas de recurrencia de 5-10 años)**

TABLA N° 5.3.7.2 (a) COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA PARA UN ÁREA URBANA	
Descripción del área	Coefficiente de escorrentía
<i>Negocios</i>	
Centro	0.70 a 0.95
Barrios	0.50 a 0.75
<i>Residencial</i>	
Unifamiliar	0.30 a 0.60
Multi-unidades, contiguas	0.40 a 0.75
Departamentos	0.60 a 0.85
<i>Industrias</i>	
Livianas	0.50 a 0.80
Pesadas	0.60 a 0.90
Sin mejoras	0.10 a 0.30

TABLA N° 5.3.7.2 (b)
VALORES USADOS PARA DETERMINAR UN COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA SEGÚN
LAS CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE

Descripción del área	Período de retorno (años)		
	2	5	10
Asfáltico	0,73	0,77	0,81
Concreto / techo	0,75	0,80	0,83
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto el 50% del área</i>			
Plano 0-2 %	0,32	0,34	0,37
Promedio 2- 7%	0,37	0,40	0,43
Pendiente superior a 7%	0,40	0,43	0,45
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto del 50 al 75% del área</i>			
Plano 0-2 %	0,25	0,28	0,30
Promedio 2- 7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto mayor al 75% del área</i>			
Plano 0-2 %	0,21	0,23	0,25
Promedio 2- 7%	0,29	0,32	0,35
Pendiente superior a 7%	0,34	0,37	0,40
<i>Área de cultivos</i>			
Plano 0-2 %	0,31	0,34	0,36
Promedio 2- 7%	0,35	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,39	0,42	0,44
<i>Pastizales</i>			
Plano 0-2 %	0,25	0,28	0,30
Promedio 2- 7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42
<i>Bosques</i>			
Plano 0-2 %	0,22	0,25	0,28
Promedio 2- 7%	0,31	0,34	0,36
Pendiente superior a 7%	0,35	0,39	0,41

b) Curva Número

El método de la Curva Número (CN) desarrollado por Soil Conservation Service (Actualmente National Resources Conservation Service) de los Estados Unidos tiene como propósito estimar la

parte de la precipitación que genera escorrentía neta o directa. La porción de precipitación que no genera escorrentía queda como retención superficial y/o infiltración.

La capacidad de retención superficial en encharcamientos y la capacidad de infiltración del suelo disminuyen durante el tiempo, por ésta razón se asume un valor de retención inicial y una curva descendente que refleja el comportamiento natural.

El procedimiento se basa en las dos siguientes hipótesis:

- ◆ La precipitación comienza a producir escorrentía neta o directa cuando la precipitación total caída hasta ese momento supera un umbral de retención inicial o abstracción inicial. Generalmente el método considera que ese umbral inicial es el 20% de la máxima abstracción posible.
- ◆ Puede establecerse la siguiente proporción:

$$\frac{\text{Abstracción producida}}{\text{Abstracción máxima}} = \frac{\text{Precipitación neta producida}}{\text{Precipitación neta máxima}}$$

Donde

Abstracción producida: Es la suma de la precipitación producida (ΣP) menos la abstracción inicial (I_a) menos la precipitación neta producida (ΣP_n).

$$\text{Abstracción producida} = (\Sigma P - I_a) - (\Sigma P_n)$$

Abstracción máxima: S

Precipitación neta producida: (ΣP_n)

Precipitación neta máxima: ($\Sigma P - I_a$)

Reemplazando:

$$\frac{(\Sigma P - I_a) - (\Sigma P_n)}{S} = \frac{(\Sigma P_n)}{(\Sigma P - I_a)}$$

Operando para despejar ΣP_n resulta:

$$\Sigma P_n = \frac{(\Sigma P - I_a)^2}{S + (\Sigma P - I_a)}$$

Para los casos en que la abstracción inicial se considere 20 % de la abstracción máxima, o sea: $I_a = 0,2 S$, la expresión de cálculo resulta:

$$\Sigma P_n = \frac{(\Sigma P - 0,2 \cdot S)^2}{(\Sigma P - 0,8 \cdot S)}$$

Para representar gráficamente ésta ecuación donde la precipitación neta es función de la precipitación total y de la abstracción máxima, se consideró el siguiente cambio de variable:

$$CN = \frac{1000}{10 + S}$$

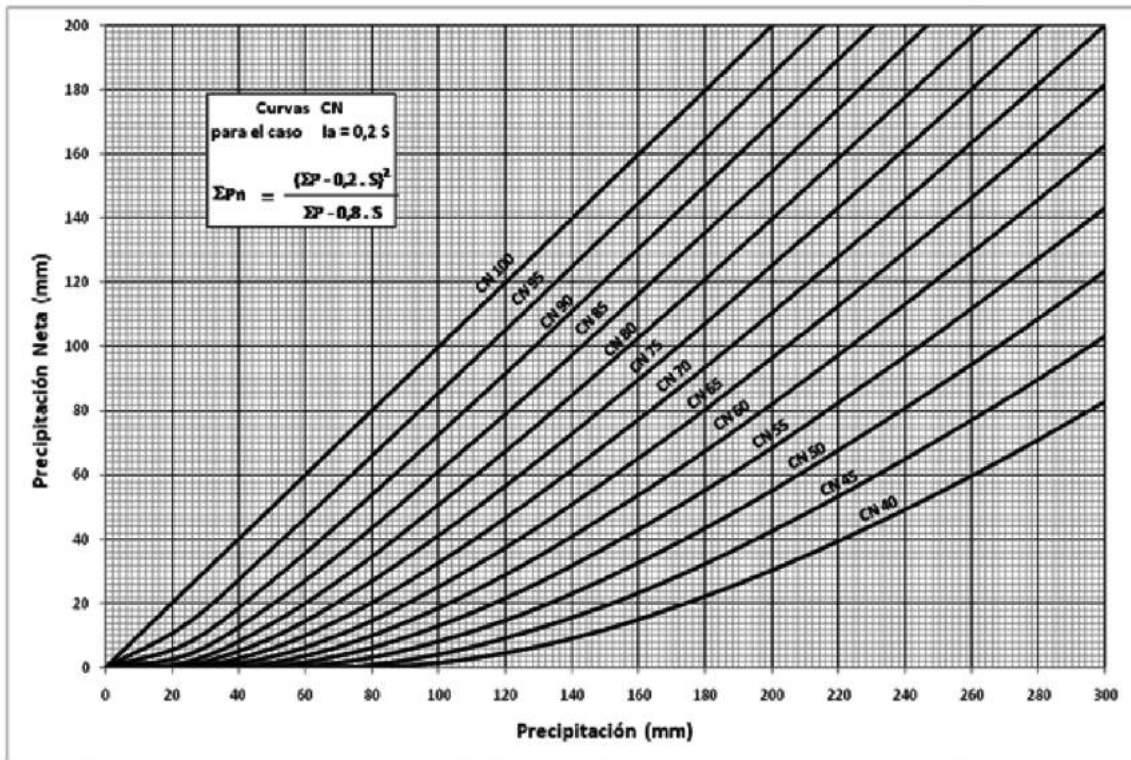
Donde P y S están en pulgadas

$$CN = \frac{25400}{254 + S}$$

Donde P y S están en milímetros

Obteniéndose el Gráfico N° 5.3.7.1 para P y S expresados en mm.

Figura N° 5.3.7.1:



La determinación del valor CN se efectúa considerando:

◆ **Clasificación hidrológica de los suelos**

Desde el punto de vista hidrológico se clasifican los suelos en 4 grupos principales:

- ◆ A: Con potencial de escurrimiento mínimo
- ◆ B: Con potencial de escurrimiento medio
- ◆ C: Con potencial de escurrimiento alto
- ◆ D: Con potencial de escurrimiento máximo

◆ **Uso y tratamiento del suelo**

Desde el punto de vista hidrológico se clasifican los suelos conforme al uso y tratamiento, considerando también áreas rurales y áreas urbanas con diferentes grados de impermeabilidad.

💧 Condición hidrológica

La condición hidrológica refleja las condiciones de humedad edáfica en que se encuentra la cuenca al producirse una tormenta determinada. Se identifican 3 tipos de condición hidrológica:

- ◆ **Condición I :** Los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitez.
- ◆ **Condición II :** Condición promedio. Se asume a falta de datos que es la condición que precede a las crecientes. (Suelo en capacidad de campo).
- ◆ **Condición III:** Fuerte lluvia antecedente, sólo es posible la infiltración básica.

Con el grupo hidrológico del suelo, su uso y cubierta se determina mediante el empleo de la Tabla N° 5.3.7.3 el valor de CN para la condición II.

Si las condiciones precedentes en la cuenca difieren, se emplea la Tabla N° 5.3.7.4 para efectuar las correcciones correspondientes.

**TABLA N° 5.3.7.3
NUMERO DE CURVA DE ESCURRIMIENTO
Condición hidrológica II**

Uso y cubierta del suelo	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Áreas rurales				
Suelo desnudo	75-80	83-87	89-92	93-95
Praderas o pastizales	47-55	65-75	75-85	80-88
Vegetación natural	25-30	41-46	57-63	66-70
Cultivos en hileras	65-72	74-81	80-88	82-91
Cultivos granos	67-69	74-76	80-83	84-86
Frutales	37-41	50-55	64-69	70-73
Cultivos menores (jardines y huertos)	42-48	62-70	75-80	81-85
Caminos enripiados	70-75	80-85	85-89	90-94
Caminos pavimentados	75-80	82-86	88-92	92-96
Áreas urbanas				
Baja densidad (Área impermeable 15% al 30%)	68-72	74-79	81-85	84-87
Media densidad (Área impermeable 31% al 45%)	70-74	76-81	83-88	87-92
Alta densidad (Área impermeable del 46% al 70%)	72-76	78-84	86-90	90-96
Muy alta dens. (Área impermeable del 71% al 85%)	75-79	82-88	88-95	93-98

**TABLA N° 5.3.7.4
CORRECCIÓN DEL NÚMERO DE CURVA PARA DISTINTAS CONDICIONES HIDROLÓGICAS**

Valores de CN													
Condición II	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Condición I	23	27	31	35	40	45	51	57	63	70	78	87	100
Condición III	60	65	70	75	79	83	87	91	94	97	98	99	100

Cuando en una cuenca/subcuenca se presenten áreas con clasificaciones hidrológicas y/o usos y tratamiento de suelos diferentes, el valor CN final de la cuenca/subcuenca podrá estimarse mediante la ponderación de los CN de las diferentes subáreas homogéneas, en función de las respectivas superficies que ellas ocupan.

$$CN = \frac{CN_1 * A_1 + CN_2 * A_2 + \dots + CN_n * A_n}{(A_1 + A_2 + \dots + A_n)}$$

c) Ecuaciones de pérdidas e infiltración

Retención Superficial: Gran parte de la lluvia que cae durante la primera parte de una tormenta se deposita en la cobertura vegetal como intercepción y en depresiones del terreno como almacenamiento superficial.

En la Tabla N° 5.3.7.5 se presentan valores característicos de intercepción calculados mediante las ecuaciones de Horton para tormentas de 25 mm de precipitación.

TABLA N° 5.3.7.5	
Uso y cubierta de suelo	Intercepción (mm)
Suelo desnudo	0
Praderas y pastizales	2 a 4
Cultivos granos	4 a 8
Áreas urbanas	0

El almacenamiento en depresiones del terreno depende principalmente de la regularidad del suelo y de su pendiente. Puede ser estimado mediante la ecuación:

$$V_s = S_d (1 - e^{-kP})$$

Donde:

Vs: Almacenamiento en depresiones (mm)

Sd: Capacidad de almacenamiento de la cuenca (mm)

$$k = 1 / S_d$$

P: Precipitación

En la Tabla N° 5.3.7.6 se presentan valores característicos de almacenamiento en depresiones, calculados mediante las ecuaciones de Horton.

TABLA N° 5.3.7.6	
Uso y cubierta de suelo	Almacenamiento en depresiones (mm)
Suelo desnudo	2.0 a 4.0
Praderas y pastizales	2.5 a 6.0
Cultivos granos	2.5 a 5.0
Áreas urbanas baja densidad	0.6 a 2.5
Áreas urbanas alta densidad	0.4 a 1.5

Infiltración: Es el paso del agua a través del suelo desde la superficie en profundidad. Su estimación podrá efectuarse mediante la aplicación de la ecuación de Horton:

Donde:

f_p : Tasa de infiltración en el instante t. (mm/h)

$$f_p = f_c + (f_o - f_c) * e^{-kP}$$

f_c : Tasa de infiltración final (mm/h)

f_o : Tasa de infiltración inicial (mm/h)

k: Constante empírica (1/h)

t: Tiempo transcurrido desde el inicio de la tormenta. (h)

En la Tabla N° 5.3.7.7 se presentan valores característicos de los parámetros incluidos en la ecuación de infiltración de Horton.

Se aclara que la ecuación de Horton es aplicable solamente para todo instante en que la infiltración resulta menor que la precipitación: $f(t) < p(t)$; en caso contrario se estima $f(t) = p(t)$.

TABLA N° 5.3.7.7

Tipo de suelo	f_o	f_c	k
	(mm/h)	(mm/h)	(1/h)
Suelos muy permeables (Curva mayorada)	100 a 130	15 a 20	5 a 6
Suelos medianamente permeables (Curva estándar)	65 a 85	10 a 15	4 a 4,5
Suelos escasamente permeables (Curva reducida)	55 a 75	4 a 8	4 a 4,5

5.3.8. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de la cuenca es definido como el tiempo de viaje del agua de lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca hasta llegar a dicha sección de desagüe.

Comúnmente se puede estimar el tiempo total de viaje como la suma del tiempo del flujo sobre la superficie, más el tiempo de viaje por los canales secundarios, más el tiempo de viaje por el cauce principal hasta el punto de control.

$$t_c = t_i + t_f$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración

t_i : Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado

t_f : Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado

El tiempo de concentración mínimo en zonas urbanas, para tramos iniciales de alcantarillado sin sistemas afluentes, se adoptará igual a 5 minutos.

El tiempo del escurrimiento en los canales secundarios y cauce principal puede ser estimado usando la fórmula de Manning

El tiempo puede ser tomado como:

$$t = \frac{L}{60 \cdot V}$$

Donde:

t = tiempo de viaje en el conducto (min)

L = longitud (m).

V = velocidad media en la sección de escurrimiento (m/seg) = Q/A

El tiempo total de concentración para cada tramo será la suma del tiempo de concentración inicial más el tiempo de recorrido dentro de los conductos que le preceden. En los puntos de convergencia de dos o más tuberías, deberá usarse el mayor de los tiempos de concentración encontrados.

En la Tabla N° 5.3.8.1 se presentan algunas de las fórmulas más comúnmente utilizadas en la determinación del tiempo de flujo superficial. La mayoría de las ecuaciones relacionan este tiempo con la longitud de la cuenca, la pendiente y la rugosidad superficial. La ecuación de Izzard incluye la intensidad como un factor, lo cual significa que es necesaria una solución iterativa.

TABLA N° 5.3.8.1 ECUACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DEL FLUJO SUPERFICIAL		
Nombre	Ecuación para t_c	Notas
Kerby (1959)	$t_c = 1,440 \cdot \left[\frac{N \cdot L}{\sqrt{S}} \right]^{0,467}$	L < 366 m, Valores de N son dados en la Tabla N° 5.3.8.2.
Agencia Federal de Aviación	$t_c = \frac{5,91 \cdot [1,1 - C] \cdot L}{\sqrt[3]{100 S}}$	Áreas de aeropuerto C = Coef. de escorrentía
Izzard (1946)	$t_c = \frac{2 \cdot 0,51}{60} \cdot \frac{0,00071 + c}{S^{1/2}} \cdot L \cdot \left[\frac{i \cdot L}{43200} \right]^{-2/5}$	i < 500 Valores dados en la Tabla N° 5.3.8.3
Kirpich (1940)	$t_c = 0,0194 \left(\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \right)$	Válida para canales bien definidos y pendientes altas 5% al 10%

Donde:

t_c = tiempo de flujo sup. (min)

L = longitud de la cuenca (m),

S = pendiente de la cuenca (m/m),

i = intensidad de lluvia (mm/hs)

En las Tablas N° 5.3.8.2 y N° 5.3.8.3 se presentan valores típicos de los parámetros empleados en las ecuaciones de Kerby y de Izzard.

TABLA N° 5.3.8.2 VALORES DE N PARA LA FÓRMULA DE KERBY	
Tipo de superficie	N
Superficie impermeable continua	0,02
Suelo compacto continuo	0,10
Pasto pobre, camino cultivado o superficie moderadamente rugosa	0,20
Pasturas o pasto medio	0,40
Bosque de coníferas, tierra cubierta de hojas con pastos densos	0,80

**TABLA N° 5.3.8.3
VALORES DE C PARA LA FÓRMULA DE IZZARD**

Superficie	Valor
Superficie continua asfáltica	0,007
Pavimento de hormigón	0,012
Pavimento de bitumen y grava	0,017

5.3.9. Distancia mínima entre conductos de otros servicios y a quebradas

Las distancias mínimas entre los conductos pluviales y los que conforman las otras redes de agua y saneamiento y también conductos de las otras redes de servicios públicos, deben ser de 1,0 metro en la dirección horizontal medido entre las superficies externas de los conductos y de 0,50 metros en dirección vertical, medida entre la cota de la clave de la tubería de drenaje pluvial y la cota de la batea de las tuberías de los otros servicios.

Para cruzar quebradas, arroyos o corrientes de agua donde no existan puentes o estructuras utilizables para el caso, el cruce se hará tendiendo la tubería bajo el cauce, debiéndose efectuar una evaluación de la erosión del cauce y definir en caso de ser necesarias las obras de protección. El proyectista podrá presentar justificadamente una solución simplificada, enterrando la tubería a una profundidad no menor de 3 metros al punto más bajo del lecho, de modo de garantizar que la tubería quede protegida adecuadamente de la posible erosión del fondo del cauce.

En caso de trazas de conductos pluviales sensiblemente paralelas a quebradas, se deberán evaluar las condiciones de estabilidad de los taludes y condiciones de erosión de la quebrada, a fin de asegurar la adecuada implantación de la conducción.

5.3.10. Cálculo de caudales en conductos

Los conductos que componen las redes de drenaje pluvial se calcularán en general con escurrimiento a superficie libre.

Solamente los tramos de conductos cerrados correspondientes a impulsiones de estaciones de bombeo se calcularán considerando los escurrimientos a presión.

Complementariamente, la red de drenaje pluvial podrá verificarse considerando escurrimientos en conductos cerrados a presión para situaciones provocadas por eventos extremos, en las que se analicen inundaciones en el sistema mayor (calles).

La totalidad de los cálculos de caudales en conductos se realizarán considerando las secciones de escurrimiento reales.

Por la topografía y la forma de la ciudad, las velocidades en la red son por lo general muy altas, los tiempos de retención muy cortos y hay pocos espacios libres para la implementación de grandes tanques de regulación, por lo que la red presta limitadas facilidades para pretratamiento de las aguas o para la regulación de caudales picos.

A pesar de ello, se considerará y promoverá la adopción de medidas para mejorar la infiltración, aumentar los tiempos de concentración y disminuir los caudales picos, tales como: reforestación, arborización, revegetación; utilización de cubiertas vegetales, pisos de parqueaderos y patios con materiales permeables, asfaltos porosos; construcción

de hondonadas, tanques de retención, aljibes y almacenamientos temporales tanto en áreas públicas como en propiedades privadas, para lo cual incluso la municipalidad analizará la conveniencia de otorgar incentivos económicos.

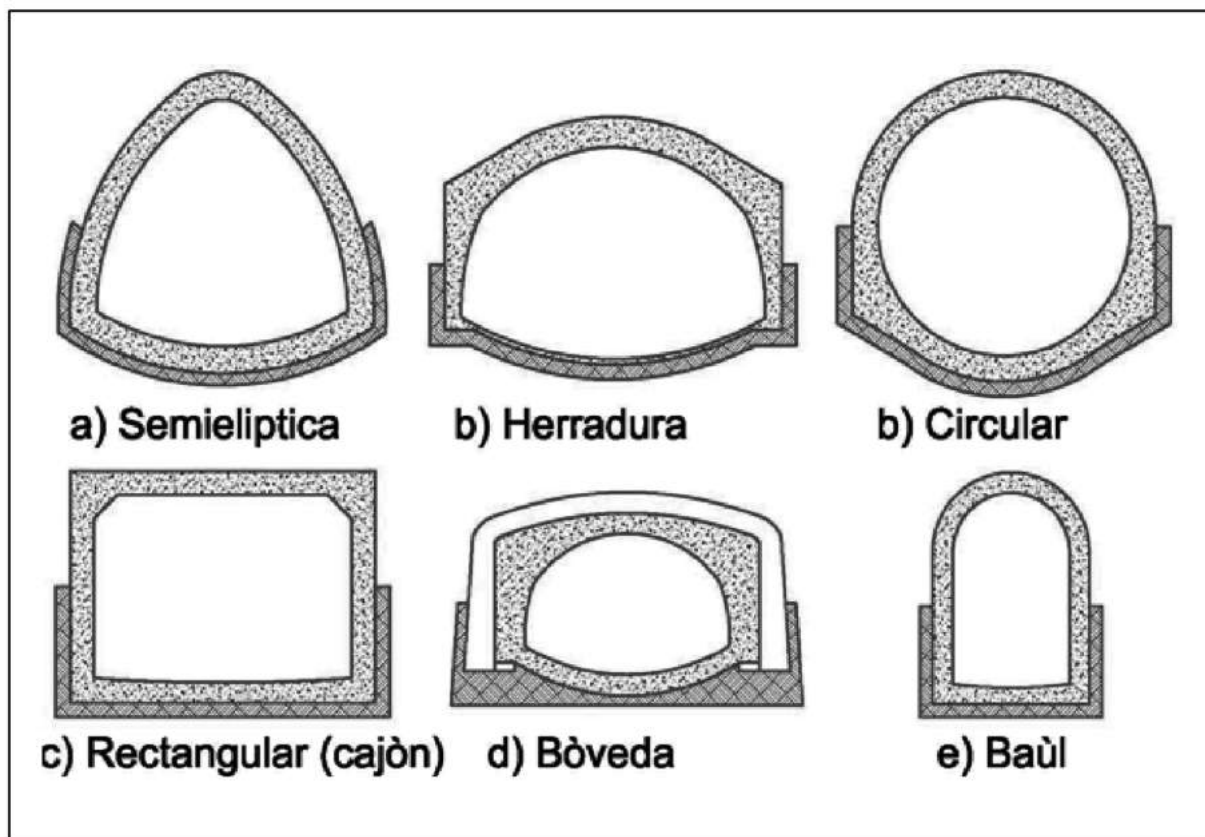
5.3.11. Secciones transversales tipo

Los conductos construidos en fábrica son a los que comúnmente se les denomina como "tuberías", con varios sistemas de unión o ensamble, y generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales más usuales se fabrican de los materiales siguientes: Hormigón Simple, Hormigón armado, acero con y sin revestimiento interno, hierro, polícloruro de vinilo (PVC), y polietileno de alta densidad (PEAD).

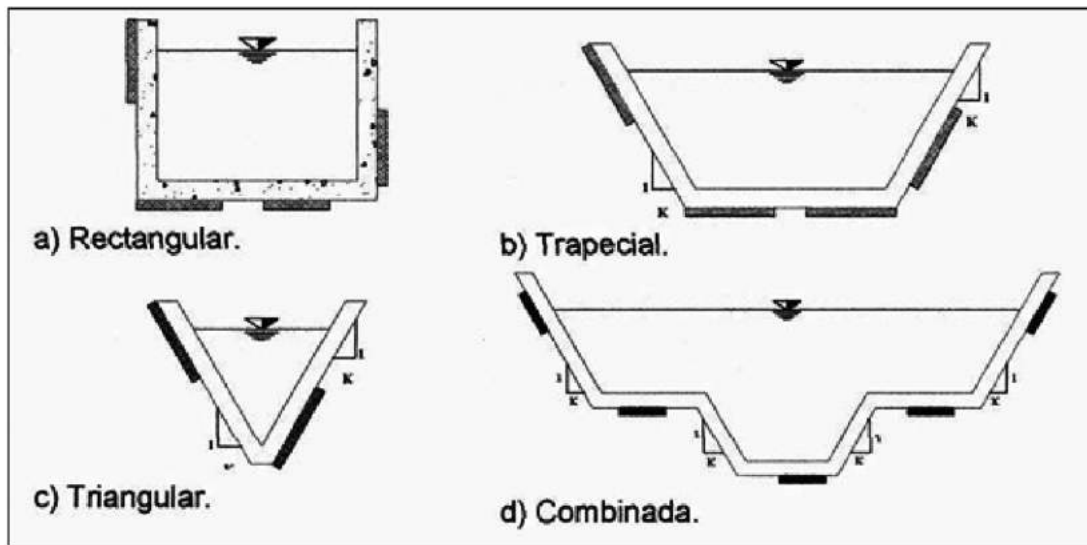
Los conductos construidos en el lugar o in situ son usualmente de hormigón armado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto. A las primeras se les llama cerradas porque se construyen con secciones transversales de forma semielíptica, herradura, circular, rectangular, baúl o en bóveda. Las estructuras a cielo abierto corresponden a canales de sección rectangular, trapezoidal o triangular.

En el esquema N° 5.3.11.1 se presentan las secciones transversales más usuales en conductos cerrados y en el esquema N° 5.3.11.2 las más usuales a cielo abierto, aunque algunas de ellas suelen ser combinadas (por ejemplo, triangular y trapezoidal). Este listado no es exhaustivo para la aplicación de las Normas, dejando posibilidad al proyectista de proponer otros tipos de secciones transversales para el diseño de conducciones pluviales. Dependiendo de las características del sector, del tipo de relleno y de los caudales a ser manejados, queda a criterio del diseñador la elección del tipo de sección a ser utilizada.

Esquema N° 5.3.11.1:



Esquema N° 5.3.11.2:



a) Dimensionamiento para escurrimientos a superficie libre

Se considera que se produce un escurrimiento a superficie libre cuando se verifica que el plano superior se encuentra en contacto con la atmósfera.

El escurrimiento a superficie libre presenta diferentes características de acuerdo a como varían el caudal, la velocidad y la altura de agua en función del espacio, esto es, a lo largo del conducto y también según su variación en función del tiempo en una sección dada.

Según el comportamiento del escurrimiento a lo largo del tramo de conducto en estudio, el flujo puede ser:

- ◆ Uniforme
- ◆ Variado

El flujo es **uniforme** cuando la altura de agua, la sección y la velocidad se mantienen sustancialmente constantes de una sección a otra.

El flujo es **no uniforme** cuando la altura de agua, la sección y la velocidad varían a lo largo del tramo de una sección a otra del mismo. A su vez, el flujo no uniforme puede ser gradualmente variado (FGV) o bien rápidamente variado (FRV).

A su vez, de acuerdo a como varían la altura, la sección y la velocidad en una sección en función del tiempo, el flujo puede ser:

- ◆ Permanente
- ◆ Impermanente o no permanente

El flujo es **permanente** cuando el caudal permanece constante en el tiempo en una sección dada.

El flujo es **impermanente** o no permanente cuando el caudal varía en el tiempo en una sección dada.

Dependiendo de la relación entre la magnitud de las fuerzas de inercia y las gravitatorias los flujos pueden también dividirse en:

- ◆ Crítico
- ◆ Subcrítico
- ◆ Supercrítico

El parámetro que permite caracterizar el flujo en este sentido es el llamado número de Froude, que tiene la siguiente expresión:

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

Donde V es la velocidad característica del escurrimiento y D es la profundidad hidráulica, definida como la relación entre el área de la sección de escurrimiento y el ancho superficial.

Si $F=1$, el escurrimiento es **crítico**, lo que nos indica que las fuerzas gravitacionales y las de inercia están en equilibrio.

Si $F < 1$, el escurrimiento es **subcrítico**, lo que indica que predominan las fuerzas gravitacionales.

Si $F > 1$, el escurrimiento es **supercrítico**, lo que indica que predominan las fuerzas de inercia.

Para escurrimiento permanente y uniforme, el dimensionamiento de la sección de los conductos a escurrimiento a superficie libre, se hace con base en la fórmula de Chezy - Manning, que vincula los valores de caudal (Q) con los de rugosidad (n), la pendiente (S) y dimensiones del conducto – diámetro (D) – área de la sección - radio hidráulico (Rh). La ecuación simplificada de Chezy - Manning es:

$$Q = C * A (Rh * i)^{1/2} \quad \text{Chezy}$$

$$Q = (A * Rh^{2/3} * i^{1/2}) / n \quad \text{Manning}$$

Donde:

Q: Caudal de escurrimiento (m³/seg).

A: Área de la sección de escurrimiento (m²)

Rh: Radio hidráulico del escurrimiento. $Rh = A / P$

i: Gradiente hidráulico del tramo (m/m).

n: Coeficiente de Rugosidad de Manning

C: Coeficiente de Resistencia de Chezy

P: Perímetro mojado de la sección de escurrimiento. (m)

En **escurrimiento permanente y uniforme** la superficie del agua es paralela a la solera del conducto y como la velocidad es constante por tanto $i = s$.

En casos de conductos cerrados deberá cumplirse que: i) la relación del caudal de diseño con la de sección llena (Q/Q_0) será de 0.90 máximo; y ii) la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 85% del diámetro real de éste.

En casos especiales, podrán utilizarse conductos de secciones diferentes a la circular, los cuales deberán dimensionarse de acuerdo con las características hidráulicas correspondientes.

El coeficiente de rugosidad “n” utilizado para la fórmula de Chezy - Manning, varía según la calidad del acabado interior y el estado de la tubería y del material de que se trate, por lo que se deberán usar los valores indicados en la Tabla superior N° 5.3.11.1.

TABLA N° 5.3.11.1	
Material de Revestimiento	Coeficiente “n”
Tuberías de PVC/PEAD/PRFV	0.011
Tuberías de hormigón (con buen acabado)	0.013
Tuberías de hormigón con acabado regular	0.014
Mampostería de piedra juntas con mortero de cemento.	0.020
Mampostería de piedra partida acomodada (sin juntas).	0.032
Ladrillo juntas con mortero de cemento.	0.015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación.	0.025

Las condiciones de flujo **permanente no uniforme** en conductos a escurrimiento a superficie libre se presentan cuando fluye un caudal constante de agua con secciones transversales, pendientes y velocidades variables. En éste tipo de flujo no uniforme la superficie del agua no es paralela a la solera del conducto.

Estas condiciones se producen en puntos de transición y sus zonas cercanas, tal el caso de los cambios importantes de pendiente o ensanchamientos de la sección transversal y también aguas arriba de obstáculos y descargas libres.

Las condiciones del **escurrimiento gradualmente variado** se pueden determinar aplicando el método estándar por etapas que se comenta a continuación.

En este caso de **escurrimiento no uniforme gradualmente variado** el cálculo hidráulico de todo el tramo bajo análisis debe hacerse considerando sub-tramos suficientemente cortos como para poder suponer con verosimilitud que en cada uno de ellos las condiciones de flujo no varían sustancialmente en el subtramo.

Para la estimación de alturas y velocidades de agua se suele aplicar el método estándar por etapas (standard step method), que resuelve la ecuación del flujo gradualmente variado igualando la energía en dos secciones consecutivas mediante un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas.

Se cuenta con herramientas informáticas que resuelven rápidamente este tipo de escurrimientos, tal el caso del modelo HEC-2 (Water Surface Profiles) y su versión más moderna en entorno Windows, el modelo HEC-RAS, ambos de USACE y disponibles libremente.

Cuando el escurrimiento pasa de régimen subcrítico a supercrítico se produce lo que se denomina una **sección de control** donde el escurrimiento es crítico y tal como vimos se verifica que:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = 1.$$

A partir de esa sección de control, cuya altura de agua se calcula conociendo el caudal y la sección, las características del **escurrimiento gradualmente variado** se pueden determinar aplicando el método estándar por etapas.

Cuando el escurrimiento pasa de supercrítico a subcrítico, se produce lo que se denomina un **escurrimiento fuertemente variado o resalto hidráulico**, torbellino de eje horizontal que produce una fuerte pérdida de energía.

Las condiciones del resalto hidráulico se determinan manteniendo la suma de las fuerzas hidrostáticas e hidráulicas constante entre las secciones que lo delimitan.

Los valores de las alturas de escurrimiento conjugados (alturas aguas arriba y aguas abajo del resalto) se determinan aplicando la siguiente ecuación:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left((1+8 F_1^2)^{1/2} - 1 \right)$$

Donde:

h₁: Altura o profundidad del agua aguas arriba del resalto

h₂: Altura o profundidad del agua aguas abajo del resalto

F₁: Valor del número de Froude aguas arriba del resalto

De acuerdo al valor del número de Froude aguas arriba se clasifican los siguientes tipos de resalto:

- ◆ F₁ = 1 Flujo crítico, por lo que no se forma ningún resalto.
- ◆ F₁ = 1 a 1.7 La superficie de agua presenta la tendencia a la formación de ondulaciones. Resalto hidráulico ondular.
- ◆ F₁ = 1.7 a 2.5 El ondulamiento de la superficie en el tramo de mezcla es mayor y aguas abajo las perturbaciones superficiales son menores. Resalto hidráulico débil.

- ◆ $F_1 = 2.5$ a 9.0 Se trata de un resalto plenamente formado, con mayor estabilidad y el rendimiento es mejor, pudiendo variar entre 45 % a 70 %. Resalto hidráulico permanente.
- ◆ $F_1 > 9$ Resalto con gran disipación de energía (hasta 80 %), gran ondulación de la superficie con tendencia de traslado de la zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo.

En el caso de flujos supercríticos se deberá tener en cuenta la ocurrencia de fenómenos o singularidades propios de este tipo de flujos como saltos oblicuos u ondas cruzadas en cambios de dirección, de sección y transiciones de los colectores. Ondas rodantes, cavitación, abrasión, aireación, entrada en carga de los colectores, vibraciones, cargas dinámicas en los colectores etc.

El **escurrimiento impermanente** o no permanente se presenta en los conductos con flujo a superficie libre cuando se producen variaciones de caudal debido a ingresos o egresos de agua en el sistema de alcantarillado y dichos caudales crecientes o decrecientes se propagan a lo largo del conducto.

La resolución del movimiento no permanente implica utilizar las ecuaciones de Saint Venant que consideran conjuntamente la ecuación de conservación de la masa con la ecuación de momento. En el diseño de conductos a superficie libre (esto es, a presión atmosférica) se suele usar una versión simplificada de las ecuaciones de Saint Venant, tal el caso de la denominada **onda cinemática**, en la cual no se consideran los términos dinámicos y solamente los gravitacionales y de fricción. Sin embargo el planteo mediante la onda cinemática resuelve la mayoría de los problemas que se presentan en el flujo a superficie libre en conductos de alcantarillado.

b) Dimensionamiento para escurrimientos a presión

Cuando se produzcan escurrimientos a presión, los cálculos hidráulicos podrán ser efectuados mediante la aplicación de las expresiones de Chezy – Manning o de Darcy-Weissbach.

En las ecuaciones de Darcy - Weisbach el caudal es función de la pérdida de carga unitaria.

$$j = f \frac{v^2}{D \cdot 2g}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} v$$

Donde:

j : Pérdida de carga unitaria (m/m)

V : Velocidad media del escurrimiento (m/s)

Q : Caudal (m³/s)

D : Diámetro hidráulico (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

f : Coeficiente de resistencia de Darcy-Weisbach

Para la determinación del coeficiente de resistencia de Darcy-Weisbach (f) es necesario considerar las diferentes modalidades del escurrimiento: laminar o turbulento.

Escurrimiento laminar

Para valores del N° de Reynolds (Re) menores a 2320 el coeficiente f es independiente de la rugosidad y sólo es función del Re.

$$f = \frac{64}{Re}$$

Escurrimiento turbulento

El escurrimiento turbulento presenta 3 posibilidades: i) hidráulicamente liso; ii) hidráulicamente rugoso y iii) de transición.

i) **Hidráulicamente liso:** El núcleo del escurrimiento es turbulento, pero se desarrolla una capa laminar cuyo espesor es inversamente proporcional al Re y que recubre todas las irregularidades de la pared del tubo. En éste caso f solo depende del Re.

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2,51 \log \frac{Re \cdot f^{1/2}}{2,51}$$

ii) **Hidráulicamente rugoso:** De turbulencia plena, está caracterizado por el hecho que las irregularidades del material del tubo emergen de la capa laminar, desarrollándose una alta turbulencia en toda la sección de escurrimiento. El coeficiente f depende solo de la rugosidad relativa (d/k) del material.

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2,51 \log (D/k) + 1,14$$

Donde:

D: Diámetro hidráulico del conducto

k: Rugosidad absoluta del material

iii) **De transición:** Es un régimen en que la resistencia resulta función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa.

$$\frac{1}{f^{1/2}} = -2,51 \log \left(\frac{2,51}{Re \cdot f^{1/2}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right)$$

Diagrama Universal de Rouse

La representación gráfica de las ecuaciones para escurrimientos laminar y turbulento se realiza en el Diagrama Universal de Rouse, el que emplea como eje cartesiano de abscisas el valor $Re * f^{1/2}$ y como eje cartesiano de ordenadas $1 / f^{1/2}$, al que se agregan, completando información los valores de f y de Re .

El gráfico tiene la importante propiedad de ser universal, es decir válido para cualquier fluido en escurrimiento incompresible.

Número de Reynolds: Es un parámetro del escurrimiento que caracteriza la importancia relativa de la viscosidad.

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde:

V: Velocidad media del escurrimiento (m/s)

D: Diámetro hidráulico de la sección de escurrimiento (m)

ν : Viscosidad cinemática del fluido (m²/s)

Rugosidad del material k (m): Corresponde a la altura de los granos de arena uniforme que suponga el mismo valor límite de coeficiente de resistencia f , para el mismo diámetro de tubería. En general el valor de la rugosidad de los materiales aumenta con el uso debido a la corrosión y/o a la incrustación, conforme a la naturaleza del material y características del fluido, mediante una expresión del tipo:

$$k_t = k_0 + \alpha * t$$

En la Tabla N° 5.3.11.2 se presentan valores de rugosidad absoluta para materiales de tuberías nuevas:

TABLA N° 5.3.11.2	
Material	Rugosidad K (m)
Conductos de hormigón en tubos. Juntas bien ejecutadas.	0,00030 a 0,00080
Conductos de hormigón en tubos. Juntas ordinarias.	0,00100 a 0,00200
Conductos de acero en tubos. Juntas soldadas	0,00015 a 0,00030
Conductos de acero en tubos con recubrimiento interno. Juntas soldadas	0,00006 a 0,00015
Conductos de acero en tubos con recubrimiento interno. Juntas bridadas	0,00015 a 0,00060
Conductos de hierro galvanizado	0,00015 a 0,00030
Conductos de fundición con recubrimiento interno	0,00015 a 0,00060
Plásticos	lisos

Podrá también utilizarse la fórmula explícita de **Swamee-Jain**, que resuelve directamente el factor de fricción f para un conducto circular con flujo a sección llena y que es aceptada como una buena aproximación de la ecuación implícita de la ecuación de Colebrook-White.

La expresión de **Swamee-Jain** es la siguiente:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log_{10} \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2}$$

La ecuación ha mostrado ajustar muy bien (en el orden del 1%) la ecuación de Colebrook-White para valores de la rugosidad relativa K/D entre 10^{-6} y 10^{-2} y del número de Reynolds Re entre 5.000 y 10^8 .

5.3.12. Diámetro interno mínimo

El diámetro mínimo en alcantarillados pluviales será de 400 mm; esto con el fin de evitar obstrucciones en el colector ocasionado por agentes externos adicionales al caudal de escorrentía transportado (basuras y otros). Para tramos iniciales en sistemas de drenaje no muy complejos, verificando el proyectista las condiciones de velocidad mínima y máxima, podrán aceptarse diámetros de 300 mm.

5.3.13. Aporte de sedimentos

El proceso de escurrimiento superficial implica la captura y transporte de materiales granulares de diferentes granulometrías (desde granular a coloidal), incluyendo aportes externos al sistema de drenaje y basuras.

Las características granulométricas de los materiales sólidos transportados por el agua pluvial dependen de las condiciones topográficas, geomorfológicas, edafológicas, cobertura vegetal y de erosividad de las cuencas de aporte.

Las características de composición y dimensiones de las basuras arrastradas por las aguas de lluvia dependen fuertemente de las condiciones de limpieza urbana y del momento en que se producen las precipitaciones. El sistema primario para impedir el ingreso de las basuras urbanas a los sistemas de conductos lo constituyen las rejillas de los sumideros, como asimismo sus condiciones de mantenimiento.

En rigor, los proyectos de drenajes pluviales deben contemplar los elementos necesarios para evitar el ingreso de las basuras urbanas al sistema de conductos, mediante el diseño adecuado de las rejillas en sumideros y la implementación de un programa de mantenimiento y limpieza de rejillas, sumideros y cámaras, quedando entonces como cargas sólidas a contemplar en el diseño de las conducciones los diferentes sedimentos granulares que puedan pasar por las rejillas.

El producto de limpieza de los aportes sólidos deberá disponerse conforme a la legislación ambiental vigente.

Para el cálculo de los conductos será entonces fundamental que el proyectista determine mediante estudios de campo y gabinete las características del material sedimentario que puede transportar el sis-

tema de drenaje. Estos datos permitirán la adecuada verificación de las condiciones de autolimpieza de los conductos, evacuación de los lodos y eventualmente la instalación de desarenadores antes del ingreso al sistema de alcantarillado.

En caso de resultar necesario, el proyectista deberá incluir en el proyecto elementos de desripado y desarenado, al inicio de los tramos a proteger. Las dimensiones de las cámaras desripadoras y desarenadoras se calcularán en base a las granulometrías de los materiales transportados por el escurrimiento y los tiempos de permanencia mínimos especificados.

5.3.14. Velocidad mínima

La velocidad mínima permisible es de 0.60 m/seg considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente a tubería parcialmente llena. Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 5.0 cm en casos de fuertes pendientes y de 7.5 cm en casos normales. Estas restricciones tienen por objeto evitar el depósito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en la tubería.

5.3.15. Velocidad máxima

La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice y de la cantidad y características de las partículas sólidas arrastradas y suspendidas en el escurrimiento. Para su revisión se utiliza el caudal máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a sección del tubo lleno o parcialmente lleno).

Se fijan en la Tabla N° 5.3.15.1 las máximas velocidades admisibles por cada tipo de material de la tubería, considerando los posibles efectos de erosión provocadas por arenas y otros materiales acarreados por el escurrimiento.

TABLA N° 5.3.15.1

Material de la Tubería	Velocidad máxima (m/seg)
Tubería de Hormigón simple hasta 60 cm. de diámetro	4,5
Tubería de Hormigón armado de 60 cm. de diámetro o mayores.	6,0
Hormigón armado en obra para grandes conducciones 210/240 kg/cm ²	6,0 – 6,5
Hormigón armado en obra 280/350 kg/cm ² . Grandes conducciones	7,0 – 7,5
PEAD, PVC, PRFV	7,5
Acero *	9,0 o mayor
Hierro dúctil o fundido *	9,0 o mayor

* A ser utilizado en rápidas y/o tramos cortos

La velocidad de escurrimiento en condiciones de diseño se encuentra relacionada con el caudal de diseño Q_D , definido para el tiempo de recurrencia T_r , es decir que dicha velocidad se repite con una frecuencia de T_r en años.

En terrenos con pendientes topográficas grandes en los que no se verifiquen las velocidades máximas permitidas, el proyectista deberá incluir en el desarrollo de la conducción saltos y disipadores de energía, según se indica en el numeral 5.3.22 de las presentes Normas.

5.3.16. Pendiente mínima

La pendiente de cada tramo de tubería debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero se deberá proyectar con una pendiente mínima del 0,5% (punto cinco por mil) para tuberías de \varnothing 40 cm (16") en la red de drenaje cuando las condiciones topográficas y las conexiones que se hicieran lo permitan, esto con el objeto de garantizar que el régimen hidráulico que se forme no ocasione sedimentos que reduzcan la capacidad del conducto y requiera un mantenimiento más continuo.

El objetivo de establecer límites mínimos para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, el azolve.

Para asegurar el cumplimiento de las condiciones de no azolve, se deberá verificar el cumplimiento de las velocidades mínimas conforme el punto 5.3.14.

5.3.17. Pendiente máxima

Las pendientes máximas serán aquellas que permitan verificar que no se supere en el tramo en estudio y en las condiciones de diseño, la velocidad máxima permisible, tal como se señala en el numeral 5.3.15. precedente, las cuales son función del tipo de material que se utilice.

En pendientes altas se recomienda no sobrepasar las velocidades máximas permisibles. En caso de que exista la posibilidad de deslizamiento, la tubería deberá anclarse a intervalos regulares, según se requiera.

Cuando la pendiente del terreno no permita disponer de conducciones pluviales con pendientes que generen velocidades admisibles, se deberá disponer de estructuras especiales para limitar la velocidad y reducir la energía del escurrimiento.

5.3.18. Profundidad hidráulica máxima

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas pluviales en conductos cerrados, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 85% del diámetro o altura real de éste.

5.3.19. Profundidad mínima a la cota clave

Los sistemas de alcantarillado pluvial deben estar a la profundidad necesaria para permitir el drenaje por gravedad de las aguas lluvias de su área tributaria. La profundidad del alcantarillado con respecto a la cota extradós de la tubería, no será menor de:

Zona	Profundidad (m)
Peatonal o verde	1.50
Vehicular	1.50

Para profundidades menores a las anteriores, el diseñador deberá justificar el tipo de cimentación y las obras de protección a utilizar en la instalación de la tubería, que garantice el relleno.

5.3.20. Profundidad máxima a la cota clave

En general la máxima profundidad de los conductos es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales durante y después de su instalación.

Los cruces subterráneos de lagos, ríos y corrientes superficiales deberán acompañarse de un diseño apropiado e idóneo que justifique las dimensiones, los anclajes y las profundidades empleadas y deberán proveerse de medios para impedir su destrucción por efectos de la socavación de la corriente atravesada.

5.3.21. Sumideros

Son las estructuras destinadas a captar el agua que escurre por las cunetas de las calles y descargarla en la red de alcantarillado.

En los sistemas de alcantarillado pluviales hay tres tipos de sumideros: a) Horizontales: se encuentran en la solera de la cuneta longitudinal o transversal a la vía; b) Verticales: se abren en la pared vertical del bordillo y c) una combinación de ambos.

La capacidad de cada uno depende de su tamaño, de la sección libre de pasaje, de la pendiente longitudinal, la pendiente transversal, la rugosidad de la calle y la profundidad de depresión (para los tipos a y c).

Prescindiendo del tipo de sumidero, hay algunas consideraciones generales para su diseño que deberán ser tomadas en cuenta por el proyectista y que se enuncian a continuación.

En todo diseño, el número y localización de sumideros será tal que se garantice el ingreso de todo el caudal de escorrentía al sistema de alcantarillado

Para impedir la salida de gases y olores, todo sumidero deberá incluir las estructuras necesarias como clapeta, cierre hidráulico, etc.

Consideraciones generales para el proyecto

Dependiendo de su ubicación se identifican:

En puntos de pendiente continua

- El espaciamiento de los sumideros deberá ser calculado para que el 90% a 95% de caudal que escurre por la cuneta sea interceptado por la rejilla.
- Cuando la pendiente longitudinal de la calle supera el 5% se utilizarán sumideros en solera de cuneta, pudiéndose colocar con depresión o no. Si existe riesgo de obstrucción con residuos se recomienda utilizar un sumidero mixto.

En puntos bajos

- En estos sitios se podrán utilizar sumideros en bordillo o combinados por el riesgo que existe de obstrucción en los sumideros colocados en solera de cuneta.
- En el caso de utilizar una boca de tormenta en solera, se usará un factor de seguridad de 2 (dos) cuando exista peligro de taponamiento de la reja.

Independientemente del tipo y dimensiones del sumidero que se proyecte, el conducto de nexo entre la cámara del sumidero y el sistema pluvial deberá tener un diámetro mínimo de 200 mm para permitir su limpieza.

Eficiencia de los sumideros

En la práctica la eficiencia de los sumideros resulta menor al valor calculado por los siguientes factores:

- Irregularidades de las cunetas junto a los sumideros.
- Hipótesis de cálculo que no siempre corresponden a la realidad.
- Obstrucciones causadas por residuos.

Por tal motivo se deberá afectar a las capacidades calculadas por los coeficientes de reducción incluidos en la Tabla N° 5.3.21.1

TABLA N° 5.3.21.1 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD		
Localización de la cuneta	Tipo de sumidero	Factor de reducción
Punto bajo	En bordillo	0,8
	En solera de cuneta	0,5
	Combinadas	0,65
Punto de pendiente continua	En bordillo	0,8
	En solera de cuneta	0,6
	Combinada	1,1 del valor de solera de cuneta

Tipos de sumideros

a) Horizontales

a.1) Transversales

Este tipo de sumidero intercepta el escurrimiento que se extiende por el ancho de la calzada, presentándose en forma transversal.

El sumidero transversal cuenta con una reja superficial de hierro fundido que permite captar el escurrimiento superficial que se produce en calzada, interceptando el flujo de manera que se vierte en un canal de recolección localizado bajo la rejilla.

En casos de calles con fuerte pendiente, éste tipo de sumidero debe instalarse en un tramo de débil pendiente longitudinal de la calle a efectos de disminuir la velocidad del escurrimiento en calzada para obtener un adecuada eficiencia de captación. Generalmente el tramo de débil pendiente se obtiene en la intersección de calles.

El canal de recolección se desarrolla totalmente debajo de la reja transversal hasta concluir en una cámara de inspección desde la que comienza el tubo de drenaje (o nexo) en dirección al sistema pluvial.

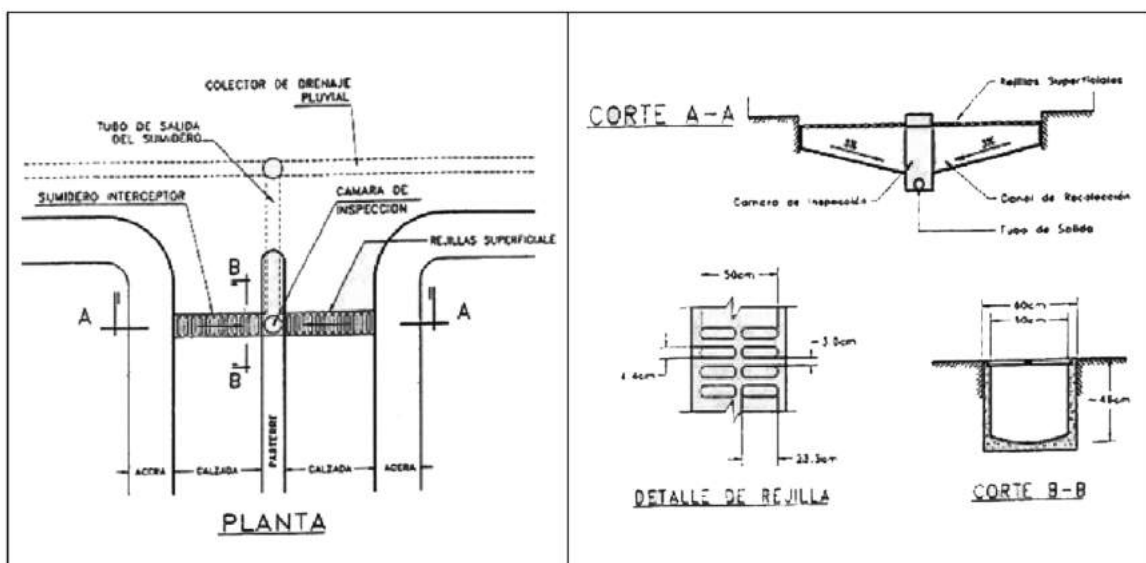
Conforme a la disposición de la rejilla, los sumideros transversales se clasifican en: i) sin depresión y ii) con depresión.

Generalmente en calzadas importantes con alto tránsito y/o con fuertes pendientes longitudinales se emplean las rejillas sin depresión y en calzadas de bajo tránsito con bajas pendientes se emplean las rejillas con depresión.

Las barras longitudinales de la reja pueden ser peligrosas para la circulación de bicicletas y la depresión para la colocación de la reja puede serlo para un tránsito muy veloz.

En el Esquema N° 5.3.21.1 se presenta el tipo de sumidero transversal.

Esquema N° 5.3.21.1



Dimensionamiento

Como las rejillas transversales son instaladas en calzadas que disponen de pendiente transversal, el cálculo simplificado de dimensionamiento deberá efectuarse por fajas longitudinales de sumidero no mayores a 1,0 m, asumiendo que en cada faja se mantienen los valores medios de tirante y energía específica, siendo el caudal interceptado total la suma del caudal interceptados por cada una de las fajas en que se dividió el sumidero transversal.

Rejas transversales sin depresión:

El caudal interceptado por el sumidero se estima mediante:

Donde:

$$Q = C * K * (1 - P/100) * L * B * (2 * g * E)^{0,5}$$

Q : Caudal interceptado por el sumidero (m^3 / s)

C : Coeficiente para sumideros sin depresión. Se puede emplear $C = 0,5$.

K : Relación entre el área de orificios de la reja y su área total.

P : porcentaje de obstrucción de la reja debido a basuras arrastradas por el escurrimiento pluvial en superficie. Se recomienda usar como mínimo $P = 25$.

L : Longitud del sumidero. (m)

B : Ancho del sumidero. (m)

g : Aceleración de la gravedad. (m/s^2)

E : Energía específica del escurrimiento sobre la reja (m) $E = h + (Q / (L * h)^2) / 2g$

h : Tirante medio del escurrimiento sobre la reja.

Rejas transversales con depresión:

El caudal interceptado por el sumidero se estima mediante:

$$Q = C_p * K * (1 - P/100) * L * B * (2 * g * H)^{0,5}$$

Donde:

Q : Caudal interceptado por el sumidero (m^3 / s)

C_p : Coeficiente para sumideros en depresión. Se puede emplear $C = 0,6$.

H : Profundidad de la cara superior de la reja respecto de la superficie de agua sobre la reja.

a.2) Sumideros en solera de cuneta

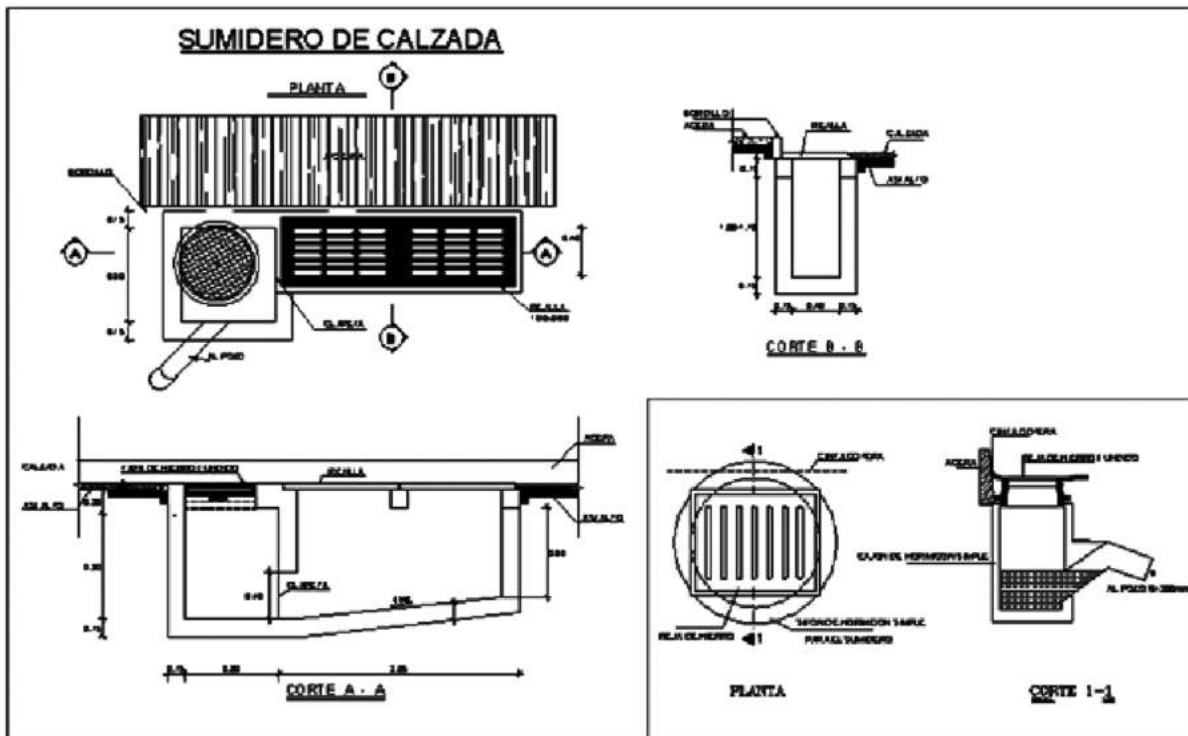
Es una abertura rectangular en la cuneta, en la que se dispone una reja a través de la cual el agua es admitida en el sistema de desagüe pluvial. El agua se vierte en una cámara desde la cual ingresa al tubo de drenaje (o nexos) en dirección al sistema pluvial.

La capacidad del sumidero decrece con el aumento de la pendiente longitudinal y crece con el aumento de la pendiente transversal, con el ancho y el largo de la reja, y la magnitud de la depresión, si la hubiere.

La elección de un sumidero en solera, puede no depender de su capacidad solamente. La interferencia de un tránsito intenso, la posibilidad de taponamiento de la reja con desechos, puede aconsejar el uso de sumideros en cordón ó combinados.

Hay varias configuraciones posibles de las barras que constituyen las rejas. Varias compañías han publicado catálogos con tamaños y aplicaciones de los diversos tipos de rejas para bocas de tormenta. En el Esquema N° 5.3.21.2 se presenta dos tipos de sumideros en solera de cuneta o de calzada.

Esquema N° 5.3.21.2



Dimensionamiento

Sumideros en solera de cuneta con depresión:

El caudal interceptado por el sumidero se estima mediante:

$$Q = C_c * K * (1 - P/100) * L * B * (2 * g * H)^{0.5}$$

Donde:

Q : Caudal interceptado por el sumidero (m³ / s)

C_c : Coeficiente para sumideros en cunetas con depresión. Se puede emplear C=0,6.

K : Relación entre el área de orificios de la reja y su área total.

P : Porcentaje de obstrucción de la reja debido a basuras arrastradas por el escurrimiento pluvial en superficie. Se recomienda usar como mínimo $P = 50$.

L : Longitud del sumidero. (m)

B : Ancho del sumidero. (m)

g : Aceleración de la gravedad. (m/s^2)

H : Profundidad de la cara superior de la reja respecto de la superficie de agua sobre la reja.

b) Sumideros en bordillo

Este tipo de sumideros está localizado directamente en bordillo, por ello genera menos dificultades en el tránsito que el visto anteriormente. Es también menos susceptible de taponamiento y puede ser utilizado en calles de poca pendiente.

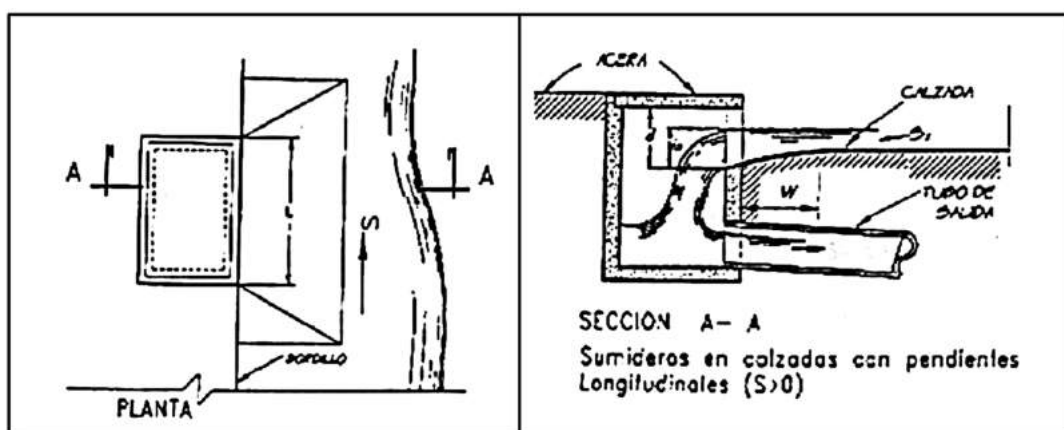
La abertura vertical localizada en el bordillo se presenta como el imbornal por el cual ingresa el escurrimiento que viene por cuneta. El agua se vierte en una cámara desde la cual ingresa al tubo de drenaje (o nexo) en dirección al sistema pluvial.

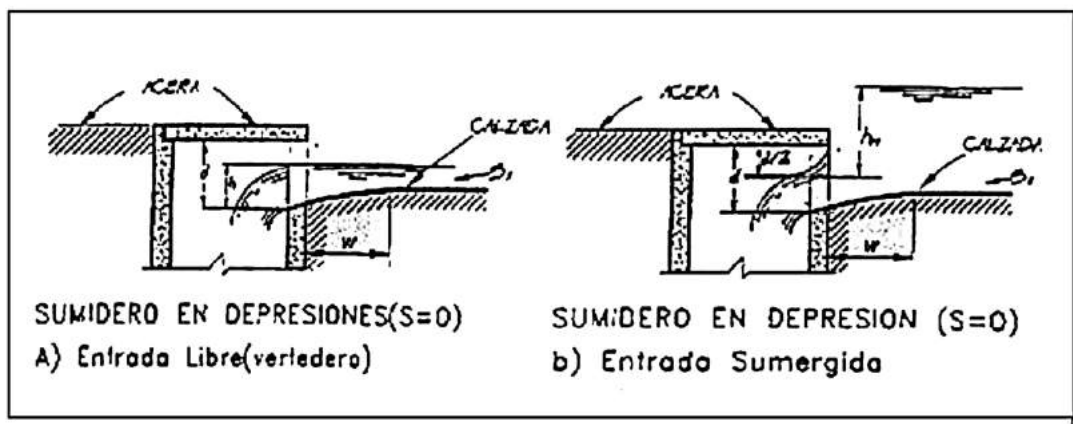
La capacidad de éstos sumideros es función de la pendiente transversal, de la pendiente longitudinal, de la rugosidad de la calzada y de la rapidez que tenga el agua que fluye por la cuneta para cambiar de dirección e ingresar a la boca de tormenta, este último parámetro puede incrementarse utilizando una depresión en la cuneta en coincidencia con la abertura de la boca de tormenta, estas estructuras presentan un bajo rendimiento cuando son colocadas en calles con una fuerte pendiente longitudinal.

Los sumideros de bordillo pueden funcionar básicamente en dos regímenes distintos, cuando el tirante se encuentra por debajo de la altura de la abertura funcionan como vertederos, cuando el tirante supera el valor de 1.4 veces la altura de la boca funcionan como orificios, siendo el comportamiento entre h y $1.4 h$ una combinación de ambos

En el Esquema N° 5.3.21.3 se presenta el tipo de sumidero en bordillo.

Esquema N° 5.3.21.3





Dimensionamiento

El dimensionamiento de los sumideros será distinto si la boca se halla ubicada en un punto bajo o en un punto de pendiente continua, dado que en el primer caso el agua acumulada va naturalmente a dicho punto mientras que en el segundo caso el agua tiende a seguir su recorrido hacia la zona más baja, debiéndose tratar de captar la mayor cantidad posible de la misma para que el sumidero resulte eficiente.

Asimismo en el cálculo se debe tener en cuenta si el sumidero se diseña o no con una zona de depresión.

Las expresiones de cálculo serán distintas para cada uno de estos casos.

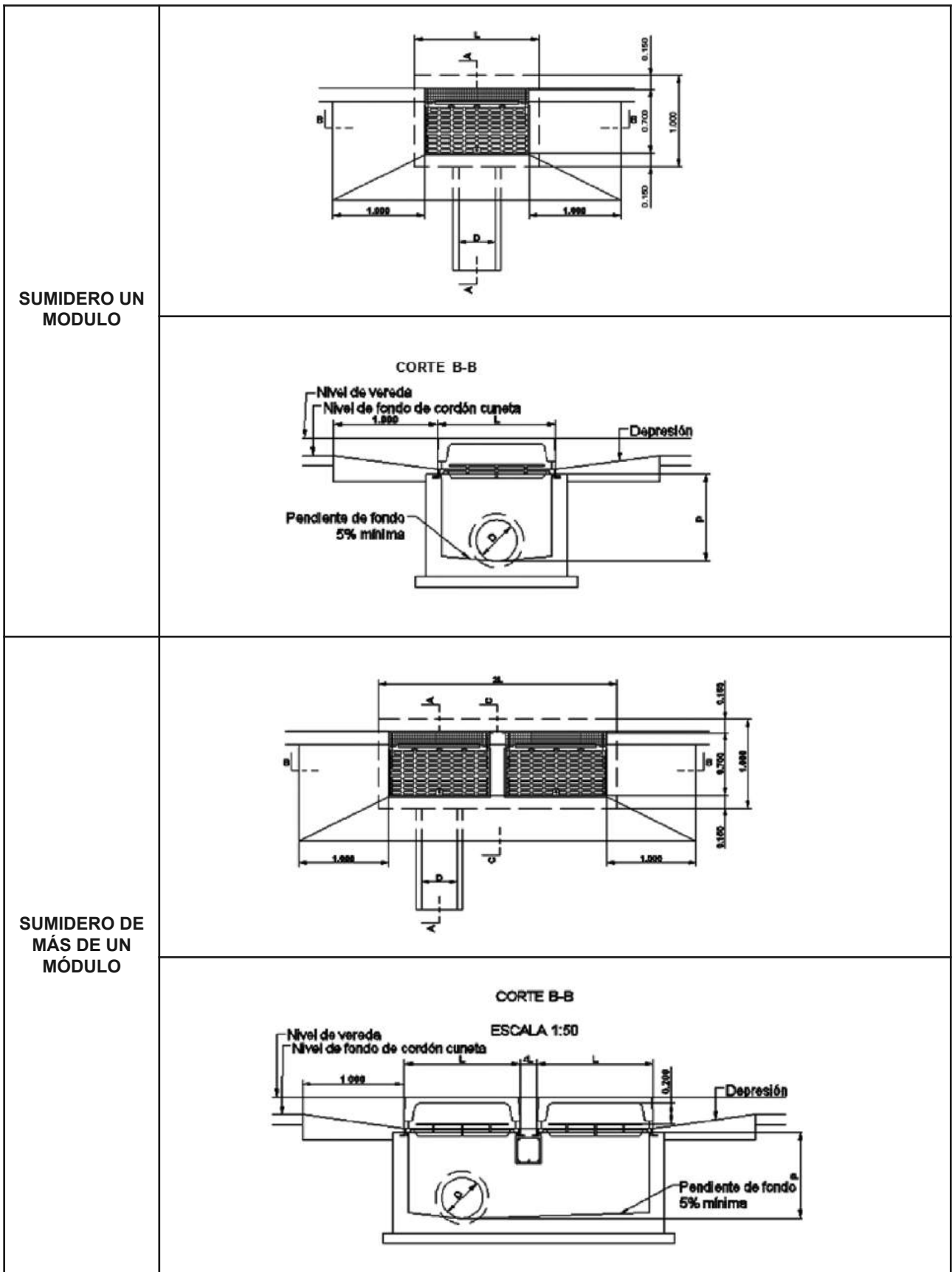
c) Sumideros combinados

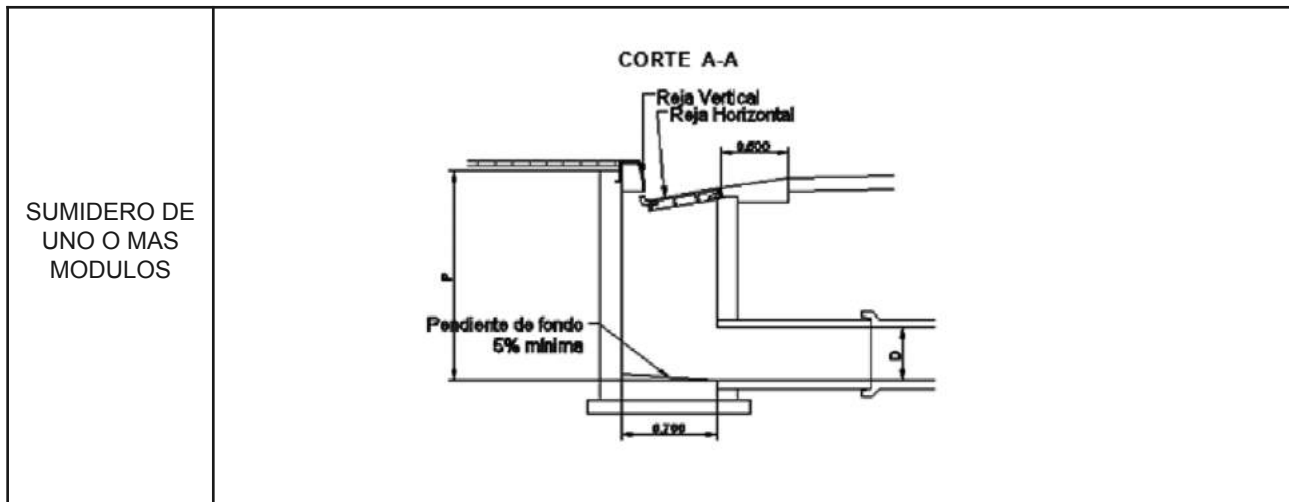
Los sumideros combinados son los que pueden interceptar caudales por aberturas en el bordillo (vertical) y en la cuneta (horizontal). Este tipo de sumidero se utiliza cuando existe la posibilidad de que la reja de la cuneta sea obstruida, por residuos o sedimentos.

Generalmente la capacidad de un sumidero combinado, en una pendiente continua, es calculada no teniendo en cuenta la abertura en el bordillo, y calculando el caudal interceptado por la reja de la cuneta únicamente. Sin embargo la abertura vertical tiene como propósito principal evitar que las basuras que arrastran las aguas pluviales superficiales obstruya la reja horizontal.

En el Esquema N° 5.3.21.4 se presenta el tipo de sumidero combinado para un módulo y para múltiples módulos.

Esquema N° 5.3.21.4





Dimensionamiento

El dimensionamiento de los sumideros será distinto si se hallan ubicados en un punto bajo o en un punto de pendiente continua. Asimismo el cálculo debe tener en cuenta si el sumidero se diseña o no con una zona de depresión.

Las expresiones de cálculo serán distintas para cada uno de estos casos.

5.3.22. Estructuras de disipación de energía

Las estructuras de disipación de energía se construyen con la finalidad de disminuir la energía cinética que posee el agua hasta valores que no produzcan daños a las estructuras aguas abajo.

Donde se presenten fuertes y extensas pendientes de terreno y se verifiquen velocidades de escurrimiento en los conductos superiores a las máximas admisibles, se requiere la colocación de los conductos con pendiente menor a la del terreno y la instalación de estructuras de disipación de energía debido al desnivel generado.

Para todos los casos que involucren obras de gran magnitud, $h > 5$ m y/o $Q > 10$ m³/s el proyectista deberá efectuar estudios hidráulicos particulares que consideren las características propias del salto. En casos especiales se deberán prever estudios de modelo a escala reducida.

En casos de estructuras de importancia operativa en el sistema, deberá preverse la utilización de bypass o desvíos de seguridad que permitan la continuidad del servicio en casos de reparaciones u operaciones de emergencia.

En términos generales la disipación de la energía puede obtenerse a partir de:

- ◆ Resalto hidráulico y turbulencia creada al producirse la descarga
- ◆ Impacto del escurrimiento en una pared sólida o bloques
- ◆ Aumento de la fricción.

a) Resalto hidráulico

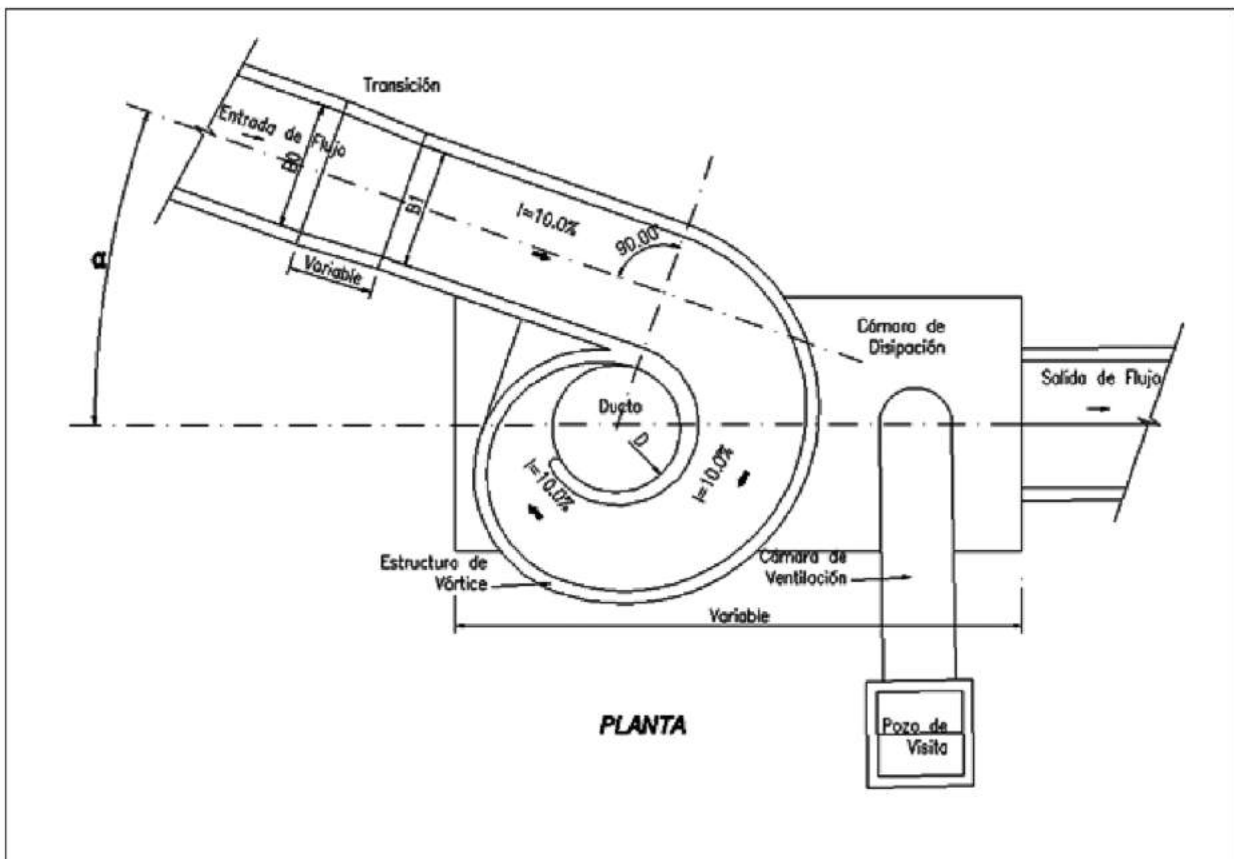
La eficiencia de disipación por resalto hidráulico generalmente resulta baja en tuberías debido a la necesidad de disponer de una profundidad suficiente aguas abajo para garantizar la generación del resalto.

Sin embargo existe la posibilidad de producir en el colector sucesivos saltos de dimensiones tales (Δh : altura del salto; L: longitud horizontal; y P: altura del contrasalto) que garanticen su funcionamiento para todas las posibilidades de caudales y tirantes.

Caída vórtice

Consiste en una cámara de entrada que produce un movimiento circular del agua, un conducto de bajada de sección circular para salvar el desnivel H, una cámara inferior o zona de disipación donde se produce la mayor pérdida de energía y un conducto de salida. En los Esquemas N° 5.3.22.1. a, b y c, se presentan las características del pozo de caída vórtice.

Esquema N° 5.3.22.1.a



El diámetro del ducto vertical de caída se calcula mediante la relación empírica:

$$D = h (Q_d^2/g)^{1/5}$$

En donde h es un factor que depende de la geometría de la cámara de entrada y varía entre 0,83 a 2,0 . Q_d es el caudal de diseño y g es el valor de la gravedad.

También se deben tener en cuenta las siguientes relaciones empíricas:

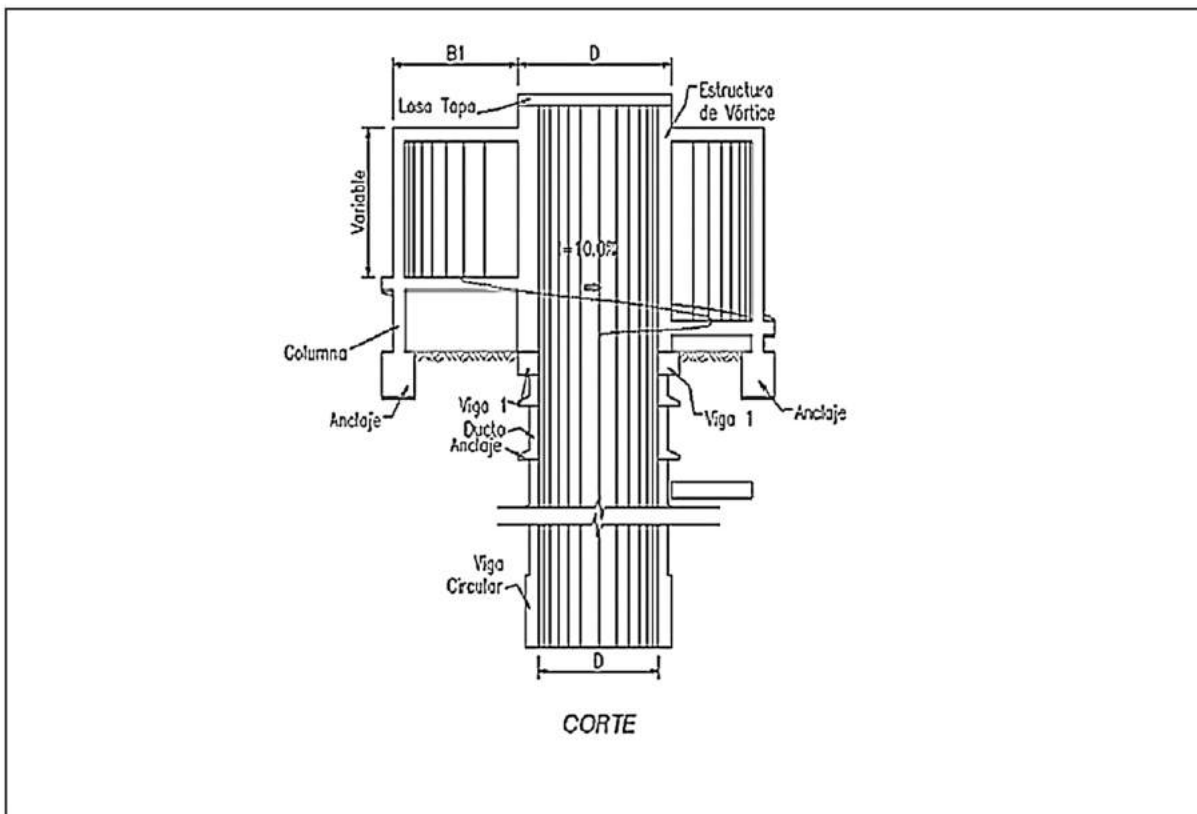
$St / D \approx 4$ St es la longitud de la cámara de disipación.

$Bt / D \approx 2$ Bt es el ancho de la cámara de disipación.

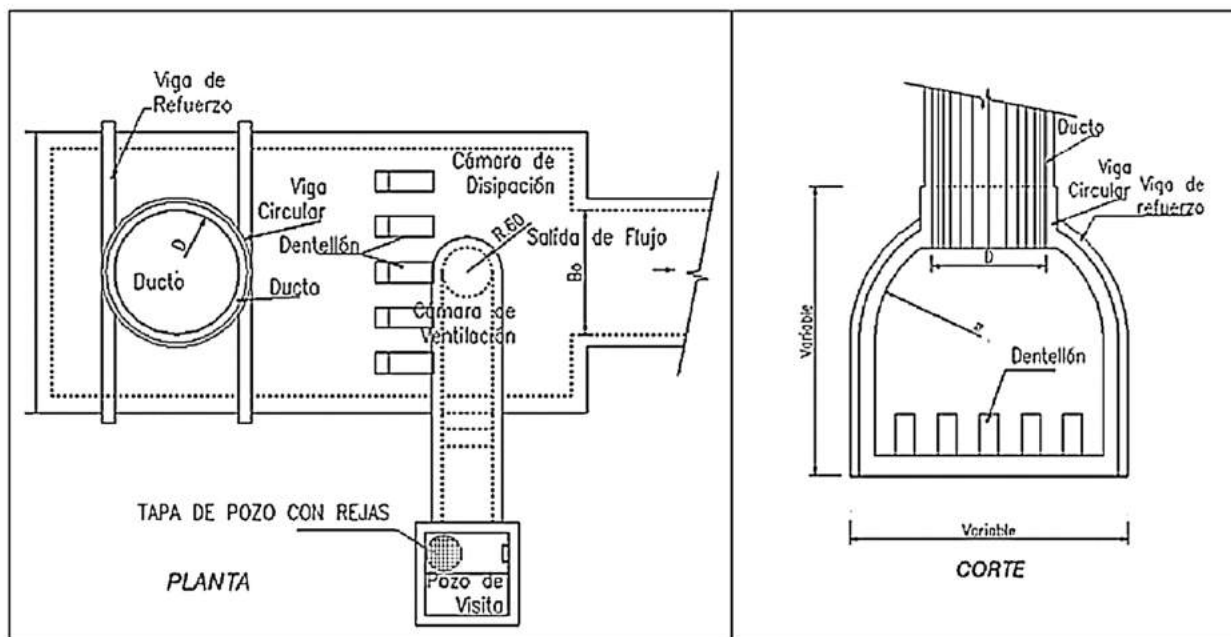
$Tt / D \approx 2$ Tt es la altura de la cámara de disipación.

Existen caídas en vórtice con canales de aproximación con flujo supercrítico y con aproximación subcrítica. Si bien la cámara de disipación es la misma para ambos casos, el vórtice de aproximación cambia según el tipo de flujo al ingreso.

Esquema N° 5.3.22.1.b



Esquema N° 5.3.22.1.c



Este sistema presenta como desventaja la necesidad de profundizar el pozo en forma suficiente y la construcción de una cámara de disipación para asegurar una pérdida de energía remanente del salto que evite la salida a gran velocidad del escurrimiento.

No se aconseja su implantación en zonas donde se produzcan grandes arrastres de materiales sólidos que puedan provocar daños estructurales en la caída ni consolidarse en el fondo de la cámara, ya que podrían producir obstrucciones al escurrimiento.

Para su implantación requiere un espacio amplio ya que el ingreso del flujo se realiza por medio de una estructura en forma de caracol que tiene como mínimo un diámetro de unos 4 metros dependiendo sus dimensiones del caudal a ser evacuado. La estructura permite que exista cualquier ángulo entre la dirección del flujo entrante con el flujo de salida.

Es una estructura probada cuyo método de diseño consta en la literatura especializada. Para mayores detalles sobre su utilización, diseño y dimensionamiento se puede consultar en :

Hidraulic Structures Design Manual

IAHR Volumen 9

Energy Dissipators

Daniel L. Vischer / Willi H. Hager

Cuencos disipadores

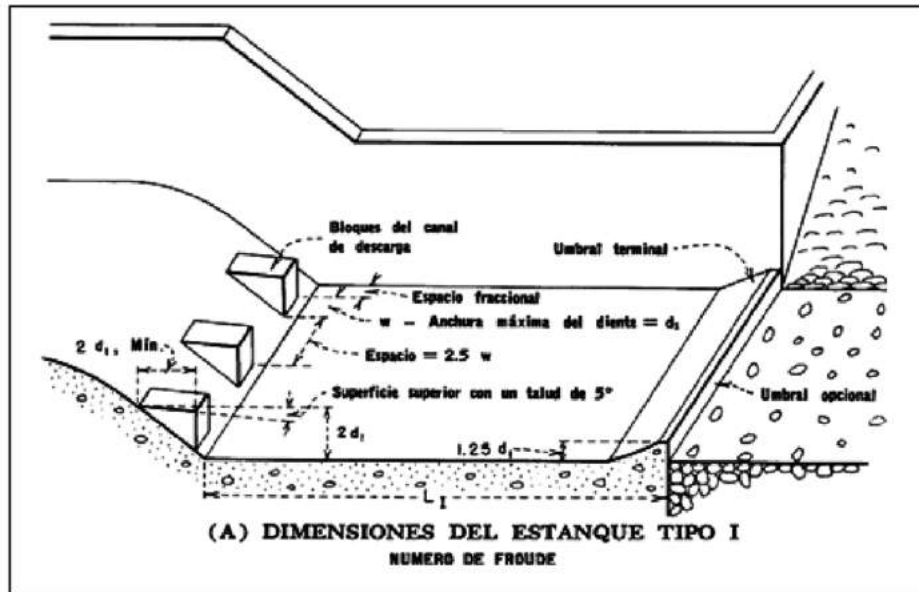
Cuando se utilice este tipo de estructuras debe preverse escotaduras o tuberías para evitar la acumulación de aguas residuales y sedimentos en los cuencos.

Cuenco disipador tipo 1

En esta estructura el salto hidráulico se provoca en un piso horizontal sin bloques ni dientes en el umbral extremo. Frecuentemente no resulta un cuenco atractivo, debido a su excesiva longitud.

El esquema N° 5.3.22.2 corresponde a una estructura de estas características.

Esquema N° 5.3.22.2

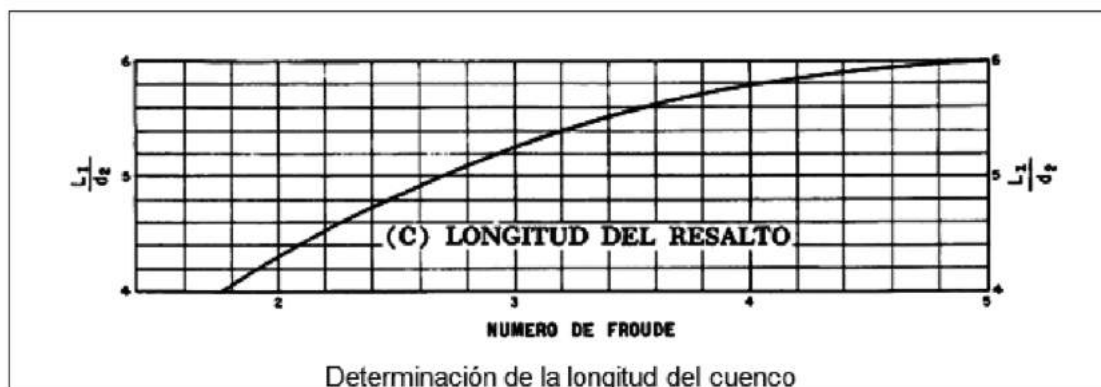
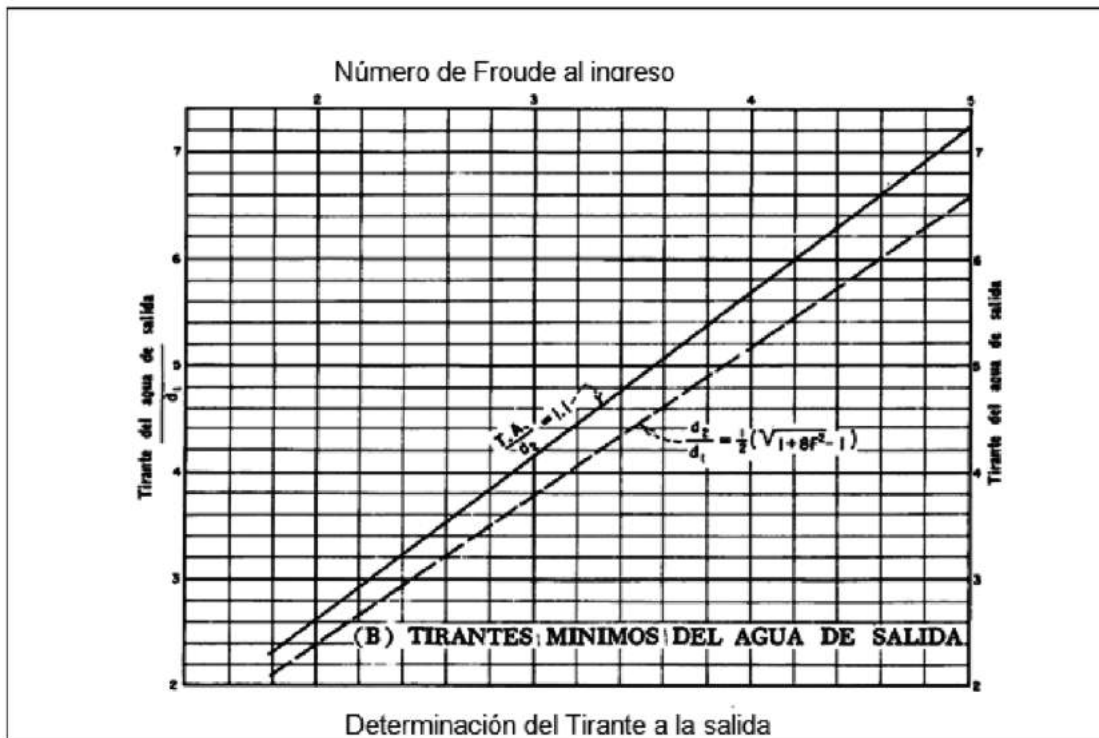


Este tipo de disipador posee su mejor rendimiento para disipar la energía de flujos cuyo número de Froude se encuentra comprendido entre 2,5 y 4,5. Los flujos que se encuentran dentro de este rango no desarrollan un resalto totalmente definido por estar en un régimen de transición, produciendo oleajes dentro del cuenco que a menudo se propagan más allá del mismo, siendo recomendable, cuando se refiera a la entrega a un cauce, colocar una protección contra la erosión a la salida del cuenco para evitar posibles daños por erosión. (Bureau, 1987).

A partir de los estudios intensivos de estructuras existentes y de investigaciones de laboratorio, el U.S. Bureau of Reclamation, desarrolló gráficos que permiten determinar las dimensiones que deberán poseer este tipo de estructura.

En las figuras de la página siguiente se pueden determinar la longitud del cuenco y los tirantes conjugados del resalto en función del número de Froude.

Esquema N° 5.3.22.2



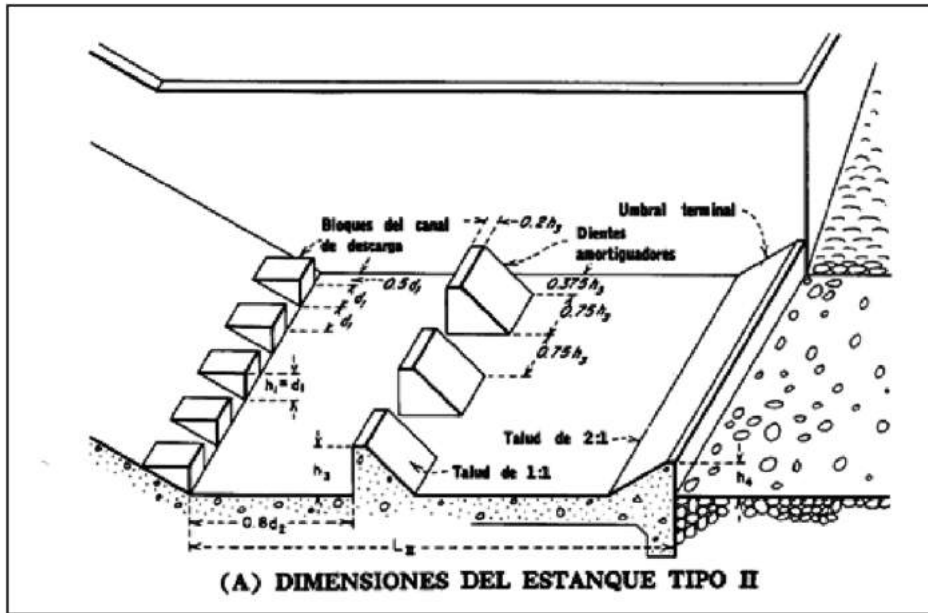
Cuenco dissipador tipo 2

Este tipo de cuenco utiliza dados en la solera del cuenco además de los ubicados en el umbral de ingreso esto permite disminuir la longitud de la estructura en aproximadamente un 33 % con respecto a la longitud del cuenco tipo 1 debido a que la adición de los dados de impacto en la solera produce una mayor pérdida de energía del flujo, la cual se produce por un efecto combinado de choque contra los dados y de turbulencia.

El esquema N° 5.3.22.3 corresponde a una estructura de estas características.

Este dissipador encuentra su mejor rendimiento para disipar energía en grandes caídas, en descargas de vertederos o canales, para números de Froude superiores a 4,5, pero para velocidades in-

Esquema N° 5.3.22.3



feriores a los 18 m/seg, esta limitación en la velocidad es para controlar el problema de cavitación sobre los dados y la solera de la estructura.

En el diseño de esta estructura se deberá tener en cuenta el esfuerzo que recibirá el fondo del cuenco debido a las presiones que se ejercen en la cara de aguas arriba de los dados de impacto. Para poder estimar este esfuerzo se supone que la fuerza dinámica que actúa en la cara del dado es igual a la fuerza que genera un chorro de agua que incide normalmente contra dicho dado. La expresión para calcular este esfuerzo es la siguiente :

$$\text{Fuerza} = 2 \cdot \gamma \cdot A \cdot (h_1 + V_1^2/2g)$$

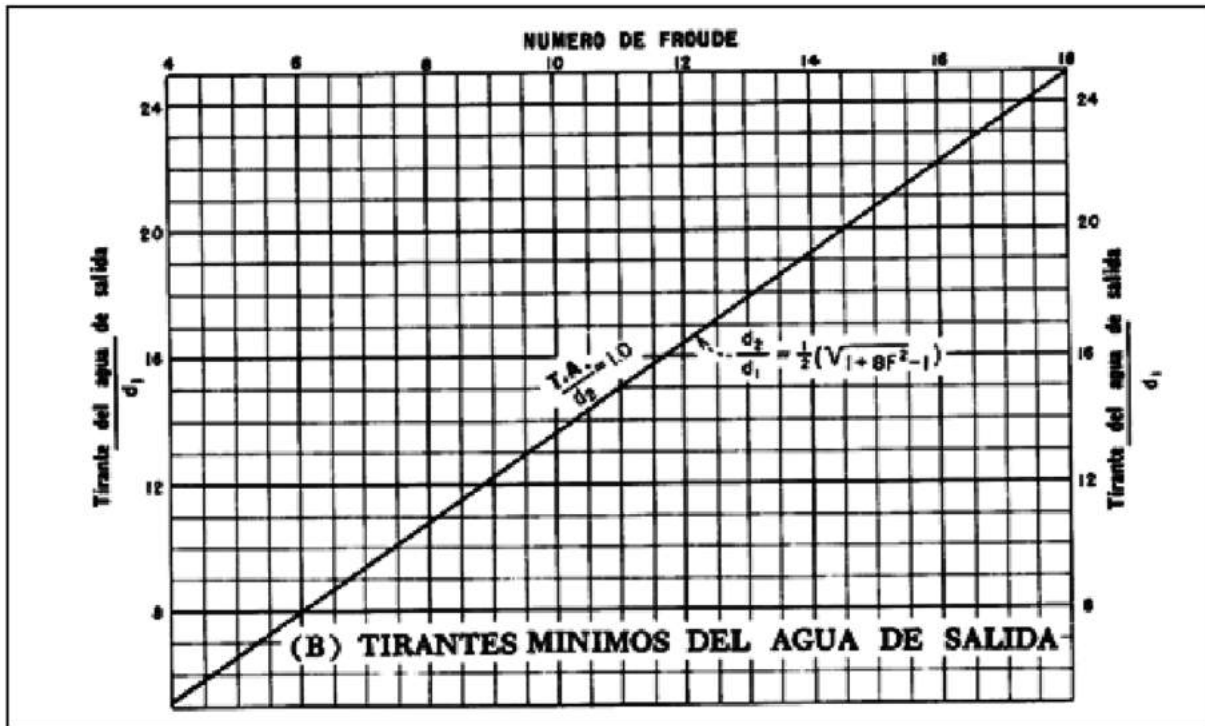
Donde :

γ = Peso unitario del agua

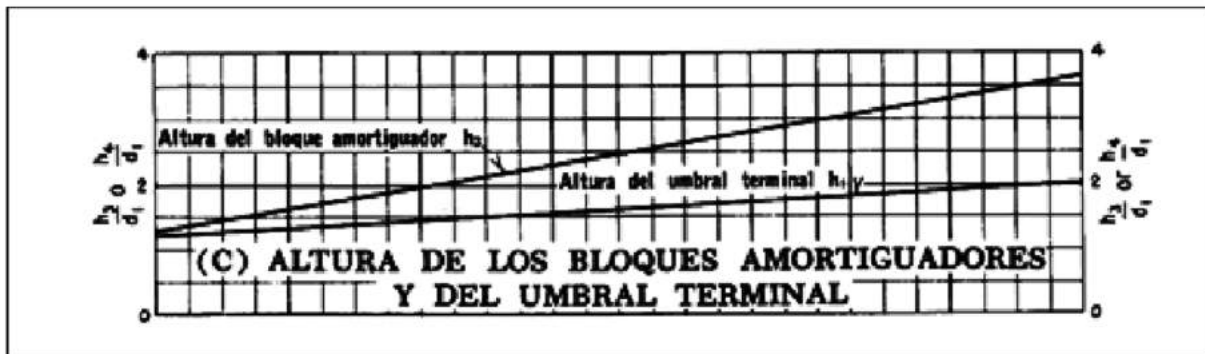
A = Área de la cara aguas arriba del dado de impacto

$(h_1 + V_1^2/2g)$ = Energía específica del agua que entra al cuenco

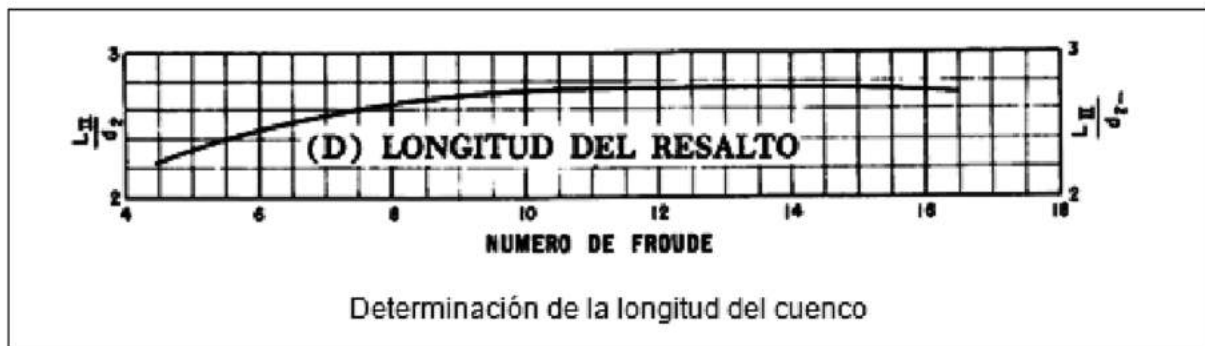
Luego del estudio de estructuras construidas y de ensayos de laboratorio, el U.S. Bureau of Reclamation confeccionó gráficos que permiten determinar las magnitudes que deberá poseer el cuenco disipador para funcionar correctamente. Dichos gráficos se presentan a continuación.



Determinación del tirante mínimo aguas abajo



Dimensiones de los elementos disipadores de energía



Determinación de la longitud del cuenco

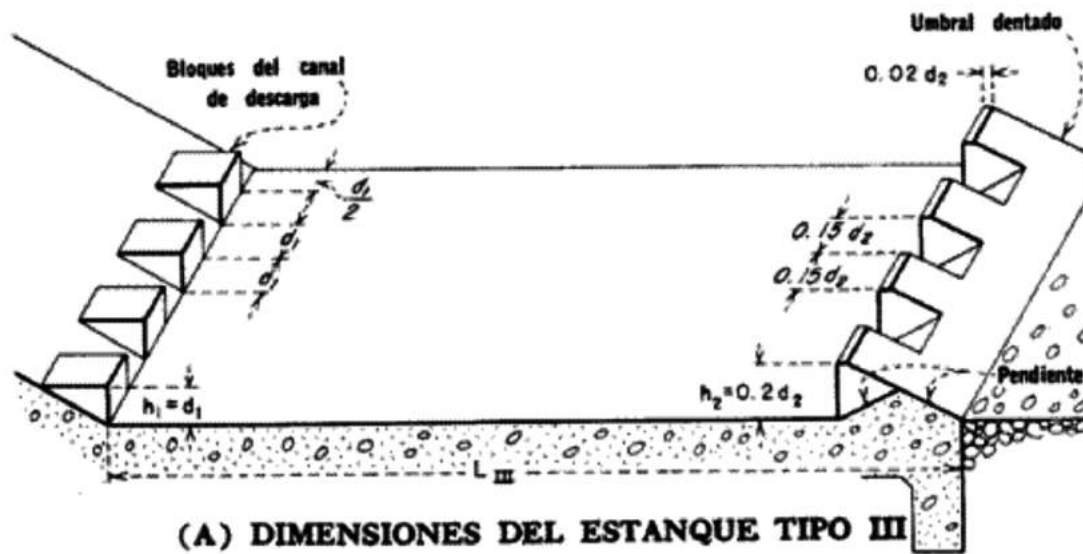
Cuenco dissipador tipo 3

Cuando la velocidad del flujo supera los 18 m/seg los esfuerzos producidos sobre la solera y sobre los dados de impacto hacen necesarios utilizar una estructura diferente, por este motivo se diseñó, el cuenco dissipador tipo 3, el cual no posee dados de impacto en la solera, haciendo que la longitud del cuenco crezca en comparación con el cuenco dissipador tipo 2, sin embargo se colocarán dados en la entrada y salida del cuenco para que la longitud del mismo no sea excesivamente elevada.

El U.S. Bureau of Reclamation realizó un estudio minucioso de este tipo de estructuras y determinó gráficos para el dimensionamiento de los mismos que garanticen un comportamiento satisfactorio. (Bureau 1987)

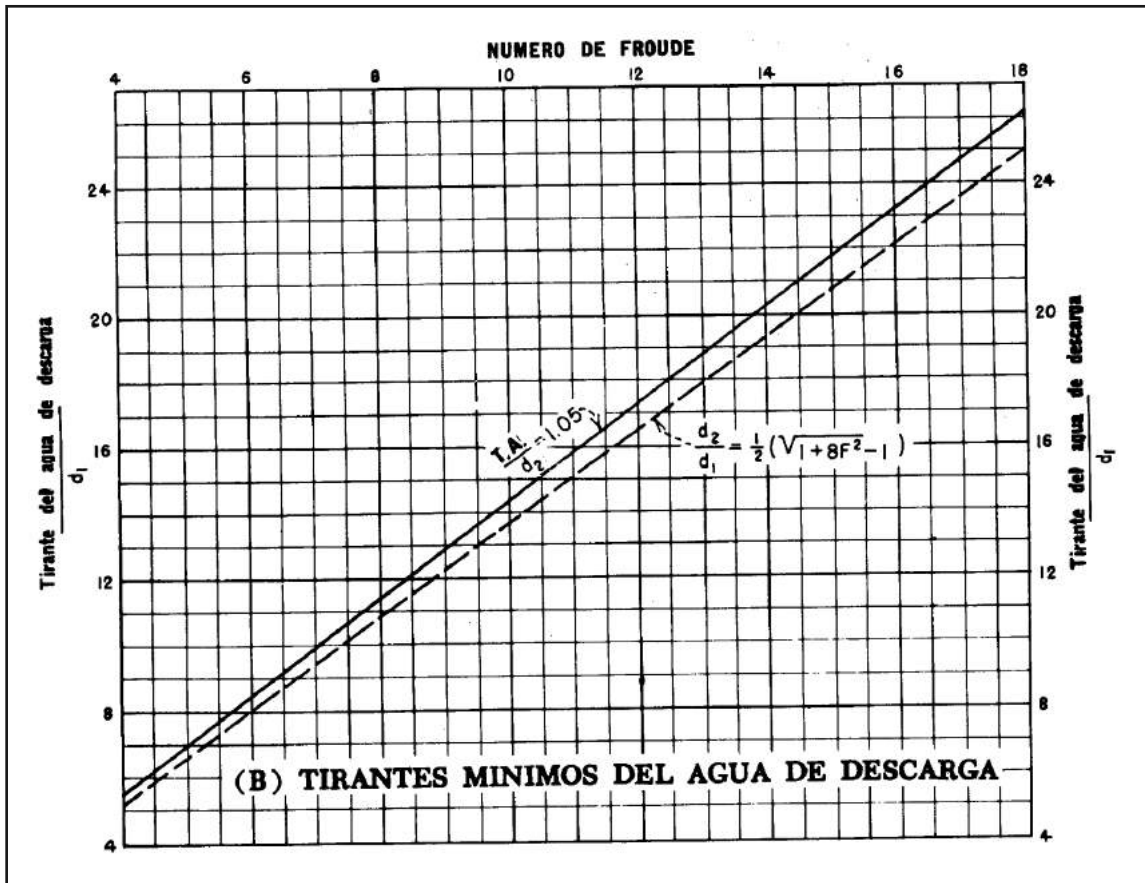
El siguiente esquema N° 5.3.22.4 corresponde a una estructura de estas características

Esquema N° 5.3.22.4

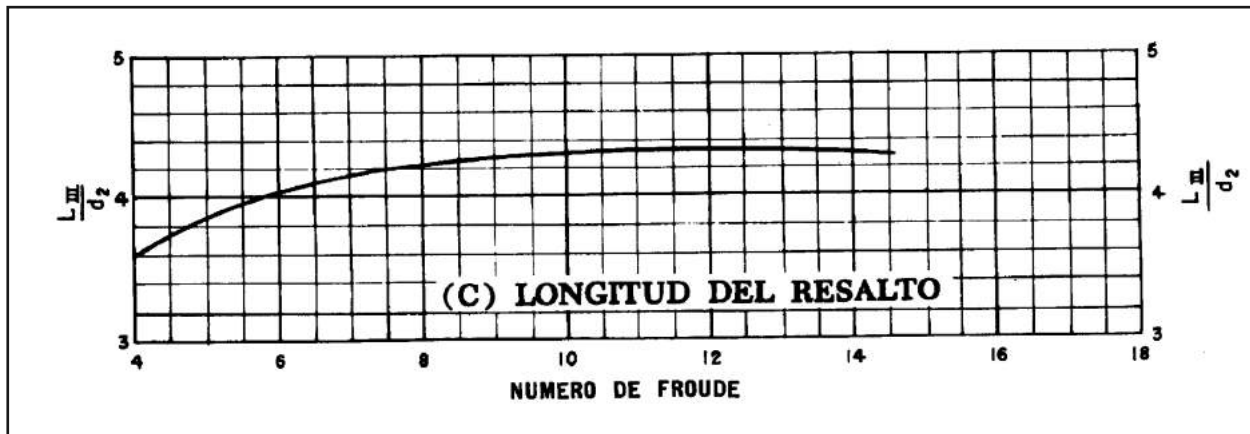


Luego del estudio de estructuras construidas y de ensayos de laboratorio, el U.S. Bureau of Reclamation confeccionó gráficos que permiten determinar las magnitudes que deberá poseer el cuenco dissipador para funcionar correctamente. Dichos gráficos se presentan a continuación.

Determinación del tirante mínimo aguas abajo



Determinación de la longitud del cuenco



b) Impacto del escurrimiento en una pared sólida o bloques

Es un tipo de estructuras de disipación eficaz que se ha adoptado muy generalmente. Presenta variaciones debidas al diseño de la estructura que recibe el impacto del flujo de agua.

Las pérdidas de energía se producen por el impacto en la pared opuesta a la de ingreso del flujo y por los vórtices producidos por los cambios bruscos de dirección e ingreso al colector ubicado aguas abajo.

Para mayores detalles de diseño y dimensionamiento de este tipo de estructuras se puede consultar en:

Design of Small Canal Structures

United States Department of the Interior

Bureau of Reclamation 1978

A.J. Aisembrey, Jr. / R.B. Hayes

H.J. Warren / D.L. Winsett

R.B. Young

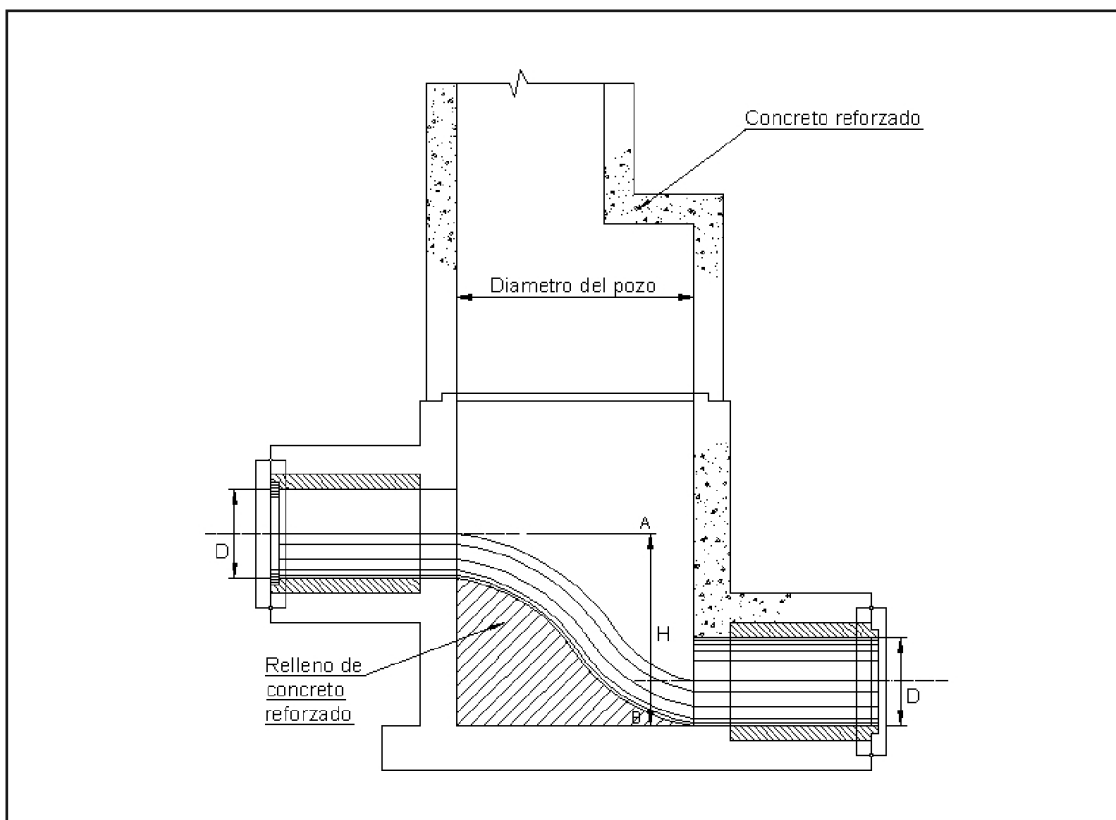
Denver Colorado.

Las estructuras más comúnmente usadas corresponden a los denominados pozos de caída, las que pueden clasificarse conforme a la altura de la caída y el diámetro hidráulico del conducto.

Pozo de caída Tipo I

En el Esquema N° 5.3.22.2 se presenta el pozo de caída Tipo I. Apto para saltos de altura máxima de 0,75 m y diámetros hidráulicos de la sección del conducto de entrada menores a 0,90 m.

Esquema N° 5.3.22.5



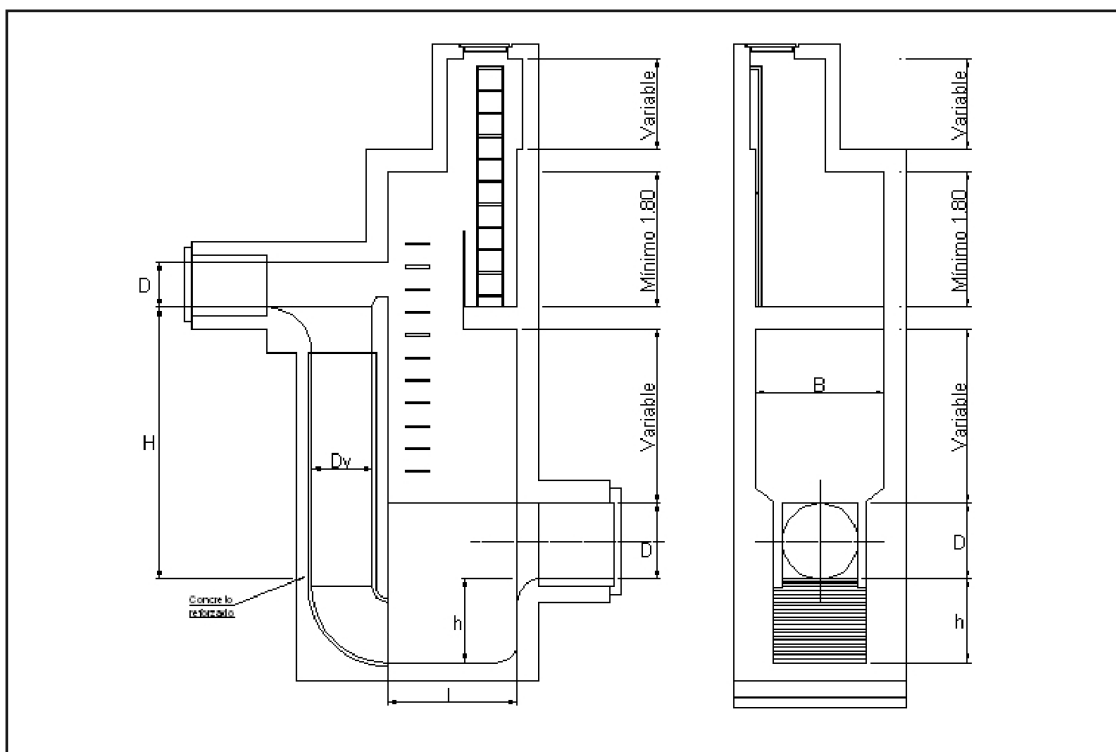
Se presentan en la siguiente Tabla N° 5.3.22.1 valores típicos de las dimensiones de su estructura.

TABLA N° 5.3.22.1			
Cámara de caída	D° Entrada	Diámetro del pozo	Altura de caída máxima
Tipo I a)	< 0,90 m	1,20	0,50
Tipo I b)		1,50	0,60
Tipo I c)		1,80	0,75

Pozo de caída Tipo II

En el Esquema N° 5.3.22.6 se presenta el pozo de caída Tipo II. Apto para saltos de altura máxima 3,00 m y diámetros hidráulicos de la sección del conducto de entrada menores a 0,90 m.

Esquema N° 5.3.22.5



Se presentan en la siguiente Tabla N° 5.3.22.2 valores típicos de las dimensiones de la estructura de los pozos de caída Tipo II

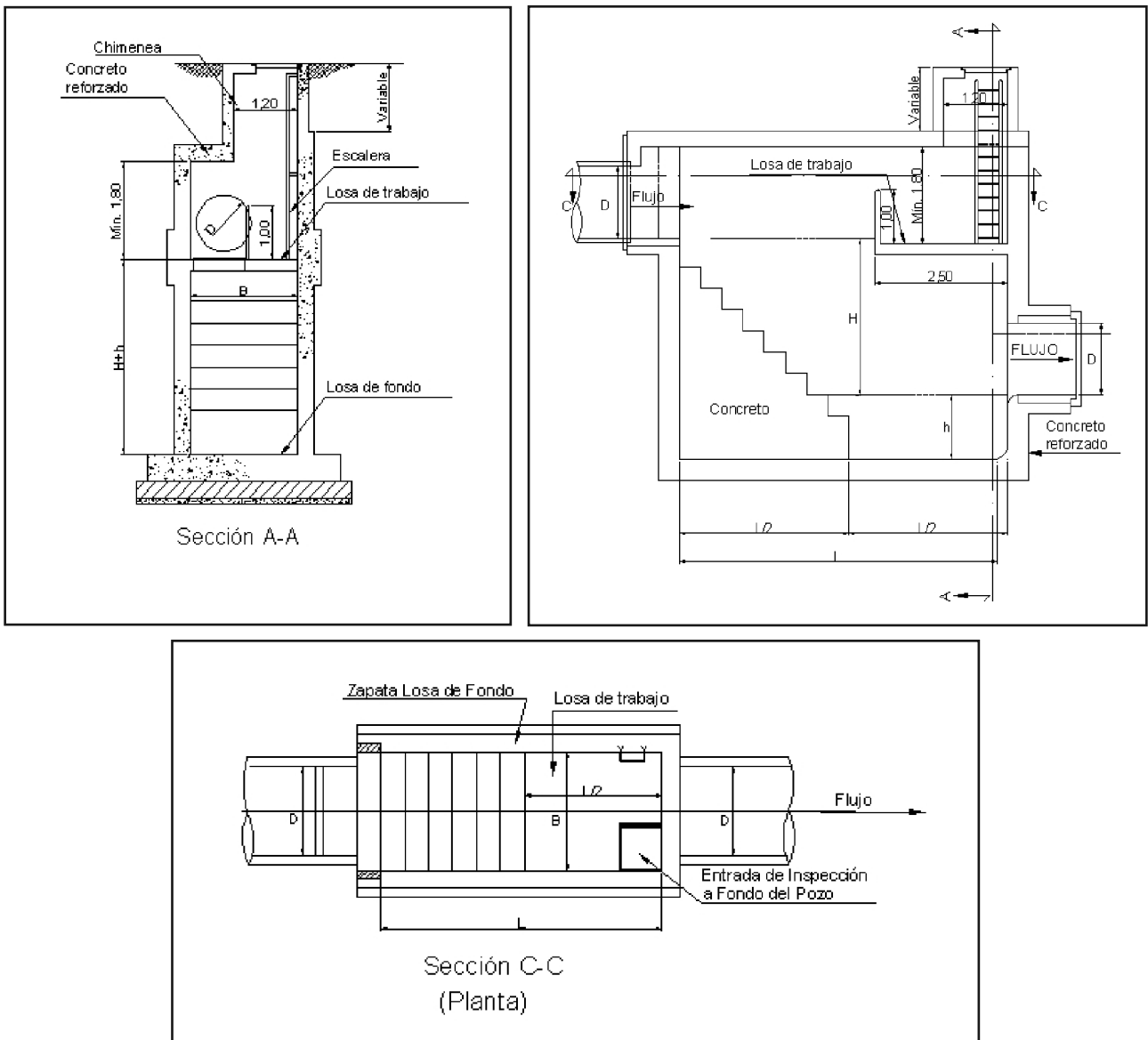
TABLA N° 5.3.22.1

D° Entrada	Altura de caída máxima	D° del tubo vertical	Ancho de la cámara	Profundidad h del fondo de la cámara	Longitud de la cámara
0,50	1,0	0,50	0,75	0,35	1,30
0,60		0,50	0,80	0,35	1,30
0,75		0,75	0,95	0,40	1,60
0,90		0,75	1,10	0,45	2,00
0,50	1,5	0,50	0,75	0,35	1,30
0,60		0,50	0,80	0,40	1,40
0,75		0,75	0,95	0,45	1,70
0,90		0,75	1,10	0,50	2,20
0,50	2,0	0,50	0,75	0,40	1,40
0,60		0,50	0,80	0,40	1,50
0,75		0,75	0,95	0,45	1,80
0,90		0,75	1,10	0,50	2,40
0,50	2,5	0,50	0,75	0,40	1,50
0,60		0,50	0,80	0,40	1,60
0,75		0,75	0,95	0,45	1,90
0,90		0,75	1,10	0,50	2,50
0,50	3,0	0,50	0,75	0,50	1,60
0,60		0,50	0,80	0,55	1,70
0,75		0,75	0,95	0,60	2,10
0,90		0,75	1,10	0,70	2,60

Pozo de caída Tipo III

En el Esquema N° 5.3.22.7 se presenta el pozo de caída Tipo III. Apto para saltos de altura máxima 3,00 m y diámetros hidráulicos de la sección del conducto de entrada entre 1,00 m y 1,50 m. El pozo de caída Tipo III se distingue por disponer de peldaños en escalera (gradas) para resolver el salto.

Esquema N° 5.3.22.7



Se presentan en la siguiente Tabla N° 5.3.22.3 valores típicos de las dimensiones de la estructura de los pozos de caída Tipo III

TABLA N° 5.3.22.3					
D° Entrada	Altura de caída máxima	Ancho de la cámara	Longitud total de las gradas	Profundidad h del fondo de la cámara	Longitud de la cámara
1,00	1,0	1,50	1,70	0,70	3,40
1,25		1,90	1,70	0,85	3,40
1,50		2,25	1,80	1,00	3,60
1,00	1,5	1,50	2,00	1,00	4,00
1,25		1,90	2,00	1,00	4,00
1,50		2,25	2,10	1,00	4,20

TABLA N° 5.3.22.3

D° Entrada	Altura de caída máxima	Ancho de la cámara	Longitud total de las gradas	Profundidad h del fondo de la cámara	Longitud de la cámara
1,00	2,0	1,50	1,70	0,70	3,40
1,25		1,90	1,70	0,85	3,40
1,50		2,25	1,80	1,00	3,60
1,00	2,5	1,50	2,00	1,00	4,00
1,25		1,90	2,00	1,00	4,00
1,50		2,25	2,10	1,00	4,20
1,00	3,0	1,50	2,70	1,25	5,40
1,25		1,90	2,80	1,25	5,60
1,50		2,25	3,00	1,30	6,00

Para el empleo de la tabla precedente, el proyectista deberá verificar que la caída del chorro del agua se produzca con impacto directo sobre la primer grada y así sucesivamente. En caso contrario se deberá incluir aguas arriba del pozo de caída una cámara de quietamiento y control con vertedero tipo Creager para evitar que la lámina vertiente se despegue de las gradas.

Disipador de pantalla

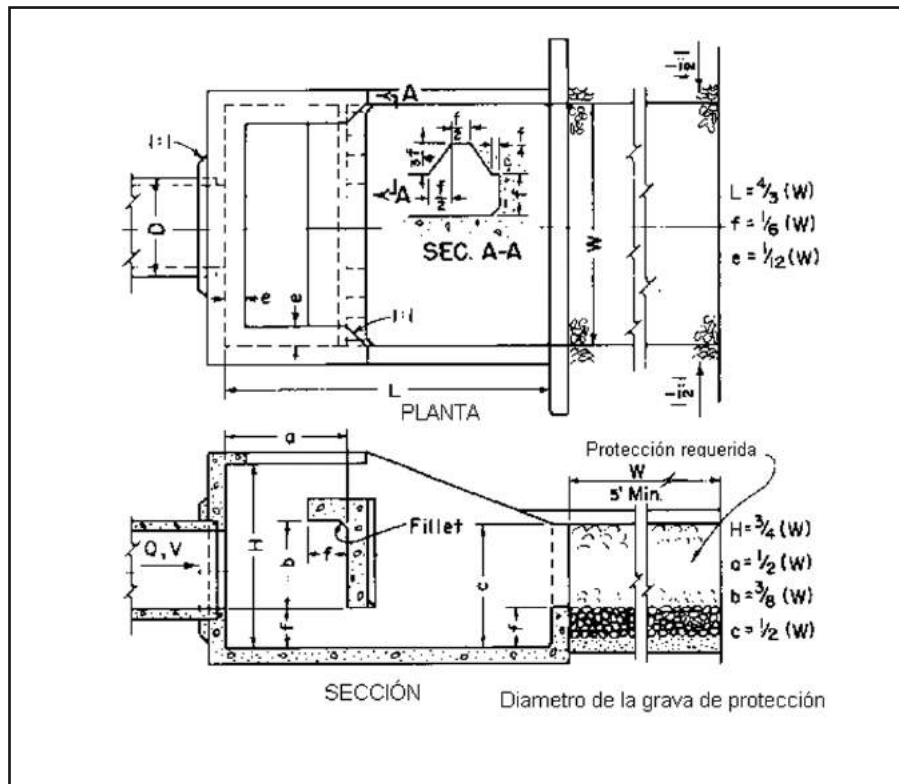
Esta estructura es del tipo de impacto, se utiliza para números de Froude que no excedan de 9. Las pérdidas de energía son mayores que en un salto para el mismo número de Froude.

Este disipador se encuentra compuesto por una estructura en forma de caja que contiene una pantalla colgante de hormigón y una solera final. La disipación de energía se produce por el choque del chorro que sale proyectado del tubo de conducción contra los muros de impacto colocados verticalmente y por los remolinos que se forman al cambiar la dirección del chorro después del choque. Para conseguir que el funcionamiento sea satisfactorio, deberá colocarse la parte inferior del deflector al mismo nivel que el canal o tubo de salida.

Este tipo de amortiguador está sometido a grandes fuerzas dinámicas y turbulencias que deben considerarse en su cálculo estructural. Por ello la estructura debe calcularse lo suficientemente resistente para no deslizarse por efecto del impacto de agua y para resistir las fuertes vibraciones que se producen, además de las grandes cargas dinámicas a que están sometidos cada uno de sus componentes. La solera y los laterales del canal de salida deben estar revestidos para reducir la erosión, que puede producir el agua al abandonar el amortiguador, sobre todo cuando el calado de aguas abajo es muy pequeño.

El siguiente esquema N° 5.3.22.8 corresponde a una estructura de estas características

Esquema N° 5.3.22.8



El U.S. Bureau of Reclamation luego de realizar extensos estudios sobre estas estructuras determinó un gráfico en donde se puede obtener el valor de W (ancho de la caja del dissipador) en función del número de Froude, una vez obtenido dicho valor se podrá dimensionar completamente la estructura, debido a que todas las dimensiones están colocadas en función del valor W .

El gráfico de la página siguiente permite determinar el valor de W en función del número de Froude.

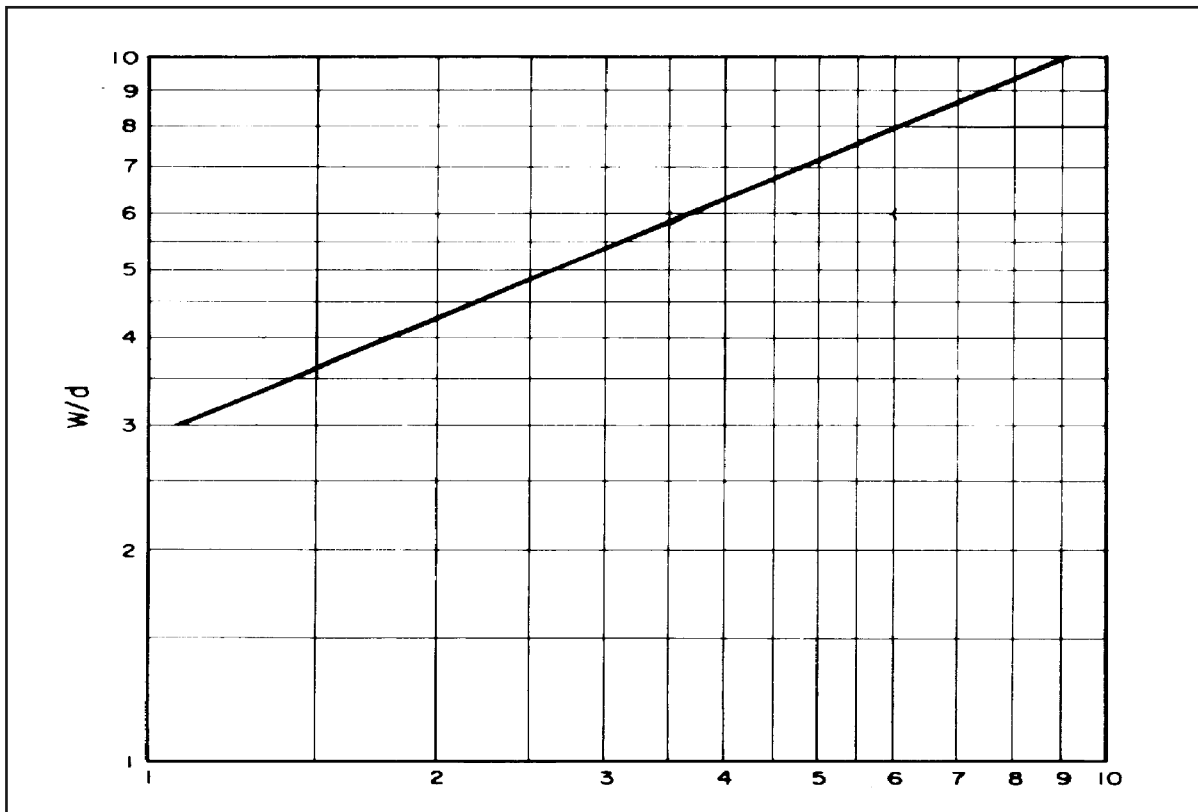
Donde :

W = Ancho de la caja del dissipador (m)

d = Profundidad del flujo entrante igual a $\sqrt{\text{área del conducto}}$

Existen una serie de recomendaciones que deberán ser tenidas en cuenta al diseñar una estructura de estas características. Dentro de las más importantes se pueden mencionar:

- ◆ El tirante a la salida debe ser aproximadamente $(b/2 + f)$ a partir de la solera de la estructura que contiene a la pantalla. La altura de este tirante por encima del borde inferior no debe nunca exceder $(b + f)$ porque de lo contrario parte del flujo no chocaría con la pantalla.
- ◆ El diámetro del conducto de entrada a la estructura de la pantalla de choque, debe ser determinado usando una velocidad de 3,6 m/s asumiendo que funciona lleno.
- ◆ Si la tubería de entrada desciende, la parte final de la misma debe horizontalizarse una longitud al menos de tres veces el diámetro para dirigir el chorro hacia la pantalla.



- Si existe la posibilidad de que la parte final del conducto aguas arriba y aguas abajo sean selladas, puede ser necesaria una abertura de toma de aire cerca del final del conducto corriente arriba para prever fluctuaciones de presión y un flujo oscilante asociado en el sistema.

Mayores detalles sobre la utilización, diseño y dimensionamiento de estas estructuras se pueden consultar en:

Design of Small Canal Structures

United States Department of the Interior

Bureau of Reclamation 1978

A.J. Aisembrey, Jr. / R.B. Hayes

H.J. Warren / D.L. Winsett

R.B. Young

Denver Colorado.

Pozo de Bandejas

El pozo de bandejas resulta una de las estructuras posibles de diseñar para la disipación de energía producida por grandes caídas con un breve desarrollo horizontal.

Se trata de una estructura en la que la pérdida de energía se produce por los sucesivos cambios de dirección del flujo y los impactos en las paredes y placas horizontales, por lo que tiene la des-

ventaja de que la disipación de energía se produce mayormente por fricción a costa del hormigón y en menor proporción por turbulencia dentro de los filetes de agua.

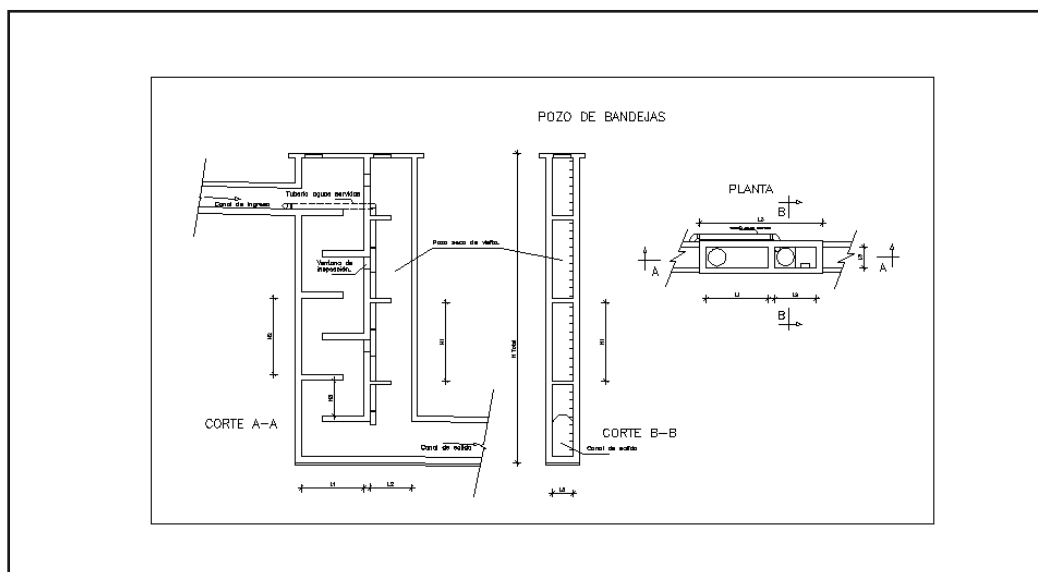
El primer elemento que reduce la velocidad del flujo y consecuentemente su energía corresponde a una pared de impacto perpendicular al sentido del flujo, luego una serie de gradas sucesivas divide el desnivel total en varias caídas parciales de menor altura, conformadas mediante una secuencia alternada de placas de hormigón que obligan al flujo a sucesivos cambios de dirección que generan pérdidas de energía.

El escurrimiento al bajar en cascada por las gradas se produce a superficie libre, es decir en contacto con la atmósfera, que permite que los vórtices dispongan de aireación. En el fondo del pozo se prevé una depresión adicional que permite amortiguar hidráulicamente la última caída, antes del ingreso a la conducción de salida.

En el Esquema N° 5.3.22.4 se presenta el pozo de bandejas, el cual se recomienda para un caudal máximo de 15 m³/s. Por sus limitaciones de funcionamiento hidráulico, esta estructura no debe ser utilizada indiscriminadamente. Es una estructura que requiere de muy poco espacio en sentido horizontal, por lo cual puede ser utilizada en calles estrechas de zonas urbanas. Tiene la limitación de que no admite cambios de dirección entre el flujo de entrada y el de salida, solo se puede invertir el sentido del flujo de salida dependiendo de si se utiliza un número par o impar de bandejas. Se recomienda una distancia vertical entre las bandejas no mayor a 2.50 metros. Además es necesario considerar la construcción de un pozo paralelo que permita el ingreso para trabajos de operación y mantenimiento.

Para mayor información se puede consultar los trabajos de modelación hidráulica que se han hecho en los laboratorios de la Escuela Politécnica Nacional y en la Universidad Central del Ecuador. Se requiere que el ingreso del agua se realice en flujo subcrítico para un funcionamiento más estable de este tipo de estructura.

Esquema N° 5.3.22.4



c) Aumento de la fricción

Una forma de disminuir la velocidad del flujo es aumentando la fricción del escurrimiento mediante la construcción de elementos que provoquen pequeños vórtices generalizados a lo largo de la conducción.

Las nuevas características hidráulicas del escurrimiento se analizan como un aumento del coeficiente de rugosidad que permite la disminución de la velocidad, que podría ser de esta manera llevada a valores admisibles para las condiciones de proyecto.

En forma general, la velocidad del escurrimiento podrá ser calculada mediante la aplicación de la ecuación de Chezy – Manning

$$V = (Rh^{2/3} * i^{1/2}) / n$$

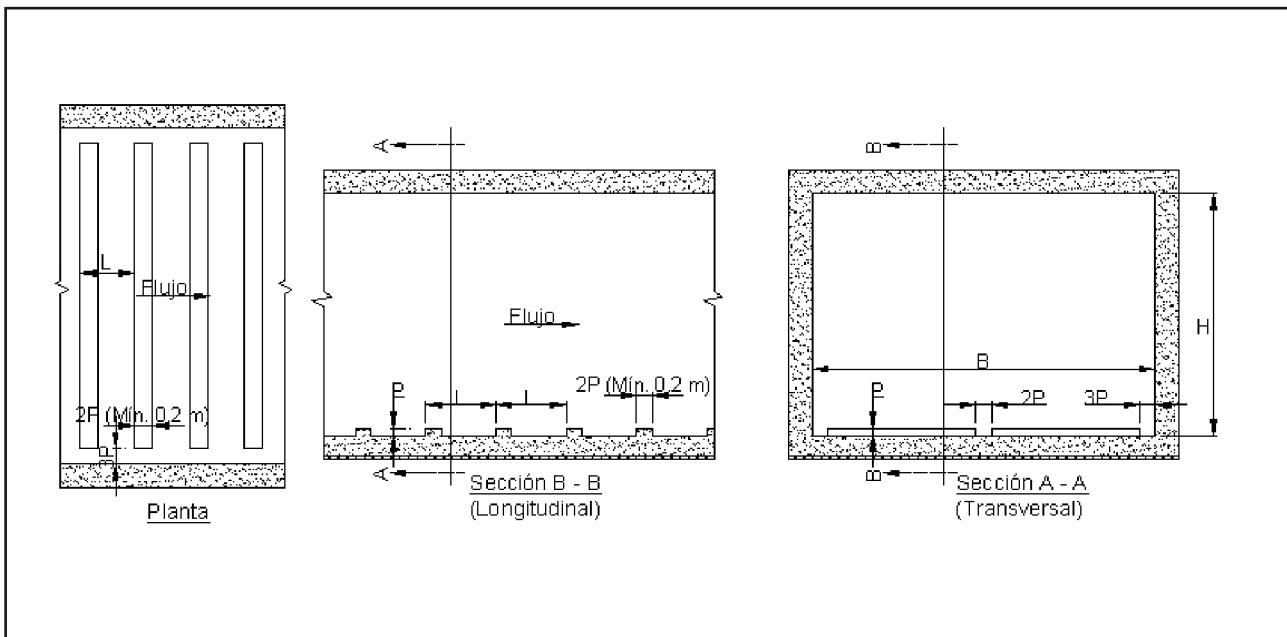
Donde n representa la rugosidad artificial producida.

Generalmente el aumento artificial de la rugosidad se efectúa mediante a) salientes en la solera (transversales y quebrada o zigzagueante); b) mediante la construcción de columnas en tresbolillo que soporten el techo del conducto; y c) mediante sucesivas pequeñas gradas.

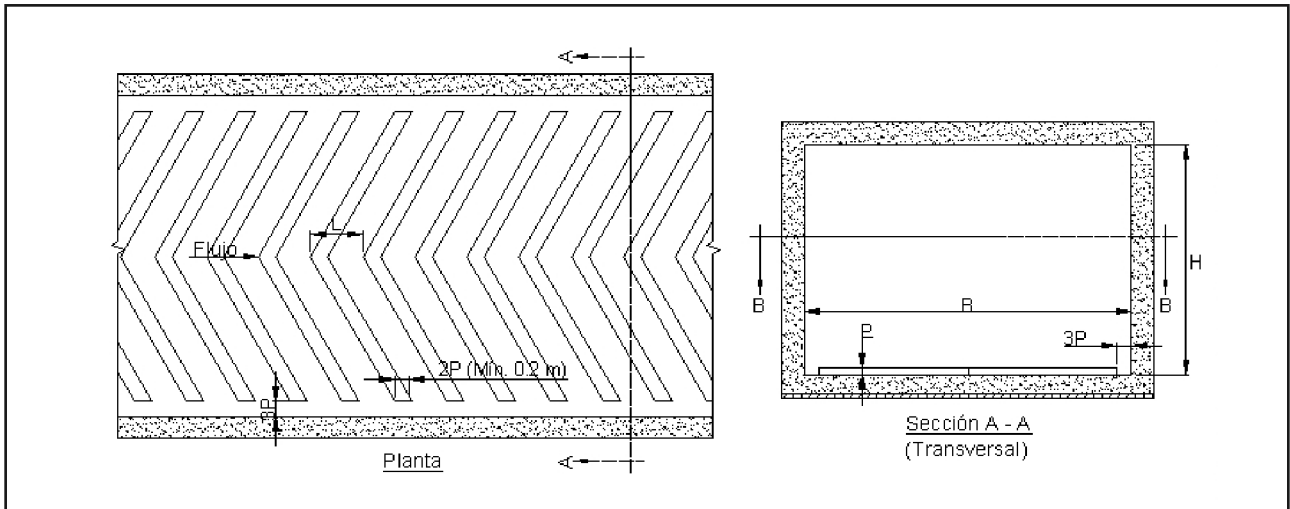
En los Esquemas N° 5.3.22.11 a y b se presentan las características de los tipos de construcción de conductos con aumento de fricción correspondientes a salientes transversales y salientes quebrados o zigzagueante.

En estos casos el valor del coeficiente n dependerá de la altura (p), separación (L) y ángulo de las salientes

Esquema N° 5.3.22.11.a



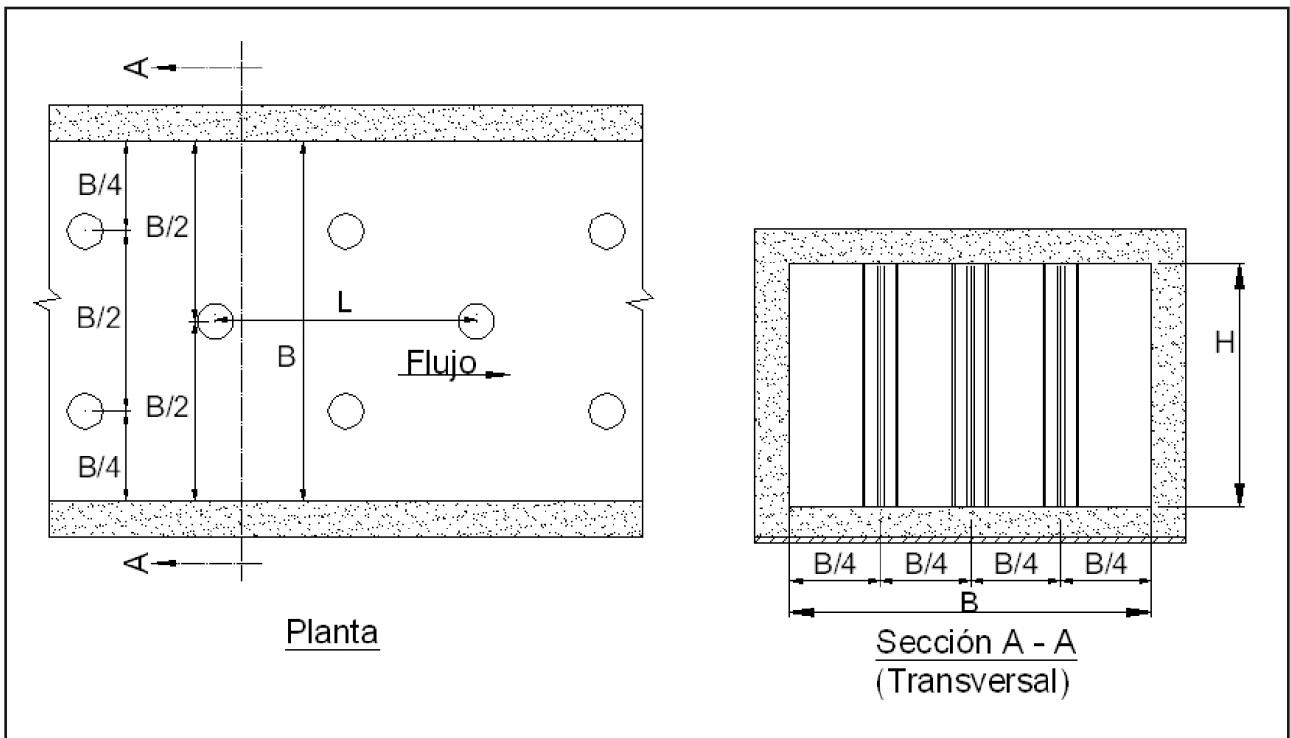
Esquema N° 5.3.22.11.b



En el Esquema N° 5.3.22.12 se presentan las características de los tipos de construcción de conductos con aumento de fricción correspondientes a columnas intercaladas en forma de tresbolillo. Este tipo de solución permite seccionar la losa superior de grandes conductos.

En éste caso el valor del coeficiente n dependerá de la velocidad de escurrimiento, geometría y dimensiones de sección de la columna (Factor de arrastre C_D)

Esquema N° 5.3.22.12



En el Esquema N° 5.3.22.13 se presentan las características de los tipos de construcción de conductos con aumento de fricción correspondientes pequeñas gradas sucesivas.

En éste caso el valor del coeficiente n dependerá de las dimensiones de las gradas (L y P) y de la pendiente de la solera del conducto.

Información sobre la utilización, diseño y dimensionamiento de este tipo de rugosidad artificial se puede obtener en:

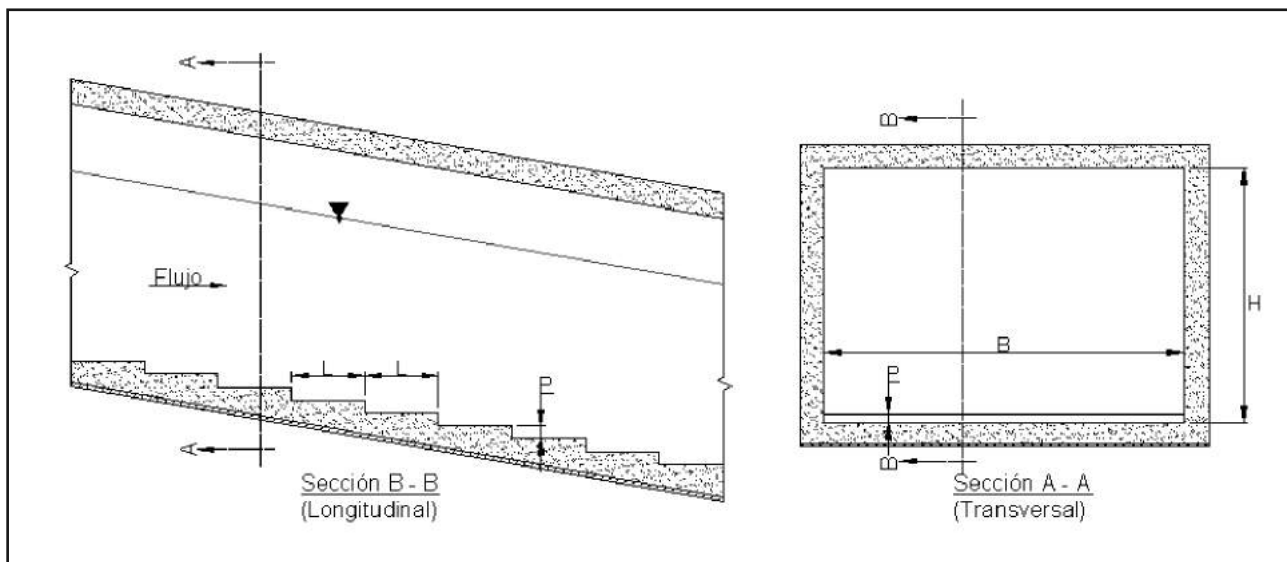
Diseño Hidráulico

Sviatoslav Krochin

Escuela Politécnica Nacional

Segunda Edición 1978

Esquema N° 5.3.22.13

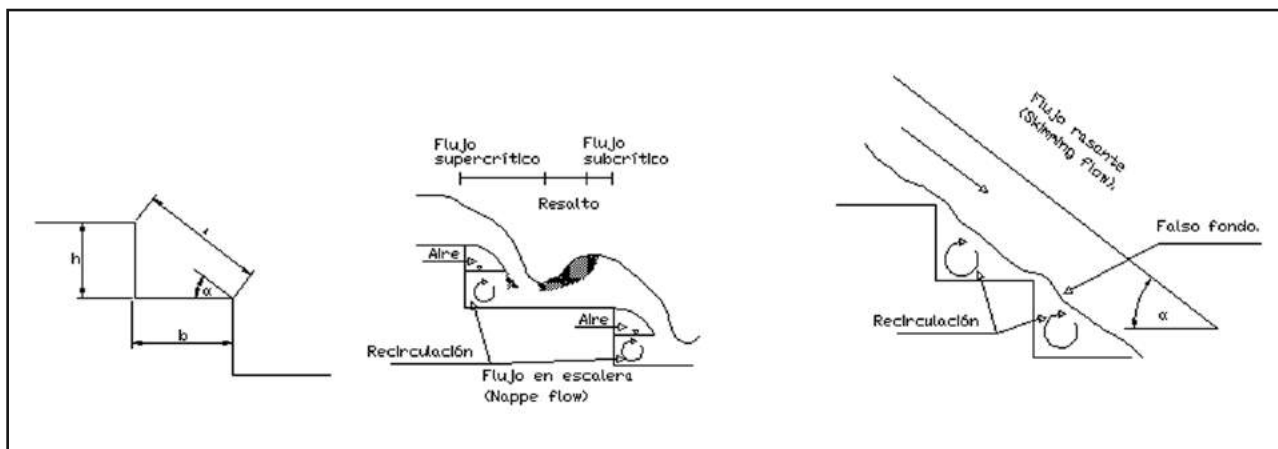


Cascadas escalonadas tipo Chanson

El fondo de un canal en escalera se define por una serie de gradas que básicamente tienen una huella de longitud " b ", una contrahuella de altura " h " para una pendiente " α " de la superficie que une las esquinas de las gradas o fondo falso del canal. Las esquinas se encuentran separadas entre sí una distancia " λ ". (Ver esquema No. 5.3.22.14)

Se distinguen dos tipos de flujos que pueden ocurrir para una misma geometría del fondo del colector: (a) "nappe flow" o flujo en escalera, para pendientes de fondo pequeñas y caudales relativamente pequeños; y (b) "skimming flow" o flujo rasante para pendientes y caudales relativamente grandes. Existe una zona de transición entre los dos tipos de flujo.

Esquema N° 5.3.22.14



Las características hidrodinámicas del flujo en escalera corresponden a aquellas de una serie de láminas vertientes en gradas de paredes verticales, que originan un colchón de agua en la zona bajo la superficie inferior de la lámina y la profundidad contraída al pie. Hacia aguas abajo se presenta el resalto hidráulico que permite la presencia del flujo subcrítico en la huella de la grada siguiente. Aquí se presenta una importante pérdida de energía y la presencia de bajas velocidades, cumpliendo con los objetivos del diseño hidráulico.

En función del grado de aireación de la lámina vertiente y del valor del caudal de diseño, se distinguen tres formas de flujo en escalera: (i) flujo con resalto hidráulico totalmente desarrollado, válido para pequeños caudales relativos y pequeñas pendientes longitudinales. (ii) flujo con resalto hidráulico parcialmente sumergido, y (iii) flujo supercrítico desacelerado sobre la huella de la grada.

El flujo rasante se caracteriza por la importante acción de los vórtices de eje horizontal que aparecen en cada una de las cavidades formada en el espacio entre esquinas de los escalones. Básicamente desaparece la posibilidad de caída libre de la masa de agua. El movimiento vorticoso forma una barrera o superficie inferior límite del flujo de la mezcla homogénea de agua y de aire, el mismo que se desliza en forma rasante a lo largo de un falso fondo definido por la superficie de unión de las esquinas. En este tipo de flujo, las líneas de corriente son aproximadamente paralelas al fondo falso y por lo tanto la distribución de presiones es “quasi” hidrostática.

Uno de los más importantes objetivos a ser alcanzados con el fondo escalonado consiste en lograr una eficiente disipación de energía. En este sentido es de mucha relevancia la selección de la altura del escalón. En la siguiente tabla 5.3.22.4, se presentan las alturas óptimas en función del caudal unitario, como referencia para el diseño:

TABLA N° 5.3.22.4		
q (l/s)	Yc (m)	h opt. (m)
1	0.47	0.14
2	0.74	0.22
5	1.37	0.41
7	1.71	0.51
10	2.17	0.65
12	2.45	0.73

Para mayor información sobre el diseño y dimensionamiento de este tipo de estructuras se puede consultar:

Ref. bibliográfica:

The hydraulics of stepped chutes and spillways.

Chanson. H.

Editorial Balkema. 2001

Dados disipadores

Este tipo de estructura se utiliza para disipar la energía del fluido en secciones del canal en donde se produce un cambio de elevación del mismo (caídas). La energía que posee el flujo es disipada mediante repetidos impactos del agua sobre dados de hormigón que se encuentran colocados en la solera de la caída.

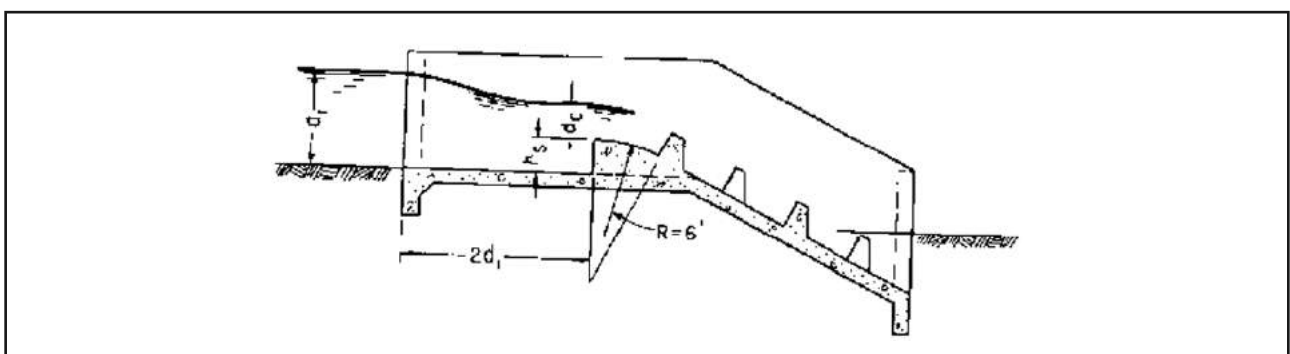
Estos disipadores encuentran su mejor campo de aplicación en caídas de pequeña y mediana magnitud ya que para grandes caídas, debido al ancho de la sección y a la cantidad de bloques que se requieren la tornan antieconómica. Un exceso de basura, árboles o plantas que acompañen el flujo, pueden alojarse entre los dados restringiendo el flujo y disminuyendo así la eficiencia del disipador.

Para garantizar un tirante adecuado aguas arriba se dota a la estructura de sistemas de control al ingreso de la misma. A continuación se describirán los dispositivos de control más comúnmente utilizados

- ◆ **Umbral de control:** Este dispositivo permite reducir la velocidad de aproximación y minimizar la fricción de la sección aguas arriba. El umbral también proporciona un tirante controlado en el canal de llegada, esto es de gran importancia en caso de existir estructuras de desviaciones sobre el mismo. Para permitir el drenaje completo del cuenco de aguas arriba, se provee de una abertura a través de la cresta de dicho umbral. El umbral debe conservarse libre de depósitos de sedimentos, de lo contrario el flujo pasará el umbral a una velocidad muy elevada para una disipación efectiva de energía.

El siguiente esquema N° 5.3.22.14 corresponde a una estructura de estas características

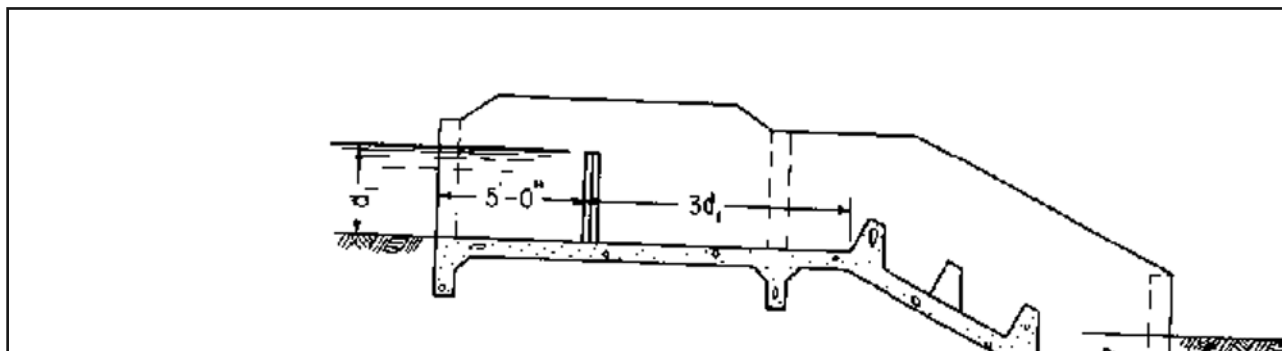
Esquema N° 5.3.22.14



- Ranura de control:** Este dispositivo, permite controlar la profundidad del tirante aguas arriba. Presenta el inconveniente de generar elevadas velocidades al ingreso, causando salpicaduras como las que se producen cuando el flujo golpea el primer bloque dissipador. La excesiva turbulencia puede requerir mantenimiento frecuente de la protección contra la erosión. Se deberá mantener el dispositivo libre de cualquier obstrucción para su correcto funcionamiento.

El siguiente esquema N° 5.3.22.15 corresponde a una estructura de estas características

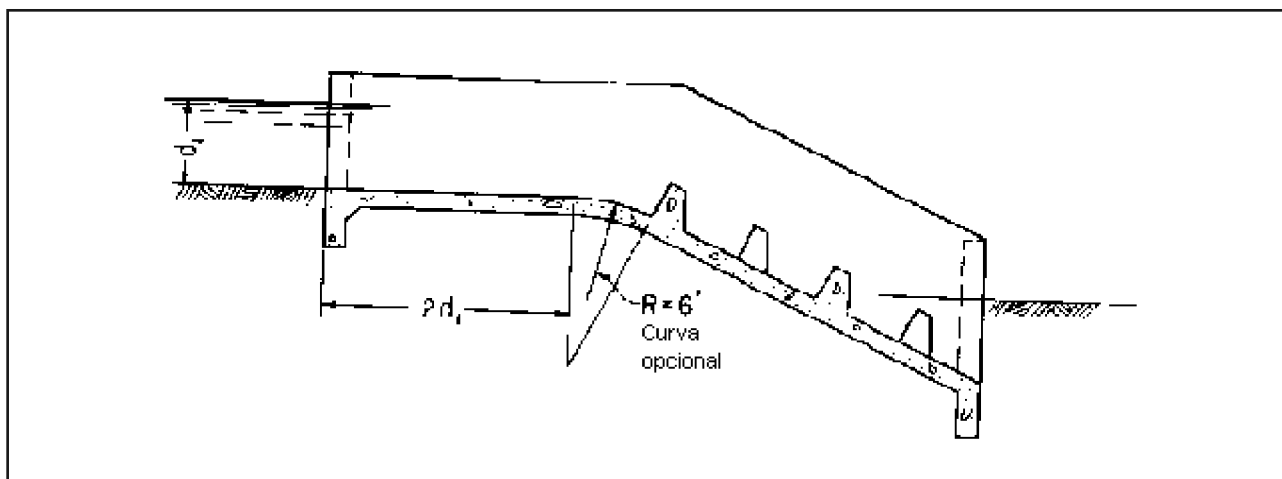
Esquema N° 5.3.22.15



Sin control de entrada: Se utiliza en el caso de que el tirante aguas arriba no deba ser controlado. Para minimizar la turbulencia, que forma el flujo al golpear la primera línea de dados, se puede colocar una curva invertida para asignarle al flujo, una dirección normal a la que tenía la superficie aguas arriba.

El siguiente esquema N° 5.3.22.16 corresponde a una estructura de estas características

Esquema N° 5.3.22.16



Cálculo del dissipador

Para la determinación del ancho del dissipador el U.S. Bureau of Reclamation realizó una serie de estudios de eficiencia que le permitieron tabular el caudal específico admisible por metro de ancho

del cuenco en función del caudal de llegada a la estructura, estos valores se observan en la siguiente tabla.

TABLA N ^o . 5.3.22.4	
Q capacidad [m ³ /s]	q descarga por metro de ancho de la caída [m ³ /s m]
0 a 1,10	0,46 a 0,93
1,11 a 2,80	0,93 a 1,39
2,81 a 5,35	1,39 a 1,86
5,36 a 13,00	1,86 a 2,79

La entrada debe ser del mismo ancho que el dissipador, y la velocidad del flujo al ingreso debe estar por debajo de la velocidad crítica. Si las salpicaduras deben ser minimizadas, la velocidad de entrada no debe superar la mitad de la velocidad crítica.

Si se utiliza un umbral de control, la longitud de entrada debe ser menor a dos veces el tirante aguas arriba. La altura requerida del umbral sobre el piso de la entrada puede ser determinada de un balance de energía entre la entrada y el canal aguas arriba. La curvatura de la cresta del umbral debe terminar en el punto de tangencia con la pendiente de la caída aguas abajo. Este punto no debe estar a más de 30 cm. de la elevación del fondo de la cresta. Esto se asegura limitando el radio de curvatura a un máximo de 2,7 metros. Frecuentemente se usa un radio de 1,80 metros. El umbral tiene una ranura de ancho igual a 15 cm., para permitir el drenaje del agua de llegada.

Donde se utilice ranura de control, la entrada de la estructura deberá ser de sección rectangular y empezar 1,5 metros aguas arriba de dicho control, la longitud entre la entalladura y el umbral debe ser igual a tres veces el tirante aguas arriba, para permitir que el flujo llene el ancho completo de la sección.

La pendiente longitudinal del piso y las paredes laterales deben tener una pendiente 2:1.

El ancho aproximado de la estructura debería ser ajustado mediante la relación $B = Q / q$.

Se debe ajustar la primera fila de dados de manera que la base de la cara aguas arriba es el fin de aguas abajo de la curva, y que no esté a más de 30 cm. de la cota de la cresta.

La altura del bloque h_b , debe ser alrededor de 0,9 veces el tirante crítico.

El ancho del bloque y el espaciamiento, deben ser iguales y no menores que h_b , pero no mayores que 1,5 h_b . Dados parciales que tienen un ancho no menor que $1/3$ de h_b y no mayor que $2/3$ de h_b deben estar situados cerca de las paredes laterales en filas 1, 3, 5, 7, etc. Deben colocarse filas alternadas de dados en tresbolillo de manera que cada bloque esté aguas abajo de un espacio de la fila adyacente. El ancho de la estructura, B , determinado antes, debe ajustarse convenientemente a los anchos de los dados que se utilicen.

La distancia S entre las filas de dados, debe ser menor a 2 h_b , pero no mayor que 1,8 metros. Un espacio de 1,8 metros puede ser usado para cualquier bloque con una altura menor o igual a 90 cm.

Deben utilizarse un mínimo de cuatro filas de dados. Los disipadores en caída deben prolongarse de manera que la parte superior, de por lo menos una fila de dados, este bajo el nivel de fondo de salida del canal. La rampa debe extenderse más allá de la última fila de bloques a una distancia igual al espacio libre entre las filas de dados.

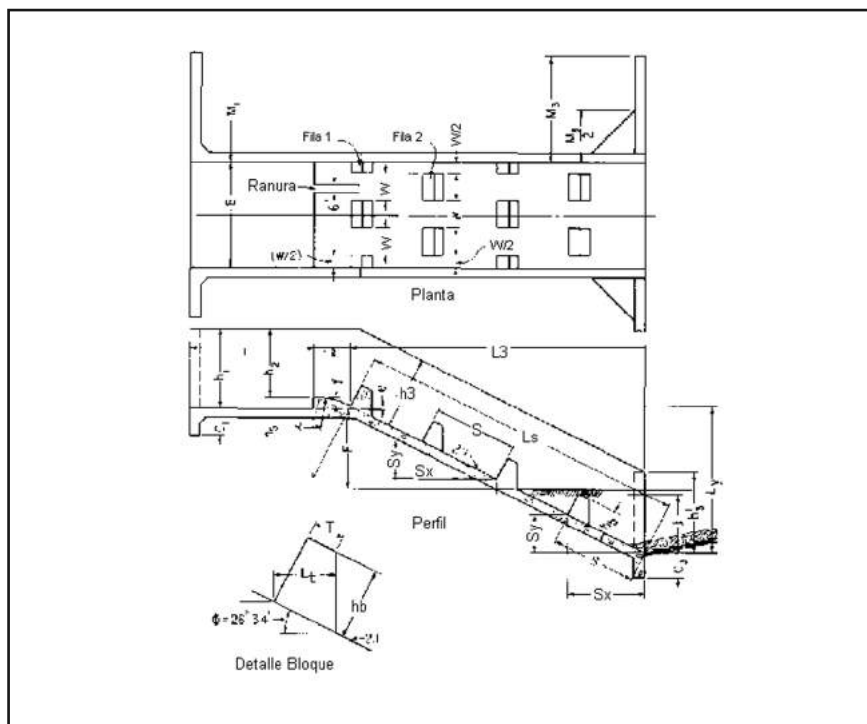
Los dados se construyen con sus caras hacia aguas arriba normales al piso de la rápida. El espesor T de los dados en la parte superior debe ser superior a 20 cm., pero no mayor a 25 cm (ver esquema N° 5.3.22.17).

La altura propuesta de las paredes que proporciona calado adecuado es 3 veces la altura del bloque, medida perpendicularmente al piso de la rápida. Generalmente no es posible ajustar el bordo libre para que estas estructuras contengan el salpicado de agua.

Además de los muros a la entrada, los muros de ala se colocan en el final de la estructura aguas abajo o cerca de ese punto para impedir la percolación y para conservar el relleno a lo largo de la pendiente. Cuando el canal aguas abajo está sujeto a degradación, se extiende una tablestaca hacia abajo desde la solera (esquema N° 5.3.22.17). Los muros de ala pueden ser colocados en el final de la estructura para coincidir con la tablestaca, pero frecuentemente se sitúan unos metros aguas arriba del final como se observa en el esquema N° 5.3.22.17. Esto proporciona una mejor acción disipadora en la salida, e incrementa la elevación máxima de los muros de ala los cuales deben ser localizados por encima de la elevación del tirante de agua a la salida para minimizar la erosión. (Bureau 1987)

Cuando es necesario cruzar la estructura, se puede incorporar un puente de tablero superior en el diseño de la entrada.

Esquema N° 5.3.22.17



Este tipo de estructuras se utiliza frecuentemente para descargas a cauces abiertos, información adicional sobre su utilización, diseño y dimensionamiento se puede obtener en:

Design of Small Canal Structures

United States Department of the Interior

Bureau of Reclamation 1978

A.J. Aisembrey, Jr. / R.B. Hayes

H.J. Warren / D.L. Winsett

R.B. Young

Denver Colorado.

Dependiendo de las características particulares de los sitios de descarga y cuerpo receptor, se podrá utilizar disipadores tipo Sky u otros.

5.4. CONTROL DE CALIDAD EN LA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS CIRCULARES DE REDES DE AGUAS DE LLUVIA.

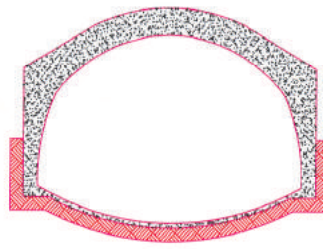
Remitirse a la sección 4.4 CONTROL DE CALIDAD EN LA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS DE REDES DE ALCANTARILLADO, de las presentes Normas.

TITULO 6

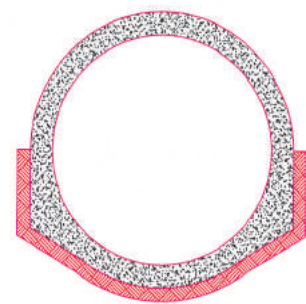
REDES DE ALCANTARILLADO COMBINADO



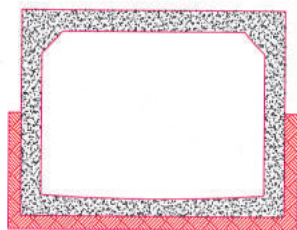
a) Semi-elíptica



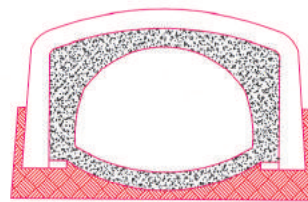
b) Herradura



b) Circular



c) Rectangular (cajón)



d) Bòveda



e) Baül

TÍTULO 6: REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO

ÍNDICE

Página

6.	REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO	137
6.1.	Alcance	137
6.2.	Criterios y parámetros de diseño del sistema de alcantarillado combinado	137
6.2.1.	Período de diseño y período de retorno. Evaluación de riesgos	140
6.2.2.	Caudales de diseño de sistemas de alcantarillado combinado	140
6.2.3.	Facilidades de limpieza de sedimentos y material flotante.	141
6.2.4.	Facilidades de medición y muestreo	141
6.2.5.	Otras Facilidades	144
6.3.	Criterios de diseño de facilidades de separación e intercepción	144
6.3.1.	Estructuras de separación	145
6.3.2.	Interceptores de aguas residuales	151
6.4.	Métodos de operación y mantenimiento de sistemas combinados	152
6.4.1.	General	152
6.4.2.	Componentes clave del programa	153
6.4.3.	Evaluación operacional	153
6.4.4.	Sistema de mantenimiento de datos	154
6.4.5.	Procedimientos de operación del sistema	154
6.4.6.	Entrenamiento	154
6.4.7.	Actividades rutinarias de mantenimiento	154
6.4.8.	Mantenimiento de las estaciones de bombeo	155
6.4.9.	Mantenimiento de tuberías de alcantarillado	155
6.4.10.	Mantenimiento de los reservorios de retención y las cámaras de desarenación	157
6.4.11.	Infiltración y afluencia	157
6.5.	Control de calidad en la instalación de tuberías circulares de redes combinadas	158



6. REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO

Una red de alcantarillado combinado o sistema unitario transporta aguas de origen pluvial y aguas residuales en un mismo sistema de conducción. El sistema combinado considerará el sistema de drenaje natural de la ciudad constituido por quebradas y ríos.

Los principales componentes de un sistema de alcantarillado combinado incluyen básicamente:

- ◆ Cuenca vertiente y fuente de aguas residuales (domiciliarias, comerciales, industriales, estatales, etc.)
- ◆ Conducciones de la red combinada
- ◆ Separadores
- ◆ Interceptores
- ◆ Facilidades de almacenamiento del rebose del alcantarillado combinado
- ◆ Descargas

6.1. ALCANCE

En este capítulo se presentan los aspectos más importantes que deben tenerse en cuenta en los sistemas de alcantarillado combinado, considerando sus diferencias con los sistemas separados pluvial y sanitario, señalando los criterios de aplicación común a ellos pero destacando los aspectos que los diferencian y para los que se aplican criterios específicos para los sistemas combinados. Hay que señalar que en Ecuador y otros países de América Latina se ha determinado que la separación de los sistemas de alcantarillado (en sanitario y pluvial) es impracticable por razones de costo y operación.

6.2. CRITERIOS Y PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO

La complejidad de los sistemas de alcantarillado combinado exige que la solución técnica más eficiente (que se completará con las evaluaciones ambiental y la económico financiera) utilice modelos de simulación hidráulica que permitan manejar en conjunto el flujo en la red de los caudales de tiempo seco, los caudales de pico de las aguas de lluvia, la operación de las estructuras de alivio y derivación, los interceptores, así como las descargas de las estructuras de vertido. Todo ello deberá ser complementado con la modelación de la calidad en los cuerpos receptores considerando las cargas contaminantes puntuales y uniformemente distribuidas. Como referencia para la modelación se considerará el estudio del Plan de Descontaminación de los ríos de Quito de EMAAP-Q.

Los parámetros de diseño hidrológico e hidráulico de los sistemas combinados son los mismos que los correspondientes a los sistemas separados pluvial y sanitario, de tal modo que el diseño debe tener en cuenta los requerimientos para dichos sistemas separados, cuya agregación lo conforman.

Los parámetros hidrológicos que se listan a continuación son básicamente los mismos que se utilizan en los sistemas de alcantarillado pluvial y por lo tanto son de aplicación las normas citadas en los numerales incluidos en el Capítulo 5 redes de alcantarillado de aguas de lluvia:

- ◆ Áreas de drenaje
- ◆ Curvas de intensidad-duración-frecuencia
- ◆ Precipitación de diseño.
- ◆ Intensidad de precipitación.
- ◆ Variabilidad areal
- ◆ Coeficiente de escorrentía. Áreas permeables - Áreas impermeables
- ◆ Tiempo de concentración

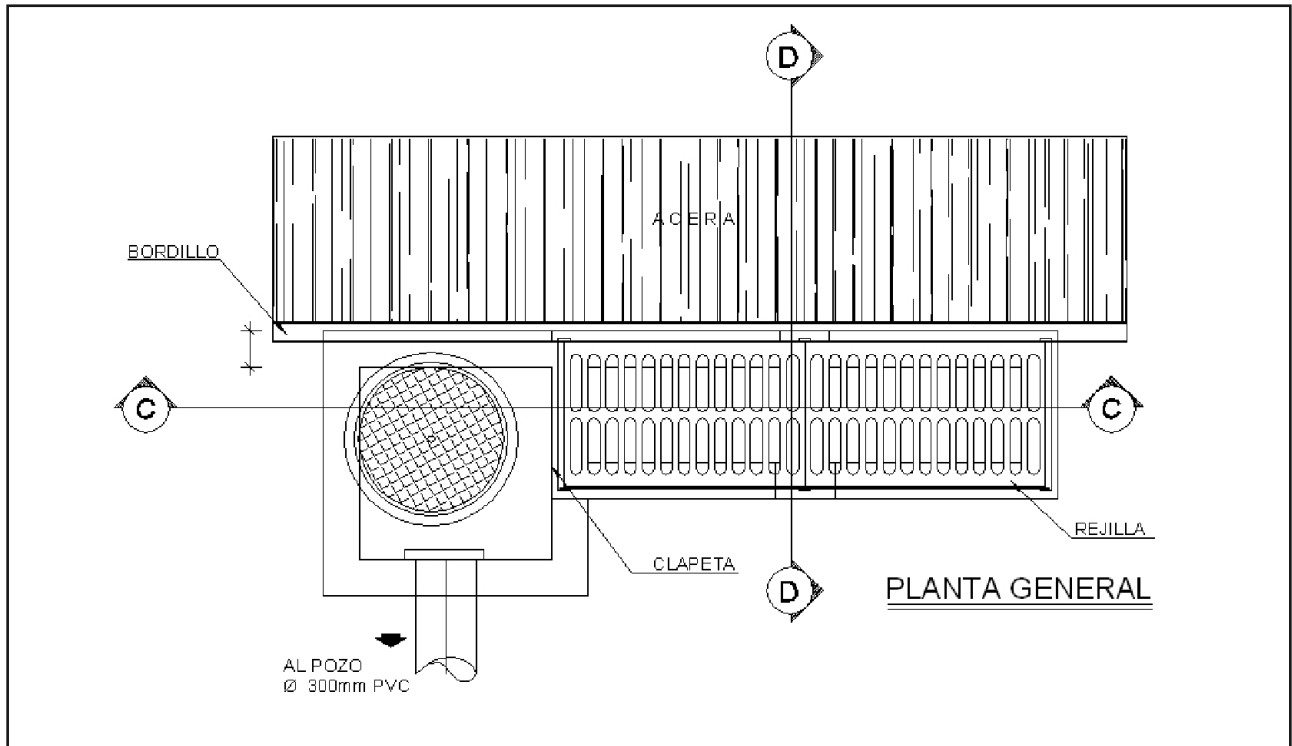
Los siguientes parámetros hidráulicos se corresponden con los establecidos en el Capítulo 4 redes de alcantarillado sanitario y en el Capítulo 5 redes de alcantarillado de aguas de lluvia:

- ◆ Distancia mínima a quebradas
- ◆ Cálculo de caudales
- ◆ Diámetro interno mínimo
- ◆ Aporte de sedimentos
- ◆ Velocidad mínima
- ◆ Velocidad máxima
- ◆ Pendiente mínima
- ◆ Pendiente máxima
- ◆ Profundidad hidráulica máxima
- ◆ Profundidad mínima a la cota clave
- ◆ Profundidad máxima a la cota clave

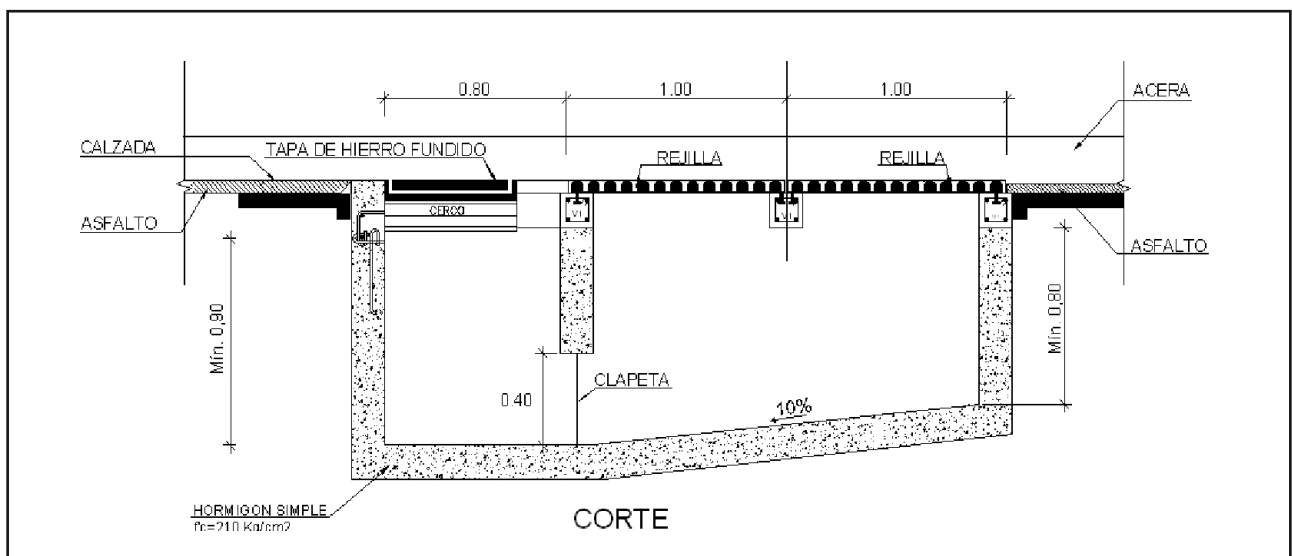
Teniendo en cuenta que el objetivo principal de los interceptores de aguas residuales es el de reducción de la carga contaminante a los ríos y quebradas, y su posterior tratamiento, es indispensable que el diseñador considere el cálculo de los caudales pluviales y sanitarios tanto al final del período de diseño, como cada 5 años a partir del primer año de operación.

En relación a los sumideros a instalar en los sistemas de drenaje combinados, deberá preverse la posibilidad de evitar el reflujos que podría ser provocado por el funcionamiento a presión de la conducción pluviocloacal mediante por ejemplo válvulas tipo clapeta. Asimismo para evitar olores provenientes del conducto pluviocloacal deberán preverse cierres de tipo hidráulico.

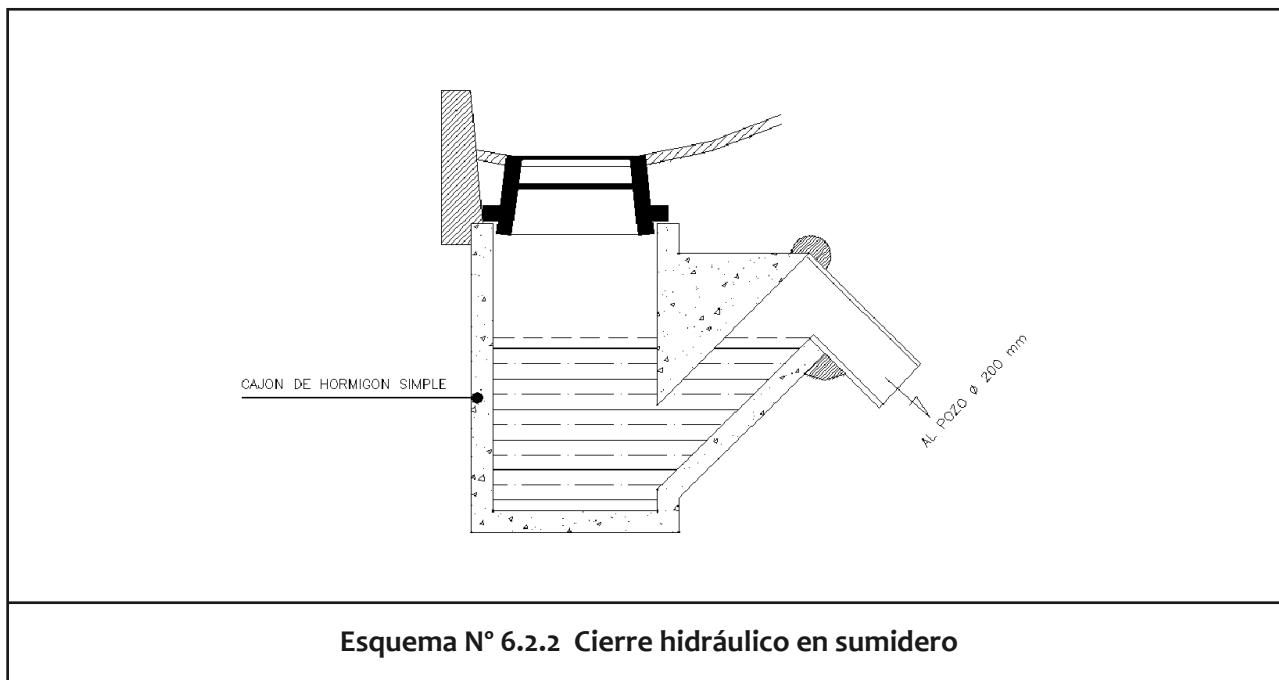
En los Esquemas N° 6.2.1 y N° 6.2.2 se presentan el tipo de inserción de válvula clapeta y de cierre hidráulico que deberán considerarse.



Esquema N° 6.2.1.a Inserción de válvula clapeta en cámara de sumidero



Esquema N° 6.2.1.b Inserción de válvula clapeta en cámara de sumidero



Respecto de parámetros tan importantes como el período de diseño y el período de retorno y particularmente los caudales de diseño, si bien mantienen validez algunos criterios establecidos en el Capítulo 4 para las descargas cloacales y en el Capítulo 5 para los caudales pluviales, su aplicación a los sistemas combinados requieren plantear normativas muy específicas aplicables a estos sistemas particularmente complejos.

6.2.1. Período de diseño y período de retorno. Evaluación de riesgos

Los criterios básicos probabilísticos generales planteados en el Capítulo 5 para los caudales pluviales, son de aplicación a los sistemas combinados con las consideraciones que se señalan a continuación.

Los períodos de retorno y de diseño a seleccionar diferirán de los que se suelen determinar para el sistema separado de alcantarillado pluvial, ya que particularmente los riesgos que debemos considerar para los sistemas combinados incluyen adicionalmente a los manejados en los sistemas pluviales, los riesgos asociados a la contaminación producida por los desbordes cloacales.

Para el diseño de los interceptores, los períodos de retorno de las lluvias se asocian a dos tipos de eventos esencialmente contaminantes: a) el “primer lavado” de la cuenca de drenaje, que ocurren en los períodos de tiempo iniciales de hidrogramas derivados de lluvias que pueden ser de baja intensidad y alta frecuencia; b) los reboses del alcantarillado combinado, que generalmente se relacionan con lluvias cuya intensidad, duración y período de retorno son sensiblemente menores a las que suelen resultar en los estudios de los alcantarillados pluviales.

6.2.2. Caudales de diseño de sistemas de alcantarillado combinado

De acuerdo a lo señalado en el punto precedente, a más de los caudales pluviales de diseño de colectores en un sistema de alcantarillado combinado se requiere definir los caudales asociados con los reboses del sistema y consecuentemente con el diseño de los interceptores y de las estructuras de alivio.

Los criterios de diseño para las facilidades de alivio e intercepción se indican en el numeral 6.3.

Debido a las dimensiones de los conductos combinados, se deberá también analizar las condiciones de escurrimiento en tiempo seco, con caudales sanitarios, de manera de verificar las velocidades mínimas de auto limpieza conforme a lo definido en el Capítulo 4.

6.2.3. Facilidades de limpieza de sedimentos y material flotante.

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en los sistemas combinados es la variación de la calidad del agua combinada en relación con el hidrograma de escorrentía pluvial. Las primeras etapas del limbo ascendente del hidrograma tienen asociado normalmente el lavado de la escorrentía superficial de las áreas de drenaje, por lo tanto, tienen la mayor concentración de contaminantes urbanos. En períodos posteriores del hidrograma, las concentraciones disminuyen. El diseño de estructuras de control y alivio de caudales debe, por lo tanto tener consideraciones respecto a este aspecto.

En lo que hace al control de sedimentos ya que el mismo es una fuente significativa de problemas en los drenajes combinados, el control en la fuente del mismo puede ser ventajoso. Un ejemplo de control en la fuente incluye el implementar y mantener prácticas efectivas de control de la erosión para construcciones en el área de drenaje. Estas prácticas previenen que sedimentos sean transportados a la entrada del alcantarillado durante eventos de lluvia. El barrido frecuente de las vías también ha probado ser efectivo para reducir la carga de sedimento al sistema de alcantarillado.

El producto de limpieza de los aportes sólidos deberá disponerse conforme a la legislación ambiental vigente.

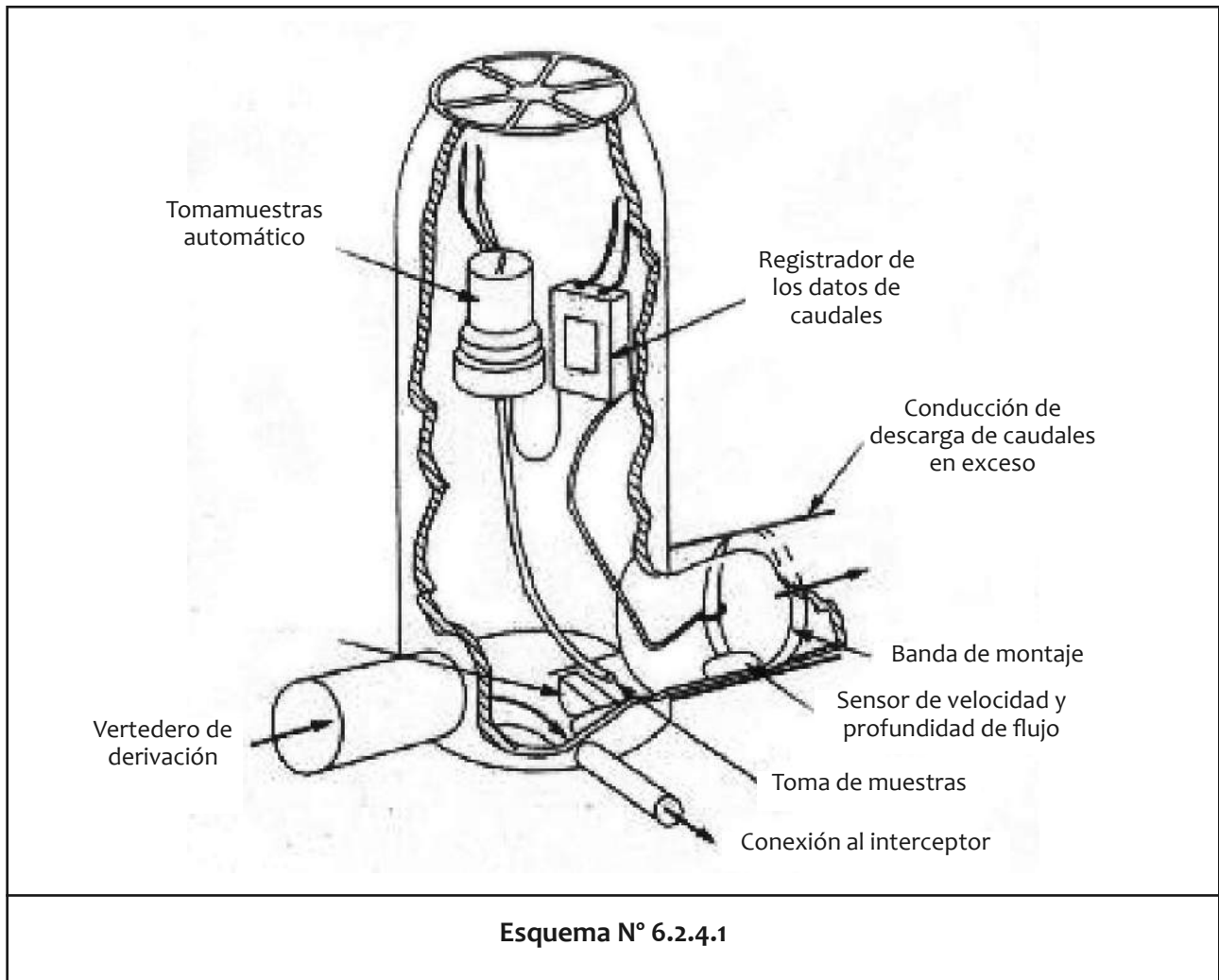
Un aspecto que se debe tomar en cuenta en el diseño de los colectores combinados es que se debe considerar un canal para el flujo permanente en condiciones óptimas de aguas servidas y un andén seco para que pueda circular el personal de operación y mantenimiento. Esto cuando las dimensiones del colector lo permitan.

6.2.4. Facilidades de medición y muestreo

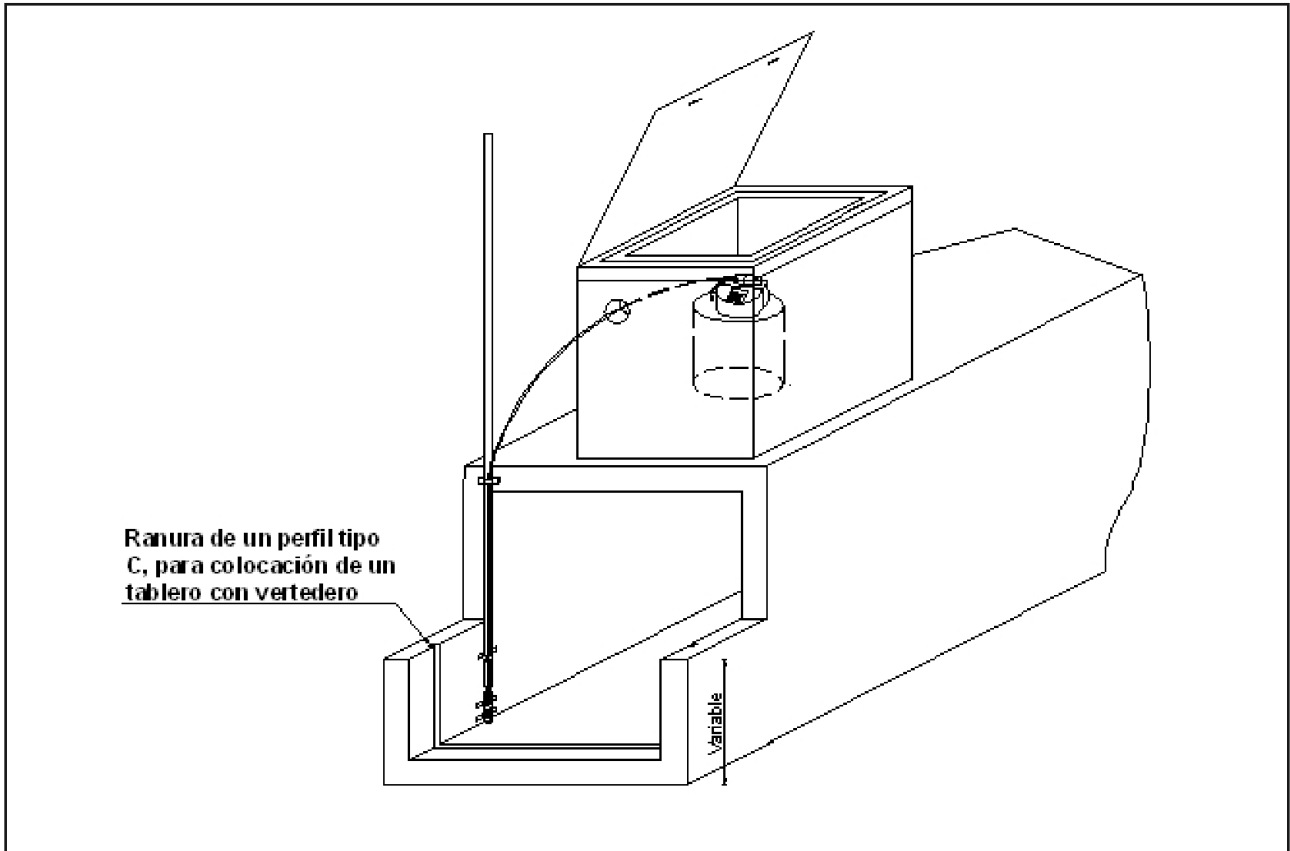
Para una eficiente operación de los alcantarillados combinados resulta importante contar con puntos de seguimiento en distintos sectores del sistema de los valores tanto de caudales como de la calidad de las aguas residuales.

Si bien lo óptimo es contar con instalaciones fijas y permanentes de medición y muestreo de los caudales, que permitan un control centralizado, lo más frecuente es instalar temporalmente equipos portátiles registradores de caudales, sensores de velocidad y profundidad de flujo y toma muestras automático.

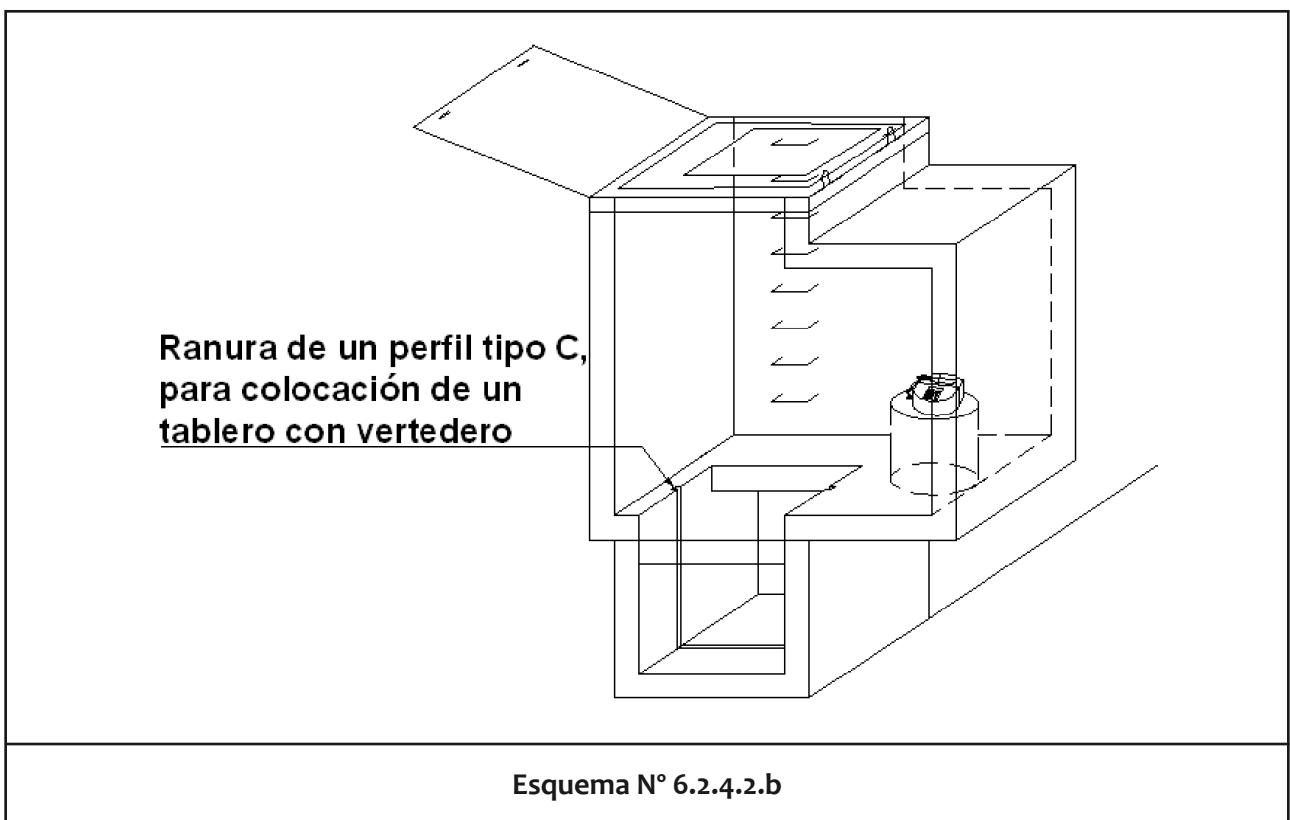
En el Esquema N° 6.2.4.1 se presenta una instalación tipo en una cámara de separación instalada en tuberías pluviocloacales de diámetros menores.



En caso de grandes conducciones pluvicloacales, las instalaciones para instalar instrumental deberán ser proyectadas particularmente. Sin embargo se presenta en el Esquema N° 6.2.4.2 una instalación tipo.



Esquema N° 6.2.4.2.a



Esquema N° 6.2.4.2.b

Asimismo, para la operación de grandes separadores deberán proyectarse las instalaciones para la instrumentación de registro de caudales y niveles, como también las instalaciones que posibiliten su regulación.

Para conocer las relaciones lluvia - caudal del sistema de alcantarillado combinado, se debería además instalar, en caso de no contar con información pluviométrica en la cuenca de aporte, pluviógrafos que registren contemporáneamente con las mediciones de caudal y calidad del agua residual

6.2.5. Otras Facilidades

En grandes colectores o embaulamientos construidos in situ con dimensiones superiores a 2,50 metros de altura, se deberá prever facilidades de operación y mantenimiento tales como accesos cómodos y seguros, andenes, iluminación, monitoreo electrónico, etc.

Para fines de mantenimiento, en estructuras especiales se debe prever en los diseños un by-pass, dos estructuras o una estructura con doble cámara.

6.3. CRITERIOS DE DISEÑO DE FACILIDADES DE SEPARACIÓN E INTERCEPCIÓN

Dentro del diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas combinadas, es necesario considerar el alivio de los caudales de escorrentía pluvial urbana, en conjunción con las normas de diseño de los interceptores. El dimensionamiento de dichas facilidades debe estar basado en los siguientes criterios:

- ◆ El objetivo fundamental de los interceptores es llevar las aguas residuales domésticas sin dilución, o con una pequeña dilución, a la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR).
- ◆ Las estructuras de ingreso y procesos de tratamiento preliminar de las PTAR son invariablemente diseñadas para el caudal máximo horario de aguas residuales al final del período de diseño, más el caudal de infiltración. Los procesos de tratamiento primarios y secundarios son generalmente diseñados para caudales medios, con comprobación de bordes libres de las estructuras para absorber caudales superiores al medio diario. En procesos con altos períodos de retención es común la determinación de caudales posteriores por-ruteo de flujo-.
- ◆ Tanto la tecnología, como el grado de tratamiento de las PTAR serán determinados por un proceso de modelación del cuerpo receptor para cargas contaminantes futuras y caudales mínimos, en donde se consideren aspectos como el grado de dilución de las aguas residuales, las características hidrológicas de la cuenca, la capacidad de depuración del cuerpo receptor y la funcionalidad hidráulica requerida en el tratamiento.
- ◆ No se podrán descargar efluentes sanitarios sin tratamiento a cauces secos o a quebradas con flujo semipermanente, debiéndose proyectar un separador de aguas sanitarias de las aguas de lluvia y el respectivo interceptor primario a una planta de tratamiento, a un secundario o a otro interceptor, de conformidad a la propuesta contenida en el Plan Maestro y el Plan de Descontaminación de los ríos de Quito. Descargas sanitarias temporales a un curso de agua podrán efectuarse mientras se implementan los respectivos interceptores y tratamientos.

El diseño de facilidades de intercepción y alivio de caudales por encima del máximo horario sanitario más la infiltración y el caudal del primer lavado de la cuenca (en caso que corresponda), con propósitos de control de la contaminación del rebose del alcantarillado combinado, requiere de un análisis detallado que justifique su selección. La evaluación de alternativas de solución para control de la contaminación del rebose del alcantarillado combinado se debe efectuar con apoyo de un modelo de cálculo, para lo cual la metodología a seguir se resume a continuación:

- ◆ La definición de las áreas de drenaje y selección del área de análisis detallado.
- ◆ El desarrollo de los datos de entrada para uso del modelo.
- ◆ El estudio de registros de precipitaciones de largo plazo para obtener un patrón de los eventos de lluvia.
- ◆ El desarrollo de lluvias sintéticas (1, 6 y 12 meses) e intervalos de recurrencia de 5 años, para determinar la cantidad y calidad de varias alternativas de alivio para control de la contaminación, las cuales deben considerar posibilidades existentes de almacenamiento y tratamiento.
- ◆ La subdivisión del área típica y desarrollo de datos en función de uso del terreno, longitud de calles, población, y prácticas de limpieza, para ingreso al modelo de cálculo.
- ◆ El desarrollo de datos de caudal en tiempo seco en cantidad y calidad.
- ◆ Muestreo de campo para la determinación de la cantidad y calidad de las aguas combinadas y para calibración del modelo;
- ◆ El establecimiento de las características de la escorrentía (en cantidad y calidad), para varios eventos de lluvia, reales o sintéticos.
- ◆ Los modelos comúnmente usados en este análisis (SWMM, STORM, INFOWORKS, etc.) permiten aplicar los resultados del área sintética a otras áreas de la ciudad.
- ◆ Datos de costos de los componentes de las alternativas

6.3.1. Estructuras de separación

Los caudales de diseño de las estructuras de alivio resultan de conciliar, para las condiciones de la tormenta o lluvia de diseño los caudales de diseño del interceptor, la máxima capacidad de la planta de tratamiento y los caudales de desvío o derivación desde el interceptor hacia puntos apropiados de vertido o instalaciones de almacenamiento y/o tratamiento de los desbordes del sistema.

Las estructuras de intercepción y separación derivan parte del caudal que se supone es de escorrentía pluvial a drenajes que usualmente son naturales o de almacenamientos temporales, aliviando así los caudales conducidos por los interceptores o emisarios al sitio de disposición final, que puede ser una planta de tratamiento de aguas residuales.

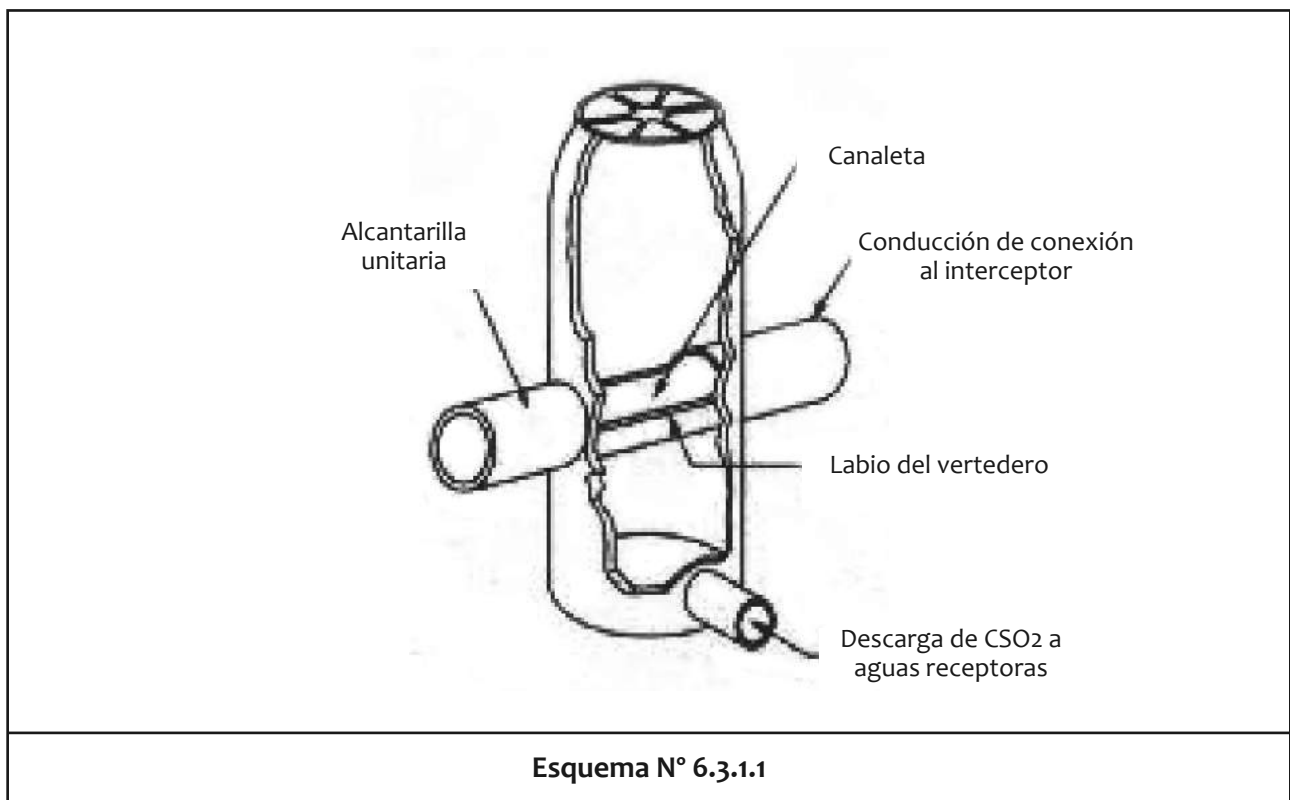
Las estructuras de alivio más usuales son: vertedero lateral, vertedero transversal, orificio, vertedero de salto y sifón aliviadero. El diseño de estas estructuras deberá considerar un factor de seguridad para evitar el taponamiento por basura y arrastres.

Se presentan a continuación aspectos típicos de cada uno de ellos:

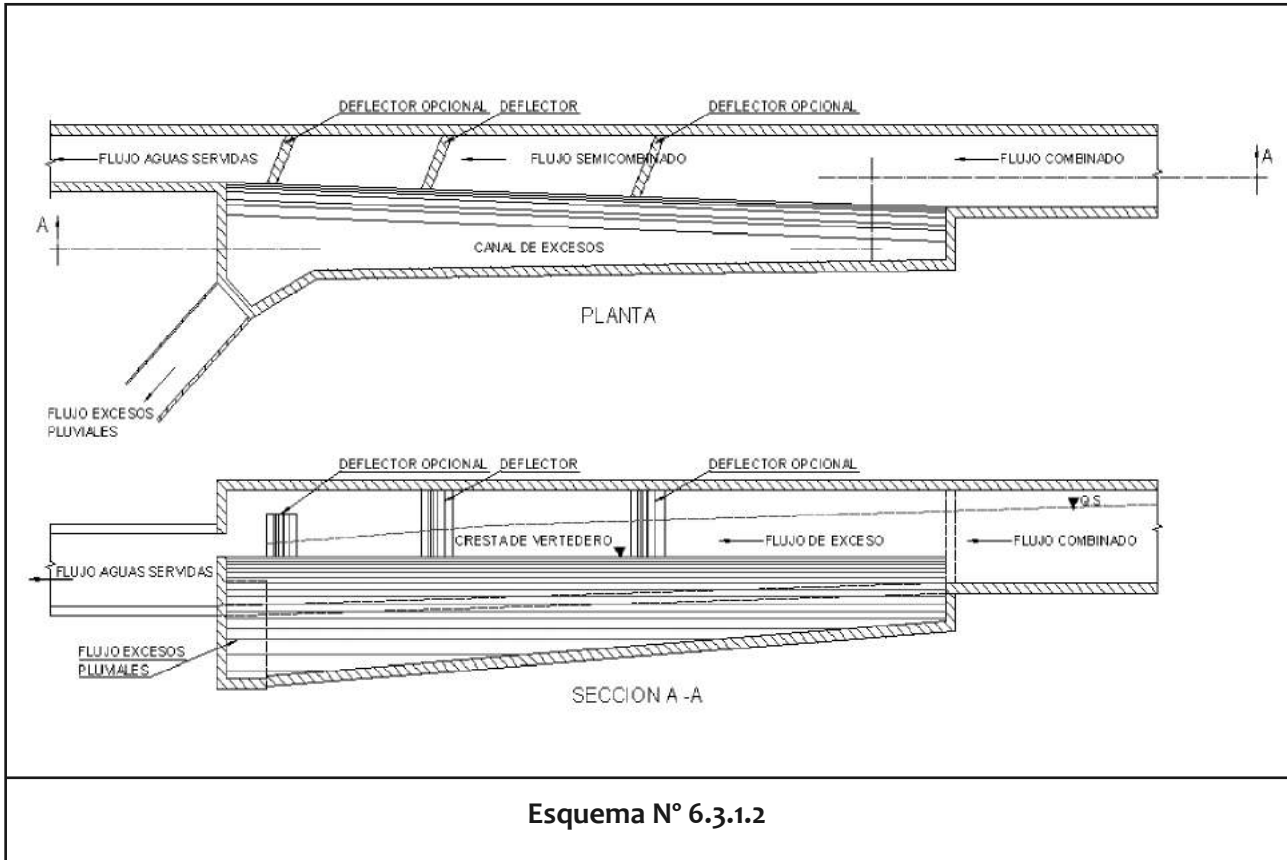
Vertedero lateral

Normalmente, consiste en un vertedero paralelo al flujo de agua residual situado en un lado de la alcantarilla. El vertedero debe ser suficientemente alto para evitar toda descarga de caudales correspondientes a tiempo seco, pero suficientemente bajo y largo como para permitir la descarga del exceso de caudal que se produce en tiempo de lluvia.

En el Esquema N° 6.3.1.1 se presenta el tipo de vertedero lateral empleado en conductos de pequeños diámetros y caudales.



En el Esquema N° 6.3.1.2 se presenta el tipo de vertedero lateral empleado para la separación del flujo combinado en conductos de grandes secciones y grandes caudales.

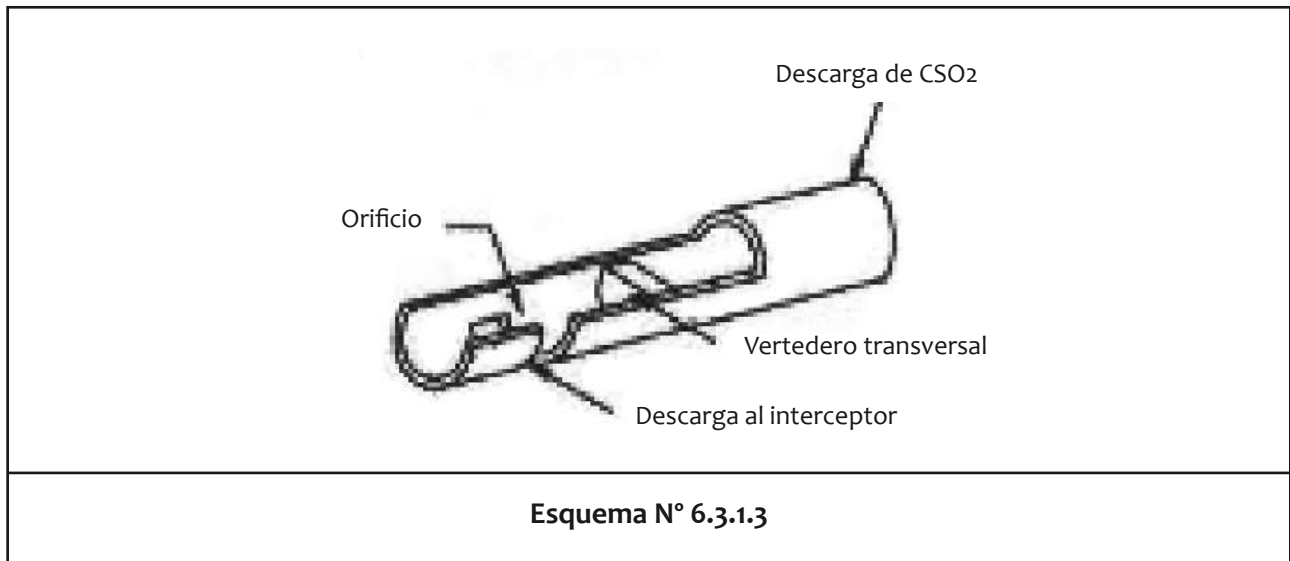


Vertedero Transversal

Vertedero o pequeña presa dispuesta en dirección transversal a la alcantarilla, perpendicular al flujo de agua residual. Se emplea para derivar el caudal de tiempo seco hacia el interceptor. El aumento de caudal que se produce en tiempo de lluvia provoca que se rebase el vertedero y que el agua se dirija hacia la salida de caudales aliviados.

Este tipo de estructura, en general es solo empleada en conductos de pequeños diámetros y caudales.

En el Esquema N° 6.3.1.3 se presenta el tipo de vertedero transversal.

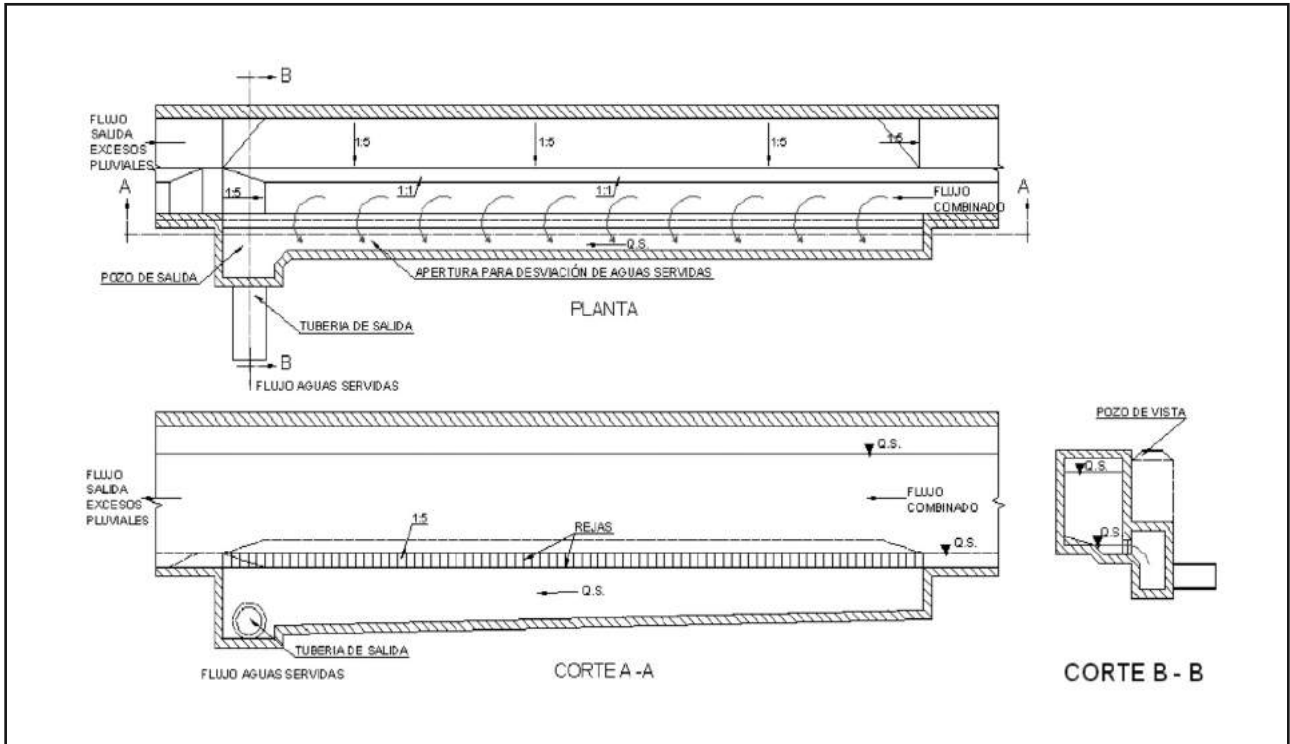


Orificio

Estas estructuras de regulación permiten que el caudal de la red unitaria pase a través de un orificio para su descarga al interceptor. El orificio se dimensiona de modo que permita el paso de basuras que hayan ingresado al sistema de alcantarillado y todo el caudal de tiempo seco y parte del caudal de tiempo de lluvia. Los orificios se pueden orientar de varias maneras, ya sea horizontalmente en la sofera de la conducción, o verticalmente en un lateral de la misma.

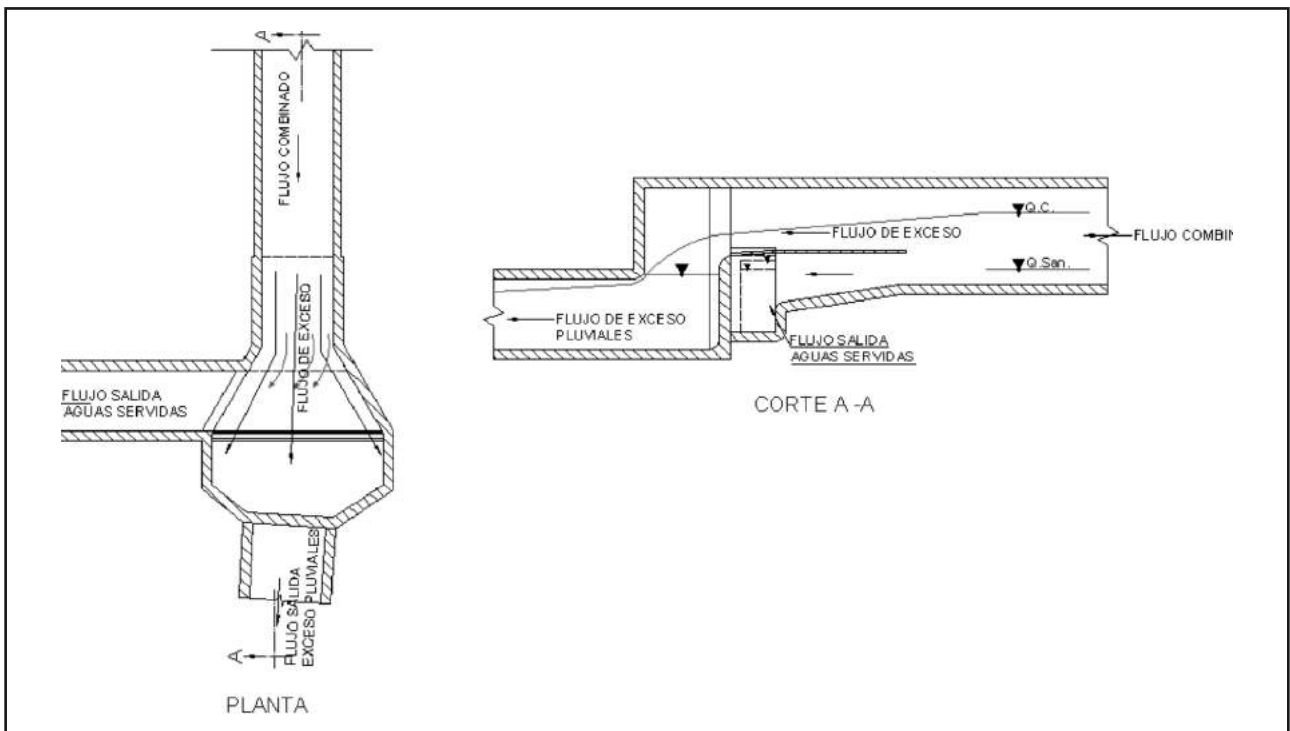
Para conductos combinados de grandes dimensiones y caudales se presentan dos tipos de aberturas: longitudinales al escurrimiento y transversales al escurrimiento.

En el Esquema N° 6.3.1.4 se presentan el tipo de separador de flujo mediante orificio longitudinal.



Esquema N° 6.3.1.4

En el Esquema N° 6.3.1.5 se presentan el tipo de separador de flujo mediante orificio transversal.



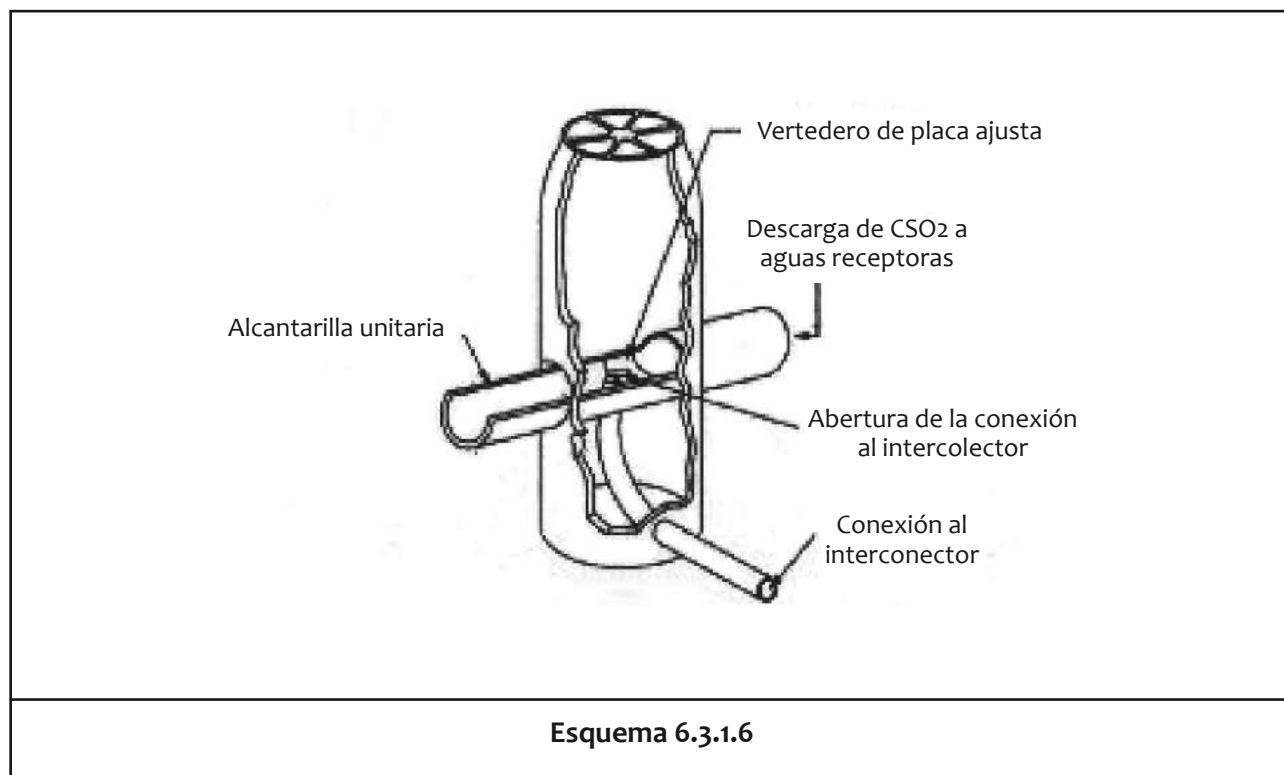
Esquema N° 6.3.1.5

Vertedero de salto

Estructura formada por una abertura en la solera de una alcantarilla de dimensiones tales que permite la circulación hasta el colector del caudal de tiempo seco. Durante las tormentas, la mayor velocidad y profundidad del flujo provocan que la mayor parte del caudal circule por encima de la abertura hasta alcanzar la salida de caudales aliviados. La placa vertedero de acero se suele diseñar de modo que se pueda ajustar a las diferentes condiciones de flujo.

Este tipo de estructura, en general es solo empleada para conductos de pequeños diámetros y caudales

En el Esquema N° 6.3.1.6 se presenta el tipo de Vertedero de Salto

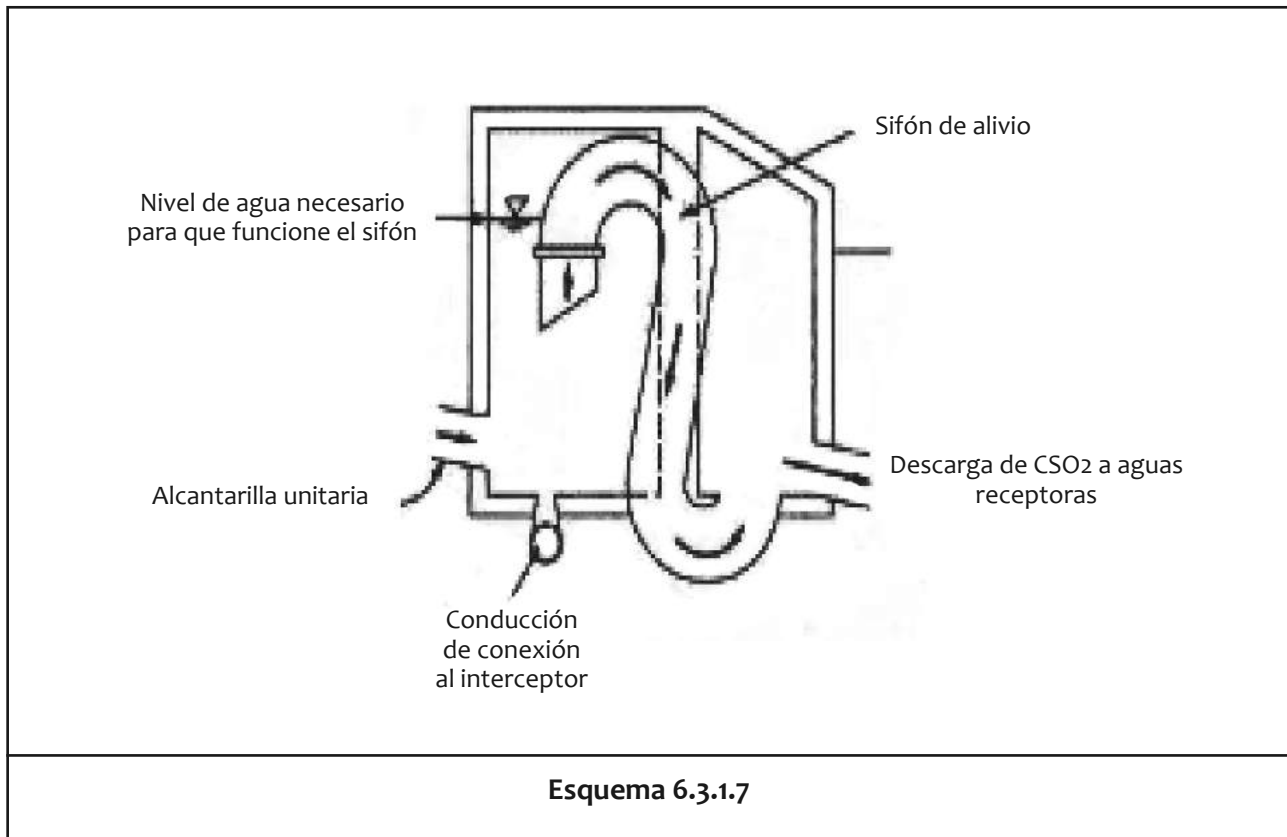


Sifón aliviadero

El sifón de alivio permite regular el nivel máximo de la superficie de agua en la alcantarilla con menores variaciones de nivel que otros dispositivos. Los sifones funcionan automáticamente y no precisan mecanismo auxiliar alguno. Normalmente, la entrada del sifón se sitúa a la mayor profundidad posible para minimizar el arrastre de espumas y basuras a la salida de caudales aliviados.

Este tipo de estructura, en general es solo empleada en conductos de pequeños diámetros y caudales

En el Esquema N° 6.3.1.7 se presenta el aliviadero tipo sifón



Para la utilización, diseño y dimensionamiento de vertederos, estructuras de intercepción y separación, aliviaderos, sumideros etc. se puede consultar:

Waste Water Hydraulics: Theory and Practice

Willi H. Hager

Springer-Verlag, New York 1999

ASCE (1992) "Design and Construction of Urban Storm Water Management Systems". Manual of Practice ASCE No. 60- WEF No. FD-20, published jointly by the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the Water Environment federation (WEF).

6.3.2. Interceptores de aguas residuales

Las estructuras de intercepción y separación derivan parte del caudal que se supone es de escorrentía pluvial a drenajes que usualmente son naturales o de almacenamientos temporales, aliviando así los caudales conducidos por los interceptores o emisarios al sitio de disposición final, que puede ser una planta de tratamiento de aguas residuales.

En la generalidad de los casos, el criterio para los caudales de diseño de los interceptores de aguas servidas se basa en considerar el valor máximo horario correspondiente a las descargas cloacales y el caudal de infiltración en el sistema. En casos especiales se considera adicionalmente el caudal de "pri-

mer lavado” del área de drenaje, en cuyo caso se debe proveer un volumen de almacenamiento para posterior tratamiento o dilución de este caudal en condiciones apropiadas para su retorno al cauce.

Para los casos en donde se considere la carga contaminante del -primer lavado-, es conveniente implementar un estudio de modelación para un área de drenaje típico.

En caso de ser construidos en túnel, los interceptores podrán tener unas dimensiones que estén acordes con los aspectos constructivos, pero los criterios de dimensionamiento son los mismos anteriormente indicados. Consideraciones de comprobación de velocidades operacionales (en los primeros años) iguales o superiores a las velocidades de arrastre aplican en este caso. Se debe tener en cuenta que se han desarrollado avances tecnológicos en el tema de -micro tunelización, con la aplicación de sistemas de excavación y revestimiento simplificados (tecnología Trenchless)

En caso de que por razones constructivas, se adoptaren capacidades superiores a las requeridas para conducir los caudales de diseño, los criterios técnicos respectivos deberán estar plenamente justificados en la memoria técnica del proyectista.

Definido el caudal de diseño, los restantes aspectos de diseño de los conductos interceptores mantendrán la normativa indicada en el Capítulo 4 de las presentes Normas.

Referencias bibliográficas:

Estados Unidos, (1978) “Convencional and Advanced Sewer Design Concepts for Dual Purpose Flood and Pollution Control”. USEPA report No. EPA-600/2-78-090, Mayo de 1978.

Estados Unidos, (1978) “Combined Sewer Regulator Overflow Facilities”. Clean Water, Water Pollution Control Research Series, APWA, FWPCA Report 11022 DMU 07/70.

Estados Unidos, (1979) “ Verification of Water Quality Impacts of Combines Sewer Overflow. USEPA report EPA-600/2-79-155.

Estados Unidos, (1970) “ Combines Sewer Temporary Under Water Storage Facility”. Clean Water, Water Pollution Control Research Series, FWPCA Report 11022 DPP 10/70.

6.4. MÉTODOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE SISTEMAS COMBINADOS

6.4.1. General

Durante períodos de lluvias intensas, la combinación de las aguas residuales y pluviales puede desbordarse del sistema de recolección y producir descargas directas a cuerpos de agua superficial. Este fenómeno se conoce como los desbordes de drenajes combinados (DDC).

Los DDC pueden contener altos niveles de sólidos suspendidos, demanda bioquímica de oxígeno, grasas y aceites, materiales flotantes, contaminantes tóxicos, organismos patógenos y otros contaminantes. Estos contaminantes pueden exceder los estándares de calidad del agua, y representar un

riesgo a la salud humana, poner en peligro los organismos acuáticos y dañar los cursos de agua. Debido al potencial de contaminación de los DDC, se sugiere una regulación que establezca la capacidad de proporcionar, cuando sea necesario, al menos tratamiento primario y desinfección para el 85 por ciento del volumen recolectado de los DDC con base en el promedio anual. Las regulaciones de varios países establecen requisitos mínimos de control que deben incluirse en los permisos de descarga de los DDC. Uno de esos controles mínimos lo constituyen los programas rutinarios de operación y mantenimiento (O/M) para los alcantarillados que presenten DDC.

6.4.2 Componentes clave del programa

El programa de O/M de un sistema combinado de drenaje con desbordes no difiere significativamente del de los alcantarillados sanitarios, ya que los dos tienen como objetivo el mantener un caudal máximo hacia la planta de tratamiento y el maximizar bien sea la capacidad de almacenamiento en las tuberías, o la retención aguas arriba de los puntos de entrada al sistema. Existen varios componentes claves de un programa de O/M que la EMAAP-Q o la empresa concesionaria deben proporcionar para asegurar una operación y mantenimiento adecuados y para cumplir con los requisitos de control mínimos.

Estos componentes del programa incluyen:

- ◆ El programar inspecciones rutinarias y mantenimiento y limpieza de los sistemas combinados de drenaje (SCD), las unidades de regulación y los puntos de descarga.
- ◆ El desarrollar sistemas de reporte y archivo de datos de O/M que contengan los procedimientos de mantenimiento y los informes de inspección.
- ◆ El proveer entrenamiento de O/M al personal.
- ◆ La evaluación periódica del programa de O/M para su actualización y revisión de los procedimientos según sea necesario.

Estos procedimientos se describen en mayor detalle a continuación.

6.4.3 Evaluación operacional

Con anterioridad al desarrollo de un programa de O/M, la EMAAP-Q o la empresa de servicios debe realizar una evaluación operacional de su sistema para completar un inventario de las instalaciones existentes y documentar las condiciones de operación y los procedimientos de mantenimiento. La municipalidad debe tener un plano completo del sistema de recolección en donde se señalen todas las tuberías y la ubicación de los puntos de descarga y de DDC.

Este plano debe presentar como referencia las vías y otras estructuras que le permitan a las cuadrillas de mantenimiento localizar rápidamente las estructuras y los puntos de DDC. Este plano también ayudaría en la planificación y la programación de las inspecciones y el mantenimiento del SCD y los desbordes. Por ejemplo, los sectores o zonas que son susceptibles a inundación o desbordes prematuros deben ser los primeros inspeccionados después de una tormenta. Entre los nueve requisitos mínimos de control de los DDC, se encuentra el realizar una caracterización de los DDC. Esta caracterización debe incluir la documentación de los eventos de desborde y su correlación con los patrones de precipitación pluvial (tales como el volumen, la intensidad, la duración). Los resultados de la caracterización

son críticos para el diseño de un programa de O/M que sea efectivo para optimizar la operación del sistema.

Como parte de estos estudios, es importante aforar los caudales reales del sistema y su respuesta a las diversas condiciones de operación y de precipitación. Esta información es crítica para el desarrollo de procedimientos específicos de operación y mantenimiento que harán parte del programa de O/M.

Los datos de los planes de control de los DDC a largo plazo pueden ser usados eventualmente por las municipalidades para complementar sus programas de O/M. Como parte de esos planes un sistema puede realizar el modelaje integrado del sistema (tuberías, unidades de regulación y planta de tratamiento) para analizar mejoras en la operación. Este esfuerzo de modelaje típicamente identifica modificaciones operacionales para lograr un máximo almacenamiento y conducción, proporcionar mejoras al sistema existente de tratamiento y reducir la descarga de DDC.

6.4.4 Sistema de mantenimiento de datos

El programa de O/M debe incluir un componente de registro de datos. El sistema de registro de datos debe documentar los procedimientos de mantenimiento mediante informes de inspección. Estos informes deben contener información referente a la fecha de realización de las inspecciones y, de ser aplicable, la actividad correctiva realizada indicando el equipo utilizado y el personal involucrado. Los sistemas de información geográfica (SIG) y la cartografía pueden ser muy útiles para almacenar datos de O/M de DDC, así como para desarrollar una base de datos de áreas con problemas.

6.4.5 Procedimientos de operación del sistema

La EMAAP-Q debe tener normas escritas, procedimientos o protocolos para el entrenamiento del personal de O/M y debe realizar evaluaciones y revisiones periódicas del programa de O/M. Algunas municipalidades han reportado que el alternar las cuadrillas entre las funciones de O/M y otras actividades es benéfico porque se reduce el tedio del trabajo al hacerlo menos rutinario, y promueve el entrenamiento de los empleados en tareas múltiples.

6.4.6 Entrenamiento

El programa de entrenamiento de O/M debe establecer las metas, los procedimientos y el cronograma de entrenamiento. El entrenamiento debe proporcionar al personal un entendimiento de la operación de los SCD y de las características del sistema. El entrenamiento práctico debe ilustrar cada procedimiento específico de O/M a quienes son responsables de conducir esas actividades. Además, el tipo de trabajo de O/M puede requerir que el personal trabaje en espacios confinados o esté expuesto a gases peligrosos. Por esto es imperativo proporcionar entrenamiento de seguridad ocupacional de acuerdo con la Norma OSHA y los estándares del Departamento de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional. Los programas de seguridad ocupacional deben ser evaluados y, de ser necesario, actualizados en forma periódica.

6.4.7 Actividades rutinarias de mantenimiento

La operación apropiada de un SCD se inicia con la operación y mantenimiento adecuados de los componentes individuales, las estructuras de regulación, las estaciones de bombeo y los reservorios de recolección; así como la implementación de un plan organizado que proporcione una operación y

mantenimiento rutinarios, consistentes y orientados a dar soluciones. Además, los operadores deben desarrollar planes para determinar en donde ocurren los DDC, y para realizar reparaciones específicas del sistema para prevenir DDC futuros.

6.4.8 Mantenimiento de las estaciones de bombeo

Las estaciones de bombeo deben recibir mantenimiento para operar de acuerdo con las condiciones de diseño. Los cárcamos húmedos deben ser limpiados en forma rutinaria ya que la deposición de arena y sólidos en el cárcamo pueden dañar o restringir el flujo de agua residual a la bomba.

La operación inapropiada de las estaciones de bombeo puede llevar a la reducción del almacenamiento y la capacidad hidráulica durante períodos de lluvia y, si la capacidad de bombeo se encuentra severamente restringida, a desbordes en períodos sin lluvia. En general, la capacidad inadecuada de bombeo es causada por:

- ◆ Problemas mecánicos, eléctricos o de instrumentación.
- ◆ Cambios en el área tributaria de drenaje que llevan a que la escorrentía pluvial sobrepase los valores originales de diseño.
- ◆ Cambios en las tuberías de descarga (por ejemplo, conexión a otro sistema presurizado o combinación en una entrada múltiple) que ocasiona una mayor pérdida de presión en el sistema de descarga.

Si las condiciones aguas arriba de la estación de bombeo (tales como nuevos desarrollos) aumentan el caudal más allá de los valores de diseño, se deben tomar las medidas necesarias para ampliar la estación de manera que responda al incremento de caudal. La ampliación de la estación de bombeo puede incluir elementos tales como:

- ◆ La instalación de nuevas bombas y motores.
- ◆ El cambio de los impulsores.
- ◆ La mejora o el cambio de los controles de la bomba para maximizar el uso de todas las bombas durante períodos de lluvia.
- ◆ La modificación de la red de tuberías para mejorar el sistema.
- ◆ Instalación de tuberías de impulsión adicionales para bombeo durante períodos de lluvia.

6.4.9 Mantenimiento de tuberías de alcantarillado

El mantenimiento de las tuberías puede separarse en dos componentes principales, uso de métodos de diagnóstico para identificar puntos con problemas potenciales y las inspecciones físicas de las tuberías por grietas, rupturas o bloqueos.

El uso de métodos de diagnóstico permite a los operadores predecir en donde pueden ocurrir problemas en las tuberías, logrando así un uso más eficiente de los recursos de O/M. El mantenimiento apropiado del alcantarillado requiere un conocimiento del sistema, lo cual incluye información sobre su antigüedad, las áreas de servicio, la elevación de las estructuras de alcantarillado y las pendientes de las tuberías.

Un conocimiento adecuado de la edad del sistema de alcantarillado es crucial porque muchos de los sistemas más antiguos están contruidos de materiales más débiles (como tubería de arcilla) que son propensos al agrietamiento y derrumbamiento. Las tuberías agrietadas y colapsadas pueden presentar problemas significativos tales como la infiltración de agua residual al agua freática y la introducción de sedimento al sistema. Esto puede resultar en restricciones hidráulicas. El conocer cuáles secciones de las tuberías son más antiguas o el identificar cuáles secciones están contruidas de materiales menos resistentes permite que los operadores del sistema hagan un seguimiento de los sectores que son potencialmente más problemáticos.

La información referente a la elevación del sistema de alcantarillado es importante para establecer la probabilidad de acumulación de sedimentos en la tubería. La pendiente de las tuberías es directamente proporcional a la capacidad y velocidad de la tubería. Cuando la velocidad del agua residual en el colector es menor a la de velocidad de auto-limpieza de 2 pies por segundo, los sólidos tienden a depositarse, creando restricciones del flujo.

Tuberías de gran tamaño instaladas con gradientes muy reducidos son especialmente propensas a conducir el agua residual a bajas velocidades, y como resultado tienden a colmatarse con sedimento. Las tormentas de baja y mediana magnitud son una preocupación significativa ya que la velocidad resultante de esas tormentas puede ser menor a la de auto limpieza.

Por esta razón, se deben hacer inspecciones frecuentes de las áreas propensas a la deposición. Las tuberías del alcantarillado con un historial de deposición de sedimentos y bloqueos deben ser identificadas y programadas para limpieza rutinaria.

El modelar el alcantarillado para evaluar las necesidades de mejora puede ser especialmente útil para evitar problemas futuros. Por ejemplo, el caudal en aumento en un colector aguas arriba puede crear problemas aguas abajo si el colector en este sector no tiene la capacidad de manejo de ese aumento. Como resultado pueden ocurrir otros problemas, tales como el retorno del flujo a sótanos de viviendas. En el caso que retornos de flujo a sótanos sean una preocupación, se puede necesitar una restricción de flujo. El modelaje puede también determinar cómo el incrementar el nivel de un vertedero puede reducir los DDC. Los métodos para aumentar el caudal incluyen el aumento en la tasa de bombeo de la estación aguas arriba, y la inyección de polímero para reducir el coeficiente de fricción de la tubería (Field et al., 1994).

El determinar si ha ocurrido un desborde en una tubería de descarga es importante para entender como funciona el sistema y para cumplir con los requisitos de reporte. Un método de costo moderado para determinar el tirante máximo en una tubería de descarga es el marcar con tiza una línea en la circunferencia interior de la tubería. El agua de desborde borra la marca de tiza hasta el nivel máximo de flujo. Técnicas más avanzadas incluyen el instalar instrumentación que mida el caudal en una descarga y remita esa información por telemetría a EMAAP-Q o a la empresa prestadora del servicio.

La segunda parte del programa de mantenimiento de tuberías es la inspección física de las mismas. De ser posible, los SDC y las estructuras de DDC deben ser inspeccionados en forma regular para asegurar un desempeño óptimo. La inspección de las tuberías se hace normalmente usando cámaras de televisión, pero si las tuberías son lo suficientemente grandes y en condiciones de caudal reducido es posible la inspección visual directa. De elegirse la inspección visual, el inspector debe seguir las normas de la OSHA referentes a la entrada a espacios confinados.

Las inspecciones deben ser utilizadas para identificar taponamientos, agrietamientos y otros problemas en las tuberías. Los taponamientos típicamente son el resultado de la acumulación de sedimentos y arenisca en el sistema de alcantarillado, si bien la vegetación desprendida y los detritos también pueden restringir el flujo. Otra causa común de taponamientos son las raíces de árboles, las cuales pueden crecer a través de grietas en las tuberías. Los bloqueos del alcantarillado pueden reducir tanto la capacidad hidráulica de las tuberías y su capacidad efectiva de almacenamiento. Esto puede causar que el flujo se represe y cause desbordes en el alcantarillado.

Una vez que se hayan identificado estos problemas, las cuadrillas de mantenimiento deben ser despachadas para solucionarlos. Las cuadrillas deben asegurarse de que todas las tuberías estén libres de detritos atrapados.

También deben revisar y limpiar todas las cámaras de desarenación y las estructuras de alivio en la línea en las cuales taponamientos del sistema son causados en forma rutinaria por los sedimentos. Se deben reparar las tuberías agrietadas y reemplazar las tuberías colapsadas para restaurar la capacidad del sistema y prevenir la infiltración.

Cuando sea posible, se utilizará nuevas tecnologías con el uso de nuevos materiales que permitan realizar obras con técnicas constructivas que causen el menor impacto en la infraestructura existente, ya sea al realizar trabajos de reparación y mantenimiento o de construcción de nuevos tramos de red. Esto es muy importante en sectores consolidados de la ciudad donde la apertura de zanjas puede causar graves inconvenientes. Existen en la actualidad técnicas de recubrimiento de las paredes interiores de conductos deteriorados que implican una mínima pérdida de sección transversal, que posibilitan un alargamiento de la vida útil de conductos dañados, cuyo reemplazo mediante la modalidad de zanja abierta causaría grandes impactos en el desarrollo de las actividades de la comunidad.

6.4.10 Mantenimiento de los reservorios de retención y las cámaras de desarenación

Los reservorios de retención y las cámaras de desarenación son estructuras de entrada que sirven como depósitos para la retención de sedimentos, arenisca y detritos. Estas estructuras deben ser limpiadas periódicamente para prevenir que se llenen de arenisca y sedimento y dejen pasar un flujo sin tratamiento al SCD. Los métodos de limpieza incluyen carro-tanques de succión, chorros de aspersion, bombas sumergibles con capacidad de manejo de arenisca y líquidos mixtos espesos, máquinas de baldes y equipo pesado.

6.4.11 Infiltración y afluencia

Los estudios de evaluación de sistemas de drenaje, tales como las pruebas de humo y las inspecciones de televisión, son métodos efectivos para determinar la infiltración de agua subterránea y la afluencia al alcantarillado.

Estos procesos son el resultado de fallas estructurales del sistema de tuberías que permiten la entrada de agua subterránea al sistema y son comunes en los alcantarillados más antiguos. A menudo, las raíces de los árboles crecen en las fracturas de las tuberías, causando problemas de obstrucción del drenaje. Este problema es serio, no solo porque introduce caudal adicional al sistema de alcantarillado y lleva a la sobrecarga hidráulica y desbordamientos, sino porque también introducen sedimento al sistema causando los problemas señalados anteriormente.

6.5 CONTROL DE CALIDAD EN LA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS CIRCULARES DE REDES COMBINADAS

Remitirse a la sección 4.4 CONTROL DE CALIDAD EN LA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS DE REDES DE AL-CANTARILLADO, de las presentes Normas.

agosto
2809 | QUITO
LA REVOLUCIÓN QUITENA
B I C E N T E N A R I O