

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

Tercera revisión

ICS 91.140.80 Sistemas de evacuación de aguas

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos



Prefacio

La revisión y actualización de la Norma Boliviana **NB 688-07 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera revisión)”**, ha sido encomendada al Comité Técnico de Normalización **CTN 12.14 “Instalaciones sanitarias”**.

Las instituciones y representantes que participaron fueron los siguientes:

REPRESENTANTE	INSTITUCIÓN
Reynaldo Villalba	UNI/VSB (Coordinador)
Luís Víctor Rico	ABIS
José Luís Castagné	ABIS
Grover Rivera	IIS-UMSA
José Díaz	IIS-UMSA
Ronny Vega	ANESAPA
Leonardo Cuaquira	CONSULTOR
Gonzalo Dalence E.	IBNORCA

Fecha de aprobación por el Comité Técnico de Normalización 2007-02-12

Fecha de aprobación por el Consejo Rector de Normalización 2007-03-29

Fecha de aprobación por la Junta Directiva del IBNORCA 2007-04-13

Informe

La actualización de esta Norma fue realizada por el Viceministerio de Servicios Básicos/ Ministerio del Agua, a la cabeza del Ing. Alcides Franco Torrico, Viceministro de Servicios Básicos, a través del Proyecto de Asistencia Técnica PROAT / Asdi y la Unidad de Normas e Institucionalidad del Viceministerio de Servicios Básicos.

Esta Norma ha sido actualizada en el marco de una consultoría y su revisión y aprobación fueron realizadas por el Comité Técnico de Normalización CTN 12.14.

FINANCIADOR: Agencia Sueca de Cooperación para el para el Desarrollo Internacional (Asdi).

Asimismo, la revisión de esta norma se realizó en talleres técnicos regionales en las ciudades de Cochabamba, Santa Cruz y La Paz, con la participación y el aporte de los siguientes profesionales e instituciones:

PRESENTACIÓN

El Ministerio del Agua, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de profesionales del país la presente Norma: “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, actualizada en base a los nuevos requerimientos del sector y los avances tecnológicos desarrollados en Bolivia en los últimos años.

Esta Norma tiene como objetivo fundamental, regir el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, para mejorar las condiciones de vida del ciudadano boliviano.

La presente Norma se constituye en un instrumento que debe ser conocido y aplicado de forma obligatoria por los responsables de las diferentes etapas de implementación de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

En la presente Norma se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño de acuerdo con los adelantos tecnológicos y prácticas de la ingeniería sanitaria de manera que puedan ser aplicados en proyectos tanto a nivel urbano, periurbano como rural.

La actualización de esta Norma fue posible gracias a la participación de profesionales, instituciones y el apoyo de organizaciones como la Agencia Sueca de Cooperación para el Desarrollo Internacional (Asdi), y otras que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico normativo.

INDICE POR CAPÍTULOS

	Página
CAPITULO 0 REFERENCIAS GENERALES	19
CAPITULO 1 MARCO CONCEPTUAL	27
CAPITULO 2 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	42
CAPITULO 3 INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES	64
CAPITULO 4 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	68
CAPITULO 5 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO	85
CAPITULO 6 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS PARA SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES.....	87
CAPITULO 7 ESTACIONES DE BOMBEO	94
CAPITULO 8 OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y CONTROL.....	101
CAPITULO 9 REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA TUBERÍAS.....	104
Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos	118
Anexo B (Normativo) - Presentación de planos y memorias de cálculo.....	125

ÍNDICE

Página

CAPITULO 0 - REFERENCIAS GENERALES.....	19
0.1 SISTEMA DE UNIDADES.....	19
0.2 VARIABLES.....	19
0.3 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS.....	21
0.4 REFERENCIAS	22
0.4.1 Normas BOLIVIANAS	22
0.4.2 Normas AWWA.....	22
0.4.3 Normas ASTM.....	22
0.4.4 Normas ISO	24
0.4.5 Normas AASHTO	24
0.4.6 Lista de tablas y figuras	24
CAPITULO 1 - MARCO CONCEPTUAL	27
1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	27
1.2 DEFINICIONES.....	27
1.3 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y/O PLUVIALES.....	38
1.3.1 Tipos de sistemas	38
1.3.1.1 Sistemas convencionales.....	38
1.3.1.2 Sistemas no convencionales.....	38
1.3.1.3 Sistemas aislados de disposición	39
1.3.2 Componentes de los sistemas	39
1.4. ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO.....	39
1.4.1 Estudios técnicos.....	40
1.4.2 Estudios socio-económicos y culturales	40
1.4.3 Estudios ambientales	40
1.5 PROYECTO A NIVEL PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL.....	40
CAPITULO 2 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	42
2.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	42
2.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ...	42
2.3 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	42
2.3.1 Período de diseño	42
2.3.2 Población del proyecto.....	43
2.3.2.1 Métodos de cálculo	43
2.3.2.2 Aplicación.....	44
2.3.2.3 Correcciones a la población calculada.....	44

2.3.2.4	Área del proyecto	44
2.3.3	Dotación media diaria	45
2.3.3.1	Dotación futura de agua	46
2.3.4	Coeficiente de retorno	46
2.3.5	Contribuciones de aguas residuales.....	46
2.3.5.1	Domésticas (Q_D)	46
2.3.5.2	Industriales (Q_I)	47
2.3.5.3	Comerciales (Q_C)	47
2.3.5.4	Instituciones públicas (Q_{IP})	47
2.3.5.5	Infiltración lineal (Q_{INF})	48
2.3.5.6	Conexiones erradas (Q_{CE})	48
2.3.6	Coeficientes de punta (M).....	48
2.3.6.1	Coeficiente de Harmon	49
2.3.6.2	Coeficiente de Babbitt.....	49
2.3.6.3	Coeficiente de Flores.....	49
2.3.6.4	Coeficiente de Pöpel.....	49
2.3.6.5	Coeficientes de variación de caudal k_1 y K_2	49
2.3.7	Caudal máximo horario doméstico (Q_{MH})	50
2.3.8	Caudal de diseño (Q_{DT})	50
2.4	CRITERIOS DE DISEÑO	51
2.4.1	Ecuaciones para el diseño.....	51
2.4.1.1	Ecuaciones de Colebrook - White	51
2.4.1.2	Ecuación de Manning	51
2.4.1.3	Ecuación de continuidad.....	51
2.4.1.4	Sección llena	52
2.4.1.5	Sección parcialmente llena.....	53
2.4.1.6	Relaciones de tirantes, velocidades y caudales.....	53
2.4.2	Coeficiente “n” de rugosidad.....	53
2.4.3	Diámetro mínimo	53
2.4.4	Criterio de la tensión tractiva	54
2.4.4.1	Determinación empírica de la tensión tractiva mínima	54
2.4.5	Pendiente mínima.....	55
2.4.5.1	Pendiente mínima admisible.....	56
2.4.5.2	Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal.....	58
2.4.6	Pendiente máxima admisible.....	58
2.4.7	Tirante máximo de agua	58
2.4.8	Velocidad crítica.....	58
2.4.9	Control de remanso	58
2.5	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO.....	58
2.5.1	Profundidad mínima de instalación.....	58
2.5.1.1	Recubrimiento mínimo a la cota clave.....	59
2.5.1.2	Conexión de descargas domiciliarias	59
2.5.2	Profundidad máxima.....	59
2.5.3	Ubicación de los colectores	60
2.5.4	Ubicación de cámaras de inspección	60
2.5.5	Distancia entre elementos de inspección	61
2.5.6	Dimensiones del ancho de zanja.....	61
2.5.7	Anchos de zanja para dos (2) o más colectores.....	62
2.5.8	Dimensiones de las cámaras de inspección.....	62
2.5.9	Canaletas media caña	62
2.5.10	Cámaras con caída.....	62

2.5.11	Etapas de construcción	63
2.5.12	Materiales	63
CAPITULO 3 - INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES.....		64
3.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	64
3.2	ESTUDIOS DE SOPORTE.....	64
3.3	DETERMINACIÓN DE CAUDALES	64
3.3.1	Caudales de aguas residuales	64
3.3.2	Contribución pluvial adicional	64
3.4	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO	64
3.5	TRAZADO DE DIRECTRICES.....	65
3.6	CONDICIONES ESPECÍFICAS A SER ATENDIDAS EN EL PROYECTO	65
3.7	REMANSO EN INTERCEPTORES.....	66
3.8	MATERIALES UTILIZADOS EN INTERCEPTORES.....	66
3.9	DISIPADORES DE ENERGÍA.....	66
3.10	CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	67
3.11	INTERCONEXIÓN DE COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES SITUADO EN COTAS DISTINTAS.....	67
CAPITULO 4 -SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL		68
4.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	68
4.2	CONSIDERACIONES GENERALES	68
4.3	COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	69
4.4	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	69
4.4.1	Período de diseño.....	69
4.4.2	Áreas de aporte	69
4.4.3	Caudal de diseño.....	69
4.4.4	Curvas de intensidad-duración-frecuencia	70
4.4.5	Ecuaciones intensidad-duración-frecuencia	71
4.4.6	Frecuencia de lluvias - Periodo de retorno de diseño	72
4.4.7	Intensidad de precipitación	73
4.4.8	Coeficiente de escurrimiento	74
4.4.9	Tiempo de concentración	75
4.4.9.1	Tiempo de entrada, T_e	75
4.4.9.2	Tiempo de recorrido, T_t	76
4.5	CRITERIOS DE DISEÑO	77
4.5.1	Ecuaciones para el diseño.....	77

4.5.1.1	Ecuación de Manning	77
4.5.1.2	Ecuación de Continuidad.....	77
4.5.1.3	Sección llena	77
4.5.1.4	Sección parcialmente llena.....	77
4.5.1.5	Relaciones de tirantes, velocidades y caudales.....	77
4.5.2	Coeficiente “n” de rugosidad de Manning.....	77
4.5.3	Diámetro mínimo	78
4.5.4	Criterio de la tensión tractiva	78
4.5.4.1	Tensión tractiva mínima.....	78
4.5.4.2	Determinación empírica de la tensión tractiva mínima	78
4.5.5	Pendiente mínima.....	79
4.5.5.1	Pendiente mínima admisible.....	80
4.5.5.2	Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal.....	81
4.5.6	Pendiente máxima admisible.....	82
4.5.7	Tirante de agua.....	82
4.6	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO.....	82
4.6.1	Profundidad mínima de instalación.....	82
4.6.1.1	Recubrimiento mínimo a la cota clave.....	82
4.6.1.2	Conexión de descargas domiciliarias	82
4.6.2	Profundidad máxima.....	82
4.6.3	Ubicación de colectores.....	82
4.6.4	Tipos de sección admitidos	82
4.6.5	Ubicación de cámaras de inspección	83
4.6.6	Distancia entre elementos de inspección	83
4.6.7	Dimensiones del ancho de zanja.....	83
4.6.8	Anchos de zanja para dos (2) o más colectores.....	83
4.6.9	Dimensiones de las cámaras de inspección.....	83
4.6.10	Canaletas media caña	83
4.6.11	Cámaras con caída.....	83
4.6.12	Ubicación de las bocas de tormenta.....	84
4.6.13	Interconexión entre tramos de colectores.....	84
4.6.14	Etapas de construcción	84
4.6.15	Materiales	84
CAPITULO 5 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO	85	
5.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	85
5.2	CONSIDERACIONES GENERALES	85
5.3	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	85
5.4	CAUDAL DE DISEÑO.....	86
CAPITULO 6 - ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS PARA SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES	87	
6.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	87
6.2	CONSIDERACIONES GENERALES	87

6.3	CUNETAS.....	87
6.3.1	Descarga admisible	87
6.3.2	Diseño de cunetas	87
6.4	SUMIDEROS	87
6.4.1	Ubicación de sumideros	87
6.4.2	Diseño de sumideros	88
6.5	CÁMARAS DE INSPECCIÓN	88
6.6	CÁMARAS DE CAÍDA	88
6.7	TRANSICIONES EN COLECTORES.....	88
6.8	RÁPIDAS DE CAÍDAS ESCALONADAS	89
6.9	CANALES	89
6.9.1	Canales revestidos	89
6.9.2	Canales de hormigón con pendiente menor o igual al 8	89
6.9.3	Canales de hormigón con pendiente mayor al 8%	89
6.10	AMORTIGUADORES DE ENERGÍA.....	89
6.10.1	Amortiguadores por impacto.....	89
6.10.2	Amortiguadores con resalto hidráulico	90
6.11	CANAL DE ENTREGA ENTRE EL AMORTIGUADOR Y LA DESCARGA.....	90
6.12	SIFONES INVERTIDOS	90
6.12.1	Diámetro mínimo	90
6.12.2	Velocidad mínima	90
6.12.3	Sistema de limpieza.....	90
6.13	CANALIZACIÓN DE CAUCES	90
6.14	CONTROL DE LA EROSIÓN EN LA DESCARGA.....	91
6.14	Alineamiento	91
6.14.2	Pendiente.....	91
6.15	ALIVIADEROS	91
6.15.1	Consideraciones para su proyección	91
6.15.2	Estudios básicos.....	91
6.15.3	Parámetros de diseño.....	92
6.15.3.1	Caudal de alivio	92
6.15.3.2	Frecuencia de alivios	92
6.15.3.3	Volumenes esperados de alivio	92
6.15.3.4	Capacidad del curso o cuerpo de agua receptor de asimilar las cargas contaminantes y volúmenes de agua de alivio	92
6.15.3.5	Comportamiento hidráulico.....	92
6.15.4	Métodos de cálculo.....	93

CAPITULO 7 - ESTACIONES DE BOMBEO.....	94
7 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	94
7.1 CONSIDERACIONES GENERALES	94
7.1.1 Ubicación	94
7.1.2 Otras consideraciones	94
7.2 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	95
7.2.1 Período de diseño.....	95
7.2.2 Caudal de diseño.....	95
7.2.3 Colector, interceptor o emisario afluente	95
7.3 CRITERIOS DE DISEÑO	95
7.3.1 Pozos de succión.....	96
7.3.2 Control de tamaños de sólidos	96
7.3.3 Potencia de las bombas y motores.....	96
7.3.4 Golpe de ariete	96
7.3.5 Válvulas y accesorios	96
7.4 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO.....	97
7.5. SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS	98
7.6 DETERMINACIÓN DE LAS UNIDADES COMPLEMENTARIAS	99
7.7 INSTALACIONES.....	99
7.8 OTROS DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES	100
7.9 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA	100
7.10 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN.....	100
7.11 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO.....	100
CAPITULO 8. - OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y CONTROL.....	101
8.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	101
8.2 COMPETENCIA	101
8.3 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA	101
8.3.1 Ensayo de infiltración.....	101
8.3.2 Ensayo de exfiltración.....	101
8.3.3 Ensayo de hermeticidad con aire	101
8.4 ASPECTOS DE MANTENIMIENTO.....	102
8.5 MEDICIONES E INSTRUMENTACIÓN.....	102
8.6 CONTROL DE GASES	103
8.7 CONTROL DE VERTIMIENTOS INDUSTRIALES Y COMERCIALES.....	103

CAPITULO 9 - REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA TUBERÍAS	104
9.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	104
9.2 CONSIDERACIONES GENERALES	104
9.3 MATERIALES PARA TUBERÍAS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS	105
9.4 UNIONES DE TUBERÍAS	106
9.5 REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES	107
9.5.1 Generalidades	107
9.5.2 Factores de seguridad en el diseño y comportamiento límite	108
9.5.3 Tuberías rígidas	108
9.5.3.1 Tuberías en zanja	110
9.5.3.2 Tuberías en rellenos	110
9.5.3.3 Tuberías en rellenos o zanjas con proyección positiva	111
9.5.3.4 Tuberías con proyección negativa	113
9.5.3.5 Tuberías en rellenos en condiciones de zanja inducida	113
9.5.4 Tuberías flexibles	114
9.5.4.1 Generalidades	114
9.5.4.2 Diseño de tuberías de fierro dúctil	115
9.5.4.3 Diseño de tuberías de acero	115
9.5.4.4 Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles	115
9.5.4.5 Diseño de tuberías flexibles	116
9.5.4.6 Instalación de tuberías flexibles	117
Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos	118
A.1 INTRODUCCIÓN	118
A.2 PLANIMETRÍA	119
A.3 ALTIMETRÍA	119
A.4 TAQUIMETRÍA	120
A.5 REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)	121
A.6 PRECISIÓN REQUERIDA	121
A.7 INSTRUCCIONES GENERALES	122
A.8 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS	123
A.9 DIBUJO	124
Anexo B (Normativo) - Presentación de planos y Memorias de cálculo	125
B.1 PLANOS	125

B.2	MEMORIAS	125
B.3	FORMATO DE PRESENTACIÓN DE CARPETAS	126

Diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales

CAPITULO 0 REFERENCIAS GENERALES**0.1 SISTEMA DE UNIDADES**

año	año
d	día
h	hora
min	minuto
s	segundo
ha	hectárea
hab	habitante
°C	grados Celsius
kPa	kilo Pascal
kg	kilogramo
L -l	litro
lb	libra
km	kilómetro
m	metro
m ²	metro cuadrado
m ³	metro cúbico
mm	milímetro
N	Newton
MPa	Mega Pascal
Pa	Pascal
%	porcentaje
plg	pulgada

0.2 VARIABLES

a	constante que depende del tipo de superficie (4.4.9.1)	adimensional
a	área de contribución (2.3.5.1)	ha
A	área de la superficie de las zonas afluentes (4.4.3)	ha (km ²)
A	área de la sección (2.4.1.3)	m ²
A	área total de la cuenca de drenaje (4.4.8)	ha
A _i	área de cada sector (4.4.8)	ha
B _d	ancho de la zanja (9.5.3)	m
C	coeficiente de retorno (2.3.4) (2.3.5.1)	adimensional
C	coeficiente de escurrimiento (4.4.3), (4.4.9.1)	adimensional
C _c	coeficiente de carga	adimensional
C _d	coeficiente de carga	adimensional
C _i	coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector (4.4.8)	adimensional
d	densidad poblacional	hab/ha
d _s	diámetro del tubo de alcantarillado sanitario (2.5.3)	m
d _p	diámetro del tubo de alcantarillado pluvial (2.5.3)	m
D	diámetro	m (mm) (plg)
D _e	diámetro externo de la tubería	m

D_f	dotación futura (2.3.3.1)	L/hab/d
D_o	dotación inicial (2.3.3.1)	L/hab/d
Dot	consumo de agua per cápita (2.3.5.1)	L/hab/d
$d_{90\%-95\%}$	diámetro específico de las partículas a ser transportadas de 90 % al 95 % (2.4.4.1) (4.5.4.2)	m
Δy_p	deflexión preestablecida durante el ensayo	m
E	módulo de elasticidad del material de la tubería	MPa
e	base de logaritmo natural	2,71828
f	constante (2.4.4.1) (4.5.4.2)	adimensional
F	fuerza sobre el tubo	N/m
F_f	factor de forma de la tubería	adimensional
Φ'	ángulo de fricción interna entre el material del relleno y el suelo	grado (°)
g	aceleración de la gravedad, igual a 9,81	m/s ²
γ_a	peso específico del material de fondo (2.4.4.1) (4.5.4.2)	kg/m ³
γ_r	peso unitario del material de relleno (9.5.3) (9.5.4.1)	N/m ³
γ_w	peso específico del agua (2.4.4.1) (4.5.4.2)	kg/m ³
H	altura del relleno por encima de la parte superior del tubo (9.5.3) (9.5.3.3)	m
h	tirante de agua	% (m)
i	índice de crecimiento poblacional anual (2.3.2.1)	porcentaje
i	intensidad media de la lluvia (4.4.3)	L/s/ha (mm/h)
I	momento de inercia de la sección transversal de la pared del tubo (9.5.4.5)	m ⁴ /m
K/D	rugosidad relativa de la pared de la tubería (2.4.1.1)	m/m
k	relación de Rankine de presión lateral unitaria a presión vertical unitaria (9.5.3)	adimensional
k_t	rigidez del tubo (9.5.4.5)	N/m
k_1	coeficiente de máximo caudal diario (2.3.6.5)	adimensional
k_2	coeficiente de máximo caudal horario (2.3.6.5)	adimensional
L	longitud del tramo de colector (2.3.5.5)	m
L	longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial (4.4.9.1)	m
L_C	longitud del colector (4.4.9.2.)	m
L_f	factor de soporte para tuberías rígidas	adimensional
M	coeficientes de punta de Harmon, Coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 , Pöpel, Babbitt y Flores	adimensional
m	fracción del diámetro de la tubería de alcantarillado sobre la cual la presión lateral es efectiva (9.5.3.3)	adimensional
m	coeficiente de retardo (4.4.9.1)	adimensional
μ'	coeficiente de fricción entre el material de relleno y las paredes de la zanja (9.5.3)	adimensional
N	parámetro función de la clase de soporte	adimensional
$N_i; N_f$	número de lotes al inicio y final del proyecto	adimensional
n	coeficiente de rugosidad de Manning	adimensional
P_i	población inicial	hab
P_f	población final	hab
q	relación entre la presión lateral total y la carga vertical total sobre la tubería (9.5.3.3)	adimensional
Q_p	caudal pico de escurrimiento de aguas pluviales (4.4.3)	L/s (m ³ /s)
Q	caudal (2.4.1.3)	m ³ /s
Q_C	consumo de agua residual comercial	L/s
Q_{CE}	caudal por conexiones erradas	L/s

Q_{DT}	caudal de diseño	L/s
Q_I	consumo de agua residual industrial	L/s
Q_{INF}	caudal por infiltración	L/s
q_{inf}	coeficiente de infiltración en tubos (2.3.5.5)	L/s/m
Q_{IP}	consumo de agua residual de instituciones públicas	L/s
Q_{II}	capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena) (2.4.5)	L/s
Q_{MD}	caudal medio diario doméstico (2.3.5.1) (2.3.7)	L/s
Q_{MH}	caudal máximo horario doméstico	L/s
Q_P	caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena) (2.4.5)	L/s
r	radio medio del tubo (9.5.4.5)	m
R_H	radio hidráulico	m
ρ	densidad del agua (2.4.4)	kg/m ³
S	pendiente	m/m
S_h	separación horizontal entre generatrices (2.5.3)	m
S_v	separación vertical entre generatrices (2.5.3)	m
S_{min}	pendiente mínima del tramo de tubería (2.4.5)	m/m
t	periodo de diseño	años
τ	fuerza o tensión tractiva	Pa (kg/m ²)
τ_{min}	tensión tractiva mínima (2.4.5)	Pa
to	tasa de ocupación poblacional	hab/lote
T_c	tiempo de concentración	min
T_e	tiempo de entrada	min
T_t	tiempo de recorrido o de flujo	min
θ	ángulo central (2.4.1.5)	grado sexagesimal
V	velocidad	m/s
V_c	velocidad crítica	m/s
V_s	velocidad superficial	m/s
V_e	velocidad media de escurrimiento superficial (4.4.9.1)	m/s
ν	viscosidad cinemática (2.4.1.1)	m ² /s
V_m	velocidad media del flujo en el colector (4.4.9.2)	m/s
W_d	carga muerta del suelo sobre la tubería (9.5.3)	N/m
x	pámetro que depende del área sobre el cual actúa la presión lateral (9.5.3.3)	adimensional

0.3 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

ASAS	Alcantarillado Sin Arrastre de Sólidos
ASTM	American Society for Testing Material
AWWA	American Water Works Association Standard
BM	Bench Mark
DN	Diámetro nominal
EIA	Evaluación de Impacto Ambiental
FAA	Federal Aviation Administration
IDF	Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia
IGM	Instituto Geográfico Militar
INE	Instituto Nacional de Estadística
MM	Medidas de Mitigación
MMPASA	Medidas de Mitigación y Plan de Aplicación y Seguimiento Ambiental
PASA	Plan de Aplicación y Seguridad Ambiental
SASC	Sistema de Alcantarillado Sanitario Condominial
SAM	Sistema de Alcantarillado Modular 100 % Plástico

SAS	Sistema de Alcantarillado Simplificado
SCS SOIL	Conservation Service
TL	Terminal de Limpieza
TiL	Tubo de Inspección y Limpieza

0.4 REFERENCIAS

Las siguientes son normas técnicas a las cuales se hace referencia en esta norma (Coordinar lo establecido en esta norma y lo propuesto en las demás normas).

0.4.1 Normas Bolivianas

NB 686	Tuberías de hormigón - Tubos de hormigón para alcantarillado
NB 687	Tuberías de hormigón - Tubos de hormigón armado para alcantarillado
NB 689	Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable (Segunda revisión)
NB 707	Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Dimensiones (Correspondiente a la norma DIN 16961-1)
NB 708	Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Requisitos técnicos (Correspondiente a la norma DIN 16961-2)
NB 1070	Especificación para tubos y accesorios de poli(cloruro de vinilo) (PVC) para alcantarillado - Tipo PSM (Correspondiente a la norma ASTM D 3034-96)

NOTA

Véanse las normas de materiales de saneamiento básico.

0.4.2 Normas AWWA

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

0.4.3 Normas ASTM

A 74	Specification for cast iron soil pipe and fittings
A 475	Standard specification for general requirements for delivery of zinc coated (galvanized) iron or steel sheets, coils and cut lengths coated by the hot dip method
A 746	Specification for ductile iron gravity sewer pipe
A 760	Specification for corrugated steel pipe, metallic-coated for sewers and drains
A 762	Specification for corrugated steel pipe, polymer precoated for sewers and drains

C 14	Standard specification for concrete sewer, storm drain, and culvert pipe
C 76	Standard specification for reinforcement concrete culvert, storm drain, and sewer pipe
C 260	Air entrainment admixtures for concrete
C 361	Standard specification for reinforced concrete low-head pressure pipe
C 428	Standard specification for asbestos-cement nonpressure sewer pipe
C 443	Standard specification for joints for circular concrete sewer and culvert pipe, using rubber gaskets
C 506	Specification for reinforced concrete arch culvert, storm drain and sewer pipe
C 507	Specification for reinforced concrete elliptical culvert, storm drain and sewer pipe
C 582	Contact-molded reinforced thermosetting plastic (RTP) laminates for corrosion-resistant equipment
C 618	Coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete
C 644	Standard terminology relating to iron castings
C 655	Specification for reinforced concrete D-load culvert, storm drain and sewer pipe
C 877	Specification for external sealing bands for noncircular concrete sewer, storm drain and culvert pipe
C 924	Testing concrete pipe sewer lines by low pressure air test method
C 969	Infiltration and exfiltration acceptance testing of installing precast concrete pipe sewer lines
C 1214	Concrete pipe sewer lines by negative air pressure (vacuum) test method
D 1248	Specification for polyethylene plastics molding and extrusion materials
D 1784	Specification for Rigid Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Compounds and Chlorinated Poly (Vinyl Chloride) (CPVC) Compounds
D 2122	Test method for determining dimensions of Thermoplastic pipe and fittings
D 2235	Specification for solvent cement for acrylonitrile - butadiene - styrene (ABS) plastic pipe
D 2239	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled inside diameter
D 2310	Specification for machine-made classification, reinforced thermosetting-resin (RTR) pipe, classification
D 2412	Test method for determination of external loading characteristics of plastic pipe, by parallel-plate loading
D 2444	Test method for impact resistance of Thermoplastic pipe and fittings by means of a Tup (Falling Weight)
D 2564	Specification for solvent cements for PVC piping systems
D 2581	Specification for polybutylene (PB) plastic molding/extrusion materials
D 2680	Specification for acrylonitrile-butadiene-styrene (ABS) and Poly (Vinyl Chloride) (PVC) composite sewer pipe
D 2751	Specification for sewer pipe fittings - ABS, by single/simultaneous multiple coextrusion
D 2996	Specification for filament-wound glass-fiber-reinforced thermosetting-resin (fiberglass) pipe
D 2997	Specification for fiberglass pipe-centrifugally cast
D 3033	Specification for type PSP Poly (Vinyl Chloride) (PVC) sewer pipe and fittings
D 3034	Specification for Type PSM Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Fittings
D 3035	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled outside diameter
D 3212	Specification for joint for drain/sewer plastic pipes, using flexible elastomeric seals

D 3261	Specification for butt heat fusion polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) pipe and tubing
D 3262	Specification for fiberglass sewer pipe, for conveying sanitary sewage/storm water/industrial wastes
D 3350	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe based on outside diameter.
D 3681	Specification for chemical resistance of fiber glass (glass fiber reinforced thermosetting resin) pipe in a defected condition
D 3754	Specification for fiberglass (Glass-Fiber-Reinforced Thermosetting-Resin) sewer and industrial pressure pipe
F 477	Standard specification for elastomeric seals (gaskets) for joining plastic pipe
F 545	Standard specification for PVC and ABS injected solvent cemented plastic pipe joints
F 679	Standard specification for polyninyl chloride (PVC) large-diameter plastic gravity sewer pipe and fittings
F 714	Standard specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on outside diameter
F 809	Standard specification for large diameter polybutilene plastic pipe
F 894	Standard specification for polyethylene (PE) large diameter profile wall sewer and drain pipe
F 949	Specification for Poly (Vinyl Chloride) Corrugated Sewer Pipe With a Smooth Interior and Fittings
F 1417	Standard test method for installation acceptance of plastic gravity sewer lines using low pressure air

0.4.4 Normas ISO

881	Asbestos-cement pipes, joints and fittings for sewerage and drainage.
2531	Tubos, racores y accesorios de fundición dúctil para canalizaciones a presión
4435	Tubos y accesorios de Poli (Cloruro de Vinilo) no plastificado (PVC-U) para sistemas de drenaje y alcantarillado; con unión flexible; SDR 34 con diámetros nominales 110; 160; 200; 250 y 315 mm; SDR 41 con diámetros nominales 160; 200; 250 y 315 mm
4633	Juntas de estanqueidad de caucho - Guarniciones de juntas de canalizaciones de alimentación y evacuación de aguas (alcantarillados incluidos - Especificación de materiales
5208	Ensayos de fábrica para válvulas de mariposa
5210	Conexión a los mecanismos manuales y eléctricos para válvulas de mariposa
5752	Dimensiones entre caras de las válvulas bridadas
5752-14	Dimensionamiento de válvulas de mariposa
7005-2	Bridas de unión para válvulas
7259	Válvulas con compuertas revestidas de elastómero

0.4.5 Normas AASHTO

M 36	Zinc coated (galvanized) corrugated iron or steel culverts
M 245	Precoated, galvanized steel culverts and under drains

0.4.6 Lista de tablas y figuras

Tabla 1.1 -	Procesamiento de la información topográfica
Tabla 2.1 -	Periodo de diseño
Tabla 2.2 -	Métodos para el cálculo de la población futura

- Tabla 2.3 - Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura
- Tabla 2.4 - Dotación media - (L/hab/d)
- Tabla 2.5 - Coeficientes de infiltración en tubos - q_{inf} (L/s/m)
- Tabla 2.6 - Valores del coeficiente de Pöpel
- Tabla 2.7 - Valores del coeficiente k_2
- Tabla 2.8 - Valores de las rugosidades de las tuberías
- Tabla 2.9 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,10$
- Tabla 2.10 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,15$
- Tabla 2.11 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal
- Tabla 2.12 - Profundidad mínima de colectores
- Tabla 2.13 - Dimensiones mínimas de zanja
- Tabla 4.1 - Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca
- Tabla 4.2 - Periodos de retorno o grado de protección
- Tabla 4.3 - Factor de reducción
- Tabla 4.4 - Coeficientes de escurrimiento superficial
- Tabla 4.5 - Coeficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización
- Tabla 4.6 - Coeficiente de retardo
- Tabla 4.7 - Constante "a" de velocidad superficial
- Tabla 4.8 - Valores del coeficiente de rugosidad
- Tabla 4.9 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,10$
- Tabla 4.10 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal
- Tabla 9.1 - Tipos de tuberías y materiales aceptados para alcantarillados
- Tabla 9.2 - Tipos de tubería rígida para alcantarillados
- Tabla 9.3 - Tipos de tubería flexible para alcantarillados
- Tabla 9.4 - Tipos de uniones de tuberías
- Tabla 9.5 - Factor de carga para diferentes estructuras de soporte o apoyo
- Tabla 9.6 - Valores de F_f para tubos circulares, elípticos y en arco
- Tabla 9.7 - Valores de N
- Tabla 9.8 - Valores de x
- Tabla 9.9 - Tolerancias para la fundición de tuberías de hierro dúctil
- Tabla 9.10 - Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles cargadas por medio del ensayo de placas paralelas
- Figura 2.1 - Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena
- Figura 9.1 - Coeficiente de carga para tuberías rígidas en condiciones de instalación en rellenos con proyección positiva

CAPITULO 1 - MARCO CONCEPTUAL

1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta norma establece disposiciones para las etapas de concepción, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y control de todas las obras, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, adecuabilidad, calidad y sostenibilidad a lo largo de su vida útil.

El presente capítulo establece las condiciones requeridas para la concepción y desarrollo de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. De esta manera permite orientar la planificación, diseño, construcción, supervisión técnica, operación, mantenimiento y seguimiento de estos sistemas y sus componentes.

Se incluyen los elementos de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales que conforman los alcantarillados sanitarios, pluviales y combinados, sus diferentes componentes y estaciones de bombeo. Se consideran además nuevas tecnologías y sistemas aislados de disposición como alternativas a los sistemas convencionales.

1.2 DEFINICIONES

Las definiciones de los términos utilizados en la presente norma se interpretan con el significado que se asigna a continuación:

1.2.1 Afluente

Agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.

1.2.2 Aguas pluviales

Aguas provenientes de la precipitación de aguas de lluvia.

1.2.3 Aguas residuales

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

1.2.4 Aguas residuales domésticas

Desechos líquidos provenientes de los hábitos higiénicos del hombre en actividades domésticas.

1.2.5 Aguas residuales industriales

Desechos líquidos provenientes de las actividades industriales.

1.2.6 Alcance de proyecto

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

1.2.7 Alcantarillado

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

1.2.8 Alcantarillado pluvial

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas pluviales.

1.2.9 Alcantarillado sanitario

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

1.2.10 Alcantarillado combinado

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

1.2.11 Alcantarillado separado

Sistema constituido por un tubo de alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas pluviales que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

1.2.12 Aliviadero

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

1.2.13 Altura de recubrimiento del colector

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

1.2.14 Área tributaria

Superficie que aporta hacia un tramo o punto determinado.

1.2.15 Boca de tormenta

Estructura hidráulica destinada a captar las aguas pluviales de vías públicas, con la finalidad de conducir las al colector.

1.2.16 Cámara de inspección domiciliaria

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

1.2.17 Cámara de conexión

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

1.2.18 Cámara de caída

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

1.2.19 Cámara de inspección o pozo de visita

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

1.2.20 Caja de paso

Cámara sin acceso, localizada en puntos singulares por necesidad constructiva y que permite el paso del equipo para limpieza del tramo aguas abajo. Puede ser utilizada en sustitución de la cámara de inspección en casos de cambio de dirección, pendiente, diámetro y material.

1.2.21 Canal

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

1.2.22 Caracterización de las aguas residuales

Determinación del caudal y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales, según su procedencia.

1.2.23 Caudal de aporte

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

1.2.24 Caudal de diseño

Caudal máximo horario doméstico de contribución de aguas residuales, además de los caudales adicionales por conexiones erradas, por infiltración y de descarga concentrada, se calcula para la etapa inicial y final del periodo de diseño.

1.2.25 Caudal pico

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

1.2.26 Caudal por conexiones erradas

Contribución de caudal debido a la conexión de aguas pluviales en la red de alcantarillado sanitario.

1.2.27 Caudal por infiltración

Agua proveniente del subsuelo, adicional para el sistema separado y combinado.

1.2.28 Coeficiente de escurrimiento

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

1.2.29 Coeficiente de punta

Relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario doméstico. Usualmente para su determinación se utilizan fórmulas que relacionan el coeficiente con la población, por considerar que las mismas cubren los factores que están ligados a los siguientes aportes: El tamaño del área servida, la densidad y la forma del área.

1.2.30 Coeficiente de retorno

Porcentaje del caudal de agua potable que se asigna al caudal de aguas residuales.

1.2.31 Coeficiente de rugosidad

Parámetro que representa el efecto de fricción del contorno del conducto sobre el flujo.

1.2.32 Colector

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

1.2.33 Colector principal

Conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, para conducirlos a plantas de tratamiento de aguas residuales o a cuerpos de agua.

1.2.34 Colector secundario

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

1.2.35 Conexión domiciliaria

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

1.2.36 Conexiones cruzadas

Conexión domiciliaria de aguas residuales al alcantarillado pluvial o viceversa.

1.2.37 Contribuciones de aguas residuales

Volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales.

1.2.38 Consumo

Volumen de agua potable recibido por el usuario en un periodo determinado.

1.2.39 Cordón de acera

Construcción destinada a separar la calzada de la acera, conformando de esta manera la cuneta.

1.2.40 Costo de inversión

Suma de recursos financieros necesarios para la ejecución de una obra.

1.2.41 Cota de clave

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

1.2.42 Cota de solera

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

1.2.43 Criterios de diseño

Datos básicos que permiten el diseño de una estructura o componente de un sistema.

1.2.44 Cuenca de contribución

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

1.2.45 Cuerpo receptor

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

1.2.46 Cuneta

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

1.2.47 Densidad de población

Número de personas que habitan dentro de un área tributaria determinada, generalmente expresada en hab/ha.

1.2.48 Desarrollo comunitario

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

1.2.49 Diámetro

Medida interna real de conductos circulares.

1.2.50 Disposición final

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

1.2.51 Dotación

Cantidad de agua promedio diaria por habitante que suministra el sistema de agua potable, expresada en litros por habitante por día.

1.2.52 Educación sanitaria y ambiental

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

1.2.53 Efluente

Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

1.2.54 Emisario

Conducto, canal o tubería que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su recorrido no recibe contribución alguna.

1.2.55 Entibado

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

1.2.56 Escurrimiento

Volumen que llega a la corriente poco después de comenzada la lluvia.

1.2.57 Estación de bombeo

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

1.2.58 Estación elevadora

Estructura que permite transportar aguas residuales o pluviales de un nivel inferior a uno superior.

1.2.59 Estructura de conexión o estructura-cámara

Estructura construida para la unión de uno o más colectores, con el fin de permitir cambios de alineamiento horizontal y vertical en el sistema de alcantarillado.

1.2.60 Evaluación de Impacto Ambiental

Identificación de los posibles impactos del proyecto al ambiente; se determinan en forma

preliminar las medidas de mitigación correspondientes, con el fin de obtener la categorización del estudio a realizarse mediante la emisión de un certificado de descargo (Categorías I y II) o mediante un certificado de dispensación (Categorías III y IV).

1.2.61 Evaluación financiera

Comparación de los beneficios y costos atribuibles a la ejecución del proyecto desde el análisis de la relación costo - beneficio.

1.2.62 Evaluación socio-económica

Estudio que permite fundamentalmente conocer las condiciones por estratos socioeconómicos de la población y su predisposición de pago por los servicios.

1.2.63 Frecuencia

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

1.2.64 Hidrograma

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

1.2.65 Hormigón armado

Material constituido por un hormigón que tiene un refuerzo consistente en barras de acero, estribos transversales o mallas electrosoldadas.

1.2.66 Hormigón simple

Hormigón que no tiene acero de refuerzo.

1.2.67 Intensidad de precipitación

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

1.2.68 Instalación sanitaria domiciliaria

Conjunto de tuberías de agua potable, alcantarillado, accesorios y artefactos que se encuentran dentro de los límites de la propiedad.

1.2.69 Interceptor

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

1.2.70 Mantenimiento

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

1.2.71 Marco conceptual

Datos e ideas básicas que permiten definir el entorno y alcance de un proyecto.

1.2.72 Media caña

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

1.2.73 Operación

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

1.2.74 Período de diseño

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

1.2.75 Periodo de retorno

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

1.2.76 Plan maestro de alcantarillado

Plan de ordenamiento del sistema de alcantarillado de una localidad para un horizonte de planeamiento dado.

1.2.77 Planta de tratamiento

Unidad o conjunto de unidades destinadas a mejorar la calidad del agua de tal forma que produzcan en los cuerpos receptores, efectos compatibles con las exigencias legales y/o con la utilización aguas abajo de la población.

1.2.78 Población inicial

Población atendida en el año de inicio de operación de un sistema de alcantarillado sanitario.

1.2.79 Población final

Población atendida en el año de alcance de proyecto.

1.2.80 Población servida

Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

1.2.81 Población flotante

Número de habitantes que frecuenta en determinadas épocas del año el área comprendida por el proyecto, que es significativo para el dimensionamiento de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales.

1.2.82 Pozo de succión

Tanque o estructura dentro del cual las aguas son extraídas por bombeo.

1.2.83 Profundidad del colector

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

1.2.84 Ramal condominial

Tubería que recolecta aguas residuales de un conjunto de edificaciones que descarga a la red pública en un punto.

1.2.85 Red pública

Conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias.

1.2.86 Rasante

Perfil del eje longitudinal de la superficie de pavimentación de la vía pública. También se define como el borde del límite de la vivienda.

1.2.87 Sifón invertido

Estructura compuesta por una o más tuberías que funcionan a presión. Se utilizan cuando es necesario pasar las tuberías por debajo de ríos o quebradas.

1.2.88 Sistema de alcantarillado sanitario

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

1.2.89 Sistema de alcantarillado pluvial

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

1.2.90 Sistema de alcantarillado sanitario separado

Sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales, con un solo tubo.

1.2.91 Sistema de alcantarillado combinado

Sistema que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y pluviales, en un solo tubo.

1.2.92 Sistema de alcantarillado sanitario condominial

Sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando el ramal condominial como unidad básica de conexión.

1.2.93 Sumidero

Estructura diseñada y construida para cumplir con el propósito de captar las aguas pluviales de escurrimiento que corren por las cunetas de las calzadas de las vías, para entregarlas a las estructuras de conexión o cámaras de inspección de los alcantarillados combinados o pluviales.

1.2.94 Tensión tractiva

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

1.2.95 Terminal de limpieza (TL)

Tubo, o dispositivo que permite la introducción de equipos de limpieza, y substituye el pozo de visita, localizado en la cabecera o arranque del colector. Prolongación del colector en forma vertical o utilizando accesorios de 45° que permite efectuar la limpieza en los tramos de arranque de la red.

1.2.96 Tiempo de concentración

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

1.2.97 Tiempo de entrada

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

1.2.98 Tiempo de trayecto

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

1.2.99 Tramo

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

1.2.100 Tramo de colector

Longitud de colector comprendida entre dos cámaras de inspección o tubos de inspección y limpieza, sucesivos.

1.2.101 Tramos iniciales

Tramos de colectores que dan comienzo al sistema de alcantarillado.

1.2.102 Tubo de inspección y limpieza (TiL)

Tubo vertical o con accesorios a 45° conectado a los colectores que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza, instalado en cualquier punto de la red en sustitución de algunas cámaras de inspección.

1.2.103 Tubo de Inspección de conexión predial

Dispositivo para ser utilizado en conexiones domiciliarias. Sustituye a las cajas de paso.

1.2.104 Tubo de inspección y limpieza de paso

Tubo vertical conectado a los colectores de la red pública que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza y es utilizado en los tramos intermedios de la red. Es un elemento generalmente prefabricado, llamado también tubo de inspección y limpieza de transición.

1.2.105 Tubo de inspección y limpieza condominial

Dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza. Esta pieza ha sido desarrollada especialmente para ser utilizada en los ramales condominiales.

1.2.106 Tubo de inspección y limpieza radial

Dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza y está compuesto por el tapón, tubo de inspección y cuerpo. Llamado también pozo de inspección visual. Utilizado en la red pública.

1.2.107 Tubería de conexión

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

1.2.108 Tubo ó tubería

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

1.2.109 Volumen efectivo

Del pozo de succión, para efectos de cálculo, es aquel comprendido entre el fondo de la estación y el nivel medio de operación de las bombas.

1.2.110 Volumen útil

Del pozo de succión, comprendido entre el nivel máximo y el nivel mínimo de operación de bombeo.

1.3 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y/O PLUVIALES

1.3.1 Tipos de sistemas

1.3.1.1 Sistemas convencionales

Los sistemas de alcantarillado convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o pluviales hasta los sitios de disposición final.

Los tipos de sistemas convencionales son: El alcantarillado separado y el alcantarillado combinado. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial; mientras que en el tipo combinado, esto se hace por el mismo sistema.

1.3.1.2 Sistemas no convencionales

Los sistemas de alcantarillado no convencionales son sistemas de menor costo basados en consideraciones de diseño adicionales y en una tecnología disponible para su operación y mantenimiento.

Dentro de estos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados condominiales, los alcantarillados sin arrastre de sólidos, los alcantarillados modulares 100 % con material plástico y los alcantarillados simplificados. Los sistemas no convencionales deben constituir alternativas de saneamiento, cuando partiendo de sistemas in situ, se incrementa la densidad de población.

a) Los sistemas de alcantarillados sanitarios condominiales (SASC)

Son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha, mediante el “ramal condominial”, y que se conecta a la red pública a través de un punto de inspección.

NOTA

Véase el Reglamento Técnico de Diseño para Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Anexo.

b) Los alcantarillados sin arrastre de sólidos (ASAS)

Son sistemas que permiten trasladar aguas residuales domésticas que han sido sedimentadas o decantadas previamente en un tanque séptico, también denominado “tanque interceptor de sólidos”. El caudal de estos alcantarillados puede alternar a sección parcialmente llena y el flujo a presión. En tales casos, deben tomarse precauciones a fin de que se asegure que en las secciones que trabajan a presión no exista reflujo del colector al tanque interceptor. Asimismo, entre el punto inicial y el final del colector debe existir una diferencia positiva de altura. Sirven para uso doméstico en pequeñas comunidades o poblados y su funcionamiento depende de la operación adecuada de los tanques interceptores y del control al uso indebido de los colectores. Desde el punto de vista ambiental pueden tener un costo y un impacto mucho más reducido.

El alcantarillado sin arrastre de sólidos (ASAS) es también conocido como alcantarillado de flujo decantado (AFD), alcantarillado de pequeño diámetro (APD), alcantarillado de redes de aguas residuales decantadas (ARARD), alcantarillados libres de sólidos (ALS) o de drenes de efluentes (DE).

c) Los sistemas de alcantarillados simplificados (SAS)

Funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de pozos de inspección o su sustitución por estructuras más económicas.

d) Los sistemas de alcantarillados modulares 100 % de material plástico (SAM)

Son sistemas definidos en bloques o “módulos”, aliados a una creativa disposición física del sistema de colecta con las ventajas del material hidráulico utilizado (totalmente de material plástico). Según la disposición física, son admitidas conexiones prediales solo en las redes secundarias y en las redes principales, no siendo permitidas en los colectores troncales diámetros menores a 150 mm.

El sistema modular, es concebido de modo de minimizar la influencia del usuario en su desempeño. Con la utilización del Tubo de Inspección y Limpieza (TiL) (véase 1.2.102) con tapón y la Terminal de Limpieza (TL) (véase 1.2.95) partes integrantes de la inspección, con dimensiones cerradas, el acceso queda restringido solo a la inspección visual, tornándose el sistema semi-cerrado, “cerrado” lo suficiente para que el usuario no tenga perjuicio en el desempeño del sistema y “abierto” lo bastante para que el responsable del servicio pueda manejarlo

1.3.1.3 Sistemas aislados de disposición

Sistemas basados en la disposición in situ de las aguas residuales, como las letrinas, cámaras sépticas, campos de infiltración y baños ecológicos (campo seco o húmedo) los cuales son sistemas de bajo costo y pueden ser apropiados en áreas urbanas, periurbanas y rurales con población dispersa y adecuadas características del subsuelo.

1.3.2 Componentes de los sistemas

Los diferentes componentes del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales deben correlacionarse de tal manera que el sistema sea funcional y garantice los objetivos.

1.4 ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO

Los estudios básicos deben realizarse en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas.

Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico
- Socio-económico y cultural
- Ambiental

NOTA

Véase también los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento del Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

1.4.1 Estudios técnicos

Los estudios técnicos deben incluir:

- a) Evaluación de la cuenca
- b) Evaluación de las posibles fuentes de agua
- c) Calidad y cantidad de las aguas
- d) Reconocimiento geológico del área del proyecto
- e) Estudios de suelos y geotécnicos
- f) Trabajos topográficos; véase Anexo A (Normativo)
- g) Evaluación del sistema de abastecimiento de agua existente
- h) Evaluación del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales existente
- i) Evaluación del cuerpo receptor para la disposición final de las aguas residuales

NOTA

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

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

1.4.2 Estudios socio-económicos y culturales

Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

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

1.4.3 Estudios ambientales

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

1.5 PROYECTO A NIVEL PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL

Los estudios correspondientes se deben realizar conforme a lo establecido en el Reglamento Nacional de Bolivia "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento". Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004".

Estos Reglamentos Nacionales se refieren a:

- a) RT 001 - Reglamento de presentación de proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario para poblaciones mayores a 2 000 habitantes
- b) RT 002 - Reglamento de presentación de proyectos de agua potable y saneamiento para poblaciones menores o iguales a 2 000 habitantes
- c) Anexos de los Reglamentos

CAPITULO 2 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

2.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

En el presente 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 y evacuación de aguas residuales.

2.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Los componentes de un sistema de alcantarillado sanitario son los siguientes:

- a) Redes públicas
- b) Colectores troncales
- c) Interceptores
- d) Bombeo
- e) Emisarios
- f) Tratamiento, incluyendo bombeo, estaciones de tratamiento y disposición final

2.3 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.

2.3.1 Período de diseño

El período de diseño es el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- a) Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños
- b) Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto
- c) Cambios en el desarrollo social y económico de la población
- d) Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad

El período de diseño debe adoptarse en función de los componentes del sistema y las características de la población, según lo indicado en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Período de diseño (años)

Componentes del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

El período de diseño podrá ser mayor o menor a los valores especificados en la tabla 2.1, siempre que el proyectista lo justifique.

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobre-dimensionamiento de los distintos componentes del sistema, referido a los requerimientos del período inicial del proyecto, se deben definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

2.3.2 Población del proyecto

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.

Se deben aplicar los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población de la capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1 %.

- b) Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe estimarse con base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

2.3.2.1 Métodos de cálculo

Para determinar la población futura para el proyecto, es necesario conocer cuál es la posible distribución de la población. Se deben tomar en cuenta los métodos tradicionales como se muestra en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 - Métodos para el cálculo de la población futura

Método	Fórmula	Observaciones
Aritmético	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i \cdot t}{100}\right)$	donde: P_f Población futura, en hab P_0 Población inicial, en hab i Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje t Número de años de estudio o período de diseño, en años L Valor de saturación de la población m Coeficiente a Coeficiente P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2 \cdot t_1$ t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal, en años, correspondiente a la población P_0, P_1, P_2
Geométrico	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$	
Exponencial	$P_f = P_0 \cdot e^{\left(\frac{i \cdot t}{100}\right)}$	
Curva logística	$P_f = \frac{L}{1 + m \cdot e^{(a \cdot t)}}$ $L = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $m = \frac{L - P_0}{P_0}$ $a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right]$	

En todos los casos se debe presentar un gráfico con los resultados obtenidos de los métodos utilizados. El proyectista debe evaluar las tendencias de crecimiento en función a las actividades económicas de la población y recomendar la más apropiada.

NOTA

El Método aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la migración.

El Método geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades.

El Método exponencial requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen áreas de expansión.

El Método de la curva logística admite que el crecimiento de la población obedece a una relación matemática del tipo curva logística, en el cual la población crece de forma asintótica en función del tiempo para un valor de saturación (L). La curva logística tiene tres (3) tramos distintos: El primero corresponde a un crecimiento acelerado, el segundo a un crecimiento retardado y el último a un crecimiento tendiente a la estabilización. Entre los dos (2) primeros tramos existe un punto de inflexión.

2.3.2.2 Aplicación

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 - Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (hab)			
	Hasta 2 000	De 2 001 a 10 000	De 10 001 a 100 000	> 100 000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial		X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

Fuente: Norma Boliviana NB 689

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

2.3.2.3 Correcciones a la población calculada

La población calculada según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Población estable
- Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable
- Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad

2.3.2.4 Área del proyecto

Se considera área de proyecto, a aquella que contará con el servicio de alcantarillado sanitario, para el período de diseño del proyecto.

La delimitación del área de proyecto debe seguir los lineamientos del plan de desarrollo de la población o planes maestros, o ser establecido de acuerdo a un estudio de áreas de expansión futura.

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes. El área de proyecto se debe dividir en subáreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento y las áreas de población dispersa y semidispersa.

Se debe señalar claramente los establecimientos educativos, cuarteles, hospitales, centros deportivos y otras instituciones, así como la capacidad de los mismos, que representan consumos de carácter comercial, público / institucional a ser considerados especialmente en el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales.

2.3.3 Dotación media diaria

La contribución de las aguas residuales depende principalmente del abastecimiento de agua. Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario debe ser utilizado el consumo de agua efectivo per cápita, sin tomar en cuenta las pérdidas de agua.

El consumo de agua per cápita es un parámetro extremadamente variable entre diferentes poblaciones y depende de diversos factores, entre los cuales se destacan:

- a) Los hábitos higiénicos y culturales de la comunidad
- b) La cantidad de micro medición de los sistemas de abastecimiento de agua
- c) Las instalaciones y equipamientos hidráulico - sanitario de los inmuebles
- d) Los controles ejercidos sobre el consumo
- e) El valor de la tarifa y la existencia o no de subsidios sociales o políticos
- f) La abundancia o escasez de los puntos de captación de agua
- g) La intermitencia o regularidad del abastecimiento de agua
- h) La temperatura media de la región
- i) La renta familiar
- j) La disponibilidad de equipamientos domésticos que utilizan agua en cantidad apreciable
- k) La intensidad de la actividad comercial

Para el caso de sistemas nuevos de alcantarillado sanitario, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada, según lo especificado en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 - Dotación media (L/hab/d)

Zona	Población (hab)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más a 100 000
Del Altiplano	30 a 50	30 a 70	50 a 80	80 a 100	100 a 150	150 a 200
De los Valles	50 a 70	50 a 90	70 a 100	100 a 140	150 a 200	200 a 250
De los Llanos	70 a 90	70 a 110	90 a 120	120 a 180	200 a 250	250 a 350
NOTAS	(1)			(2)		

Fuente: Norma Boliviana NB 689

(1) Justificar a través de un estudio social

(2) Justificar a través de un estudio socio - económico

Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las

condiciones socioeconómicas de la población; deben utilizarse datos de poblaciones con características similares.

2.3.3.1 Dotación futura de agua

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el período de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0,5 % y el 2,0 % de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

donde:

D_f	Dotación futura, en L/hab/d
D_0	Dotación inicial, en L/hab/d
d	Variación anual de la dotación, en porcentaje
t	Número de años de estudio, en años

2.3.4 Coeficiente de retorno

El coeficiente de retorno (C) es la relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales domésticas y el caudal medio de agua que consume la población. Del total de agua consumida, solo una parte contribuye al alcantarillado, pues el saldo es utilizado para lavado de vehículos, lavado de aceras y calles, riego de jardines y huertas, irrigación de parques públicos, terrazas de residencias y otros. De esta manera, el coeficiente de retorno depende de factores locales como la localización y tipo de vivienda, condición de las calles (pavimentadas o no), tipo de clima u otros factores.

Se deben utilizar valores entre el 60 % al 80 % de la dotación de agua potable. Valores menores y mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

2.3.5 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:

2.3.5.1 Domésticas (Q_{MD})

El caudal medio diario doméstico (Q_{MD}), debe ser calculado utilizando una de las siguientes expresiones:

$$Q_{MD} = \frac{C \cdot P \cdot Dot}{86\,400}$$

$$Q_{MD} = \frac{C \cdot N \cdot to \cdot Dot}{86\,400}$$

$$Q_{MD} = \frac{C \cdot a \cdot d \cdot Dot}{86\,400}$$

donde:

Q_{MD}	Caudal medio diario doméstico, en L/s
C	Coefficiente de retorno, adimensional
P	Población, en hab
Dot	Consumo de agua per capita, en L/hab/d
N	Número de lotes, adimensional
	Tasa de ocupación poblacional, en hab/lote
a	Área de contribución, en ha
d	Densidad poblacional, en hab/ha

El caudal de contribución doméstico (Q_{MD}) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

El caudal de contribución doméstico, debe ser calculado en función del número de lotes N (Nº lotes) y la tasa de ocupación poblacional, t_o (hab/lote), o considerando el área de contribución (ha) y la densidad poblacional (hab/ha), además del consumo de agua per cápita, D (L/hab/d) y el coeficiente de retorno (C).

2.3.5.2 Industriales (Q_i)

El caudal de contribución industrial es la cantidad de agua residual que proviene de una determinada industria.

Los consumos industriales deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución industrial (Q_i) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo al consumo y pérdidas de cada industria en sus diferentes operaciones de producción y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

NOTA

Los aportes de aguas residuales industriales (Q_i) deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimaciones de ampliaciones y consumos futuros.

2.3.5.3 Comerciales (Q_c)

El caudal de contribución comercial es la cantidad de agua residual que proviene de sectores comerciales.

Los consumos comerciales deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución comercial (Q_c) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo a las características de cada zona comercial y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

2.3.5.4 Instituciones públicas (Q_{ip})

Es la cantidad de agua residual que proviene de instituciones públicas.

Los consumos de instituciones públicas deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución de instituciones públicas (Q_{ip}) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo a las características de instituciones públicas como: Hospitales, hoteles, colegios, cuarteles y otros y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

2.3.5.5 Infiltración lineal (Q_{inf})

Las contribuciones indebidas en las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, pueden ser originarias del subsuelo - genéricamente designadas como infiltraciones - o pueden provenir del encauce accidental o clandestino de las aguas pluviales.

Las aguas del suelo penetran a través de los siguientes puntos:

- Por las juntas de las tuberías
- Por las paredes de las tuberías
- En las estructuras de las cámaras de inspección o pozos de visita, cajas de inspección, cajas de paso, tubos de inspección y limpieza y terminales de limpieza

El aporte del caudal por infiltración se debe establecer con base a los valores de la tabla 2.5. El caudal de infiltración lineal es igual a (q_{inf}) por la longitud (L) del tramo del colector (m).

Tabla 2.5 - Coeficientes de infiltración en tuberías - q_{inf} (L/s/m)

Nivel freático	Tubería de hormigón		Tuberías de material plástico	
	Tipo de unión			
	hormigón	anillo goma	hormigón	anillo goma
Bajo	0,0005	0,0002	0,00010	0,00005
Alto	0,0008	0,0002	0,00015	0,00005

Fuente: Manual para Cálculo, Diseño y Proyecto de Redes de Alcantarillado, Waldo Peñaranda. La Paz, Bolivia. 1993

2.3.5.6 Conexiones erradas (Q_{ce})

Se deben considerar los aportes de aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones (Q_{ce}) (de bajantes de tejados y patios). 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 pluviales.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5 % al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Valores mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

Q_{ce} debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

2.3.6 Coeficientes de punta (M)

El coeficiente de punta "M" es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario.

El coeficiente de punta sirve para estimar el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones del consumo de agua.

La variación del coeficiente de punta "M" debe ser estimada con base a relaciones de Harmon y Babbitt, válidas para poblaciones de 1 000 hab a 1 000 000 hab; la relación de

Flores, en las cuales se estima “M” en función del número de habitantes; la relación de Pöpel para poblaciones que varían de 5 000 a 250 000 hab. Y también se debe tomar en cuenta los coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 .

El coeficiente de punta debe ser obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

2.3.6.1 Coeficiente de Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

M Coeficiente de Harmon adimensional
P Población, en miles de habitantes

Su alcance está recomendado en el rango: $2 \leq M \leq 3,8$

2.3.6.2 Coeficiente de Babbitt

$$M = \frac{5}{P^{0.20}}$$

donde:

P población en miles de habitantes

2.3.6.3 Coeficiente de Flores

$$M = \frac{3,5}{P^{0,10}}$$

donde:

P número total de habitantes

2.3.6.4 Coeficiente de Pöpel

En la tabla 2.6, se presentan los coeficientes de Pöpel, en función al tamaño de la población.

Tabla 2.6 - Valores del coeficiente de Pöpel

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2,40 a 2,00
5 a 10	2,00 a 1,85
10 a 50	1,85 a 1,60
50 a 250	1,60 a 1,33
Mayor a 250	1,33

2.3.6.5 Coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2

El coeficiente de punta está dado por los coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 .

$$M = k_1 \cdot k_2$$

donde:

- k_1 Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k_1 , varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de k_1 , corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.
- k_2 Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario k_2 , varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 - Valores del coeficiente k_2

Población (hab)	Coeficiente k_2
Hasta 2 000	2,20 a 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 a 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 a 1,50
Más de 100 000	1,50

2.3.7 Caudal máximo horario doméstico (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo, se debe estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta “M” y para las condiciones inicial y final del proyecto. El caudal máximo horario está dado por:

$$Q_{MH} = M \cdot Q_{MD}$$

donde:

- Q_{MH} Caudal máximo horario doméstico, en L/s
 M Coeficiente de punta adimensional
 Q_{MD} Caudal medio diario doméstico, en L/s

2.3.8 Caudal de diseño (Q_{DT})

El caudal de diseño (Q_{DT}) de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario doméstico del día máximo, Q_{MH} , los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas y de los caudales de descarga concentrada. El caudal de diseño está dado por:

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + \sum Q_{DC}$$

donde:

- Q_{DT} Caudal de diseño, en L/s
 Q_{MH} Caudal máximo horario doméstico, en L/s
 Q_{INF} Caudal por infiltración, en L/s
 Q_{CE} Caudal por conexiones erradas, en L/s
 Q_{DC} Caudal de descarga concentrada, en L/s

NOTA

La contribución del caudal de descarga concentrada generalmente proviene de industrias, establecimientos comerciales e instituciones públicas y también de áreas de expansión previstas en el proyecto. Además de los valores que corresponden a los valores finales previstos, deben estimarse los valores iniciales de caudal de operación de cada tramo para propósitos de verificación del comportamiento hidráulico del sistema en sus etapas iniciales de servicio.

2.4 CRITERIOS DE DISEÑO

2.4.1 Ecuaciones para el diseño

Para los cálculos hidráulicos, deben utilizarse las siguientes ecuaciones:

2.4.1.1 Ecuaciones de Colebrook - White

La siguiente ecuación de Prandtl-Colebrook, que permite obtener la velocidad media del flujo de agua residual, se desprende de las expresiones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White:

$$V = -2,0 \log \left(\frac{2,51\nu}{D \sqrt{2g \cdot D \cdot S}} + \frac{K/D}{3,71} \right) \sqrt{2g \cdot D \cdot S}$$

donde:

- V Velocidad, en m/s
- D Diámetro de la tubería, en m
- S Pendiente, en m/m
- K/D Rugosidad relativa de la pared de la tubería, en m/m
- ν Viscosidad cinemática, en m²/s (varía con la temperatura del líquido). Por ejemplo 1,31 × 10⁻⁶ (m²/s) para 10°C
- g Aceleración de la gravedad, en m/s²

En la tabla 2.8, se presentan los valores de las rugosidades de las tuberías (K).

Tabla 2.8 - Valores de las rugosidades de las tuberías

Material	Rugosidad (K) (mm)
PVC	0,10
Hormigón	0,30
Fierro fundido sin revestimiento	0,25
Fierro fundido con revestimiento	0,125

Fuente: Azevedo Netto et al. (1998)

2.4.1.2 Ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

donde:

- V Velocidad, en m/s
- n Coeficiente de rugosidad de Manning adimensional
- R_H Radio hidráulico, en m
- S Pendiente, en m/m

2.4.1.3 Ecuación de continuidad

$$Q = A \cdot V$$

donde:

- Q Caudal, en m³/s
- A Área de la sección, en m²
- V Velocidad, en m/s

Los cálculos de las figuras de los sectores y segmentos circulares y relaciones trigonométricas, deben ser obtenidos según la figura 2.1.

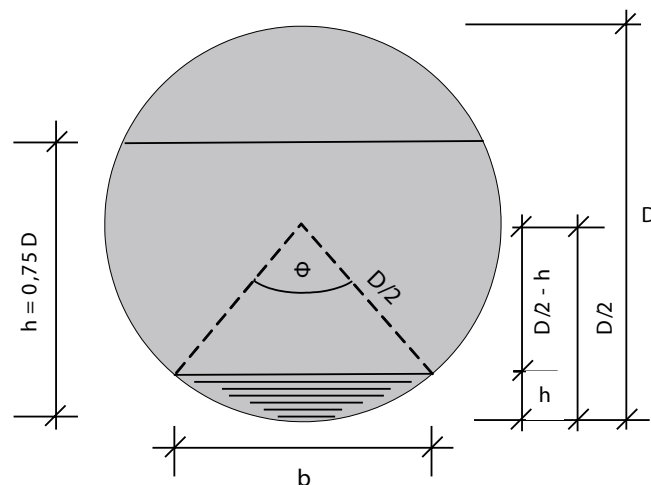


Figura 2.1 - Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena

donde:

D Diámetro, en m (mm) (plg)
h Tirante de agua, en m (%)

2.4.1.4 Sección llena

Las relaciones geométricas para la sección circular son:

- Área:

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

- Perímetro:

$$P = \pi D$$

- Radio hidráulico:

$$R_H = \frac{D}{4}$$

- Velocidad:

$$V = \frac{0,397}{n} D^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

- Caudal:

$$Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

2.4.1.5 Sección parcialmente llena

- Ángulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right)$$

- Radio hidráulico:

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)$$

- Velocidad:

$$V = \frac{0,397 D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

- Caudal:

$$Q = \frac{D^{8/3}}{7257,15 \cdot n \cdot (2 \pi \theta^\circ)^{2/3}} (2 \pi \theta^\circ - 360 \operatorname{sen} \theta^\circ)^{5/3} \cdot S^{1/2}$$

2.4.1.6 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales

- Relación de tirantes:

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\theta^\circ}{2} \right) \right]$$

— Relación de velocidades:

$$\frac{V}{V_{II}} = \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)^{2/3}$$

- Relación de caudales:

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi} \right) \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)^{2/3}$$

2.4.2 Coeficiente “n” de rugosidad

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) debe tomar un valor de 0,013 en alcantarillados sanitarios, para cualquier tipo de material de tubería. Es decir la película biológica formada hace que este coeficiente sea uniforme independiente del material.

2.4.3 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional y/o no convencional (alcantarillados condominial, simplificado y modular 100 % plástico) es 100 mm (4 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Para el alcantarillado de pequeño diámetro sin arrastre de sólidos el diámetro mínimo es de 50 mm (2 plg).

2.4.4 Criterio de la tensión tractiva

Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media de valor mínimo $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$. En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0,60 Pa.

La ecuación de la tensión tractiva está definida por:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot S$$

donde:

τ	Tensión tractiva media, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1 000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
S	Pendiente del tramo de tubería, en m/m

NOTA

Se debe tener cuidado con el manejo de unidades según del tipo de sistema, como sigue:

$$\tau \geq 1,0 \text{ Pa (Sistema Internacional), o } \tau \geq 0,10 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \text{ (Sistema Técnico);}$$

donde:

$$1 [\text{kgf/m}^2] \sim 10 [\text{N/m}^2] \sim 10 [\text{Pa}]; 0,10 [\text{kgf/m}^2] \sim 1,0 [\text{Pa}]$$

$$1\text{N} \sim \frac{\text{kgm}}{\text{s}^2}; 1,0 \text{ Pa} = \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

2.4.4.1 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

La tensión tractiva mínima del flujo debe superar la resistencia del sedimento al movimiento. Como resultado de las investigaciones en el campo y simulaciones en laboratorio realizado por Shields, la tensión tractiva está dada por la siguiente ecuación:

$$\tau = f(\gamma_a - \gamma_w) d_{90\%-95\%}$$

donde:

τ	Fuerza o tensión tractiva referida a la resistencia del sedimento al movimiento, en kg/m ²
f	Constante adimensional: 0,04 - 0,8
γ_a	Peso específico del material de fondo (arena), en kg/m ³
γ_w	Peso específico del agua, en kg/m ³
$d_{90\%-95\%}$	Diámetro específico en m, del 90 % al 95 % de las partículas a ser transportadas. El valor es obtenido de la frecuencia de distribución del análisis granulométrico del material de fondo o sólidos sedimentables que ingresan al sistema de alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado.

f , es la constante adimensional de la ecuación, fue determinada en laboratorio a través de modelos hidráulicos, su valor es de 0,04 para arena limpia, hasta 0,8 para sedimentos de

arena pegajosa del fondo de los conductos.

Según las experiencias de laboratorio, la sedimentación de arena se produce a caudales mínimos, cuando cambia la condición de flujo, la arena es suspendida (a mayor caudal), por este motivo, las tuberías se deben diseñar considerando arena en suspensión.

La constante “f” para colectores de alcantarillado con arena en suspensión es de 0,05 a 0,06. Esta arena puede ser considerada limpia, aunque las partículas están cubiertas con materia orgánica que les da una apariencia negra.

Para los valores de una partícula de 1 mm de diámetro; densidad 2 650 kg/m³ y un coeficiente “f” de 0,06, se obtiene una tensión tractiva “τ” de 0,09 kg/m², por lo tanto se adopta el valor de 0,10 kg/m².

La pendiente mínima debe ser calculada con la fórmula de la tensión tractiva “τ”, introduciendo el valor de la tensión tractiva mínima determinada previamente en función del análisis granulométrico específico de las partículas que se quiere transportar.

Para limitar los costos de mantenimiento, es recomendable que la tensión de arrastre mínima sea suficiente para transportar entre el 90 % al 95 % del material granular que se estima ingresa al sistema de alcantarillado sanitario.

2.4.5 Pendiente mínima

La pendiente de cada tramo de la red no debe ser inferior a la mínima admisible calculada de acuerdo con 2.4.5.1 y ni superior a la máxima calculada según el criterio de la tensión tractiva según 2.4.4.

La pendiente del colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)}$$

donde:

$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \cos \left(\frac{\theta^\circ}{2} \right) \right] = 0,2618$	
$S_{\min}$	Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m
$\tau_{\min}$	Tensión tractiva mínima, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1 000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
D	Diámetro del conducto, en m
θ°	Ángulo, en grado sexagesimal

La pendiente mínima debe ser determinada para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería, para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = (0,10 - 0,15) \quad (10 \% \text{ a } 15 \%)$$

donde:

Q_P Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena)

Q_{II} Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena)

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones. Se recomienda utilizar:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,15$$

2.4.5.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible se debe determinar para las condiciones de flujo establecidas en el punto anterior, tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro). Utilizando las propiedades geométricas de la sección circular, se obtiene:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = (0,10 - 0,15) \Rightarrow \frac{h}{D} \Rightarrow \theta^\circ \Rightarrow R_H$$

- Relación de caudal

De las propiedades hidráulicas de la sección circular, si se tiene $\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,15$, se obtiene:

- Relación de caudales

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\text{sen}\theta^\circ}{2\pi} \right) \cdot \left(1 - \frac{360 \text{ sen}\theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,15$$

- Ángulo central θ° (en grado sexagesimal)

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2 \cdot h}{D} \right) = 123,10^\circ$$

- Relación de tirantes

- Radio hidráulico del conducto parcialmente lleno

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen}\theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right) = 0,1525 D$$

- Pendiente mínima

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot 0,1525 D} \left[\frac{m}{m} \right]$$

Para la relación de caudales de 0,10 y 0,15, sus ángulos θ , la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$; $\rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$; $g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$; $n = 0,013$, se deben obtener las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena (véanse las tablas 2.9 y 2.10).

Tabla 2.9 - Pendiente mínima admisible
 $Q_p/Q_{II} = 0,10$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
			Velocidad	Caudal
plg	m	o/oo	m/s	L/s
4	0,10	7,98	0,59	4,61
6	0,15	5,32	0,63	11,11
8	0,20	3,99	0,66	20,71
10	0,25	3,19	0,68	33,59
12	0,30	2,66	0,71	49,86
14	0,35	2,28	0,72	69,63
16	0,40	1,99	0,74	93,00
18	0,45	1,77	0,75	120,03
20	0,50	1,60	0,77	150,81
22	0,55	1,45	0,78	185,41
24	0,60	1,33	0,79	223,87
26	0,65	1,23	0,80	266,27
28	0,70	1,14	0,81	312,65
30	0,75	1,06	0,82	363,06
32	0,80	1,00	0,83	417,54
34	0,85	0,94	0,84	476,15
36	0,90	0,89	0,85	538,93
38	0,95	0,84	0,85	605,91
40	1,00	0,80	0,86	677,13

Tabla 2.10 - Pendiente mínima admisible
 $Q_p/Q_{II} = 0,15$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
			Velocidad	Caudal
plg	m	o/oo	m/s	L/s
4	0,10	6,68	0,54	4,22
6	0,15	4,46	0,58	10,17
8	0,20	3,34	0,60	18,96
10	0,25	2,67	0,63	30,75
12	0,30	2,23	0,65	45,65
14	0,35	1,91	0,66	63,75
16	0,40	1,67	0,68	85,13
18	0,45	1,49	0,69	109,88
20	0,50	1,34	0,70	138,06
22	0,55	1,22	0,71	169,73
24	0,60	1,11	0,72	204,94
26	0,65	1,03	0,73	243,75
28	0,70	0,95	0,74	286,21
30	0,75	0,89	0,75	332,36
32	0,80	0,84	0,76	382,42
34	0,85	0,79	0,77	435,89
36	0,90	0,74	0,78	493,36
38	0,95	0,70	0,78	554,67
40	1,00	0,67	0,79	619,87

De acuerdo con las características topográficas de la zona de proyecto, los colectores deben ser dimensionados con la pendiente natural del terreno. Sin embargo, las pendientes no deben ser inferiores a la mínima admisible para permitir la condición de autolimpieza desde el inicio de funcionamiento del sistema, cuando se presentan caudales de aporte bajos y condiciones de flujo críticas.

2.4.5.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Se pueden establecer otras relaciones de caudal presente y futuro, de acuerdo con las condiciones locales (caudales de aporte). Para este caso, la pendiente mínima se puede elegir de los valores presentados en la tabla 2.11.

Tabla 2.11 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal

Criterios de diseño				Pendiente mínima	Flujo a sección llena	
Q_p/Q_{II}	h/D	R/D	$\tau_{min} (Pa)$	$S_{min} (o/oo)$	$V_{II} (m/s)$	$Q_{II} (m^3/s)$
0,10	0,2136	0,1278	1,0	$0,7976 D^{-1}$	$0,8622 D^{0,1667}$	$0,6771 D^{2,1667}$
0,15	0,2618	0,1525	1,0	$0,6684 D^{-1}$	$0,7892 D^{0,1667}$	$0,6199 D^{2,1667}$
0,25	0,3408	0,1895	1,0	$0,5379 D^{-1}$	$0,7080 D^{0,1667}$	$0,5561 D^{2,1667}$
0,35	0,4084	0,2175	1,0	$0,4687 D^{-1}$	$0,6609 D^{0,1667}$	$0,5190 D^{2,1667}$

2.4.6 Pendiente máxima admisible

La máxima pendiente debe ser considerada para una velocidad final en la tubería de 5,0 m/s.

2.4.7 Tirante máximo de agua

Los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo un escurrimiento en régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo igual o inferior a 75 % del diámetro del colector.

2.4.8 Velocidad crítica

Cuando la velocidad final (V_f) es superior a la velocidad crítica (V_c), el mayor tirante admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurándose la ventilación del tramo. La velocidad crítica esta definida por:

$$V_c = 6\sqrt{g \cdot R_H}$$

donde:

V_c Velocidad crítica, en m/s
 g Aceleración de la gravedad, en m/s^2
 R_H Radio hidráulico para el caudal final, en m

2.4.9 Control de remanso

Siempre que la cota del nivel de agua a la salida de cualquier cámara de inspección, pozo de visita o TiL esté por encima de cualquiera de las cotas de los niveles de agua de entrada, debe ser verificada la influencia del remanso en el tramo aguas arriba.

2.5 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

2.5.1 Profundidad mínima de instalación

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “por gravedad”

de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que esté por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que éste sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora.

2.5.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave

La profundidad del recubrimiento debe ser definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno. El recubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Asimismo, se deben utilizar tuberías y accesorios de diferentes tipos de materiales, siempre que cuenten con la certificación del organismo competente autorizado en el país.

En caso de instalación de tubería de PVC rígido, la deformación diametral relativa máxima admisible a largo plazo debe ser de 7,5 % del diámetro.

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen en la tabla 2.12.

Tabla 2.12 - Profundidad mínima de colectores

Ubicación	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de desagüe, los valores anteriores deben reducirse tomando las previsiones estructurales y geotécnicas correspondientes.

Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de agua.

NOTA

El cálculo estructural debe cumplir con las recomendaciones de las normas bolivianas correspondientes al material empleado.

2.5.1.2 Conexión de descargas domiciliarias

La profundidad mínima del colector debe permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias, por gravedad, a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones sanitarias domiciliarias establece una pendiente mínima del 2 % desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección.

2.5.2 Profundidad máxima

La profundidad máxima del colector de recolección y evacuación de aguas residuales debe ser aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillados auxiliares.

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

2.5.3 Ubicación de los colectores

Los colectores deben localizarse siguiendo el lineamiento de las calles. Sin embargo, si la topografía o el costo de construcción lo ameritan, pueden ubicarse por las aceras dentro de los manzanos de casas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominiales.

Los colectores de aguas residuales no deben estar ubicados en la misma zanja de una tubería de agua y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota solera de la tubería de agua.

Si se prevé que el área de proyecto tendrá sólo alcantarillado sanitario, el colector debe ser localizado a lo largo de las vías públicas equidistantes de las edificaciones laterales, esto es en el eje, pero si el terreno es muy accidentado debe asentarse del lado donde quedan los terrenos más bajos.

Para sistemas separados, los dos (2) colectores deben asentarse equidistantes del eje de la vía y el colector sanitario en lo posible a la izquierda en el sentido del escurrimiento, particularmente si se trata de colectores primarios. La distancia horizontal entre ejes de los colectores de alcantarillado sanitario y pluvial debe ser de 1,00 m, sin embargo la separación mínima puede calcularse con la fórmula:

$$S_h = \frac{d_s}{2} + 0,50 + \frac{d_p}{2}$$

donde:

S_h Separación horizontal entre generatrices, en m
 d_s Diámetro del tubo de alcantarillado sanitario, en m
 d_p Diámetro del tubo de alcantarillado pluvial, en m

El colector sanitario se debe asentar a mayor profundidad que el colector pluvial. La distancia vertical mínima que separa las generatrices de los dos (2) tubos puede calcularse con la fórmula:

$$S_v = \frac{d_s}{2} + 0,30 + \frac{d_p}{2}$$

donde:

S_v Separación vertical entre generatrices, en m
 d_s Diámetro del tubo de alcantarillado sanitario, en m
 d_p Diámetro del tubo de alcantarillado pluvial, en m

Los colectores de sistemas combinados deben ubicarse en el eje de la calzada.

2.5.4 Ubicación de cámaras de inspección

La unión o conexión de dos (2) o más tramos de colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, denominadas estructuras de conexión (generalmente cámaras de inspección).

La ubicación de las cámaras de inspección se da en los siguientes sitios:

- a) En los arranques de la red, para servir a uno o más colectores. En algunos casos pueden ser sustituidas por los tubos de inspección y limpieza

- b) En los cambios de dirección, ya que se asume que todos los tramos de la red son rectos
- c) En los puntos donde se diseñan caídas en los colectores
- d) En los puntos de concurrencia de más de un (1) colector
- e) En los cambios de pendiente, diámetro o material de la tubería, en lugar de una cámara de inspección se pueden emplear transiciones de hormigón ciclópeo que quedan enterradas
- f) En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector

NOTA

Véase también el Reglamento Técnico de Diseño de elementos y dispositivos de inspección.

2.5.5 Distancia entre elementos de inspección

La distancia máxima entre estructuras de conexión de colectores debe estar determinada por la trama urbana, los equipos disponibles de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo.

En caso de que la trama urbana y el comportamiento del flujo limiten la distancia máxima, ésta debe ser de 50 m a 70 m, si la limpieza de los colectores es manual y debe ser de 150 m, si es mecánica o hidráulica. En emisarios o colectores principales, donde las entradas son muy restringidas o inexistentes, la distancia máxima entre estructuras de inspección debe incrementarse en función del tipo de mantenimiento, la cual es del orden de 200 m.

Debido a que los costos de las estructuras-pozo tienen una incidencia importante en un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales, se han desarrollado simplificaciones que están condicionadas por la disponibilidad de mejores equipos de mantenimiento y limpieza, sean estos últimos mecánicos o hidráulicos, los cuales permiten además incrementar la longitud de inspección.

Estas estructuras corresponden a elementos típicos de sistemas de alcantarillado simplificado. Dentro de estas estructuras simplificadas están los terminales de limpieza que pueden sustituir a las cámaras de arranque cuando las redes de colectores están ubicadas en calles sin salida y calles secundarias de tráfico liviano. Los tubos de inspección y limpieza pueden ser utilizados en tramos intermedios de la red, mientras que las cajas de paso sin inspección pueden ser usadas en cambios de dirección, pendiente y diámetro, cuando la pendiente de los colectores sean mayores a 0,67 % y la profundidad no sea mayor que 1,5 m.

Las distancias máximas entre tubos TL (véase 1.2.95) o TiL (véase 1.2.102), deben estar en función de los equipos de limpieza previstos o disponibles, pero en ningún caso deben ser mayores a 150 m para tuberías de hasta 300 mm (12 plg) de diámetro.

2.5.6 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se presentan en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 - Dimensiones mínimas de zanja

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	Hasta 2 m		De 2 m a 4 m		De 4 m a 5 m	
	Anchos de zanja					
	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado
100	0,50	0,60	0,65	0,75	0,75	0,95
150	0,60	0,70	0,70	0,80	0,80	1,00
200	0,65	0,75	0,75	0,85	0,85	1,05
250	0,70	0,80	0,80	0,90	0,90	1,10
300	0,80	0,90	0,90	1,00	1,00	1,20
400	0,90	1,00	1,00	1,10	1,10	1,30
450	0,95	1,05	1,05	1,15	1,15	1,35
500	1,00	1,10	1,10	1,20	1,20	1,40
550	1,10	1,20	1,20	1,30	1,30	1,50
600	1,15	1,25	1,25	1,40	1,35	1,60
700	1,25	1,35	1,35	1,50	1,45	1,70
800	1,35	1,45	1,45	1,60	1,55	1,80
900	1,50	1,60	1,60	1,75	1,70	1,95
1 000	1,60	1,70	1,70	1,85	1,80	2,05
1 100	1,80	1,90	1,90	2,05	2,00	2,25

2.5.7 Anchos de zanja para dos (2) o más colectores

Para excavaciones donde sea necesario colocar dos (2) o más colectores a la misma profundidad, el ancho de la zanja debe ser igual a la distancia entre ejes de los colectores externos, más el sobre-ancho necesario para el trabajo de instalación y entibado establecido en 2.5.6. La distancia entre ejes de colectores debe ser variable en función de los diámetros correspondientes.

En el caso de tendido de dos colectores a diferente nivel, el ancho de la zanja común debe ser igual a la distancia entre ejes de los colectores, más la suma de los radios exteriores extremos y la suma de los sobre anchos que resulten de la profundidad promedio de las zanjas, si fueran considerados separados.

2.5.8 Dimensiones de las cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo debe ser de 1,20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección debe ser de 0,60 m.

2.5.9 Canaletas media caña

En el fondo de las cámaras de inspección, se deben construir canaletas media caña, que permitan el escurrimiento del flujo en dirección aguas abajo. Su ejecución debe evitar la turbulencia y la retención de material en suspensión.

Estas canaletas tendrán sus aristas superiores a nivel de las claves de los colectores a las que sirven.

2.5.10 Cámaras con caída

Para desniveles superiores a 0,75 m deben instalarse tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída para permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

Para diámetros mayores a 300 mm (12 plg), se debe hacer una conexión directa (a 45°) con el fondo de la cámara.

En caso de existir un desnivel de 0,40 m, éste debe ser resuelto efectuando una canaleta rápida que una el colector con el fondo de la cámara.

2.5.11 Etapas de construcción

El proyecto elaborado de acuerdo al período de diseño establecido debe permitir la construcción de la red por etapas.

Deben definirse las obras mínimas que corresponden a cada etapa a fin que la red satisfaga las condiciones para las cuales fue prevista.

No deben considerarse etapas de construcción en las obras de expansión de la red que son ejecutadas en forma continua durante el período de la validez del proyecto con el fin de atender el incremento gradual de la población servida.

2.5.12 Materiales

La elección del material de las tuberías debe ser realizada sobre la base de las características de las aguas residuales, las cargas externas actuantes, las condiciones del suelo, las condiciones de nivel freático, las condiciones de abrasión, corrosión y generación de sulfuros (véase Capítulo 9).

Para las tuberías de alcantarillado pueden utilizarse: Hormigón simple, hormigón armado, fierro fundido, fierro dúctil, PVC, polietileno, polietileno de alta densidad, plástico reforzado con fibra de vidrio, resina termoestable reforzada (fibra de vidrio), mortero plástico reforzado y acero, de acuerdo a las características particulares de cada proyecto y de los factores económicos.

CAPITULO 3 - INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES

3.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

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 los interceptores y emisarios de aguas residuales.

3.2 ESTUDIOS DE SOPORTE

Los estudios de soporte necesarios para el desarrollo de proyectos de interceptores y emisarios son los siguientes:

- a) Marco conceptual para el proyecto, elaborado conforme a lo establecido en el Capítulo 1
- b) Levantamiento topográfico planialtimétrico con curvas de nivel y puntos intermedios acotados, implantación de bancos de nivel según lo establecido en el Anexo A
- c) Levantamiento catastral de posibles accidentes y obstáculos, tanto superficiales como subterráneos en los anchos de ubicación de los trazados probables de interceptores y/o emisarios
- d) Sondeos de reconocimiento a lo largo del trazado de profundidades mínimas de 5,0 m, espaciadas, para permitir el perfecto conocimiento del suelo donde se instalará el interceptor y/o emisario

3.3 DETERMINACIÓN DE CAUDALES

3.3.1 Caudales de aguas residuales

Para cada tramo del interceptor y/o emisario deben ser estimados los caudales inicial y final.

3.3.2 Contribución pluvial adicional

La contribución pluvial adicional debe ser sumada al caudal final para el análisis de funcionamiento del interceptor. Sin embargo, para el dimensionamiento en si del interceptor el caudal adicional no se debe tomar en consideración.

La contribución pluvial adicional debe ser determinada con base a mediciones locales. Inexistiendo tales mediciones, se debe adoptar una tasa que no debe ser superior a 6 L/s km de colector contribuyente al tramo en estudio. El valor adoptado debe ser justificado.

3.4 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

El régimen de escurrimiento en el interceptor es gradualmente variado y no uniforme, sin embargo, para su dimensionamiento hidráulico, generalmente se considera permanente y uniforme, con las siguientes consideraciones hidráulicas:

- a) La pendiente mínima debe determinarse conforme a lo establecido en 2.4.5
- b) El control de remanso provocado por las contribuciones debe ser logrado con el incremento de la sección de escurrimiento, aguas abajo del punto de contribución, para reducir convenientemente el nivel de agua, siempre que no sea posible mantener la velocidad de dimensionamiento del tramo aguas arriba
- c) A fin de reducir los efectos indeseables de agitación excesiva no deben ser admitidos incrementos excesivos, caídas y dispositivos especiales de disipación de energía

- d) Los tramos de pendiente excesiva, con escurrimiento de tipo súper crítico deben ser interconectados a los de bajas velocidades (subcríticas) promedio, de un segmento de transición con pendiente entera para los caudales iniciales de dimensionamiento

Por otra parte para el diseño de los interceptores y emisarios, se deben considerar, entre otros, los siguientes aspectos:

- a) Criterios generales de diseño que el proyectista utilizará
- b) Definición de los trazados de las redes, interceptores y emisarios (descargas finales)
- c) Cálculo de caudales de diseño y sus variaciones
- d) Dimensionamiento hidráulico de las tuberías, considerando:
 - Diámetros, pendientes y materiales de las tuberías.
 - Definición de las cotas de tapas y fondos de las cámaras de inspección
 - Definición de las cotas o nivelación de las tuberías
 - Verificación de las velocidades de escurrimiento, de la fuerza tractiva, y de las alturas de los niveles de agua en los conductos, según variaciones de caudal, evitando fluctuaciones innecesarias en el régimen de flujo normal (saltos hidráulicos, caídas, etc.)
- a) Efectuar el control de septicidad en tuberías y obras conexas
- b) Elaboración de los planos, según formatos de presentación utilizados

3.5 TRAZADO DE DIRECTRICES

El trazado de las directrices de colectores debe tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- a) Estar constituido por tramos rectos en planta y perfil. En casos especiales deben ser empleados tramos curvos en planta
- b) El ángulo máximo de deflexión en planta entre tramos adyacentes, debe ser de 30°
- c) Las directrices obedecerán al trazado original del proyecto en su concepción como sistema de alcantarillado
- d) La directriz del interceptor y/o del emisario debe ser desarrollada para evitar, dentro de lo razonable, la utilización de estaciones de bombeo de aguas residuales
- e) A fin de reducir las pendientes del interceptor, la mayor contribución posible, debe ser encaminada de preferencia para sus tramos aguas arriba

3.6 CONDICIONES ESPECÍFICAS A SER ATENDIDAS EN EL PROYECTO

Los efectos de turbulencia excesiva deben ser siempre evitados, no siendo permitidos caídas y ensanchamientos bruscos. Cuando sea necesario deben ser proyectados dispositivos especiales de disipación de energía y estudiar la formación de sulfatos, sus consecuencias y medidas de protección del conducto y utilización de materiales resistentes a su acción.

Las conexiones al interceptor deben ser siempre a través de dispositivos especialmente proyectados, para evitar conflicto de líneas de flujo y diferencia de cotas que resulten en una turbulencia excesiva.

La distancia máxima entre cámaras de visita debe ser limitada por el alcance de los medios de desobstrucción a ser utilizados. La distancia máxima entre cámaras de inspección no debe exceder de 200 m.

En las cámaras de inspección, el diámetro de la tapa de ingreso debe ser de 0,60 m y el diámetro superior de la parte cilíndrica denominada chimenea, debe ser de 0,90 m como mínimo.

La conexión de un colector principal con un interceptor debe ser efectuada por una cámara de intersección cuya pendiente tendrá la inclinación máxima de 45° y su directriz debe ser en curva de transición con la dirección y el sentido de la corriente en el interceptor, para evitar la interferencia de las líneas de flujo.

La cobertura de la cámara de intersección debe ubicarse sobre la cota del nivel más elevado previsto para el interceptor en el sitio de la intersección. La cámara de intersección tendrá sección circular con base igual al diámetro del colector principal afluente.

El lanzamiento del efluente debe efectuarse, siempre que sea posible para no perjudicar las condiciones estáticas sanitarias de los cuerpos de agua urbanos bajo normas ambientales.

A lo largo del interceptor deben ser dispuestos vertederos de rebose o de descarga con capacidad conjunta que permita el escurrimiento del caudal final relativo al último tramo. En los vertederos de rebose deben ser previstos dispositivos para evitar el reflujo de agua del cuerpo receptor hacia el interceptor.

Se deben estudiar medios capaces de minimizar y asimismo eliminar la contribución pluvial adicional. Las instalaciones finales deben ser dimensionadas para la capacidad total del sistema, añadida la contribución pluvial adicional total o parcial, conforme indica el estudio del vertedero de rebose.

3.7 REMANSO EN INTERCEPTORES

El remanso ocurre en conductos cuando por cualquier motivo, el régimen de escurrimiento sufre cambios de su estado normal, a través de singularidades o existencia de órganos de control y asimismo a través de cambios en las características del conducto.

Básicamente, la curva de remanso debe ser determinada obedeciendo al siguiente orden:

- a) Establecimiento de los datos importantes: rugosidad del conducto, sección, caudal, pendiente del fondo, etc
- b) Determinación de la profundidad normal por la ecuación de Chezy
- c) Determinación de la profundidad crítica, haciendo el número de Froude igual a la unidad
- d) Determinación del perfil de la línea de agua
- e) Clasificación del tipo de curva

3.8 MATERIALES UTILIZADOS EN INTERCEPTORES

Los principales materiales utilizados en interceptores de aguas residuales son:

- a) Tuberías de hormigón, utilizados para diámetros iguales o mayores a 400 mm
- b) Tuberías de PVC, utilizados para diámetros iguales o mayores a 400 mm
- c) Tuberías de fierro fundido - usados en líneas de impulsión y conducción
- d) Tuberías de acero - usados en líneas de impulsión y conducción

3.9 DISIPADORES DE ENERGIA

Para las tuberías de recolección y evacuación de aguas residuales con diámetros mayores a 400 mm generalmente son utilizados los tubos de concreto, a veces, se torna necesario el disipador de energía en los casos relacionados a seguir:

- a) Cuando hubiere un desnivel razonable entre el colector de aguas arriba y el de aguas abajo
- b) Cuando el colector recibe contribuciones de otros colectores en cota superior
- c) Cuando la pendiente del terreno fuera mayor que la máxima recomendada para limitarse la velocidad a 5 m/s

3.10 CÁMARAS DE INSPECCIÓN

En los interceptores de aguas residuales siempre son utilizados las cámaras de inspección. Las distancias recomendadas entre las cámaras de inspección son:

- a) Para diámetros superiores a 1200 mm: 200 m
- b) Para diámetros de 400 mm a 1200 mm: 120 m a 150 m, dependiendo de las condiciones hidráulicas del colector
- c) Para diámetros menores a 400 mm: 100 m

En cuanto al diámetro de las tapas de los pozos de visita se recomienda:

- a) Para tuberías de diámetros iguales o menores a 600 mm - tapa de 0,60 m de fierro fundido
- b) Para tuberías de diámetros mayores a 600 mm - tapas de 0,90 m de fierro fundido

3.11 INTERCONEXION DE COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES SITUADOS EN COTAS DISTINTAS

Para grandes colectores de aguas residuales, en las situaciones en que haya un desnivel razonable entre el colector de aguas arriba y de aguas abajo, y en los casos que, un colector reciba otros colectores en cota superior, se propone la continuidad de escurrimiento utilizándose un pozo de visita con caída externa, similar al pozo de visita con tubos de caída utilizado en la red colectora.

CAPITULO 4 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

4.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

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 y evacuación de aguas pluviales.

4.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los aspectos generales para la concepción de proyectos de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguirse de acuerdo con el Capítulo 1.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales deben proyectarse cuando las condiciones propias de drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación del escurrimiento pluvial. No necesariamente toda población o sector requiere un sistema pluvial. Dependiendo de las condiciones topográficas, el tamaño de la población, las características de las vías, la estructura y el desarrollo urbano, entre otras, la evacuación de las aguas pluviales debe lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles. Donde sea necesario, estos sistemas deben abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales se deben proyectar y construir para:

- a) Permitir una rápida evacuación del agua pluvial de las vías públicas
- b) Evitar la formación de caudales excesivos en las calzadas
- c) Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas
- d) Evitar la acumulación de aguas en vías de circulación
- e) Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante una precipitación pluvial intensa
- f) Evitar las conexiones erradas del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales
- g) Mitigar efectos nocivos a cuerpos de agua receptores por contaminación de escurrimiento pluvial urbano

En el análisis de los problemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en áreas urbanas se deben considerar los siguientes factores:

- a) Tráfico peatonal y vehicular
- b) Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones
- c) Análisis de soluciones con canales abiertos o conductos cerrados
- d) Profundidad de los colectores

En la elaboración de un proyecto de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales es necesaria la consideración económica. La selección del periodo de retorno (frecuencia) que debe adoptarse en un proyecto está en función de la probabilidad de ocurrencia de lluvias, y debe representar un balance adecuado entre los costos de construcción y operación y los costos esperados por daños y perjuicios de inundación para el periodo de diseño. La capacidad de recolección de aguas pluviales del conjunto de sumideros o bocas de tormenta debe ser consistente con la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación.

Se debe considerar también el efecto de crecimiento de la urbanización, de ejecución de planes urbanísticos y hasta de cambios de opinión con relación al mejoramiento del drenaje.

La elaboración de los proyectos debe ser precedida por estudios de los regímenes locales de precipitación de las lluvias intensas de la región.

La elaboración y la presentación de los proyectos de sistemas de alcantarillado pluvial debe incluir, además del dimensionamiento de los colectores, un estudio de captación de aguas pluviales superficiales, esto es, la localización de bocas de tormenta en función de sus capacidades de evacuación, el estudio de los caudales que escurren por las cunetas en función de sus características hidráulicas y el estudio hidráulico de las tuberías de conexiones de las bocas de tormenta con el sistema de alcantarillado.

4.3 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los componentes de un sistema de alcantarillado pluvial son los siguientes:

- a) Conjunto cordón - cuneta
- b) Sumideros (bocas de tormenta)
- c) Cámara de conexión
- d) Tubería de conexión
- e) Cámara de inspección
- f) Colectores secundarios
- g) Colector principal

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

4.4.1 Período de diseño

Los aspectos del período de diseño para redes de sistemas de alcantarillado pluvial se establecen según 2.3.1.

4.4.2 Áreas de aporte

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

Las áreas de aporte de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.

4.4.3 Caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño debe utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas pluviales con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escurrimiento.

La ecuación del método racional, expresada en unidades compatibles es:

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

donde:

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

Asimismo, la misma ecuación del método racional, se debe utilizar para las siguientes unidades:

$$Q = 0,278 C \cdot i \cdot A$$

donde:

- Q Caudal pico de escurrimiento de aguas pluviales, en m³/s
 C Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional
 i Intensidad media de la lluvia, en mm/h
 A Área de la superficie de las zonas afluentes, en km²

De acuerdo con el método racional, el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, y éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad “i” de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto
- La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación
- El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto a)

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 50 ha. Cuando éstas son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo, como se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 - Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca

Área de la cuenca (A)	Método hidrológico
A < 50 ha	Método racional
50 ha < A < 500 ha	Método racional modificado
A > 500 ha	Otros métodos; por ejemplo: Hidrograma unitario

4.4.4 Curvas de intensidad-duración-frecuencia

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base hidrológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. Se debe verificar la existencia de curvas IDF para la

localidad. Si existen, éstas deben analizarse para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información histórica de las lluvias.

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

4.4.5 Ecuaciones intensidad-duración-frecuencia

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

El tiempo de duración de las precipitaciones debe ser aquel que transcurra desde el inicio de la lluvia hasta que toda el área esté contribuyendo.

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

NOTA

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

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

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

$$I = \frac{c \cdot f^m}{t^n}$$

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

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

El Alto

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

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

Para frecuencia mayor a 2 años.

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

La Paz

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

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

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

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

Sucre

$$I = \frac{180,2457 \cdot f^{0,33096}}{t^{0,70310}} \text{ (mm / h)}$$

Oruro

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

Trinidad

$$I = \frac{209,80 \cdot f^{0,504}}{t^{0,637}}$$

Santa Cruz

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

4.4.6 Frecuencia de lluvias - Periodo de retorno de diseño

El período de retorno de diseño es un factor importante para la determinación de la capacidad de redes de alcantarillado pluvial y la prevención de inundaciones en vías, áreas urbanas y plazas, por los riesgos y daños a la propiedad, daños personales y al tráfico vehicular. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado.

a) Frecuencias de 1 año a 2 años

Se utilizan para redes de áreas urbanas y suburbanas.

b) Frecuencias de 2 años a 5 años

Se utilizan para redes de áreas urbanas residenciales y comerciales.

c) Frecuencias de 10 años

Para colectores de segundo orden como canalización de riachuelos.

d) Frecuencias de 20 años a 50 años

Se adoptan para el diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de primer orden).

e) Frecuencias de 100 años

Se utilizan para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca.

En general la frecuencia de las precipitaciones debe ser balanceada entre inversión y riesgo. En este sentido, es necesario decidir con criterio las frecuencias elegidas, muchas veces dejando que los sistemas pluviales se sobrecarguen en precipitaciones excepcionales, permitiendo así viabilizar su necesidad y financiamiento.

Dependiendo de la importancia de la estructura hidráulica, el proyectista debe definir el período de retorno o grado de protección, esto es, mínimo, aceptable o recomendado. En cualquier caso este periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 - Periodos de retorno o grado de protección (años)

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

*Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años

4.4.7 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal de diseño de aguas pluviales corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido con base en lo establecido en 4.4.6 y una duración equivalente al tiempo de concentración del escurrimiento, cuya estimación se define en 4.4.9.

Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas. En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, se deben considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incrementa. Los valores de la tabla 4.3 corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

Tabla 4.3 - Factor de reducción

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

4.4.8 Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento (C), es función del tipo de superficie, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escurrimiento. Para su determinación se deben considerar las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores. El valor del coeficiente (C) debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

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

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

donde:

C_i Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector, adimensional
 A_i Área de cada sector, en ha
 A Área total de la cuenca de drenaje, en ha

Para la estimación de (C) se deben adoptar los valores de la tabla 4.4. La adopción de determinados valores debe ser justificada.

Tabla 4.4 - Coeficientes de escurrimiento superficial

Características generales de la cuenca receptora	Valores C
Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0,70 a 0,90
Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitación con calles y vías pavimentadas	0,70
Zonas residenciales de construcciones cerradas y vías pavimentadas	0,65
Zonas residenciales medianamente habitadas	0,55 a 0,65
Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,55
Barrios con jardines y vías empedradas	0,30
Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0,10 a 0,20

Se recomienda en poblaciones rurales, adoptar para C, valores entre 0,40 y 0,60.

Asimismo los valores del coeficiente de escurrimiento superficial (C) para un proyecto de recolección y evacuación de aguas pluviales deben ser elegidos considerando: El efecto de la urbanización creciente, la posibilidad de realización de planes urbanísticos municipales y la legislación local referente al uso del suelo, como se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 - Coeficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización

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

4.4.9 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido o de flujo en el colector. El tiempo de concentración está dado por la siguiente expresión:

$$T_c = T_e + T_t$$

donde:

T_c Tiempo de concentración, en min
 T_e Tiempo de entrada, en min
 T_t Tiempo de recorrido o de flujo, en min

El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que el escurrimiento llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector.

4.4.9.1 Tiempo de entrada, T_e

Existen varias fórmulas para estimar el tiempo de entrada T_e . La ecuación de la FAA de los Estados Unidos es utilizada frecuentemente para el escurrimiento superficial en áreas urbanas. Esta ecuación es:

$$T_e = \frac{0,707 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}}$$

donde:

C Coeficiente de escurrimiento, adimensional
 L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m
 S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m

La fórmula de Kerby también permite estimar T_e :

$$T_e = 1,44 \cdot \left(\frac{L \cdot m}{S^{1/2}} \right)^{0,467}$$

donde:

L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m
 S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m
 m Coeficiente de retardo, adimensional

“m” debe ser estimado a partir del tipo de superficie, con base a los valores de la tabla 4.6.

Tabla 4.6 - Coeficiente de retardo

Tipo de superficie	m
Impermeable	0,02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0,10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0,20
Pastos ralos	0,30
Terrenos con arborización	0,70
Pastos densos	0,80

El Soil Conservation Service (SCS) propone estimar el “ T_e ” con base a la velocidad media de escurrimiento superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido:

$$T_e = \frac{L}{(60 \cdot V_e)}$$

donde:

L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m

V_e Velocidad media de escurrimiento superficial, en m/s

V_e puede aproximarse por:

$$V_e = a \cdot S^{1/2}$$

donde:

a Constante, adimensional

S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m

“a” es una constante que depende del tipo de superficie, como se muestra en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 - Constante “a” de velocidad superficial

Tipo de superficie	a
Bosque denso - poblado de árboles y arbustos	0,70
Pastos y patios	2,00
Áreas cultivadas en surcos	2,70
Suelos desnudos	3,15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6,50

4.4.9.2 Tiempo de recorrido, T_t

El tiempo de recorrido en un colector se debe calcular como:

$$T_t = \frac{L_c}{(60 \cdot V_m)}$$

donde:

L_c Longitud del colector, en m

V_m Velocidad media del flujo en el colector, en m/s

Dado que el tiempo (T_t) debe corresponder a la velocidad real del flujo en el colector, el tiempo de concentración debe determinarse mediante un proceso iterativo, tal como se describe a continuación:

- a) Suponer un valor de la velocidad real en el colector
- b) Calcular T_t
- c) Calcular T_e
- d) Obtener T_c
- e) Obtener i para este valor de T_c y el periodo de retorno adoptado
- f) Estimar Q con el método racional
- g) Con este valor de Q , estimar T_t real; si el valor de T_t estimado en el inciso b) difiere en más de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso g), es necesario volver a repetir el proceso

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

4.5 CRITERIOS DE DISEÑO

4.5.1 Ecuaciones para el diseño

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.

4.5.1.1 Ecuación de Manning

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.2.

4.5.1.2 Ecuación de Continuidad

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.3.

4.5.1.3 Sección llena

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.4.

4.5.1.4 Sección parcialmente llena

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.5.

4.5.1.5 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.6.

4.5.2 Coeficiente “n” de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad “n” de la fórmula de Manning para alcantarillados pluviales principalmente depende de la forma y del tipo de material y/o canal.

Valores de “n” se presentan en la tabla 4.8 para diferentes tipos de materiales.

Tabla 4.8 - Valores del coeficiente de rugosidad

Material	Coeficiente de rugosidad (n)
Hormigón liso	0,011
Hormigón, superficie en mortero	0,013
PVC	0,010
Metal corrugado para aguas pluviales	0,024

4.5.3 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas pluviales, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro interno mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales es 200 mm (8 plg). Sin embargo, en casos especiales, y con la justificación del proyectista, puede reducirse en los tramos iniciales a 150 mm (6 plg).

4.5.4 Criterio de la tensión tractiva

La ecuación de la tensión de arrastre, que representa un valor medio de la tensión a lo largo del perímetro mojado de la sección transversal considerada, esta definida por:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot S$$

donde:

τ	Tensión tractiva media o tensión de arrastre, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
S	Pendiente del tramo de tubería, en m/m

4.5.4.1 Tensión tractiva mínima

La fuerza tractiva debe ser suficiente para transportar el 95 % del material granular que se estima entra al sistema de alcantarillado pluvial.

Con el objeto de permitir la condición de auto limpieza de colectores, la tensión tractiva mínima admisible para sistemas de alcantarillado pluvial debe ser de 1,5 Pa. Para valores superiores el proyectista debe justificar.

4.5.4.2 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

Para cumplir con la condición de autolimpieza, los colectores de alcantarillado deben ser diseñados con una tensión tractiva mínima. Cuando por el requerimiento del transporte de arena sea necesario diseñar tuberías con pendientes mayores, se recomienda determinar la tensión tractiva mínima en forma empírica mediante análisis granulométrico del material sedimentable y luego aplicar la fórmula de Shields que tiene la siguiente ecuación:

$$\tau = f(\gamma_a - \gamma_w) \cdot d_{90\% - 95\%}$$

donde:

τ	Fuerza o tensión tractiva referida a la resistencia del sedimento al movimiento, en kg/m ²
f	Constante adimensional: 0,04 - 0,8
γ_a	Peso específico del material de fondo (arena), en kg/m ³
γ_w	Peso específico del agua, en kg/m ³
$d_{90\%-95\%}$	Diámetro específico en m, del 90 % al 95 % de las partículas a ser transportadas. El valor es obtenido de la frecuencia de distribución del análisis granulométrico del material de fondo o sólidos sedimentables que ingresan al sistema de alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado

NOTA

Véase también 2.4.4.1.

4.5.5 Pendiente mínima

Las pendientes de los colectores deben seleccionarse de tal forma que se ajusten a la topografía del terreno. En tramos en que la pendiente natural del terreno sea muy baja, deben verificarse detalladamente las tensiones tractivas, mientras que si ésta es demasiado pronunciada, es necesario establecer un número apropiado de estructuras de caída para que los tramos cortos resultantes tengan la pendiente adecuada.

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza. La pendiente de colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)}$$

donde:

$S_{\min}$	Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m
$\tau_{\min}$	Tensión tractiva mínima, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1 000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
D	Diámetro del conducto, en m
θ°	Angulo, en grado sexagesimal

La pendiente mínima debe determinarse para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería, para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

donde:

Q_P Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena)

Q_{II} Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena)

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones. Se recomienda utilizar:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,10$$

4.5.5.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible debe determinarse para las condiciones de flujo establecidas en 4.5.5 para una tensión tractiva media de 1,5 Pa.

La pendiente mínima admisible se determina para las condiciones de flujo establecidas en el punto anterior, tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro). Utilizando las propiedades geométricas de la sección circular, se obtiene:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = (0,10) \Rightarrow \frac{h}{D} \Rightarrow \theta^\circ \Rightarrow R_H$$

- Relación de caudal

De las propiedades hidráulicas de la sección circular, si se tiene $\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,10$, se obtiene:

- Relación de caudales

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\text{sen}\theta^\circ}{2\pi} \right) \cdot \left(1 - \frac{360\text{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,10$$

- Ángulo central θ° , en grado sexagesimal

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2 \cdot h}{D} \right) = 110,11^\circ$$

- Relación de tirantes

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \cos \left(\frac{\theta^\circ}{2} \right) \right] = 0,2136$$

- Radio hidráulico del conducto parcialmente lleno

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right) = 0,1278 \cdot D$$

- Pendiente mínima

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot 0,1278 \cdot D} \left[\frac{\text{m}}{\text{m}} \right]$$

Para la relación de caudales de 0,10, su ángulo θ , la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$; $\rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$; $g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$; $n = 0,013$, se obtienen las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena, como se presenta en la tabla 4.9.

La pendiente de los colectores, siempre que sea posible, debe ser igual a la pendiente del terreno. No obstante, para emplear secciones de menores dimensiones, pueden ser adoptadas inclinaciones mayores que la del terreno, justificándose en este caso la conveniencia de aumentar los volúmenes de excavación.

Tabla 4.9 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,10$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
plg	m		Velocidad	Caudal
		o/oo	m/s	L/s
4	0,10	7,98	0,59	4,61
6	0,15	5,32	0,63	11,11
8	0,20	3,99	0,66	20,71
10	0,25	3,19	0,68	33,59
12	0,30	2,66	0,71	49,86
14	0,35	2,28	0,72	69,63
16	0,40	1,99	0,74	93,00
18	0,45	1,77	0,75	120,03
20	0,50	1,60	0,77	150,81
22	0,55	1,45	0,78	185,41
24	0,60	1,33	0,79	223,87
26	0,65	1,23	0,80	266,27
28	0,70	1,14	0,81	312,65
30	0,75	1,06	0,82	363,06
32	0,80	1,00	0,83	417,54
34	0,85	0,94	0,84	476,15
36	0,90	0,89	0,85	538,93
38	0,95	0,84	0,85	605,91
40	1,00	0,80	0,86	677,13

4.5.5.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Se pueden establecer otras relaciones de caudal presente y futuro, de acuerdo con las condiciones locales (caudales de aporte). Para este caso, la pendiente mínima se puede obtener de los valores presentados en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal

Criterios de diseño				Pendiente mínima	Flujo a sección llena	
Q_p/Q_{II}	h/D	R/D	$\tau_{\min} \text{ (Pa)}$		$V_{II} \text{ (m/s)}$	$Q_{II} \text{ (m}^3\text{/s)}$
0,10	0,2136	0,1278	1,5	$1,1964 D^{-1}$	$1,0559 D^{0,1667}$	$0,8293 D^{2,1667}$
0,15	0,2618	0,1525	1,5	$1,0027 D^{-1}$	$0,9666 D^{0,1667}$	$0,7592 D^{2,1667}$
0,25	0,3408	0,1895	1,5	$0,8069 D^{-1}$	$0,8671 D^{0,1667}$	$0,6811 D^{2,1667}$
0,35	0,4084	0,2175	1,5	$0,7030 D^{-1}$	$0,8094 D^{0,1667}$	$0,6357 D^{2,1667}$

4.5.6 Pendiente máxima admisible

La pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tiene una velocidad en la tubería igual a 5,0 m/s para un caudal de final del plan de proyecto.

4.5.7 Tirante de agua

La altura de tirante de agua en colectores de aguas pluviales a considerar en el dimensionamiento de conductos circulares, debe ser a sección llena. Las tuberías deben ser normalmente dimensionadas para funcionar como conductos libres sin presión.

En caso de secciones rectangulares, el funcionamiento de los colectores a sección llena debe ser como conductos libres, previendo un colchón de aire de 0,10 m de altura, encima del nivel máximo de la lámina de agua.

4.6 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

4.6.1 Profundidad mínima de instalación

La profundidad mínima de instalación de los colectores de aguas pluviales deben seguir los mismos criterios según 2.5.1.

4.6.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave

El recubrimiento mínimo debe ser de 1,00 m pudiéndose aceptar, por requerimientos de proyecto hasta 0,50 m. Esta situación debe ser debidamente justificada por el proyectista.

La profundidad mínima a la cota clave de los colectores de aguas pluviales debe seguir los mismos criterios según 2.5.1.1.

4.6.1.2 Conexión de descargas domiciliarias

La conexión de las descargas domiciliarias a los colectores de aguas pluviales debe seguir los mismos criterios según 2.5.1.2.

4.6.2 Profundidad máxima

La máxima profundidad de los colectores de aguas pluviales no debe exceder los 6,00 m, desde el nivel de terreno hasta el nivel inferior de la base de apoyo del colector.

4.6.3 Ubicación de colectores

La ubicación de los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según 2.5.3.

4.6.4 Tipos de sección admitidos

Para conductos de dimensión interna hasta 1,20 m es recomendable el empleo de una sección circular, sin embargo, si es conveniente se puede emplear esta sección hasta un diámetro de 2,0 m.

Para conductos de dimensiones internas mayores a 1,20 m, las uniones rectangulares son las más recomendables pudiendo ser adoptada con preferencia la sección cuadrada. Se debe cuidar que los lados verticales de las secciones rectangulares no sobrepasen los 3,00 m.

Los conductos de secciones circulares deben ser únicos, en cambio se pueden adoptar secciones múltiples en el caso de conductos con secciones rectangulares. En este caso para equilibrar las alturas de láminas de agua, entre las secciones se dispondrán vertederos espaciados como máximo cada 50 m.

En las áreas urbanas no se admitirán canalizaciones abiertas.

4.6.5 Ubicación de cámaras de inspección

La ubicación de las cámaras de inspección del sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según 2.5.4.

La cámara de conexión debe instalarse para recibir las conexiones de las bocas de tormenta. Cuando no hubiera posibilidad de limpieza y desobstrucción a través de los colectores y de las bocas de tormenta, debe ser obligatoria la instalación de cámaras de inspección.

Es recomendable la instalación de cámaras de inspección en las redes de alcantarillado pluvial, además de lo señalado anteriormente, en los siguientes casos:

- a) Cambio de dirección.
- b) Cambio de pendiente.
- c) Cambio de diámetro.
- d) En la convergencia de más de un (1) colector.
- e) En puntos de caída de los colectores.

4.6.6 Distancia entre elementos de inspección

La distancia entre los elementos de inspección de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según 2.5.5.

4.6.7 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones del ancho de zanja para los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.6.

4.6.8 Anchos de zanja para dos (2) o más colectores

Los anchos de zanja para dos o más colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.7.

4.6.9 Dimensiones de las cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo debe ser de 1,20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección debe ser de 0,60 m.

4.6.10 Canaletas media caña

Las canaletas media caña de los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.9.

4.6.11 Cámaras con caída

Las cámaras con caída de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.10.

4.6.12 Ubicación de las bocas de tormenta

Las bocas de tormenta deben ubicarse antes de los pasos peatonales (cebras), en los puntos bajos de las cunetas, también en puntos intermedios y en cualquier otro lugar donde se verifique la acumulación de aguas superficiales.

4.6.13 Interconexión entre tramos de colectores

La interconexión entre tramos de colectores se debe hacer siempre mediante la instalación de una cámara de inspección, según las siguientes condiciones:

- a) Las dimensiones de los colectores no deben disminuir en la dirección aguas abajo
- b) En la unión de colectores de diámetros diferentes, las claves deben mantener el mismo nivel
- c) La caída máxima aceptable en una cámara de inspección no debe exceder de 2,5 m
- d) En caso de que sea necesaria la adopción de una caída mayor a 2,50 m de altura, se debe estudiar la disipación de energía existente

4.6.14 Etapas de construcción

Los aspectos de las etapas de construcción para redes de sistemas de alcantarillado pluvial se establecen según 2.5.11.

4.6.15 Materiales

Los aspectos sobre los diferentes tipos de materiales de tuberías para sistemas de alcantarillado pluvial, se establecen según 2.5.12.

CAPITULO 5 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO

5.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

En este capítulo se presentan los aspectos más importantes que deben tenerse en cuenta en los sistemas de alcantarillado combinado o unitario. Los parámetros para el desarrollo del diseño de los mismos han sido definidos en los capítulos anteriores.

5.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Este sistema debe ser adoptado en aquellas localidades donde existan situaciones de hecho que limiten el uso de otro tipo de sistemas o cuando resulte ser la mejor alternativa, teniendo en cuenta los costos de disposición de las aguas residuales. Localidades con una densidad de drenaje natural alta pueden ser apropiadas para este tipo de sistemas. Su adopción debe requerir una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental que permita recomendarlo por encima de sistemas de recolección y evacuación separados y que garantice que representa la mejor alternativa de saneamiento, incluidos los costos asociados con la disposición final y eventual tratamiento.

Un sistema combinado puede tener ventajas en lo que a costos se refiere. Sin embargo, esto no debe ser analizado considerando el sistema de recolección y evacuación independientemente, sino en conjunto con los requerimientos de tratamiento de las aguas residuales, para cumplir con la legislación vigente del país sobre vertimientos a cuerpos de agua receptores.

5.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los criterios y parámetros de diseño para sistemas combinados son los mismos que los correspondientes sistemas separados sanitario y pluvial. Los capítulos 2 y 4 contienen estos requerimientos.

Los valores máximos y mínimos que gobiernan el diseño de sistemas combinados corresponden a los de redes pluviales.

La construcción de aliviaderos en sistemas combinados tiene por objeto disminuir los costos de conducción de los flujos hasta el sitio de disposición final o de tratamiento de las aguas residuales. Estas estructuras derivan parte del caudal que se supone es de escurrimiento pluvial a drenajes que usualmente son naturales o a 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.

Dentro del diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas combinadas, es necesario considerar el alivio de los caudales, cuyos criterios deben estar basados en el grado de dilución, las características hidrológicas de la zona, los volúmenes esperados de alivio, la capacidad de depuración del cuerpo de agua receptor de estos volúmenes, la funcionalidad hidráulica requerida y el efecto ambiental de las aguas de alivio.

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 escurrimiento pluvial. Las primeras etapas del limbo ascendente del hidrograma tienen asociado normalmente el lavado de escurrimiento superficial de las áreas de drenaje y, por lo tanto, tienen la mayor concentración de contaminantes urbanos. En periodos posteriores del hidrograma, las concentraciones disminuyen. El diseño de estructuras de control y alivio de caudales debe, por lo tanto, tener consideraciones con relación a este aspecto.

5.4 CAUDAL DE DISEÑO

Dado que, en general el caudal de aguas residuales constituye una pequeña fracción del caudal total combinado, el caudal de diseño de los sistemas combinados es igual al caudal de aguas pluviales que llega como escurrimiento a los colectores. Sin embargo, cuando el caudal de aguas residuales es mayor que el 5 % del caudal de aguas pluviales, debe tomarse como caudal de diseño la suma de los caudales de aguas residuales y aguas pluviales. En este caso, el caudal de aguas residuales se establece con las contribuciones domésticas, industriales, comerciales, institucionales y de infiltración, sin adicionar las conexiones erradas o cruzadas.

Es necesario revisar el comportamiento hidráulico de los colectores para las condiciones de caudal mínimo inicial.

CAPITULO 6 - ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS PARA SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES

6.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Este capítulo establece la definición de las diferentes estructuras que complementan un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales y cuyo fin es asegurar que los sistemas operen satisfactoriamente y puedan ser inspeccionados y mantenidos correctamente.

6.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales están conformados por dos componentes principales: (1) la red de colectores y (2) estructuras adicionales o complementarias. Dentro de las estructuras complementarias están las cunetas, sumideros, cámaras de inspección, rápidas de caídas escalonadas, canales, amortiguadores de energía, canal de entrega entre el amortiguador y la descarga, sifones invertidos, canalización de cauces y el control de la erosión en la descarga.

6.3 CUNETAS

Las cunetas son estructuras hidráulicas diseñadas para recolectar las aguas pluviales que drenan a través de las calles.

6.3.1 Descarga admisible

En el dimensionamiento de las cunetas se debe considerar un cierto margen de seguridad en su capacidad, teniendo en cuenta los problemas funcionales que pueden reducir su poder de escurrimiento como provocar daños materiales con velocidades excesivas.

6.3.2 Diseño de cunetas

El comportamiento hidráulico en las cunetas puede hacerse con la ecuación de Manning.

6.4 SUMIDEROS

Denominadas también bocas de tormenta, son estructuras hidráulicas utilizadas para la captación del escurrimiento superficial que corre por las cunetas.

6.4.1 Ubicación de sumideros

Se debe justificar la ubicación, el número y tipo de bocas de tormenta que se utilicen de acuerdo con las características de la zona, de tal manera que se garantice que el agua no rebase las mismas.

Los sumideros se deben ubicar en las vías vehiculares o peatonales, en los cruces de las vías y en los puntos intermedios bajos. Algunos criterios para su ubicación, son los siguientes:

- a) Puntos bajos y depresiones
- b) Reducción de pendiente longitudinal de las calles
- c) Antes de puentes y terraplenes
- d) Preferiblemente antes de los cruces de calles y pasos peatonales
- e) Captación de sedimentos

6.4.2 Diseño de sumideros

Los sumideros deben diseñarse en forma lateral o transversal al sentido del flujo. Los cálculos hidráulicos de los sumideros pueden basarse en ecuaciones empíricas obtenidas de mediciones de laboratorio y campo. El proyectista debe justificar los métodos y aproximaciones utilizadas en la estimación de caudales y en el análisis del comportamiento hidráulico.

6.5 CÁMARAS DE INSPECCIÓN

Las cámaras de inspección, en general, se construyen en hormigón simple y armado, mampostería de piedra y ladrillo, prefabricadas y PVC. Pueden ser de sección circular (diámetro inferior no debe ser menor a 1,20 m con un cono truncado de 0,60 m en su parte superior), o cuadrada de acuerdo a las condiciones del lugar de emplazamiento.

Para colectores muy grandes la cámara debe ubicarse desplazada del eje del colector con el fin de permitir un acceso más fácil.

Las tapas de las cámaras deben ser de fierro fundido, hormigón armado o mixtas, de acuerdo a condiciones locales.

6.6 CÁMARAS DE CAÍDA

Las cámaras de caída son estructuras de conexión frecuentes en terrenos con pendiente pronunciada, con el objeto de evitar velocidades mayores de las máximas permisibles.

Se debe proyectar la cámara de caída cuando haya una diferencia de nivel mayor de 0,75 m, entre el fondo de la media caña y la solera de la tubería de entrada.

La tubería de entrada se unirá con el fondo de la cámara con un tubo bajante que estará colocado fuera de la misma. La tubería se debe prolongar además con su pendiente original hasta la parte interior de la cámara, con objeto de facilitar la inspección y limpieza del conducto.

El diámetro del tubo bajante debe ser del mismo diámetro que el tubo de entrada, pero en ningún caso menor de 200 mm (8 plg) para el caso de sistemas de alcantarillado pluvial.

Si la tubería de entrada tiene un diámetro mayor de 900 mm (36 plg) en lugar de tubo de bajada se debe diseñar una transición escalonada entre el tubo y la cámara.

6.7 TRANSICIONES EN COLECTORES

Se deben diseñar estructuras de unión y de transición cuando un conducto descarga a otro de diferente sección y en los casos que se justifiquen dichas estructuras. En el diseño de las transiciones se deben tener en cuenta las pérdidas de carga en uniones y cambios de sección.

No se deben permitir transiciones de los canales bajo puentes o pasos elevados.

Los métodos de cálculo se deben basar en consideraciones de energía, estimando las pérdidas de entrada y salida de la transición.

6.8 RÁPIDAS DE CAÍDAS ESCALONADAS

Se debe estudiar el régimen hidráulico en las rápidas o caídas escalonadas de los colectores a fin de estimar la velocidad máxima y controlarla para evitar la erosión. La calidad de los materiales, debe estar adecuadamente especificada para evitar la erosión en todas las partes que integran la estructura.

6.9 CANALES

Los canales que se utilizan para conducir las aguas pluviales deben ser canales abiertos. La sección del canal puede tener cualquier forma. No son permitidos para recolección y evacuación de aguas residuales. En los casos en que sea necesario se debe proyectar un canal cuya sección sea cerrada, se debe cumplir la condición de flujo a superficie libre.

El diseño de canales, en general, se debe hacer utilizando la fórmula de Manning. Se debe justificar el valor del coeficiente de rugosidad adoptado y cuando el canal trabaje mojando diferentes materiales, se debe calcular el coeficiente para cada uno de ellos.

Si inicialmente el canal va a trabajar sin revestimiento, se debe verificar la tensión tractiva con el caudal de diseño.

6.9.1 Canales revestidos

Los canales revestidos se deben diseñar de tal manera que los colectores afluentes, descarguen por encima de las aguas máximas del canal y los aliviaderos trabajen libremente.

La velocidad máxima del agua no debe exceder de 5,0 m/s. Si la pendiente natural es elevada, se deben escalar los canales de tal manera que se disminuya la energía cinética a un nivel aceptable.

6.9.2 Canales de hormigón con pendiente menor o igual al 8 %

Estos canales se deben diseñar conservando un borde libre no inferior al 30% del tirante máximo del agua en el canal. Si en una etapa posterior, va a trabajar como conducto cerrado, se deben dimensionar previendo que el tirante máximo no exceda del 90% con relación a la altura total del conducto.

En curvas horizontales se debe prever el peralte necesario en la losa del canal, debidamente justificado. La velocidad máxima debe cumplir lo especificado en el diseño del alcantarillado pluvial.

6.9.3 Canales de hormigón con pendiente mayor al 8 %

Se debe justificar la sección adoptada, previendo además su posible adecuación futura como conducto.

6.10 AMORTIGUADORES DE ENERGÍA

6.10.1 Amortiguadores por impacto

Para caudales hasta 5,0 m³/s se deben proyectar estructuras de amortiguación de la energía por impacto, en el extremo de los canales o conductos.

6.10.2 Amortiguadores con resalto hidráulico

Si el caudal excede en $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$, para el control adecuado de la energía específica, se deben proyectar amortiguadores con resalto hidráulico. Este resalto hidráulico se debe formar dentro del tanque amortiguador y la velocidad aguas abajo no debe exceder de $1,5 \text{ m/s}$.

6.11 CANAL DE ENTREGA ENTRE EL AMORTIGUADOR Y LA DESCARGA

El canal de entrega entre el amortiguador y la descarga se debe revestir en su tramo inicial con piedra u hormigón en una longitud de 20 m, además se debe diseñar para mantener la continuidad del flujo, previendo un borde libre del orden del 30% de la altura máxima del tirante del canal. El ángulo de intersección entre el canal y la quebrada, no debe ser menor a 45° .

El canal y el cauce de la quebrada receptora, se debe proteger en una distancia de 50 m aguas arriba y abajo de la entrega.

6.12 SIFONES INVERTIDOS

Se deben proyectar sifones invertidos en los casos en que sea necesario salvar accidentes topográficos o de otra índole, tales como obstáculos, conducciones o viaductos subterráneos, cursos de agua a través de valles, entre otros, que impidan la instalación de colectores en condiciones normales.

Los sifones invertidos deben estar conformados por dos o más tuberías, dependiendo del caudal de diseño que se requiera conducir.

6.12.1 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo en tuberías que son parte de un sifón invertido debe ser de 150 mm (6 plg).

6.12.2 Velocidad mínima

La velocidad en las tuberías debe ser superior a la velocidad de autolimpieza determinada por la tensión tractiva. En algunos casos se puede adoptar la solución por bombeo cuando la pendiente sea muy pequeña.

6.12.3 Sistema de limpieza

Para hacer una limpieza fácil y eficiente se deben prever y proyectar cámaras de inspección aguas arriba y aguas abajo del sifón invertido.

6.13 CANALIZACIÓN DE CAUCES

Se deben analizar los diversos factores que intervengan en la regularización adecuada de las quebradas, analizando con especial atención los siguientes aspectos:

- a) Caudal de diseño de las quebradas debe ser igual a la suma de los caudales producidos por la cuenca y las áreas afluentes del desarrollo urbano
- b) El caudal producido por el escurrimiento de una cuenca natural y que por sus características topográficas no sea urbanizable, se debe calcular con la fórmula racional asumiendo una frecuencia mínima de cinco (5) años. En el cálculo se debe considerar el área total de la cuenca hasta el punto en estudio
- c) El caudal aportado por un área urbanizada o por urbanizar se debe calcular de acuerdo con los criterios generales para el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial

6.14 CONTROL DE LA EROSIÓN EN LA DESCARGA

Para evitar la erosión de las quebradas en los lugares donde fluyan canales de entrega o colectores, se debe proteger el lecho y los taludes con materiales adecuados en una longitud de 50 m.

La sección revestida debe trabajar con un borde libre no inferior al 30 % del tirante correspondiente a la descarga máxima.

En las zonas de las quebradas donde haya tendencia o formación de meandros que puedan disminuir su área útil o para la protección de áreas o instalaciones de gran valor, se deben proyectar revestimientos o protecciones especiales.

6.14.1 Alineamiento

Se deben rectificar los cauces naturales procurando mantener en cuanto sea posible su sección y alineamiento naturales.

6.14.2 Pendiente

En las quebradas canalizadas las pendientes no deben ser mayores al 4 % y a objeto de lograrla se deben utilizar estructuras de caída provistas de amortiguadores adecuados.

6.15 ALIVIADEROS

Los aliviaderos son estructuras del sistema combinado principalmente empleados para desviar el caudal o caudales parciales que puedan sobrecargar los emisarios, las plantas de tratamiento o hasta el sitio de disposición final. Estas estructuras derivan parte del caudal que se supone es de escorrentía pluvial a drenajes que usualmente son naturales o a almacenamientos temporales, aliviando así los caudales conducidos por colectores, interceptores o emisarios al sitio de disposición final, que puede ser una planta de tratamiento de aguas residuales.

6.15.1 Consideraciones para su proyección

El caudal derivado por el aliviadero es una fracción del caudal compuesto de aguas residuales y pluviales, donde los residuos sanitarios y pluviales se mezclan, de tal forma que se diluye la concentración media de las aguas residuales.

Los aliviaderos pueden ser ordinarios, laterales, transversales y de fondo. Su ubicación debe estar en función de la configuración del terreno y de la posibilidad de derivar los caudales al cuerpo de agua receptor sin causar problemas de inundaciones de áreas aledañas. Estas estructuras usualmente están contenidas en pozos de inspección convencionales. El aliviadero puede ser sencillo o doble, según la longitud de vertedero requerida.

6.15.2 Estudios básicos

Deben estudiarse los sistemas existentes de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, de donde usualmente se genera la posibilidad de disponer de un sistema combinado. Se debe establecer las características hidrológicas de la localidad, en particular de los posibles cursos de agua receptores de los volúmenes de alivio.

Las características hidráulicas, hidrológicas y de calidad de agua del curso de agua receptor deben ser determinadas con el fin de establecer los volúmenes aliviados. Es necesario

considerar el comportamiento integral de las redes de recolección, evacuación y alivio, junto con el tratamiento de las aguas residuales y la respuesta ambiental de los cuerpos de agua receptores.

6.15.3 Parámetros de diseño

Los parámetros a ser tomados en cuenta para el dimensionamiento de los aliviaderos son:

6.15.3.1 Caudal de alivio

El caudal de alivio corresponde al caudal medio diario de aguas residuales que llegan a la estructura multiplicado por el factor de dilución, el cual debe ser mayor que 1. El factor de dilución es la relación entre el caudal a partir del cual el aliviadero comienza a derivar agua y el caudal de aguas residuales. Este factor depende del tamaño del colector, de su ubicación dentro del perímetro urbano, de la magnitud del caudal en el curso de agua o del volumen de almacenamiento temporal en un cuerpo de agua receptor y del impacto que los volúmenes aliviados puedan generar en éste.

Valores bajos de este factor corresponden a colectores secundarios que alivian cursos de agua con poco caudal, mientras que valores altos corresponden a interceptores o emisarios finales que descargan a un cauce con gran caudal. Necesariamente, un aliviadero no puede derivar aguas residuales no diluidas.

6.15.3.2 Frecuencia de alivios

Se debe caracterizar la frecuencia de eventos de precipitación, de esta manera debe establecerse el número esperado de veces por año que operaría el aliviadero. El número adecuado debe estar relacionado con el periodo de retorno de diseño de los colectores de la red. Cuanto mayor sea el periodo de retorno, menor debe ser la frecuencia anual de operación del aliviadero.

6.15.3.3 Volúmenes esperados de alivio

Los volúmenes de alivio son determinados a partir del análisis de las características de eventos de precipitación que puedan generar escorrentía pluvial en la zona. El volumen de alivio es función del hidrograma generado y de las características de alivio de la estructura. Para tener en cuenta lo anterior, puede usarse un módulo de escorrentía cuyo valor depende de las características climatológicas y físicas de la localidad. Los valores se encuentran entre 10 y 20 L/s/ha de escorrentía directa.

6.15.3.4 Capacidad del curso o cuerpo de agua receptor de asimilar las cargas contaminantes y volúmenes de agua de alivio

Cada estructura de alivio que esté en proyección debe tener en cuenta su efecto propio sobre las aguas receptoras, al igual que el efecto acumulado aguas arriba. La corriente o cuerpo de agua receptor debe ser caracterizado hidráulica, hidrológica y ambientalmente para establecer sus condiciones de asimilación y depuración.

6.15.3.5 Comportamiento hidráulico

Desde el punto de vista hidráulico, los parámetros de diseño corresponden, en el caso de un vertedero lateral, a la profundidad antes de la estructura, régimen de flujo y longitud

de vertedero y si tiene pantalla para incrementar su capacidad, la altura de éste. En los aliviaderos transversales interesan la profundidad del flujo de aproximación, la altura del vertedero y las dimensiones del colector de salida.

6.15.4 Métodos de cálculo

El flujo en un vertedero lateral corresponde a flujo espacialmente variado, basado en el análisis de conservación de momentum o energía entre dos secciones ubicadas aguas arriba y aguas abajo del vertedero y en la relación entre el caudal de alivio y la longitud del vertedero.

Debe tenerse en cuenta que la descarga del vertedero sea libre, porque el espacio entre la cresta del vertedero y el nivel del agua del colector que transporta las aguas lluvias aliviadas debe ser al menos de 0,05 m.

En los aliviaderos transversales el vertedero de aguas de alivio debe colocarse de manera perpendicular a la dirección de flujo y derivar el colector con las aguas no aliviadas por aberturas de fondo.

CAPITULO 7 - ESTACIONES DE BOMBEO

7 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Este capítulo establece los requisitos mínimos y las condiciones básicas que deben cumplir las estaciones de bombeo que se construyan en cualquiera de las etapas de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

Las disposiciones establecidas en este capítulo deben cumplirse para cualquier tamaño de sistema, a menos que se indique lo contrario.

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las estaciones de bombeo de aguas residuales o pluviales son necesarias para elevarlas o transportarlas en la red de alcantarillado cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible.

NOTA

Véase también el Reglamento Técnico de Diseño de Estaciones de Bombeo.

7.1.1 Ubicación

La definición de selección de la ubicación del sitio adecuado para la estación de bombeo, debe ser consecuencia de una decisión tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Condiciones del sitio
- b) Drenaje del terreno
- c) Menor nivel geométrico (altura media) entre el punto de succión y punto de bombeo
- d) Trayecto más corto de la tubería de bombeo
- e) Cotas de acceso superiores a las cotas máximas de inundación, o en caso contrario, con posibilidad de protección adecuada
- f) Estabilidad geotécnica del terreno
- g) Accesibilidad ininterrumpida, no obstante existan inundaciones u otras dificultades, a través de medios prácticos de transporte, a no ser que en tales situaciones sea permitido que la estación quede fuera de servicio
- h) Dimensiones del terreno suficientes para satisfacer las necesidades actuales y futuras
- i) Facilidad de suministro adecuado de energía y disponibilidad de otros servicios (agua potable, teléfonos, etc.)
- j) Facilidad de vertimientos de aguas residuales o pluviales en condiciones eventuales e interrupción de bombeo
- k) Reacondicionamiento mínimo de interferencias
- l) Menor movimiento de tierra
- m) Integración de la obra con el paisaje circundante
- n) Propiedad y facilidad de adquisición del terreno
- o) Manejo de olores
- p) Factibilidad de adquisición de predios o terrenos

7.1.2 Otras consideraciones

Otras consideraciones que se deben tomar en cuenta antes de llevar adelante el diseño son:

- a) Estudios topográficos
- b) Condiciones geotécnicas

- c) Disponibilidad de energía
- d) Calidad del agua a ser bombeada

7.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

7.2.1 Período de diseño

Los siguientes factores del período de proyecto deben ser considerados:

- a) Vida útil de las instalaciones y equipos, y la rapidez con que se tornan obsoletos.
- b) Mayor o menor dificultad de ampliación de las instalaciones.
- c) Población futura: características de crecimiento.
- d) Tasas de intereses y amortización del financiamiento.
- e) Nivel económico de la población atendida.
- f) Facilidades o dificultades en la obtención del financiamiento.
- g) Funcionamiento de la instalación en los primeros años.

El periodo de diseño debe ser determinado según la tabla 2.1.

La estimación de los valores de vida útil es de difícil evaluación, debido a los diversos factores que intervienen.

7.2.2 Caudal de diseño

En general se consideran para una estación de bombeo de aguas residuales el caudal promedio diario, los caudales diarios mínimos y máximos y el caudal máximo horario. Tanto para aguas residuales como pluviales, deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- a) Caudal al final del periodo de diseño
- b) Caudal mínimo al final del periodo de diseño
- c) Caudal máximo al final de cada etapa del periodo de diseño
- d) Caudal mínimo al final de cada etapa del periodo de diseño
- e) Caudal máximo al inicio de la operación de la estación
- f) Caudal mínimo en el inicio de la operación de la estación

7.2.3 Colector, interceptor o emisario afluyente

Es necesario considerar las características físicas del colector, interceptor o emisario afluyente a la estación de bombeo. Algunas de estas son:

- a) Forma de la sección, material y dimensiones de la sección
- b) Cota solera del conducto en el punto de entrada a la estación de bombeo
- c) Cota solera del conducto en la salida de la última estructura de conexión
- d) Cota máxima de agua en la entrada de la estación de bombeo
- e) Desnivel geométrico entre el nivel de la succión y de descarga

7.3 CRITERIOS DE DISEÑO

La magnitud y las variaciones de los caudales y los desniveles que deben ser vencidos, permiten determinar el tipo de bomba. Las variaciones de caudales a lo largo del tiempo contribuyen a determinar las etapas del proyecto y el tipo de instalación. Para pequeñas estaciones de bombeo deben adoptarse instalaciones simplificadas con automatización en función de los niveles en el pozo de succión. Deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Características del agua residual afluyente
- b) Tipo de energía disponible
- c) Espacios requeridos y disponibles
- d) Forma de operación prevista
- e) Variación en los niveles máximo y mínimo en la succión y la descarga, así como la variación en los caudales
- f) Periodos de operación
- g) Compatibilidad con equipos existentes

7.3.1 Pozos de succión

El pozo de succión, también denominado cárcamo o pozo húmedo, es el compartimiento destinado a recibir y acumular las aguas residuales durante un determinado período. Su adecuado dimensionamiento y la utilización de controles de nivel permiten el correcto manejo de las aguas afluentes. El volumen útil del pozo de succión debe ser determinado considerándose:

- a) Intervalo del tiempo entre partidas sucesivas del motor de la bomba (tiempo de ciclo)
- b) Caudal de bombeo

7.3.2 Control de tamaños de sólidos

Los sólidos en el agua residual afluyente, que puedan perjudicar el funcionamiento de las bombas, deben ser removidos antes que las aguas lleguen al pozo de succión, mediante rejillas de limpieza, o utilizando bombas con trituradores.

7.3.3 Potencia de las bombas y motores

La potencia requerida de las bombas debe calcularse para el caudal máximo y la altura dinámica, teniendo en cuenta su eficiencia. Para la estimación de las pérdidas de carga pueden utilizarse las fórmulas de Darcy-Weisbach o Hazen-Williams, entre otras, incluyendo pérdidas por fricción y pérdidas por accesorios de unión y control; en cada caso debe justificarse su uso. Se deben analizar varios escenarios de operación de las bombas y establecer el comportamiento hidráulico mediante las curvas del sistema y las curvas características de las bombas. Finalmente, para todos los caudales previstos debe verificarse la cavitación. Para verificar la cavitación, es necesario determinar la Altura Líquida de Succión Positiva (NPSH) disponible en el sistema ($NPSH_d$) y compararlo con la NPSH requerida por la bomba ($NPSH_r$) para el caudal de bombeo. Para que no haya cavitación la $NPSH_d$ debe ser mayor que la $NPSH_r$.

7.3.4 Golpe de ariete

Se debe tener en cuenta el efecto del golpe de ariete causado por interrupciones en la energía y la consecuente interrupción del flujo. Debe calcularse la sobre-elevación de presiones, las subpresiones y las velocidades de onda. El análisis debe hacerse para el máximo caudal en las diferentes formas de operación.

Debe disponerse de los mecanismos y accesorios necesarios para mitigar los efectos de este fenómeno, tales como válvulas reductoras de presión y aliviaderos.

7.3.5 Válvulas y accesorios

Deben ser instalados en sitios accesibles para su operación, con indicaciones claras de

posición abierta o cerrada para posibilitar su montaje y desmontaje. En caso de accionamiento manual, el esfuerzo tangencial a ser aplicado no debe sobrepasar 200 N. Si esto no puede lograrse, debe preverse un accionamiento mecanizado. Las presiones de servicio deben ser compatibles con las presiones máximas previstas. Los tipos de válvulas principalmente utilizados son: de retención, de compuerta.

7.4 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo se clasifican de diversas formas y los criterios más comunes son:

- a) Capacidad (m^3/s , m^3/h , L/s)
- b) Fuente de energía (electricidad, diesel)
- c) Método constructivo (convencional, premoldeada)
- d) Altura manométrica
- e) Función específica

De acuerdo con su capacidad, las estaciones de bombeo son clasificadas en:

- a) Pequeñas: menor de 50 L/s
- b) Medias: 50 L/s a 500 L/s
- c) Grandes: superior a 500 L/s

Y de acuerdo con su carga, en:

- a) Bajas: menor de 10 m.
- b) Medias: 10 m a 20 m.
- c) Altas: superior a 20 m.

La elección del tipo de bomba debe depender básicamente de los siguientes factores: localización, capacidad de la bomba, número, tipo y tamaño de la bomba, proyecto estructural, proyecto arquitectónico y aspectos estéticos.

El tipo de bomba también puede ser definido por el área disponible para su construcción.

Los tipos de elevadoras se clasifican según las bombas a ser utilizadas:

- a) Bombas con eyectores neumáticos
- b) Bombas centrífugas
- c) Bombas helicoidales

De acuerdo a su posición e instalación de los conjuntos elevatorios, las bombas convencionales pueden ser clasificadas en:

- a) Pozo seco
 - conjunto motor-bomba de eje horizontal
 - conjunto motor-bomba de eje prolongado-bomba no sumergida
 - conjunto motor-bomba de eje vertical-bomba no sumergida
 - conjunto motor-bomba de eje horizontal-bomba auto escorvante

b) Pozo húmedo

- conjunto vertical de eje prolongado-bomba sumergida
- conjunto motor-bomba sumergida

7.5. SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS

Las condiciones hidráulicas determinantes para seleccionar los equipos de bombeo y tuberías son:

- a) Caudal de bombeo
- b) Altura manométrica de la bomba
- c) Número de conjuntos motor - bomba
- d) Velocidades de las tuberías de succión e impulsión

Las bombas deben cubrir las variaciones diarias del agua residual afluyente mediante un caudal de bombeo adecuado.

Se debe estimar la altura manométrica para elegir la bomba considerando los niveles desde el pozo de succión en la cota solera del conducto afluyente y el nivel mínimo de salida en el conducto efluente.

La determinación del número de conjuntos motor-bomba es función de los caudales y de sus variaciones, de los equipos disponibles en el mercado, y de un análisis económico, considerando los costos de las obras civiles y equipos a ser adquiridos, incluyendo la operación y mantenimiento del sistema. No hay ninguna regla para definir el número de bombas a ser instaladas en una estación de bombeo.

El dimensionamiento de las tuberías y bombas debe ser elaborado tomando en cuenta los siguientes criterios:

a) Velocidades límite de la tubería de succión

- | | |
|-------------------------|---------|
| • Velocidad mínima | 0,6 m/s |
| • Velocidad máxima | 1,5 m/s |
| • Velocidad recomendada | 1,0 m/s |

b) Velocidades límite de la tubería de impulsión

- | | |
|-------------------------|---------|
| • Velocidad mínima | 0,6 m/s |
| • Velocidad máxima | 2,5 m/s |
| • Velocidad recomendada | 1,5 m/s |

c) Comparación técnico-económica.

Debe ser realizada una comparación de costos, considerando lo siguiente:

- Costo de adquisición e instalación de tubería y accesorios.
- Costo de los conjuntos motor-bomba.
- Costos de operación y mantenimiento y consumo de energía.

d) Variaciones de los caudales de bombeo y etapas del proyecto.

Los grupos generadores de emergencia, de accionamiento manual o automatizado, deben ser instalados en lugares donde haya interrupción frecuente de energía eléctrica.

7.6 DETERMINACIÓN DE LAS UNIDADES COMPLEMENTARIAS

Las aguas residuales afluentes, antes de ingresar en la estación de bombeo, deben pasar por una estructura con tres (3) finalidades:

- a) Servir como cámara de visita para inspección
- b) Permitir la instalación de compuertas para aislar la estación de bombeo y sirvan como desvío (by pass)
- c) Incluir un vertedero que desvíe el agua servida de la estación a un curso receptor próximo adecuado de descarga, cuando exista la necesidad

Debe ser prevista una estructura de desvío mediante una compuerta aguas arriba, la misma que debe ser utilizada en ocasión del mantenimiento.

Las estaciones de bombeo de pequeña capacidad, pueden omitir la estructura mencionada.

Los elementos como desvíos y compuertas deben ser convenientemente adaptados al pozo de succión. En estas estaciones, el colector afluente descarga directamente el agua residual en el pozo de succión.

En estaciones grandes de bombeo, el accionamiento de la compuerta debe ser mecanizado.

En estaciones de bombeo, cuyos niveles (pisos) de operación, debido a condiciones particulares están por debajo de las cotas de inundación, la compuerta de bloqueo debe ser automatizada y regulada para cerrar en función de la cota “máxima maximórum” alcanzada por el agua residual en el pozo de succión o en ocasiones de corte de energía eléctrica, que provoque la inmediata paralización de los conjuntos motor-bomba que se encontraran en operación.

Se deben tomar en cuenta las siguientes unidades complementarias:

- a) Sistema de medición de las aguas residuales
- b) Canales afluentes
- c) Instalaciones de cribado (rejas)

7.7 INSTALACIONES

El tamaño de las estaciones de bombeo debe ser función del tamaño del sistema. Se debe dimensionar las instalaciones de la estación de manera consistente con el nivel definido y con las particularidades y necesidades específicas de cada caso. Las características adoptadas de las siguientes instalaciones de la estación de bombeo deben ser justificadas:

- a) Sala de bombas
- b) Medición y control
- c) Sala de control
- d) Accesorios y escaleras
- e) Iluminación
- f) Señalización

- g) Ventilación
- h) Protección contra incendios
- i) Equipos de movilización
- j) Drenaje de pisos
- k) Instalaciones hidráulicas y sanitarias
- l) Aislamiento acústico

7.8 OTROS DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

Los diseños eléctricos, mecánicos, geotécnicos y estructurales deben basarse en las disposiciones y reglamentaciones vigentes en el país. El proyectista debe tener en cuenta la normatividad correspondiente en cada uno de los casos y sustentar adecuadamente sus diseños.

7.9 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

Para la puesta en marcha de la estación de bombeo, se deben realizar las siguientes tareas:

- a) Inspecciones preliminares
- b) Pruebas preliminares
- c) Prueba hidrostática del pozo de succión
- d) Verificación del comportamiento de las bombas y motores
- e) Verificación del funcionamiento de los dispositivos de control

7.10 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN

Durante la operación de la estación, deben seguirse las siguientes disposiciones:

- a) El accionamiento de bombas puede ser automático o manual, mediante sensores de nivel en los pozos de succión y de descarga, de tal forma que se apaguen las bombas en caso de que los bajos niveles de agua impidan el normal funcionamiento del sistema de bombeo y se enciendan cuando los niveles del pozo de succión indiquen que estén cercanos al máximo permitido
- b) Los dispositivos de medición y control deben dar indicaciones visuales y sonoras de una situación de potencial peligro
- c) Se deben disponer de elementos y sistemas adecuados para la limpieza de la estación de bombeo
- d) Debe disponerse de sistemas de encendido individual para cada unidad de bombeo

7.11 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO

Se debe definir un programa rutinario de labores de inspección, mantenimiento y reparación, estableciendo una serie de actividades diarias, mensuales y anuales, así como las acciones por tomar para la adquisición de repuestos y para la prestación del servicio en caso de posibles fallas en la estación. Todo lo anterior debe estar contenido en un manual de operación. Si las condiciones de servicio lo ameritan, éste debe ser actualizado periódicamente.

CAPITULO 8 - OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y CONTROL

8.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

Este capítulo establece todo lo relacionado con la operación, el mantenimiento y el control que debe hacerse en un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales, junto con sus estructuras complementarias.

8.2 COMPETENCIA

La operación, mantenimiento, reparación, control y seguimiento de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales debe ser responsabilidad de la entidad prestadora de este servicio para el caso de sistemas convencionales. Por lo tanto, ésta debe disponer de personal, infraestructura, equipos, materiales y demás insumos que le permita cumplir con su responsabilidad. Para sistemas no convencionales la operación y mantenimiento dependerá del tipo de gestión del sistema.

8.3 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

Con el fin de establecer las adecuadas condiciones de impermeabilidad de los colectores existen ensayos de infiltración, exfiltración y hermeticidad con aire en tramos de colectores y en cámaras de inspección.

8.3.1 Ensayo de infiltración

Este ensayo es apropiado cuando el nivel freático está por encima de la clave del colector, idealmente 1,0 m o más. El tramo es aislado aguas arriba y se mide el caudal infiltrado aguas abajo. El criterio de aceptación está representado por un rango de valores de infiltración que debe estar entre 10 y 20 litros por milímetro de diámetro, por kilómetro de longitud de colector y por día.

La estanqueidad también debe ser verificada en las cámaras de inspección o estructuras de conexión. Para esto, la cámara de inspección debe ser aislada de los colectores afluentes y efluente y se registra el aumento de nivel de agua dentro de éste. La infiltración máxima debe ser de 5 litros por hora por metro de diámetro de la cámara y por metro de carga de agua.

Los colectores y cámaras a ensayar deben escogerse de forma aleatoria pero verificando que puedan ser correctamente aislados y su número debe ser el mínimo para disponer de información representativa, el cual es función de la longitud total de la red de alcantarillado construida.

8.3.2 Ensayo de exfiltración

Si el nivel freático está bajo, la impermeabilidad se debe establecer aislando el tramo, llenando éste de agua hasta un nivel predeterminado y estableciendo su tasa de descenso durante un periodo razonable de tiempo. De manera similar se debe proceder para las cámaras de inspección. Los criterios de aceptación son los mismos que los de infiltración.

8.3.3 Ensayo de hermeticidad con aire

Como alternativa a los ensayos de infiltración y exfiltración deben implementarse ensayos de hermeticidad con aire a baja presión o presión negativa, cumpliendo las normas técnicas especializadas.

8.4 ASPECTOS DE MANTENIMIENTO

De forma obligatoria y ha requerimiento periódico, se deben tener programas de mantenimiento preventivo y correctivo de los colectores, estructuras de unión y demás elementos de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales.

El mantenimiento preventivo debe ser el resultado de un programa de inspección del sistema que permita detectar con anticipación puntos potencialmente críticos.

De acuerdo con el nivel de confiabilidad de servicio, independiente del tamaño del sistema, el mantenimiento debe seguir los siguientes requerimientos:

- a) Debe tenerse un programa de mantenimiento preventivo
- b) Las labores de mantenimiento deben ser preferiblemente preventivas (por lo menos una vez al año después del período de lluvias)
- c) Las labores de mantenimiento de todo equipo electromecánico deben ser preferiblemente preventivas
- d) La limpieza de redes mediante equipos especiales debe estar dentro de los planes de mantenimiento preventivo

Casos específicos propios de la localidad pueden incrementar las frecuencias de inspección, para los cuales el manual de mantenimiento debe ser estricto.

En el caso de alcantarillados no convencionales de aguas residuales, la frecuencia de las inspecciones debe incrementarse a seis meses como mínimo con disponibilidad de equipos de limpieza como roto sondas y presión.

El mantenimiento en sistemas de alcantarillado de aguas residuales debe concentrarse en los colectores y cámaras principales, y dentro de estos últimos en las cámaras previas a estructuras especiales como sifones y estructuras de alivio.

En el caso de alcantarillados pluviales es necesario limpiar los desarenadores ubicados al pie de laderas empinadas que constituyen arranques de colectores de drenaje, después de aguaceros fuertes y establecer la evacuación de lodos provenientes de conexiones erradas sanitarias.

Los canales de drenaje deben disponer de rampas de acceso para equipos como cargadores y volquetas. En estos tramos los canales deben estar revestidos. Para el mantenimiento de cauces naturales de drenaje receptores de escurrimiento pluvial urbana debe realizarse con draga.

Los emisarios finales pueden exigir dragado permanente, lo mismo que una limpieza permanente en el caso de aliviaderos, lo cual debe quedar explícito en el manual de mantenimiento.

Debe restringirse la siembra de árboles con potencial dañino para los colectores a una distancia mayor a 2 m.

8.5 MEDICIONES E INSTRUMENTACIÓN

Las mediciones de caudales en la red de colectores de aguas residuales y pluviales constituyen uno de los elementos más importantes para el seguimiento del comportamiento del sistema, el cual es necesario conocer para corregir las anomalías que se puedan

presentar, para llevar un control de vertimientos y para contribuir a una mejor estimación de los diferentes parámetros utilizados en los diseños. Estas mediciones deben hacerse no solamente en términos de cantidad sino también de calidad del agua. Para esto se deben establecer los métodos de medición más apropiados para el sistema en particular en función de la tecnología disponible y de la capacidad económica de la población.

En cuanto a mediciones de calidad de agua, éstas se deben regir por los requerimientos de la normatividad vigente sobre vertimientos y descargas para la disposición de aguas residuales.

8.6 CONTROL DE GASES

Los olores y gases de sistemas sanitarios deben ser controlados mediante adecuados diseños, suministrando ventilación y alivio de aire y por otros métodos.

Los sulfuros, compuestos orgánicos volátiles y otros problemas de olores usualmente se desarrollan en redes de colectores, especialmente en climas cálidos, donde la velocidad de flujo es baja y con tiempos de conducción largos y donde el contacto con el aire es reducido e intermitente. Lo correcto es diseñar sistemas donde la producción de gases es minimizada seleccionando adecuadamente las pendientes y diámetros, y estableciendo puntos de generación de turbulencia para la aireación del flujo. Igualmente, es necesario establecer la necesidad de ubicación de chimeneas de ventilación.

La ventilación mecánica con aireadores debe ser siempre provista cada vez que trabajadores entren para inspección y mantenimiento, quienes deben cumplir con las normas de seguridad industrial correspondientes.

8.7 CONTROL DE VERTIMIENTOS INDUSTRIALES Y COMERCIALES

La entidad prestadora del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales debe otorgar los permisos correspondientes para las descargas de aguas industriales y deben establecer las medidas de control y seguimiento a los vertimientos correspondientes con base en la normatividad vigente.

CAPITULO 9 - REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA TUBERÍAS

9.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

En el presente capítulo se establece todo lo relacionado con los criterios básicos y requisitos mínimos de diseño sobre los requerimientos estructurales de los diferentes tipos de tuberías rígidas y flexibles para sistemas de alcantarillado, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad, eficiencia y sostenibilidad.

El presente Capítulo incluye las siguientes actividades que forman parte de los aspectos estructurales:

- Tipos de materiales de tuberías para alcantarillado
- Efectos de cargas externas
- Diseño de tuberías para sistemas de alcantarillado

9.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Las tuberías para la construcción de sistemas de alcantarillado se fabrican de diferentes materiales de acuerdo con las especificaciones de productos reconocidos nacional e internacionalmente.

Los materiales normalmente aceptados para sistemas de alcantarillado son los que se presentan en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 - Tipos de tuberías y materiales aceptados para alcantarillado

Tipo de Tubería	Materiales aceptados
Tubería rígida	Tubería de hormigón armado Tubería de hormigón simple Tubería de fierro fundido (*) Tubería de fierro dúctil Tubería de acero
Tubería flexible	Tubería termoplástica - Polietileno (PE) - Polietileno de alta densidad - Policloruro de vinilo (PVC) - ABS simple y compuesto - Acrilonitrilo-butadieno-estireno (ABS) Tubería plástica termo-estable - Fibra de vidrio (resina termo-estable reforzada) RTR - Mortero plástico reforzado RPM

(*) Material sustituido por tuberías de fierro fundido dúctil.

La utilización de nuevos materiales y sistemas para la construcción de alcantarillados deben cumplir con las normas técnicas.

Los factores que deben considerarse en la evaluación y selección de los materiales a utilizar en la construcción de alcantarillado son el tipo de uso y calidad del agua, las condiciones de escurrimiento y abrasión, los requerimientos de instalación, las condiciones de corrosión, los requerimientos de flujo, los requerimientos de infiltración y exfiltración, las características

del producto, la efectividad de costos, las propiedades físicas, la disponibilidad del producto en el sitio y los requerimientos de manejo.

9.3 MATERIALES PARA TUBERÍAS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los materiales y las normas correspondientes, son los que se presentan en la tabla 9.2 para tuberías rígidas y en la tabla 9.3, para tuberías flexibles. La calidad debe ajustarse a los requisitos mínimos previstos en las normas técnicas.

NOTA

Aquellas tuberías fabricadas en el país o importadas que no estén respaldadas por una NB, deben garantizar su calidad mediante el Certificado de Conformidad, emitido por un laboratorio verificador (laboratorio de ensayo independiente acreditado por organismo competente).

Tabla 9.2 - Tipos de tubería rígida para alcantarillados

Material de la tubería	Norma Boliviana	Normas Técnicas Internacionales (selección a criterio del fabricante)	
Hormigón armado	NB 687	ANSI/ASTM C 76 ANSI/ASTM C 506 ANSI/ASTM C 655 ANSI/ASTM C 507 ANSI/ASTM C 361 ANSI/ASTM C 443 ANSI/ASTM C 877	
Hormigón simple	NB 686	ANSI/ASTM C 14	
Fierro fundido		ASTM A 74-72 ANSI A 21.6 (AWWA C106) ASTM C 644	
Fierro dúctil	NB 645	ANSI A 21.4 (AWWA C104) ANSI A 21.5 (AWWA C105) ANSI/AWWA C110	ASTM A 746 ISO 4633
Acero		ASTM A 475 ASTM A 760 ASTM A 762	AASHTO M-36 AASHTO M-245

Tabla 9.3 - Tipos de tubería flexible para alcantarillados

Material de la Tubería	Norma Boliviana	Normas Técnicas Internacionales (selección a criterio del fabricante)	
Termo - plástica			
Polietileno	NB 646	ASTM D 2239 ASTM D 3035 ASTM D 3261	
Polietileno de alta Densidad	NB 707 NB 708	ASTM F 1248 ASTM D 2122 ASTM D 2412 ASTM D 2444 ASTM D 3035	ASTM F 714 ASTM F 894
Policloruro de vinilo (PVC)	NB 888 NB 1069 NB 1070 (*) NB 707 NB 708	ASTM D 1784 ASTM D 2122 ASTM D 2412 ASTM D 2444 ANSI/ASTM D 2564 ANSI/ASTM D 3033 ANSI/ASTM D 3034(*) ANSI/ASTM D 3212 ANSI/ASTM F 477	ASTM F 545 ASTM F 679 ASTM F 949 ANSI/ASTM D 2680 ISO 4435
Acrilonitrilo- butadieno-estireno simple y compuesto (ABS)		ANSI/ASTM D 2680 ANSI/ASTM D 2235 ANSI/ASTM D 2751	ANSI/ASTM D 3212 ANSI/ASTM F 477 ASTM F 545
Plástica termo-estable			
Fibra de vidrio (Resina termoestable reforzada) (RTR)		ASTM D 2996 ANSI/ASTM D 2997	ASTM D 2310 ASTM D 3754 ASTM D 3262
Mortero plástico reforzado (RPM)		ANSI/ASTM D 3262	ASTM D 3754

(*) La Norma Boliviana NB 1070 y la norma internacional ASTM D 3034 establecen los requisitos y métodos de ensayo que debe cumplir la tubería de PVC y accesorios para la recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

NOTA

Pueden utilizarse tuberías de materiales diferentes a los incluidos en las tablas 9.2 y 9.3, siempre y cuando se demuestre analítica y experimentalmente mediante la utilización en proyectos piloto que el nuevo material para fabricación de tuberías de alcantarillado cumple con los mismos criterios de comportamiento que establece el presente Capítulo, según se trate de tuberías rígidas o flexibles.

9.4 UNIONES DE TUBERÍAS

En el diseño y construcción de todo sistema de alcantarillado sanitario, independientemente del tipo de tubería especificado, deben utilizarse uniones de tuberías confiables, impermeables a la infiltración y a la exfiltración, resistentes a las raíces, flexibles, durables y seguras.

Los tipos de uniones que pueden utilizarse y algunas normas a las que hacen referencia, se presentan en la tabla 9.4.

Tabla 9.4 - Tipos de uniones de tuberías

Tipo de Unión	Normas de referencia
Uniones con Empaque	ASTM C 443-94 ASTM C 505-95
Uniones bituminosas	
Uniones con mortero de cemento	
Uniones a base de compuestos elastoméricos sellantes	NB 888 NB 1069 NB 1070
Uniones a base de solventes cementantes	ASTM D 402
Uniones de fusión por calentamiento	
Uniones con masilla o epóxico	
Uniones con bandas sellantes	ASTM C 877 ASTM 990-96

NOTA

Todo sistema de alcantarillado y en especial las uniones, juntas, accesorios y dispositivos deben someterse a pruebas de infiltración y exfiltración.

9.5 REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES**9.5.1 Generalidades**

El diseño estructural de un alcantarillado sanitario exige que la resistencia de la tubería instalada, dividida por un factor de seguridad determinado debe igualar o exceder las cargas concentradas y uniformemente distribuidas en superficie sobre ésta, por la combinación del peso de suelo (carga muerta) y cualquier carga viva dinámica (originadas por vehículos, o estática (por acumulación de materiales), sobre el terreno.

Se requiere conocer:

- Las cargas máximas probables
- La resistencia de la tubería
- La capacidad del terreno
- El tipo de apoyo que asegure la estabilidad de la estructura
- Un factor de seguridad adecuado que se debe añadir a la resistencia del alcantarillado

Se presentan las consideraciones básicas para el diseño de tuberías rígidas y flexibles, para las condiciones básicas de instalación, que son, en una zanja en terreno natural y en un relleno. No se considera el caso de tuberías flexibles de rigidez intermedia. Para estos casos especiales, el proyectista debe basarse en métodos de análisis que consideren la interacción suelo estructura o en métodos aproximados haciendo consideraciones conservadoras en el diseño.

La evaluación de los efectos de las cargas externas, bien sea el peso propio del terreno o las cargas vivas, dinámica y estática, debe llevarse a cabo de acuerdo con las metodologías aceptadas, dependiendo del tipo de instalación en zanja o en relleno, y según se trate de tubería rígida o flexible. Se debe utilizar la combinación de carga que resulte más crítica en cada caso particular de análisis, utilizando el método de diseño por esfuerzos

y/o deformaciones admisibles. Se deben utilizar métodos alternativos de diseño, como el método de diseño por resistencia, siempre y cuando el proyectista lo justifique claramente y se verifiquen las condiciones de deformación y deflexión cuando estas controlen el diseño.

Para efectos del cálculo de la carga externa sobre la tubería deben diferenciarse los casos de tuberías rígidas y tuberías flexibles.

Para efectos del presente capítulo, se define como tubería flexible aquella cuya sección transversal puede deformarse o deflectarse al menos un 7,5 % del diámetro sin mostrar signos de sobreesfuerzo, agrietamiento o similares, de manera que la tubería deriva parte de su capacidad de carga de la presión pasiva del suelo, en los lados de la tubería.

9.5.2 Factores de seguridad en el diseño y comportamiento límite

Para el diseño estructural de tuberías sanitarias deben identificarse las condiciones de comportamiento límite más severas para el material en relación con el uso o servicio propuesto o la aplicación de diseño límite. El comportamiento límite puede establecerse en términos de resistencias, esfuerzos, deformaciones, desplazamientos límites, dependiendo de las características del material bajo consideración. El proyectista debe seleccionar el factor de seguridad que debe aplicarse al comportamiento límite máximo identificado para calcular los valores de diseño o valores de comportamiento en servicio o admisibles.

Los factores de seguridad seleccionados en el diseño deben relacionarse con condiciones esperadas en el sitio de construcción, el modo o tipo de falla del material de construcción y el costo potencial de una falla del sistema. El factor de seguridad no debe cubrir prácticas de construcción deficientes o una pobre inspección técnica.

Los valores de comportamiento en servicio o admisibles definidos con los factores de comportamiento límite y los factores de seguridad deben compararse con las condiciones correspondientes a las fuerzas externas actuantes.

9.5.3 Tuberías rígidas

Los límites de comportamiento de diseño para tuberías rígidas de alcantarillado, generalmente se expresan en términos de resistencia bajo carga. La resistencia bajo cargas de servicio puede determinarse mediante dos métodos alternativos: Analíticamente o mediante ensayos.

El comportamiento límite para tuberías rígidas determinado mediante ensayos se basa en el ensayo de resistencia en tres apoyos (método de las tres cuchillas), véase las normas ASTM C 497 para tuberías de hormigón y hormigón armado.

El diseño estructural de sistemas de tuberías rígidas para alcantarillados debe basarse en la resistencia del producto instalado. Las tuberías de hormigón armado fabricadas en el sitio, pueden diseñarse con base en el método de análisis de la resistencia de diseño en término de los efectos de flexión, cortante y axial producidos por las cargas actuantes.

Para tuberías rígidas prefabricadas, la resistencia de diseño debe determinarse a partir del ensayo de resistencia en tres apoyos. Para el diseño debe cumplirse la siguiente relación:

$$\text{Carga máxima actuante} \leq \frac{\text{Carga rotura 3 apoyos} \times \text{Factor de carga}}{k = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \text{ FS}}$$

Los factores de seguridad mínimos a utilizar en el diseño deben ser de 1,0 cuando se diseña para las cargas que producen una fisuración de 0,3 mm (hormigón armado) y de 1,5 cuando se diseña para la resistencia última del elemento (hormigón simple).

El factor de soporte para tuberías en zanjas o en rellenos, se define como la relación entre la resistencia de una tubería dada en determinadas condiciones de carga y de soporte y su resistencia medida mediante el ensayo de resistencia en tres apoyos.

a) Cargas de peso del suelo en tuberías rígidas

Las cargas en tuberías rígidas causadas por el peso propio del suelo pueden calcularse considerando el peso del prisma del suelo directamente sobre la tubería, más o menos las fuerzas cortantes de fricción que se transfieren a este prisma por los suelos adyacentes. Para el cálculo se realizan las siguientes suposiciones:

- La carga calculada es la carga que se debe desarrollar una vez hayan ocurrido los asentamientos últimos
- Se debe utilizar la teoría de Rankine para calcular las magnitudes de las presiones laterales que inducen fuerzas cortantes entre el suelo inmediatamente por encima de la tubería y el suelo adyacente
- La cohesión es despreciable excepto en condiciones de túneles

b) Condiciones de instalación en zanja para tuberías rígidas

La carga sobre tuberías rígidas en condiciones de instalación en zanja se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$W_d = C_d \gamma_r B_d^2$$

donde:

W_d	Carga muerta del suelo sobre la tubería, en N/m
C_d	Coefficiente de carga adimensional
γ_r	Peso unitario del material de relleno, en N/m ³
B_d	Ancho de la zanja en la parte superior de la tubería, en m

El coeficiente adimensional de carga C_d , está dado según la siguiente fórmula:

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k_{\mu}' \frac{H}{B_d}}}{2 k_{\mu}'}$$

donde:

C_d	Coefficiente de carga adimensional
e	Base de logaritmo natural, 2,71828
k	Relación de Rankine de presión lateral unitaria a presión vertical unitaria adimensional
μ'	Coefficiente de fricción entre el material de relleno y las paredes de la zanja adimensional
H	Altura del relleno por encima de la parte superior del tubo, en m
B_d	Ancho de la zanja en la parte superior de la tubería, en m

donde:

ϕ' Angulo de fricción interna entre el material del relleno y el suelo, grado sexagesimal

μ' se calcula como $\tan \phi'$.

Ante la falta de mejores datos, deben utilizarse los siguientes valores de $k\mu'$ según el tipo de suelo:

$k\mu'$ 0,1924 materiales granulares sin cohesión
 $k\mu'$ 0,1650 máximo para arenas y gravas
 $k\mu'$ 0,1500 máximo para suelos superficiales saturados
 $k\mu'$ 0,1300 máximo para arcillas ordinarias
 $k\mu'$ 0,1100 máximo para arcillas saturadas

9.5.3.1 Tuberías en zanja

El factor de soporte para tuberías en zanja depende del tipo de soporte que se proporcione a la tubería.

Se deben considerar cuatro (4) clases de estructuras de soporte, cuyas especificaciones detalladas están definidas en las normas ANSI y ASTM correspondientes.

La tabla 9.5 define el factor de soporte para las diferentes estructuras de soporte establecidas para instalaciones en zanja.

Tabla 9.5 - Factor de carga para diferentes estructuras de soporte o apoyo

Clase	Tipo de estructura de soporte o apoyo	Factor de carga (Fc)
A	• Soporte de hormigón	
	- Hormigón simple con relleno ligeramente compactado	2,2
	- Hormigón simple con relleno cuidadosamente compactado	2,8
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 0,40 \%$	3,4
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 1,00 \%$	4,8
	• Arco de hormigón	
	- Hormigón simple	2,8
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 0,40 \%$	3,4
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 1,00 \%$	4,8
B	• Cama de soporte granular compactada	1,9
C	• Cama de soporte granular	1,5
D	• Cimentación plana con relleno suelto	1,1

NOTA

Es posible la utilización de factores de soporte diferentes a los anteriores, siempre y cuando el proyectista justifique claramente el valor propuesto y presente la sustentación técnica correspondiente, en forma escrita.

9.5.3.2 Tuberías en rellenos

Para el caso de tuberías rígidas colocadas en rellenos, el proyectista puede incluir la presión activa del suelo contra las paredes de las tuberías rígidas, como factor adicional de resistencia a cargas verticales. Sin embargo se debe considerar que con el tiempo, estas presiones normalmente alcanzan la condición de reposo del suelo. Para conductos con proyección negativa o positiva y para condiciones de relleno con zanja inducida, la

distribución y magnitud de las presiones laterales son diferentes entre sí y estas pueden controlar el diseño estructural de la tubería para alcantarillado.

9.5.3.3 Tuberías en rellenos o zanjas con proyección positiva

El factor de soporte para tuberías rígidas instaladas en rellenos o en zanjas anchas depende de la cama de soporte en la cual se coloca la tubería, de la magnitud de la presión lateral activa del suelo contra las paredes de la tubería y del área de la tubería sobre la cual es efectiva la presión lateral activa. Se deben considerar cuatro (4) clases de estructuras de soporte, cuyas especificaciones detalladas están definidas en las normas correspondientes.

Para tuberías rígidas en proyección positiva, el factor de soporte, L_f , se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$L_f = \frac{F_f}{N - x q}$$

donde:

- L_f Factor de soporte para tuberías rígidas adimensional
- F_f Factor de forma de la tubería adimensional
- N Parámetro función de la clase de soporte adimensional
- x Parámetro que depende del área sobre la cual actúa la presión lateral adimensional
- q Relación entre la presión lateral total y la carga vertical total sobre la tubería adimensional

El factor de forma de la tubería, F_f , se calcula de acuerdo con la tabla 9.6. El parámetro N se calcula según la tabla 9.7 y “ x ” se calcula según la tabla 9.8.

Tabla 9.6 - Valores de F_f para tubos circulares, elípticos y en arco

Forma del tubo	F_f
Circular	1,431
Elíptico	
- Elíptico horizontal y en arco	1,337
- Elíptico vertical	1,021

Tabla 9.7 - Valores de N

Clase de soporte	Valor de N		
	Forma del tubo		
	Tubo circular	Tubo elíptico horizontal	Tubo elíptico vertical
A (apoyo de hormigón armado)	0,421 a 0,505	-	-
A (apoyo de hormigón simple)	0,505 a 0,636	-	-
B	0,707	0,630	0,516
C	0,840	0,763	0,615
D	1,310	-	-

NOTA

Las clases de soporte A, B, C y D para tuberías en relleno con proyección positiva deben consultarse en las normas técnicas correspondientes.

Tabla 9.8 - Valores de x

Porción del tubo sujeto a presión lateral (m)	x			
	Lecho de la Tubería Tipo A	Lecho de la tubería diferente al Tipo A		
		Tubo circular	Tubo elíptico horizontal	Tubo elíptico vertical
0,00	0,150	0,000	0,000	0,000
0,30	0,743	0,217	0,146	0,238
0,50	0,856	0,423	0,268	0,457
0,70	0,811	0,594	0,369	0,639
0,90	0,678	0,655	0,421	0,718
1,00	0,638	0,638	-	-

El valor de “q” se calcula con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{mk}{C_c} \left(\frac{H}{D_e} + \frac{m}{2} \right)$$

donde:

q	Relación entre la presión lateral total y la carga vertical total sobre la tubería adimensional
m	Fracción del diámetro de la tubería de alcantarillado sobre la cual la presión lateral es efectiva adimensional
k	Relación de Rankine de presión lateral unitaria a presión vertical unitaria adimensional
C_c	Coeficiente de carga adimensional
H	Altura del relleno por encima de la parte superior del tubo, en m
D_e	Diámetro externo de la tubería, en m

Se utiliza un valor promedio de $k = 0,33$ cuando no se dispone de información precisa.

El coeficiente de carga, C_c , se calcula de acuerdo con la figura 9.1.

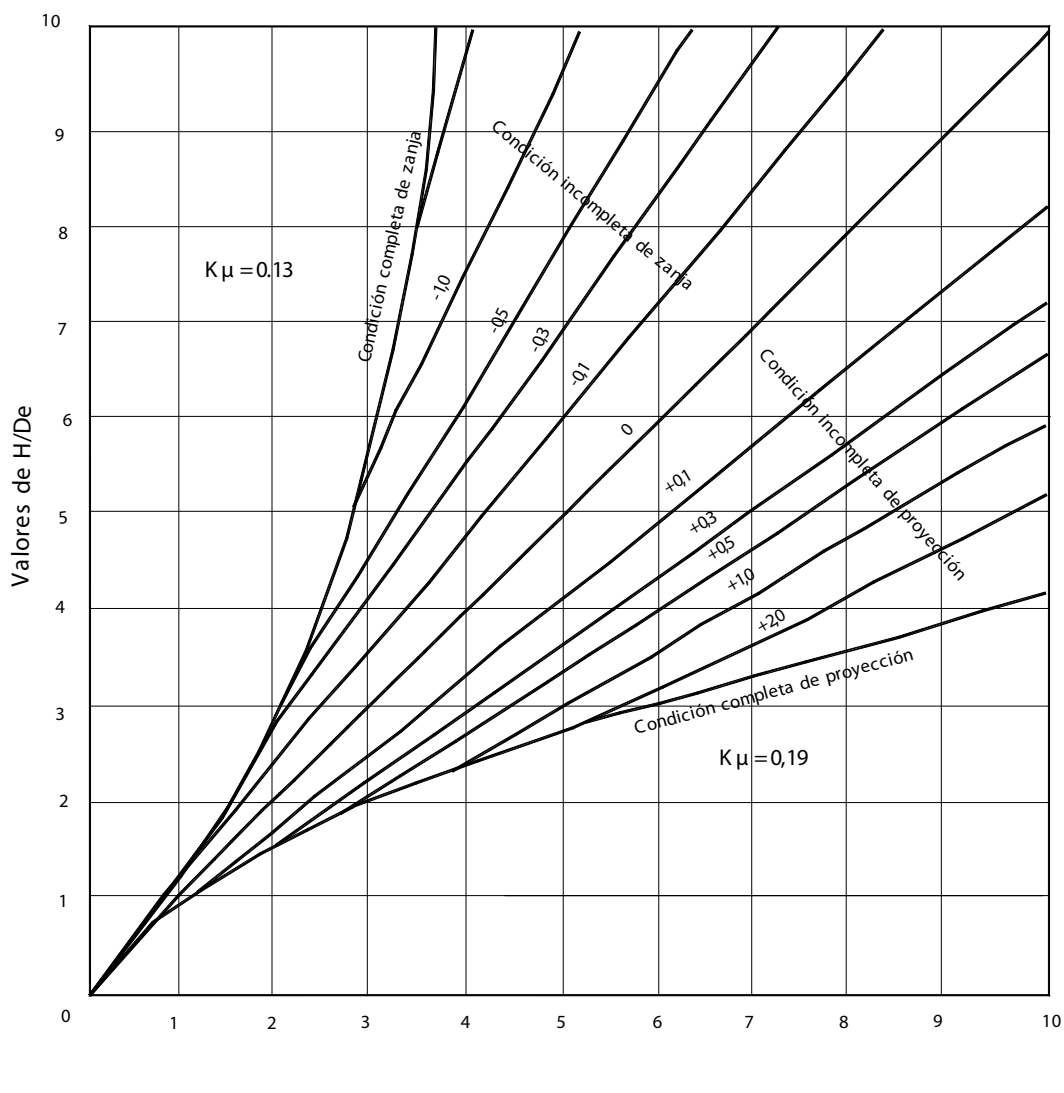


Figura 9.1 - Coeficiente de carga para tuberías rígidas en condiciones de instalación en rellenos con proyección positiva

p es la relación de proyección definida para la figura 9.1.

9.5.3.4 Tuberías con proyección negativa

Para tuberías rígidas en rellenos con proyección negativa, pueden utilizarse los mismos factores de soporte indicados para las clases de soporte A, B, C y D, definidos para tuberías rígidas en zanja (véase tabla 9.5).

Para los casos de tuberías rígidas en rellenos con proyección negativa en los cuales se compacte de manera adecuada el suelo perimetral y pueda garantizarse soporte lateral contra la tubería, pueden utilizarse las ecuaciones de L_f y q , según 9.5.3.3 utilizando un valor de k igual a 0,15 para estimar las presiones laterales sobre la tubería.

9.5.3.5 Tuberías en rellenos en condiciones de zanja inducida

Para los casos de tuberías rígidas en rellenos en condiciones de zanja inducida, los factores de soporte se calculan utilizando las ecuaciones de L_f y q del según 9.5.3.3.

9.5.4 Tuberías flexibles

9.5.4.1 Generalidades

Los comportamientos límites que deben considerarse para el diseño estructural de tuberías flexibles son: Deflexión excesiva, colapso, pandeo, agrietamiento o laminación. El comportamiento de la tubería debe regularse mediante la deflexión de la misma, y la deflexión que se considera admisible depende de las propiedades físicas del material utilizado y de las limitaciones impuestas por el proyecto.

El proyectista debe consultar a los fabricantes de los diferentes tipos de tubería quienes deben especificar las deflexiones admisibles, los esfuerzos críticos de colapso y de pandeo en las paredes de los tubos que fabrican, valores que dependen de los efectos de restricción de la estructura de suelo alrededor del tubo y de las propiedades de la pared del mismo y de los esfuerzos o deformaciones que producen agrietamientos, fisuración, laminación y en general cualquier efecto que cambie la apariencia y el comportamiento del material con respecto a la situación original.

Igualmente el fabricante debe proporcionar información referente a las deflexiones a largo plazo para diferentes condiciones de instalación, de manera que el proyectista verifique que la tubería a instalar no presente problemas por este factor.

a) Cargas de peso del suelo sobre tuberías flexibles

Para el cálculo de las cargas externas sobre tuberías flexibles debe clasificarse el caso de análisis en uno de los siguientes:

a) Tubo flexible enterrado en zanja angosta: $B_d < 2D_e$

$$W_d = C_d \gamma_r B_d^2 \left(\frac{D_e}{B_d} \right)$$

donde:

W_d Carga muerta del suelo sobre la tubería, en N/m

C_d Coeficiente de carga adimensional

γ_r Peso unitario del material de relleno, en N/m³

B_d Ancho de la zanja en la parte superior de la tubería, en m

D_e Diámetro externo de la tubería, en m

El coeficiente de carga C_d está basado en H/B_d , y en rellenos se calcula según lo establecido según 9.5.3.

b) Tubo flexible enterrado en zanja ancha: $B_d > 2D_e$

$$W_d = C_c \gamma_r D_e^2$$

donde:

C_c Coeficiente de carga, adimensional

C_c depende de las condiciones del terraplén y es función de las propiedades de los suelos.
 $C_c = H/D_e$ para tuberías flexibles al considerar únicamente deflexiones iniciales.

El coeficiente de carga para tuberías flexibles C_c se calcula según lo establecido según 9.5.3.3.

9.5.4.2 Diseño de tuberías de fierro dúctil

El diseño de tuberías de fierro dúctil debe basarse en esfuerzos y deflexiones límites, para aquella condición que resulte más crítica. La determinación del espesor de tubería debe realizarse de acuerdo con las normas técnicas correspondientes y con las recomendaciones del Ductile Iron Pipe Research Association.

El espesor neto calculado de acuerdo con lo especificado debe aumentarse en al menos 12 mm para consideraciones de corrosión, imperfecciones y similares. Adicionalmente debe incluirse una tolerancia por la fundida, la cual es proporcional al diámetro y debe calcularse según la tabla 9.9. También puede utilizarse para la tolerancia del espesor, las fórmulas que para este efecto dan la norma ISO 2531:1991 y la norma AWWA C150 de 1996.

Tabla 9.9 - Tolerancias para la fundición de tuberías de fierro dúctil

Diámetro (mm)	Tolerancia
100 a 200	1,3
250 a 300	1,5
350 a 1 050	1,8
1 200	2,0
1 350	2,3

9.5.4.3 Diseño de tuberías de acero

El diseño de tuberías de acero debe basarse en esfuerzos y deflexiones límites, para aquella condición que resulte más crítica. Pueden utilizarse los requisitos aplicables en normas internacionales.

9.5.4.4 Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles

Las rigideces mínimas requeridas para tuberías de plástico se presentan en la tabla 9.10.

Tabla 9.10 - Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles cargadas por medio del ensayo de placas paralelas*

Material	Especificación	Diámetro nominal		Rigidez mínima requerida para una deflexión del 5 %	
		(mm)	(plg)	(N/m ²)	(lb/plg ²)
ABS simple	ASTM D 2751	114 y 168	4 y 6	26 388	1 a 50
	SDR 23.5	88	3	8 796	50
	SDR 35	114 y 168	4 y 6	7 917	45
	SDR 42	219, 273 y 323	8, 10 y 12	3 519	20
ABS compuesta	ASTM D 2680	219 a 381	8 - 15	35 185	200
RPM	ASTM D 3262	219 a 457 208 a 2 743	8 a 18 20 a 108	17 417 a 13 546 1 759	99 a 77 10
PVC	ASTM D 2729 (PVC-12454)	60	2	10 380	59
		88	3	3 343	19
		114	4	1 935	11
		127	5	1 583	9
		168	6	1 407	8
	ASTM D 2729 (PVC-13364)	60	2	13 019	74
		88	3	4 222	24
		114	4	2 287	13
		127	5	2 111	12
		168	6	1 759	10
	ASTM D 3033				
	SDR 41	168 a 381	6 a 15	4 925	28
	SDR 35	114 a 381	4 a 15	8 093	46
	ASTM D 3034				
	SDR 41	168 a 381	6 a 15	4 925	28
	SDR 35	114 a 381	4 a 15	8 029	46

* Norma ASTM D 2412
 ** No se han listado otros materiales, para los cuales no se tienen suficientes datos disponibles

NOTA
 1 pulgada = 25,40 mm ; 1 psi = 6,89 kPa

9.5.4.5 Diseño de tuberías flexibles

La rigidez de las tuberías flexibles, las características de carga y deflexión deben determinarse mediante el ensayo de placas paralelas según la norma ASTM D 2412 y según la siguiente fórmula:

$$k_t = \frac{F}{\Delta y_p} = \frac{EI}{0,149 r^3}$$

donde:

k_t	Rigidez del tubo, en N/m
F	Fuerza sobre el tubo, en N/m
E	Módulo de elasticidad del material de la tubería, en MPa
I	Momento de inercia de la sección transversal de la pared del tubo ($t^3/12$), en m ⁴ /m
r	Radio medio del tubo, en m
Δy_p	Deflexión preestablecida durante el ensayo, en m

El nivel de deflexión para hallar “ k_t ”, se determina en el ensayo de placas paralelas.

Con base a la fórmula anterior, se calcula el valor de EI. Para estimar la deflexión aproximada en las condiciones de campo, se debe establecer el límite admisible en las deflexiones basado en los resultados del ensayo y en las recomendaciones y datos suministrados por los fabricantes.

El diseño estructural de tuberías flexibles de plástico se basa en que la deflexión máxima bajo carga a largo plazo no sea superior a la deflexión límite admisible de diseño, la cual a su vez se calcula de la siguiente:

Deflexión máxima bajo

$$\text{carga a largo plazo} \leq \text{Deflexión límite admisible de diseño} \leq \frac{\text{Deflexión límite crítica}}{FS}$$

El factor de seguridad, FS, debe estimarse con base en las características del suelo, en el grado de compactación esperado, en resultados de ensayos de carga disponibles y en la experiencia práctica. Los valores típicos están entre 1,5 y 2,5.

9.5.4.6 Instalación de tuberías flexibles

La construcción del material de relleno alrededor de la tubería flexible debe realizarse de manera que se garantice la adecuada interacción suelo-estructura supuesta en el análisis. Además de los requisitos establecidos en las normas ASTM D 2321 y ASTM D 3839 deben cumplirse las normas correspondientes a cada tipo de material.

Anexo A (Normativo)

Trabajos topográficos

A.1 INTRODUCCIÓN

- a) Los trabajos topográficos destinados a diseño y elaboración de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales deben satisfacer y regirse a lo indicado en el presente Anexo.
- b) Para realizar trabajos topográficos en zonas donde se implementarán proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, se debe recabar previamente, la información básica, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras como el Instituto Geográfico Militar IGM), como ser planimetrías, nivelaciones, fotos aéreas, cartas geográficas, planos reguladores, catastrales y toda información necesaria para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos.
- c) Cuando se cuente con levantamientos y restituciones aerofotogramétricas se debe utilizar ésta información, para la cual se establecerán y conformarán los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.
- d) Todo trabajo de topografía se debe iniciar con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar (IGM). Las estaciones topográficas del proyecto, deben tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación directa, arrastrados desde el BM.
- e) En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se debe iniciar el trabajo definiendo y ubicando un punto fijo y permanente (Banco de Nivel), cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un altímetro o un GPS navegador). Este punto (Ec) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitios difíciles de remover o deteriorar (puentes vehiculares, la base de una estatua, plaza, edificios públicos y similares).
- f) Los estudios preliminares, estudios a diseño final requeridos en la elaboración de proyectos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales en todos sus componentes deben ser realizados con la precisión señalada en el numeral A.6, indicado en el presente Anexo.
- g) Para representar en un plano, la configuración física de los sitios geográficos, se debe emplear un método de levantamiento topográfico y disponer de equipos apropiados al proyecto para efectuar: Poligonación, triangulación, trilateración, nivelación directa, radiación taquimétrica o métodos combinados que sean complementarios.
- h) Toda información y levantamientos topográficos deben ser necesariamente verificados en el terreno.
- i) Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BMs auxiliares y/o estaciones de la poligonal básica en lugares fijos, o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:3:6), de forma cilíndrica a una altura total de 40 cm y diámetro de 15 cm, enterrados una profundidad mínima de 30 cm y que sobresalgan 10 cm. Deben ser anclados en el terreno a través de barras metálicas,

hincadas antes del vaciado del mortero. En caso de disponer de mojoneros prefabricados, estos serán de 25 cm de altura, debiendo enterrarse 15 cm y sobresalir 10 cm, los cuales serán embebidos en una plataforma de mortero de 25 cm x 25 cm con una mezcla de hormigón cuya dosificación sea 1:3:6.

- j) En el centro de la cara superior del mojón debe insertarse un elemento metálico (placa de bronce) para señalar el punto de la estación.
- k) Se seguirá la anterior indicación para poligonales que abarquen los componentes principales del proyecto. En poligonales secundarias las estaciones pueden ser también estacas de madera, cubiertas con pintura y convenientemente protegidas.
- l) Los mojoneros y estacas deben ser identificados y localizados con pintura al aceite de color que contraste con el medio (amarillo, verde, rojo u otros). Se deben señalar las marcas con letras legibles y seguida del número correspondiente a la estación (por ejemplo E 30), en dimensiones de 50 cm x 50 cm y en un lugar visible; la numeración no debe repetirse en el mismo proyecto.

A.2 PLANIMETRÍA

- a) Se puede definir una o más poligonales primarias cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con dos (2) puntos geodésicos como mínimo (uno de partida), con puntos de coordenadas absolutas conocidas determinadas a través de GPS topográfico. El enlace o la liga a los puntos geodésicos deben realizarse por alguno de los métodos de medición de ángulos horizontales para mejorar la precisión de los mismos.
- b) La línea poligonal principal puede ser medida por el método teodolito - cinta metálica.
- c) La línea poligonal principal puede ser medida con Estación Total, por taquimetría electrónica, requiriéndose dos (2) lecturas obligadas y una tercera opcional de comprobación.
- d) En los casos que se requiera realizar una poligonal cerrada para obtener la representación del poblado, ésta debe estar en el perímetro exterior de la zona urbanizada y anexa a las áreas de expansión, las restantes poligonales se deben ubicar de acuerdo al criterio del ingeniero proyectista; debe tomar los ángulos por doble lectura y utilizar el promedio para fines de verificación y representación gráfica. Toda poligonal debe cerrarse con la tolerancia indicada en el punto A.6 del presente Anexo.
- e) En las poligonales deben anotarse los valores resumen de ángulos y distancias, así como los valores de enlace o liga a la red y se realizarán los cálculos de coordenadas.
- f) En poligonales secundarias (abiertas), deben levantarse fajas laterales con un ancho no menor a 25 m a cada lado en zonas no urbanizadas y poblaciones dispersas; en regiones urbanizadas, el ancho de faja debe ser hasta los límites de los predios.

B.3 ALTIMETRÍA

- a) La cota de partida para las nivelaciones necesarias, se debe tomar con referencia a un BM del IGM, o lo establecido en el punto A.1, inciso e).
- b) La nivelación de la poligonal con relación al BM debe ser directa y cerrada, arrastrando la cota del BM de partida hasta el siguiente o hasta el punto de la poligonal base.

- c) La nivelación debe realizarse con nivel de ingeniero.
- d) Excepcionalmente, en trabajos cuya extensión no sea mayor a las 5 hectáreas y no requieran de precisión por la naturaleza del mismo, la nivelación podrá realizarse con teodolito por medio de nivelación trigonométrica recíproca con doble lectura. La realización de este método de nivelación debe ser aprobada por el encargado de obra.
- e) La nivelación para el enlace de la línea poligonal principal al BM y las poligonales secundarias a las principales, deben cumplir los requerimientos señalados en el punto A.6, inciso g).
- f) Deben definirse puntos o estaciones de referencia de elevación conocida, a distancias intermedias de aproximadamente 500 m, de modo que hayan dos por cada kilómetro de poligonal, usando de referencia y de ser posible, sitios de carácter permanente y localizándolos con respecto a la poligonal básica.
- g) La lectura de la mira no se hará a más de 50 m de distancia.
- h) En las áreas destinadas para la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales y estaciones de bombeo, se deben efectuar nivelaciones a lo largo y ancho del área proyectada, levantando perfiles transversales al menos cada 50 m. Se dejarán mojones de nivelación distribuidos en el perímetro del área destinada a la infraestructura a distancias no mayores a los 50 m.
- i) Se deben levantar los perfiles transversales de todas y cada una de las vías existentes o futuras en zonas urbanizadas o por urbanizar, que estén comprendidas en el área del proyecto.

A.4 TAQUIMETRÍA

- a) El método taquimétrico debe emplearse para levantar los puntos de manera tal que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de una poligonal principal o secundaria, se debe efectuar el levantamiento tomando los puntos más representativos, puntos de cambios de dirección de vías y similares, cambios de pendiente, montículos, depresiones en el terreno y detalles plano - altimétricos en general.
- b) El número generador de todos los puntos debe ser calculado previa anotación de la lectura estadimétrica. Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.
- c) En caso de emplear el método de taquimetría por radiación, se debe realizar con lecturas angulares a partir de estaciones de las poligonales. Debe anotarse simple o doble lectura, según precisión requerida, para los ángulos horizontales propios, utilizando el promedio así como también realizar las mediciones en posición directa e invertida del instrumento.
- d) Los detalles más importantes se deben levantar con cinta metálica y los ángulos horizontales y verticales con teodolito.
- e) Los puntos visados deben estar a distancias no mayores a 150 m de los instrumentos.

A.5 REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)

- a) En la libreta de campo se deben dibujar croquis explicativos lo más ajustados a la realidad.
- b) Se deben efectuar anotaciones acerca del tipo y/o calidad del terreno en cada zona debiéndose también indicar los límites de predios o parcelas, señalando si se trata de muros, cercas de alambres de púas u otros.
- c) Las anotaciones que resulten incorrectas, en el momento de realizar los levantamientos no deben ser borrados sino marcadas con una línea diagonal sobrepuesta, anotando nuevamente la correcta. En caso de que toda la página o un sector del trabajo se encuentren incorrectos, este se tachará completamente, indicándose además con la palabra NULO O ANULADO y comenzando a renglón seguido a anotar el trabajo correcto; si esto ocurre, se debe indicar con la nota correspondiente y se señalará en el índice de la misma.
- d) Deben emplearse para las anotaciones, libretas de nivelación marcadas con un número ordinal en la tapa, nombre y título del proyecto, nombre del proyectista, del topógrafo y del supervisor así como la fecha y equipo utilizado. Todas las páginas deben ser numeradas. Cada libreta debe llevar en sus primeras páginas un índice del contenido de las mismas así como la numeración completa de ésta.
- e) Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.

A.6 PRECISIÓN REQUERIDA

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- a) Error angular permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{ap} = 15'' \sqrt{N}$$

donde:

E_{ap} Error admisible, en segundos
 N Número de ángulos en el polígono

- b) Error angular permisible para cierre de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 25'' \sqrt{N}$$

donde:

E_{as} Error admisible, en segundos
 N Número de ángulos en el polígono

- c) Error longitudinal permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{lp} = 1:5\,000$$

donde:

E_{lp} Error longitudinal permisible

d) Error longitudinal permisible para poligonales secundarias:

$$Els = 1 : 3\,000$$

donde:

Els Error longitudinal permisible

e) Error permisible de nivelación directa de poligonales principales:

$$Enp = 10\text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

Enp Error permisible de nivelación directa, en milímetros

L Longitud nivelada (N° de km)

f) Error permisible de nivelación directa de poligonales secundarias:

$$Ens = 20\text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

Ens Error permisible de nivelación directa, en milímetros

L Longitud nivelada (N° de km)

g) Error permisible de nivelación para enlace de poligonal con BM:

$$Ene = 10\text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

Ene Error permisible en nivelación, en milímetros

L Longitud nivelada (N° de km)

A.7 INSTRUCCIONES GENERALES

- a) El equipo a utilizar debe estar convenientemente calibrado y en buen estado de mantenimiento.
- b) El topógrafo debe hacer el levantamiento de acuerdo a las instrucciones emitidas del encargado del proyecto, siendo éste quien indicará cuales son las redes de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales, posibles líneas de interceptores y emisarios, sitios de las estaciones de bombeo y plantas de tratamiento, con sus alternativas de ubicación y lugares adecuados.
- c) Los sitios de las plantas de tratamiento y sitios de las estaciones de bombeo de aguas residuales se deben levantar detalladamente, de manera que se pueda representar gráficamente el terreno, conocer su ubicación y configuración con precisión, con poligonales cuyas tolerancias de cierre se indican en el punto A.6 según corresponda.
- d) Las posibles líneas de interceptores y emisarios deben ser levantadas por medio de poligonales abiertas que tengan las precisiones de la poligonal principal del poblado y estén enlazadas a la misma, tomando puntos intermedios que indiquen los desniveles o perfiles del terreno.

- e) De acuerdo a la apreciación o instrucciones superiores, en el lugar donde pudiese convenir ubicar una planta de tratamiento, estación de bombeo y obras de arte, se debe proceder a realizar el levantamiento de una zona de cierta amplitud que permita el dibujo de curvas de nivel con bastante precisión y la elección de la cota definitiva.
- f) El trazado de redes de alcantarillado, se debe realizar con preferencia por vías públicas, evitando expropiaciones y servidumbres de paso en propiedades privadas. En caso de no poder evitar estos pasos, se debe medir la zona afectada (señalando los vértices con estacas o mojones), rigiéndose a disposiciones legales de la alcaldía del lugar.
- g) Las variantes de vías públicas, se justificarán cuando existan pasos inaccesibles (infraestructura existente, ríos y cauces profundos), evitando cruces directos con obras demasiado costosas.
- h) En caso de cruce de cursos de agua se obtendrán secciones transversales, cada 20 m en 50 m de longitud del río, determinando el nivel de agua y registrando la fecha.
- i) Debe obtenerse detalles plani-altimétricos (perfiles transversales y/o longitudinales) de cruces de vías públicas donde existan puentes vehiculares y peatonales, canales, ductos y otras obras civiles, que puedan utilizarse para el paso de la tubería proyectada.
- j) Se deben completar los trabajos, midiendo con cinta métrica el ancho de vías, caminos, calles, avenidas y otros puntos representativos.
- k) Cuando se considere aprovechable la infraestructura existente en uno o varios componentes, se debe efectuar un relevamiento.
- l) Para redes de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales, se obtendrán datos sobre los ejes de la red de colectores, profundidad de soleras, puntos de ubicación de cámaras de inspección (con y sin caída), de cambios de dirección o pendiente, material, longitud, diámetro y estado de tuberías.

A.8 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS

- a) Todo cálculo topográfico debe iniciarse verificando que la poligonal levantada en el campo esté dentro de los límites de errores señalados con las fórmulas ya expresadas, referidas a cierres de ángulos, distancias y altimetría. Si la poligonal es abierta, se debe hacer la revisión de los azimutes, comparando el de arrastre o conservación con el de los puntos geodésicos en una estación dada.
- b) Si con los valores anotados en la libreta no se pueden cumplir las condiciones anteriormente indicadas, debe procederse a rehacer el levantamiento en forma total o parcial según el caso.
- c) Se debe proceder al cálculo de las coordenadas de acuerdo con las prácticas topográficas.
- d) Los ángulos registrados en la libreta, deben ser comparados con los ángulos resultantes de los cálculos, determinados a partir de las coordenadas de las estaciones de la poligonal principal. La planilla de cálculos de coordenadas, debe ser presentada adjunta al proyecto, indicando el método de cálculo y nombre del responsable.
- e) En caso de realizar el trabajo topográfico con Estación Total, se deberá adjuntar la memoria y la información de respaldo en medio magnético.

A.9 DIBUJO

Después de realizar los cálculos, se debe proceder al dibujo de las poligonales por el método de las coordenadas. El plano topográfico del proyecto, se debe dibujar a la escala correspondiente, con curvas equidistantes de un metro o cada 50 centímetros dependiendo de la pendiente del terreno (plana, ondulada, irregular, etc.). El intervalo entre las curvas de nivel se debe establecer de acuerdo a las siguientes condiciones:

Tabla A.1 - Curvas de nivel

Pendiente media del terreno	Intervalo en metros
Menor de 2 %	0,50
De 2 % a 5 %	1,00
De 5 % a 10 %	2,00
De 10 % a 20 %	2,50
Mayor a 20 %	5,00

Fuente: Reglamento Nacional de Bolivia. Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión. Diciembre 2004.

Se deben indicar las cotas de intersección de calles y cambios de pendiente al centímetro: nombre o número de las calles y de corrientes superficiales, indicando el sentido de escurrimiento.

El plano topográfico del proyecto se debe dibujar a escalas 1:1 000; 1:2 000 o 1:500

Anexo B (Normativo)

Presentación de planos y Memorias de cálculo

B.1 PLANOS

Todos los planos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, estructurales, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales deben ser firmados y rotulados por profesionales debidamente facultados para realizar los diseños respectivos.

Los planos a ser elaborados en cada una de las especialidades anteriores, deben incluir toda la información básica necesaria para la construcción, tales como:

- a) Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGM o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital
- b) Parámetros de calidad para la construcción
- c) Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción
- d) Especificaciones e instrucciones de instalación de maquinaria y equipo
- e) Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular
- f) Identificación de las redes existentes de agua, alcantarillado, gas, fibra óptica, energía y teléfonos
- g) Suposiciones básicas utilizadas en el diseño y que puedan afectar el uso futuro de la construcción, como cargas supuestas en los análisis, tipo de uso supuesto en el diseño, presiones máximas y mínimas de utilización, precauciones especiales que deben tenerse en cuenta en la construcción o instalación de elementos
- h) Demás instrucciones y explicaciones que se requieran para poder realizar la construcción e instalación de maquinaria y equipo acorde con el diseño previsto

Además, los planos deben especificar algunos aspectos que faciliten la comprensión de los manuales de operación y mantenimiento.

Aquellos planos que contengan errores aritméticos, de dibujo, cotas, ejes, coordenadas, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o falta de revisión por parte del firmante de los mismos, deben ser corregidos en el original, si es posible, y esto debe quedar registrado en el mismo plano con la fecha y la firma del responsable de la corrección o modificación. Las copias tomadas de los originales defectuosos deben ser destruidas para ser reemplazadas por unas nuevas tomadas a partir de los planos originales corregidos. Los planos deben elaborarse en medios magnéticos para facilitar su corrección, actualización y edición inmediata, permitiendo adicionalmente establecer distintas escalas de impresión de acuerdo a los procedimientos constructivos.

NOTA

Véanse también los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

B.2 MEMORIAS

Los planos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, estructurales, eléctricos, mecánicos, de instalaciones especiales y demás que sean necesarios para la ejecución de la obra, deben ir acompañados por las memorias detalladas de diseño y cálculo que describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron dichos diseños.

Las memorias deben incluir entre otros:

- Las suposiciones utilizadas en los diseños
- Las metodologías empleadas
- La verificación del cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por la presente norma
- Referencia a normas técnicas nacionales o internacionales para los materiales, equipos y procedimientos específicos
- Los esquemas con base en los cuales se realizan los planos de construcción
- Especificaciones detalladas e instrucciones de instalación de maquinaria y equipo
- Las memorias descriptivas deben especificar en impresos para tal fin, los procedimientos detallados para puesta en marcha, operación y mantenimiento de cada uno de los sistemas
- Referencia a códigos nacionales
- En el caso que se utilice procesamiento automático de información, debe entregarse una descripción detallada de los principios en que se basa el procesamiento automático, así como una descripción de los datos de entrada y salida en el proceso
- Manuales de puesta en marcha, operación y mantenimiento
- Presupuesto detallado, soportado por un análisis de precios unitarios con la fecha precisa de su elaboración

Al igual que los planos, las memorias descriptivas deben indicar claramente el tamaño de la población del sistema utilizado en los diseños, en los procedimientos detallados y demás actividades del proyecto.

Las memorias que contengan errores aritméticos, cotas, ejes, coordenadas, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o falta de revisión por parte del proyectista, deben corregirse en el original, si es posible y las copias procedentes del documento defectuoso deben ser destruidas.

NOTA

Véanse también los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

B.3 FORMATO DE PRESENTACIÓN DE CARPETAS

El formato de presentación de carpetas debe seguir lo establecido en los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

IBNORCA: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad

IBNORCA creado por Decreto Supremo N° 23489 de fecha 1993-04-29 y ratificado como parte componente del Sistema Boliviano de la Calidad (SNMAC) por Decreto Supremo N°24498 de fecha 1997-02-17, es la Organización Nacional de Normalización responsable del estudio y la elaboración de Normas Bolivianas.

Representa a Bolivia ante los organismos Subregionales, Regionales e Internacionales de Normalización, siendo actualmente miembro activo del Comité Andino de Normalización CAN, de la Asociación MERCOSUR de Normalización AMN, miembro pleno de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas COPANT, miembro de la International Electrotechnical Commission IEC y miembro correspondiente de la International Organization for Standardization ISO.

Revisión

Esta norma está sujeta a ser revisada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

Características de aplicación de Normas Bolivianas

Como las normas técnicas se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientadas a aplicar criterios de calidad, su utilización es un compromiso concienical y de responsabilidad del sector productivo y de exigencia del sector consumidor.

Información sobre Normas Técnicas

IBNORCA, cuenta con un Centro de Información y Documentación que pone a disposición de los interesados Normas Internacionales, Regionales, Nacionales y de otros países.

Derecho de Propiedad

IBNORCA tiene derecho de propiedad de todas sus publicaciones, en consecuencia la reproducción total o parcial de las Normas Bolivianas está completamente prohibida.