REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO RAS - 2000

SECCION II

TÍTULO D

SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y PLUVIALES

República de Colombia

Ministerio de Desarrollo Económico

Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico

BOGOTA D.C., NOVIEMBRE DE 2000

ÍNDICE

D.0. REFERENCIACIÓN GENERAL 1

D.0.1 SISTEMA DE UNIDADES 1

D.0.2 VARIABLES 1

D.0.3 ABREVIATURAS 3

D.0.4 NORMAS TÉCNICAS REFERENCIADAS 3
D.0.4.1 NORMAS TÉCNICAS COLOMBIANAS 3
D.0.4.2 NORMAS TÉCNICAS AWWA 5
D.0.4.3 NORMAS TÉCNICAS ASTM 5
D.0.4.4 NORMAS TÉCNICAS ISO 6
D.0.4.5 NORMAS TÉCNICAS AASHTO 7

D.0.5 LEYES, DECRETOS Y LEGISLACIÓN PERTINENTE 7

D.1. ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES 9

D.1.1 ALCANCE 9

D.1.2 DEFINICIONES 9

D.1.3 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES 12
D.1.3.1 PASO 1 - Definición del nivel de complejidad del sistema 12
D.1.3.2 PASO 2 - Justificación del proyecto y definición del alcance 12
D.1.3.3 PASO 3 - Conocimiento del marco institucional 12
D.1.3.4 PASO 4 - Acciones legales 13
D.1.3.5 PASO 5 - Aspectos ambientales 13
D.1.3.6 PASO 6 - Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos 13
D.1.3.7 PASO 6 - Estudios de factibilidad y estudios previos 13
D.1.3.8 PASO 8 - Diseño y requerimientos técnicos 13
D.1.3.9 PASO 9 - Construcción e interventoría 14
D.1.3.10 PASO 10 - Puesta en marcha, operación y mantenimiento 14

D.1.4 ESTUDIOS BÁSICOS 14

D.1.5 SISTEMAS EXISTENTES 14
D.1.5.1 Descripción y diagnóstico del sistema existente de abastecimiento de agua potable 14
D.1.5.1.1 Entidad responsable del servicio 14
D.1.5.1.2 Componentes del sistema 14
D.1.5.1.3 Condiciones del servicio 14
D.1.5.1.4 Calidad de agua 14
D.1.5.1.5 Operación y mantenimiento 15
D.1.5.1.6 Deficiencias del servicio de abastecimiento 15
D.1.5.2 Descripción y diagnóstico del sistema existente de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias 15

D.1.5.2.1 Entidad responsable del servicio 15
D.1.5.2.2 Componentes del sistema 15
D.1.5.2.3 Conexiones domiciliarias 15
D.1.5.2.4 Costos del servicio 15
D.1.5.2.5 Operación y mantenimiento 15
D.1.5.2.6 Deficiencias del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales 16
D.1.5.2.7 Análisis de estudios previos 16
D.1.5.2.8 Percepción de la comunidad 16

D.1.6 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y/O PLUVIALES 16
D.1.6.1 Tipos de sistemas 16
D.1.6.1.1 Sistemas convencionales 16
D.1.6.1.2 Sistemas no convencionales 16
D.1.6.1.3 Sistemas in situ 17
D.1.6.2 Selección de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias 17
D.1.6.2.1 General 17
D.1.6.2.2 Sistema sanitario convencional 17
D.1.6.2.3 Sistema pluvial 17
D.1.6.2.4 Sistema combinado 17
D.1.6.2.5 Sistemas sanitarios no convencionales 18
D.1.6.2.6 Sistemas de disposición in situ 18
D.1.6.3 Componentes de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales 18

D.1.7 ACTIVIDADES PARA EL PLANEAMIENTO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES 18
D.1.7.1 Información básica 19
D.1.7.2 Delimitación del perímetro sanitario municipal 19
D.1.7.3 Delimitación del área del proyecto 19
D.1.7.4 Definición del periodo de análisis 19
D.1.7.5 Estimación de la población 19
D.1.7.6 Delimitación de áreas de drenaje 19
D.1.7.7 Determinación de las características del sistema 19
D.1.7.8 Generación de alternativas de sistemas para la recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales 19
D.1.7.9 Aprovechamiento de componentes existentes 19
D.1.7.10 Análisis de sitios de descarga 19
D.1.7.11 Predimensionamiento de los componentes de las alternativas 20
D.1.7.12 Definición de criterios para la estimación de costos 20
D.1.7.13 Determinación de etapas de construcción 20
D.1.7.14 Selección de la mejor alternativa 20
D.1.7.15 Diseño de la alternativa seleccionada 20

D.2. REDES DE COLECTORES 21

D.2.1 ALCANCE 21

D.2.2 CONSIDERACIONES GENERALES 21
D.2.2.1 Requisitos que se deben cumplir 21
D.2.2.2 Actividades que se deben llevar a cabo. 21
D.2.2.3 Periodo de diseño 22

D.2.3 DISEÑO DE REDES 23
D.2.3.1 Diámetros 23
D.2.3.2 Diseño hidráulico 23

D.2.3.3 Coeficientes de rugosidad 23
D.2.3.4 Régimen de flujo 25
D.2.3.5 Disposición general de los colectores 25
D.2.3.5.1 Nomenclatura 25
D.2.3.5.2 Pendientes 25
D.2.3.5.3 Cambios bruscos de la pendiente 25
D.2.3.5.4 Ubicación 25
D.2.3.6 Distancias mínimas a otras redes 25
D.2.3.7 Unión de colectores 26
D.2.3.8 Cambios de dirección en los colectores 26
D.2.3.9 Pérdidas de energía 26
D.2.3.9.1 Pérdidas de energía en estructuras de conexión y pozos de inspección 26
D.2.3.9.2 Pérdidas de energía en colectores curvos 27
D.2.3.10 Materiales 28
D.2.3.11 Aspectos estructurales y geotécnicos 30
D.2.3.12 Amenaza sísmica 30
D.2.3.13 Aspectos constructivos 31

D.3. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO 33

D.3.1 ALCANCE 33

D.3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO 33
D.3.2.1 Población 33
D.3.2.2 Contribuciones de aguas residuales 33
D.3.2.2.1 Domésticas (Q_D) 33
D.3.2.2.2 Industriales (Q_I) 34
D.3.2.2.3 Comerciales (Q_C) 35
D.3.2.2.4 Institucionales (Q_{IN}) 35
D.3.2.2.5 Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}). 35
D.3.2.2.6 Conexiones erradas (Q_{CE}) 35
D.3.2.2.7 Infiltración (Q_{INF}) 37
D.3.2.3 Caudal máximo horario (Q_{MH}) 37
D.3.2.4 Factor de mayoración (F) 37
D.3.2.5 Caudal de diseño 38
D.3.2.6 Diámetro interno real mínimo 38
D.3.2.7 Velocidad mínima 38
D.3.2.8 Velocidad máxima 40
D.3.2.9 Pendiente mínima 40
D.3.2.10 Pendiente máxima 40
D.3.2.11 Profundidad hidráulica máxima 40
D.3.2.12 Profundidad mínima a la cota clave 40
D.3.2.13 Profundidad máxima a la cota clave 41
D.3.2.14 Retención de sólidos 41
D.3.2.15 Operación, control y seguimiento 41

D.4. REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL 43

D.4.1 ALCANCE 43

D.4.2 CONSIDERACIONES GENERALES 43

D.4.3 PARÁMETROS DE DISEÑO 44
D.4.3.1 Áreas de drenaje 44

D.4.3.2 Caudal de diseño 44
D.4.3.3 Curvas de intensidad-duración-frecuencia 44
D.4.3.4 Periodo de retorno de diseño 45
D.4.3.5 Intensidad de precipitación 46
D.4.3.6 Coeficiente de escorrentía 46
D.4.3.7 Tiempo de concentración 47
D.4.3.7.1 Tiempo de entrada, T_e 47
D.4.3.7.2 Tiempo de recorrido, T_t 48
D.4.3.8 Diámetro mínimo 48
D.4.3.9 Aporte de sedimentos 48
D.4.3.10 Velocidad mínima 49
D.4.3.11 Velocidad máxima 49
D.4.3.12 Pendiente mínima 49
D.4.3.13 Pendiente máxima 49
D.4.3.14 Profundidad hidráulica máxima 50
D.4.3.15 Profundidad mínima a la cota clave 50
D.4.3.16 Profundidad máxima a la cota clave 50

D.4.4 OPERACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO 50

D.5. REDES DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO 51

D.5.1 ALCANCE 51

D.5.2 CONSIDERACIONES GENERALES 51

D.5.3 CAUDAL DE DISEÑO 51

D.5.4 PARÁMETROS DE DISEÑO 51

D.6. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS 53

D.6.1 ALCANCE 53

D.6.2 CONSIDERACIONES GENERALES 53

D.6.3 ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN DE COLECTORES Y POZOS DE INSPECCIÓN 53
D.6.3.1 Consideraciones para su proyección 53
D.6.3.2 Parámetros de diseño 54
D.6.3.2.1 Diámetro 54
D.6.3.2.2 Profundidad 54
D.6.3.2.3 Diámetro de acceso 54
D.6.3.2.4 Distancia entre pozos 54
D.6.3.3 Métodos de cálculo 54
D.6.3.4 Otras estructuras de conexión 54
D.6.3.5 Aspectos generales geotécnicos, estructurales y constructivos 55

D.6.4 CÁMARAS DE CAÍDA 55
D.6.4.1 Consideraciones para su proyección 55
D.6.4.2 Parámetros de diseño 55

D.6.5 SUMIDEROS 55
D.6.5.1 Consideraciones para su proyección 55
D.6.5.2 Parámetros de diseño 56

D.6.5.3 Métodos de cálculo 56

D.6.6 ALIVIADEROS 56
D.6.6.1 Consideraciones para su proyección 56
D.6.6.2 Estudios Previos 57
D.6.6.3 Parámetros de diseño 57
D.6.6.3.1 Caudal de alivio 57
D.6.6.3.2 Frecuencia de alivios 57
D.6.6.3.3 Volúmenes esperados de alivio. 57
D.6.6.3.4 Capacidad del curso o cuerpo de agua receptor de asimilar las cargas contaminantes y volúmenes de agua de alivio. 58
D.6.6.3.5 Costos económicos de sistemas combinados. 58
D.6.6.3.6 Comportamiento hidráulico. 58
D.6.6.4 Métodos de cálculo 58

D.6.7 TRANSICIONES 59
D.6.7.1 Consideraciones para su proyección 59
D.6.7.2 Parámetros de diseño 59
D.6.7.3 Métodos de cálculo 59

D.6.8 CANALES 59
D.6.8.1 Consideraciones para su proyección 59
D.6.8.2 Estudios previos 59
D.6.8.2.1 Topografía 59
D.6.8.2.2 Catastro 59
D.6.8.2.3 Suelos 60
D.6.8.3 Tipos de flujo 60
D.6.8.4 Parámetros de diseño 60
D.6.8.5 Métodos de cálculo 60

D.6.9 SIFONES INVERTIDOS 60
D.6.9.1 Consideraciones para su proyección 60
D.6.9.2 Parámetros de diseño 60
D.6.9.3 Métodos de cálculo 61
D.6.9.4 Mecanismos de limpieza 61

D.7. ESTACIONES ELEVADORAS Y DE BOMBEO 63

D.7.1 ALCANCE 63

D.7.2 ESTUDIOS PREVIOS 63
D.7.2.1 Conceptualización del proyecto 63
D.7.2.2 Sistemas de bombeo 64
D.7.2.3 Caudal de bombeo 64
D.7.2.4 Aspectos generales de la zona 64
D.7.2.5 Estudios topográficos 64
D.7.2.6 Condiciones geológicas 64
D.7.2.7 Disponibilidad de energía 65
D.7.2.8 Factibilidad de ampliación 65
D.7.2.9 Calidad del agua que va a ser bombeada 65
D.7.2.10 Vulnerabilidad y riesgo sísmico 65

D.7.3 CONDICIONES GENERALES 65
D.7.3.1 Localización 65
D.7.3.2 Inundaciones 66

D.7.3.3 Protección contra incendios 66
D.7.3.4 Facilidad de mantenimiento 66
D.7.3.5 Operación económica 66
D.7.3.6 Restricción de acceso 66
D.7.3.7 Análisis de costo mínimo 66

D.7.4 PARÁMETROS DE DISEÑO 66
D.7.4.1 Periodo de diseño 66
D.7.4.2 Caudales de diseño 67
D.7.4.3 Pondajes y lagunas de amortiguación 67
D.7.4.4 Colector, interceptor o emisario afluente 67
D.7.4.5 Tipo de bombas y etapas del proyecto 67
D.7.4.6 Pozo húmedo 68
D.7.4.7 Control de tamaños de sólidos 69
D.7.4.8 Potencia de las bombas y motores 69
D.7.4.9 Golpe de ariete 69
D.7.4.10 Válvulas y accesorios 69
D.7.4.11 Diseños estructurales y geotécnicos 69
D.7.4.12 Materiales 70
D.7.4.13 Subestación eléctrica 70

D.7.5 INSTALACIONES 70
D.7.5.1 Sala de bombas 70
D.7.5.2 Medición y Control 70
D.7.5.3 Sala de control 70
D.7.5.4 Accesos y escaleras 71
D.7.5.5 Iluminación 71
D.7.5.6 Señalización 71
D.7.5.7 Ventilación 71
D.7.5.8 Protección contra incendios 71
D.7.5.9 Equipos de movilización 71
D.7.5.10 Drenaje de pisos 71
D.7.5.11 Instalaciones hidráulicas y sanitarias 71
D.7.5.12 Aislamiento acústico 72

D.7.6 DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES ELÉCTRICOS, MECÁNICOS, GEOTÉCNICOS Y ESTRUCTURALES 72

D.7.7 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA 72
D.7.7.1 Inspecciones preliminares 72
D.7.7.2 Pruebas preliminares 72
D.7.7.3 Pozo húmedo 73
D.7.7.4 Bombas y motores 73
D.7.7.5 Dispositivos de control 73

D.7.8 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN 73

D.7.9 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO 73

D.8. OPERACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO 75

D.8.1 ALCANCE 75

D.8.2 COMPETENCIA 75

D.8.3 ASPECTOS DE PUESTA EN MARCHA 75
D.8.3.1 Ensayo de infiltración 75
D.8.3.2 Ensayo de exfiltración 75
D.8.3.3 Ensayo de hermeticidad con aire 76

D.8.4 ASPECTOS DE MANTENIMIENTO 76

D.8.5 MEDICIONES E INSTRUMENTACIÓN 78

D.8.6 CONTROL DE GASES 78

D.8.7 CONTROL DE VERTIMIENTOS INDUSTRIALES Y COMERCIALES 79

UNIÓN DE COLECTORES CON RÉGIMEN SUPERCRÍTICO 81

DISEÑO HIDRÁULICO DE SUMIDEROS 87

CAPÍTULO D.0

D.0. REFERENCIACIÓN GENERAL

D.0.1 SISTEMA DE UNIDADES

año	año
día	día
h	hora
ha	hectárea
hab	habitante
°C	grados centígrados
kg.	kilogramo
km.	kilómetro
L	litro
m	metro
m^2	metro cuadrado
m^3	metro cúbico
mg	miligramo
min.	minuto
mm	milímetro
N	Newton
s	segundo

D.0.2 VARIABLES

a	= constante que depende del tipo de superficie	-
A_{rb}	= área residencial bruta (D.3.1)	ha
A	= área tributaria (D.4.1)	ha
Ai	= área hidráulica mojada en la sección i-i	m^2
bi	= ancho de la sección i-i	m
C	= coeficiente de resistencia al flujo de Chézy (D.2.1)	-
C	= consumo medio diario por habitante L/hab·d (D.3.1)	
C	= coeficiente de escorrentía (función de la permeabilidad del área de drenaje) (D.4.1)	-
D	= densidad de población	hab/ha
DBO	= demanda bioquímica de oxígeno efectiva	mg/L
DBO_5	= demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días del agua residual a 20 °C	mg/L
Ds	= diámetro del colector de salida de la estructura-pozo	m
ΔE	= diferencia de energía específica entre el colector de salida y el colector principal de entrada a la estructura	m
ΔH_c	= pérdida de energía por cambio de dirección del colector principal	m
ΔH_e	= pérdidas de energía ocurridas por la unión de colectores	m
Φ	= ángulo de la intersección en la unión	-
F	= factor de mayoración	-
g	= aceleración de la gravedad, igual a 9,81 m/seg^2	m/seg^2
γ	= peso específico del agua residual	N/m^3
H	= profundidad de agua en el colector	m
Hc	= energía específica para la condición de flujo crítico, igual a $Yc + Vc^2/2g$	m
He	= incremento de altura debido a las pérdidas de energía	m

Hv	= cabeza de velocidad calculada para la velocidad promedio	m
Hv_1	= cabeza de velocidad en el colector principal de entrada	m
Hv_2	= cabeza de velocidad en el colector principal de salida respectivamente	m m
Hw	= profundidad esperada del agua en la estructura de conexión	m
i	= intensidad de la lluvia	mm.
K	= coeficiente que depende de la relación entre el diámetro de la estructura de unión Dp y el diámetro del colector de salida Ds. Los valores de K se indican en la Tabla D.A.3	-
K_c	= coeficiente de pérdida de energía por flujo curvilíneo dentro de la estructura	-
K_k	= 0,1 para velocidad creciente y 0,2 para velocidad decreciente	-
K1	= representa la relación entre el caudal máximo diario y el caudal medio diario, varía entre 1,2 y 1,5	-
L	= longitud máxima de flujo de escorrentía superficial	m
Lc	= longitud del colector	m
m	= coeficiente de retardo	-
n	= coeficiente de rugosidad de Manning	-
P	= población servida = D*A (para calcular F se toma en miles de hab) (D.3.1)	hab
P	= población servida en miles de habitantes (D.3.4), (D.3.5), (D3.6)	hab
P	= perímetro mojado de flujo (D.3.12)	m
Q	= caudal de agua residual (D.3.12)	L/s
Q	= caudal de aguas lluvias (D.4.1)	L/s
Q	= caudal de salida de la estructura de unión en (ANEXO 1)	m^3/seg
Q_c	= contribución comercial	L/s·ha
Q_{ci}	= contribución comercial para las condiciones iniciales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{cf}	= contribución comercial para las condiciones finales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{CE}	= aporte por conexiones erradas	L/s·ha
Q_{CEi}	= aporte por conexiones erradas para las condiciones iniciales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{CEf}	= aporte por conexiones erradas para las condiciones finales de operación del sistema	L/s·ha
Q_D	= contribución doméstica	L/s
Q_{Di}	= contribución doméstica para las condiciones iniciales de operación del sistema	L/s
Q_{Df}	= contribución doméstica para las condiciones finales de operación del sistema	L/s
Q_{DT}	= caudal de diseño para cada tramo de la red	L/s·ha
Qi	= caudal en la sección i-i	m^3/seg
Q_I	= contribución industrial	L/s·ha
Q_{Ii}	= contribución industrial para las condiciones iniciales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{If}	= contribución industrial para las condiciones finales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{IN}	= contribución institucional	L/s·ha
Q_{INi}	= contribución institucional para las condiciones iniciales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{INf}	= contribución institucional para las condiciones finales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{INF}	= aporte por infiltración	L/s·ha
Q_{MD}	= caudal medio diario de aguas residuales	L/s·ha
Q_{MDi}	= caudal medio diario para las condiciones iniciales de operación de sistema	L/s·ha

Q_{MDf}	= caudal medio diario para las condiciones finales de operación de sistema	L/s·ha
Q_{MH}	= caudal máximo horario	L/s·ha
Q_{MHi}	= caudal máximo horario para las condiciones iniciales de operación del sistema	L/s·ha
Q_{MHf}	= caudal máximo horario para las condiciones finales de operación del sistema	L/s·ha
R	= radio hidráulico (D.2.1), (D.2.2), (D.3.11)	m
R	= coeficiente de retorno (D.3.1)	-
S	= pendiente de la línea de energía (D.2.1), (D.2.2)	m/m
S	= pendiente del colector (D.3.12)	m/m
S	= gradiente hidráulico	m/m
S	= pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector (D.4.3.7.1)	m/m
T	= temperatura	°C
T_c	= tiempo de concentración	min
T_e	= tiempo de entrada	min
T_t	= tiempo de recorrido	min
τ	= esfuerzo cortante medio	N/m^2
V	= velocidad media del flujo (D.2.3.2)	m/s
V	= velocidad media del flujo en el colector (D.4.2.7.2)	m/s
V_s	= velocidad superficial	m/s
y_1, y_2	= profundidades de flujo en el colector principal de entrada y de salida respectivamente	m
Yi	=.profundidad de agua en la sección i-i	m

D.0.3 ABREVIATURAS

AMA	Autoridad Municipal Ambiental
ARA	Autoridad Regional Ambiental
ASTM	American Society for Testing Material
AWWA	American Water Works Association Standard
DSPD	Dirección de Servicios Públicos Domiciliarios del Ministerio de Desarrollo Económico
FAA	Federal Aviation Administration
ICONTEC	Instituto Colombiano de Normas Técnicas
SCS	Soil Conservation Service
SSPD	Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios
NTC	Normas Técnicas Colombianas
NTCOO	Normas Técnicas Colombianas Oficiales Obligatorias

D.0.4 NORMAS TÉCNICAS REFERENCIADAS

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

D.0.4.1 NORMAS TÉCNICAS COLOMBIANAS

NTC 30	Cemento Portland. Clasificación y nomenclatura.
NTC 44	Tubos y juntas de asbesto-cemento para conducción de fluidos a presión.
NTC 116	Alambre duro de acero para refuerzo de concreto.
NTC 121	Cemento Portland. Especificaciones físicas y mecánicas.
NTC 126	Solidez de los agregados con el uso del sulfato de sodio o sulfato de magnesio.
NTC 127	Determinación de impurezas orgánicas en agregado fino para concreto.

NTC 159	Alambres de acero, sin recubrimiento, liberados de esfuerzos para concreto pretensado
NTC 161	Barras lisas de acero al carbono para hormigón armado
NTC 174	Especificaciones de los agregados para concreto.
NTC 183	Determinación de la dureza al rayado de los agregados gruesos
NTC 239	Accesorios para tubos sanitarios de asbesto cemento.
NTC 245	Barras de acero al carbono trabajadas en frío para hormigón reforzado.
NTC 248	Barras y rollos corrugados de acero al carbono para hormigón reforzado.
NTC 268	Tubos sanitarios de asbesto cemento.
NTC 321	Cemento Portland, especificaciones químicas.
NTC 384	Asbesto-cemento. Tubos para alcantarillado.
NTC 401	Tubos de hormigón reforzado para alcantarillados.
NTC 487	Manguitos de asbesto-cemento.
NTC 511	Tubos de gres de resistencia normal para drenaje.
NTC 589	Determinación del porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznables en los agregados
NTC 1022	Tubos de concreto sin refuerzo para alcantarillado.
NTC 1087	Tubos de policloruro de vinilo (PVC) rígido para uso sanitario.
NTC 1299	Aditivos químicos para concreto.
NTC 1328	Juntas flexibles para la unión de tubos circulares de concreto.
NTC 1341	Accesorios de PVC rígidos para tuberías sanitarias.
NTC 1393	Tapas para pozos de inspección
NTC 1747	Plásticos. Tubos de polietileno PE especificados por su diámetro interior (RDIE-PM).
NTC 1748	Tubos de policloruro (PVC) rígido para alcantarillado.
NTC 1907	Siderurgia. Alambre de acero para concreto armado.
NTC 1925	Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre liso, para refuerzo de concreto.
NTC 2091	Tubería de acero corrugado y galvanizado para alcantarillado y drenaje subterráneo.
NTC 2310	Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre corrugado.
NTC 2346	Accesorios en hierro dúctil y/o hierro gris para agua y otros líquidos. Serie inglesa.
NTC 2534	Uniones mecánicas para tubos plásticos de desagüe y alcantarillado.
NTC 2587	Tuberías de hierro dúctil. Acoples y accesorios para líneas de tuberías de presión.
NTC 2629	Tubería de hierro dúctil. Revestimiento de mortero-cemento centrifugado. Controles de composición del mortero recientemente aplicado.
NTC 2697	Accesorios de PVC rígido para tubería de alcantarillado.
NTC 2802	Cámaras de inspección para alcantarillados, construidas en mampostería de ladrillo tolete recocido.
NTC 3359	Bridas y accesorios con brida para tubos de hierro fundido.
NTC 3409	Plásticos. Accesorios de polietileno(PE) para unión por fusión a tope con tubería de polietileno (PE).
NTC 3410	Plásticos. Accesorios de polietileno tipo campana para tubería de polietileno con diámetro exterior controlado tipo IPS o CTS.
NTC 3526	Juntas de compresión para tubería y accesorios de gres.
NTC 3640	Tubos corrugados en policloruro de vinilo (PVC) con interior liso y accesorios para alcantarillado.
NTC 3664	Plásticos. Tubos plásticos de polietileno con base en el diámetro exterior controlado y clasificado según presión.
NTC 3676	Métodos para ensayo de pozos de inspección en concreto.
NTC 3694	Plásticos. Tubos tipo CTS de polietileno (PE).
NTC 3721	Plásticos. Tubos ligeros y accesorios para sistemas de drenaje subterráneo y alcantarillado. Métodos de ensayo generales.
NTC 3722	Plásticos. Tubos ligeros y accesorios para sistemas de drenaje subterráneo y alcantarillado. Especificaciones para PVC-U.
NTC 3789	Secciones de cámara de inspección de prefabricados en concreto reforzado.
NTC 3870	Tubos de fibra de vidrio para usos en alcantarillado.
NTC 4089	Accesorios de gres para alcantarillado y perforados para drenaje. Resistencia normal.

NTC 4223	Métodos para ensayo de presión negativa con aire en pozos de inspección para alcantarillados.
NTC 4764-1	Tubos y Accesorios termoplásticos con superficies interna lisa y externa perfilada. Parte 1. Dimensiones
NTC 4764-2	Tubos y Accesorios termoplásticos con superficies interna lisa y externa perfilada. Parte 2. Condiciones técnicas de entrega

D.0.4.2 NORMAS TÉCNICAS 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.

D.0.4.3 NORMAS TÉCNICAS 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 12	Installing vitrified clay pipelines.
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 301	Standard test methods for vitrified clay pipe.
C 361	Standard specification for reinforced concrete low-head pressure pipe.
C 425	Specifications for compression joints for vitrified clay pipe and fittings.
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 700	Specification for vitrified clay pipe, extra strength, standard strength and perforated.
C 828	Low pressure air test of vitrified clay pipe lines.
C 877	Specification for external sealing bands for noncircular concrete sewer, storm drain and culvert pipe.
C924	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 1091	Hydrostatic infiltration and exfiltration testing of vitrified clay pipe 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 2239	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled inside diameter.
D 2310	Specification foe machine-made classification, reinforced thermosetting-resin (RTR) pipe, classification.
D 2412	Test for external loading characteristics of plastic pipe, by parallel-plate loading.
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 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 sewer pipe/fittings - PVC, type PSM for sewer applications.
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 Termosetting-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.

D.0.4.4 NORMAS TÉCNICAS ISO

881	Asbestos-cement pipes, joints and fittings for sewerage and drainage.
2531	Tubos, racores y accesorios de fundición dúctil para canalizaciones a presión.
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.

D.0.4.5 NORMAS TÉCNICAS AASHTO

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

D.0.5 LEYES, DECRETOS Y LEGISLACIÓN PERTINENTE

Ley 388 de 1997 de ordenamiento territorial

CAPÍTULO D.1

D.1. ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES

D.1.1 ALCANCE

El presente reglamento 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.

En este reglamento se establecen las disposiciones de obligatorio cumplimiento en todo el territorio nacional en las etapas de conceptualización, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y seguimiento de todas y cada una de las obras, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, adecuabilidad y sostenibilidad y redundancia a lo largo de su vida útil.

Todas las prescripciones establecidas deben ser aplicadas por todos **los niveles de complejidad del sistema**, a menos que se especifique lo contrario.

El presente Título incluye 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 de disposición in situ como alternativas a los sistemas convencionales. No incluye los sistemas de tratamiento de aguas residuales, cuyos diseños, construcción, puesta en marcha, operación y mantenimiento son tratados en el Título E.

D.1.2 DEFINICIONES

Las definiciones utilizadas en el presente Título se interpretan con el significado que se asigna a continuación:

Aguas lluvias Aguas provenientes de la precipitación pluvial.

Aguas residuales Desecho líquido provenientes de residencias, edificios, instituciones, fábricas o industrias.

Aguas residuales domésticas Desechos líquidos provenientes de la actividad doméstica en residencias, edificios e instituciones.

Aguas residuales industriales Desechos líquidos provenientes de las actividades industriales.

Aguas de infiltración Agua proveniente del subsuelo, indeseable para el sistema separado y que penetra en el alcantarillado.

Alcantarillado Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales o de las aguas lluvias.

Alcantarillado de aguas combinadas Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas lluvias.

Alcantarillado de aguas lluvias Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas lluvias.

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

Alcantarillado separado Sistema constituido por un alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas lluvias que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

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 lluvia.

Área tributaria Superficie que drena hacia un tramo o punto determinado.

Autoridad municipal ambiental (AMA) Entidad municipal que tiene a su cargo el manejo y ordenamiento ambiental.

Autoridad regional ambiental (ARA) Entidad regional que tiene a su cargo el manejo y ordenamiento ambiental.

Caja de inspección domiciliaria Cámara localizada en el límite de la red pública de alcantarillado y la privada, que recoge las aguas residuales, lluvias o combinadas provenientes de un inmueble.

Cámara de caída Estructura utilizada para dar continuidad al flujo cuando una tubería llega a una altura considerable respecto de la tubería de salida.

Caja de paso Cámara sin acceso, localizada en puntos singulares por necesidad constructiva.

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

Canalizar Acción y efecto de construir canales para regular un cauce o corriente de un río o arroyo.

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

Caracterización de las aguas residuales Determinación de la cantidad y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales.

Caudal de saturación Caudal que corresponde a las condiciones máximas de desarrollo.

Coeficiente de escorrentía Relación que existe entre la escorrentía y la cantidad de agua lluvia que cae en una determinada área.

Coeficiente de retorno Relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales y el caudal medio de agua que consume la población.

Coeficiente de rugosidad Parámetro que representa el efecto friccional del contorno del conducto sobre el flujo y en general depende del tipo de material del conducto.

Colector principal ó matriz Conducto cerrado circular, semicircular, rectangular, entre otros, sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, siguiendo líneas directas de evacuación de un determinado sector.

Conexión domiciliaria Tubería que transporta las aguas residuales y/o las aguas lluvias desde la caja domiciliar hasta un colector secundario. Generalmente son de 150 mm de diámetro para vivienda unifamiliar.

Conexiones erradas Contribución adicional de caudal debido al aporte de aguas pluviales en la red de aguas sanitarias y viceversa.

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

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

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

Cuneta Canal de sección triangular ubicado entre el sardinel y la calzada de una calle, destinado a conducir las aguas lluvias hacia los sumideros.

Cuerpo receptor Cualquier masa de agua natural o de suelo que recibe la descarga del afluente final.

Densidad de población Número de personas que habitan dentro de un área bruta o neta determinada.

Diámetro Diámetro interno real de conductos circulares**.**

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

Emisario final Colectores cerrados que llevan parte o la totalidad de las aguas lluvias, sanitarias o combinadas de una localidad hasta el sitio de vertimiento o a las plantas de tratamiento de aguas residuales. En caso de aguas lluvias pueden ser colectores a cielo abierto.

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

Estructura de conexión o estructura-pozo 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, entre otros propósitos.

Estructuras de disipación de energía Estructuras construidas para disipar la energía del flujo.

Estructura de separación de caudales (Ver aliviadero)

Estructuras de entrega Estructuras utilizadas para evitar daños e inestabilidad en el cuerpo de agua receptor de aguas lluvias o residuales.

Estación de bombeo de aguas residuales Componente de un sistema de alcantarillado sanitario o combinado utilizado para evacuar por bombeo las aguas residuales de las zonas bajas de una población. Lo anterior puede también lograrse con estaciones elevadoras de aguas residuales. Una definición similar es aplicable a estaciones de bombeo de aguas lluvias.

Frecuencia En hidrología, número de veces que en promedio se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un periodo definido.

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

Intensidad de precipitación Cantidad de agua lluvia caída sobre una superficie durante un tiempo determinado.

Instalación interna Conjunto de tuberías y accesorios que recogen y conducen las aguas residuales y/o lluvias de las edificaciones hasta la caja de inspección domiciliar.

Interceptor Conducto cerrado que recibe las afluencias de los colectores principales, y generalmente se construye paralelamente a quebradas o ríos, con el fin de evitar el vertimiento de las aguas residuales a los mismos.

Periodo de retorno Número de años que en promedio la magnitud de un evento extremo es igualada o excedida.

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

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

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

Pozo de succión Tanque o estructura dentro del cual las aguas residuales son extraídas por bombeo.

Pozo o cámara de inspección Estructura de ladrillo o concreto, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica, y con tapa removible para permitir la ventilación, el acceso y el mantenimiento de los colectores.

Precipitación Cantidad de agua lluvia caída en una superficie durante un tiempo determinado.

Profundidad del colector Diferencia de nivel entre la superficie del terreno o la rasante de la calle y la cota clave del colector.

Red local de alcantarillado Conjunto de tuberías y canales que conforman el sistema de evacuación de las aguas residuales, pluviales o combinadas de una comunidad, y al cual desembocan las acometidas del alcantarillado de los inmuebles.

Red pública de alcantarillado Conjunto de colectores domiciliarios y matrices que conforman el sistema de alcantarillado.

Red secundaria de alcantarillado Conjunto de colectores que reciben contribuciones de aguas domiciliarias en cualquier punto a lo largo de su longitud.

Sifón invertido Estructura compuesta por una o más tuberías que funcionan a presión. Se utilizan cuando es necesario pasar las tuberías por debajo de obstáculos inevitables.

Sumidero Estructura diseñada y construida para cumplir con el propósito de captar las aguas de escorrentía que corren por las cunetas de las calzadas de las vías para entregarlas a las estructuras de conexión o pozos de inspección de los alcantarillados combinados o de lluvias.

Tiempo de concentración Tiempo de recorrido de la escorrentía superficial desde el punto más alejado de la cuenca de drenaje hasta el punto de salida considerado. En alcantarillados es la suma del tiempo de entrada y de recorrido.

Tramo Colector comprendido entre dos estructuras de conexión.

Tramos iniciales Tramos de colectores domiciliarios que dan comienzo al sistema de alcantarillado.

Tubo ó tubería Conducto prefabricado, o construido en sitio, de concreto, concreto reforzado, plástico, poliuretano de alta densidad, asbesto-cemento, hierro fundido, gres vitrificado, PVC, plástico con refuerzo de fibra de vidrio, u otro material cuya tecnología y proceso de fabricación cumplan con las normas técnicas correspondientes. Por lo general su sección es circular.

Volumen útil Volumen del pozo de succión, comprendido entre el nivel máximo y el nivel mínimo de operación de bombeo.

D.1.3 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES

D.1.3.1 PASO 1 - Definición del nivel de complejidad del sistema

Debe definirse el **nivel de complejidad del sistema,** según se establece en el capítulo A.3 para cada uno de los componentes del sistema.

D.1.3.2 PASO 2 - Justificación del proyecto y definición del alcance

Todo componente de un sistema evacuación o disposición de aguas residuales y/o pluviales debe justificarse con la identificación de un problema de salud pública, del medio ambiente o de bienestar social, el cual tiene solución con la ejecución del sistema propuesto, ya sea mediante la ampliación de cobertura de un servicio o mejoramiento de su calidad y eficiencia. (Véase capítulo A.4)

Además, el proyecto debe cumplir los criterios de priorización establecidos en el capítulo A.5.

D.1.3.3 PASO 3 - Conocimiento del marco institucional

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

1. Entidad responsable del proyecto.
2. Diseñador.
3. Constructor.

4. Rol del municipio, ya sea como prestador del servicio o como administrador del sistema.
5. Empresa prestadora del servicio. (Oficial, mixto o privado)
6. Entidades territoriales competentes.
7. Entidades de planeación. (DNP, DSPD, Ministerio del Medio Ambiente, etc)
8. Entidad reguladora. (CRA u otra)
9. Entidad de vigilancia y control. (SSPD u otra)
10. Operador.
11. Interventor.
12. Acciones proyectadas de la comunidad en el sistema.
13. Autoridad ambiental competente. (Ministerio del Medio Ambiente, corporaciones autónomas regionales, etc)
14. Fuentes de financiación.

D.1.3.4 PASO 4 - Acciones legales

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

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

D.1.3.5 PASO 5 - Aspectos ambientales

Debe presentarse el plan de manejo ambiental generado por el proyecto, en el cual se incluyan una descripción de las obras y acciones de mitigación de los efectos en el medio ambiente propios del proyecto, siguiendo todo lo establecido en el literal A1.2.3.

D.1.3.6 PASO 6 - Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos

El diseñador debe conocer los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial planteados dentro del marco de la Ley 388 de 1997 o la que la reemplace y establecer las implicaciones que el sistema tendría dentro de la dinámica del desarrollo urbano.

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

D.1.3.7 PASO 6 - Estudios de factibilidad y estudios previos

Todo proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales debe llevar a cabo los estudios factibilidad y los estudios previos mencionados en el capítulo A.7.

D.1.3.8 PASO 8 - Diseño y requerimientos técnicos

El diseño de cualquier componente de un sistema de evacuación y disposición de aguas residuales o pluviales debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos en el presente Título, según los literales establecidos en cada capítulo.

El diseño de cualquier sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales debe someterse a una evaluación socioeconómica y estar sujeto a un plan de construcción, operación, mantenimiento y expansión de costo mínimo, siguiendo lo establecido en los capítulos A.6 y A.8.

D.1.3.9 PASO 9 - Construcción e interventoría

Los procesos de construcción e interventoría se deben ajustar a los requisitos mínimos establecidos en el Título G - Aspectos Complementarios.

D.1.3.10 PASO 10 - Puesta en marcha, operación y mantenimiento

Los procedimientos y medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales deben seguir los requerimientos establecidos en el capítulo D.8.

D.1.4 ESTUDIOS BÁSICOS

Para la elaboración de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias es aconsejable disponer estudios previos a su diseño, que permitan caracterizar la región desde el punto de vista físico y socioeconómico, conocer los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Esto debe contribuir a seleccionar la alternativa más adecuada y factible, técnica, económica, financiera y de menor impacto ambiental. En el caso de proyectos de ampliación y/o rehabilitación el alcance y necesidad de estudios básicos son más limitados y puntuales. En el capítulo A.4 del Título A se describe de manera general la información secundaria que puede ser relevante para el diseño.

D.1.5 SISTEMAS EXISTENTES

Dentro de los aspectos previos al diseño que son necesarios desarrollar están la descripción y diagnóstico de los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales en el sector objeto del proyecto.

D.1.5.1 Descripción y diagnóstico del sistema existente de abastecimiento de agua potable

Establecer el estado actual del sistema de abastecimiento de agua potable existente en la localidad o en el sector de interés, identificando, entre otros, los siguientes aspectos que permitan determinar su estado y su relación con un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales. El grado de detalle de esta información debe ser función del tamaño y del **nivel de complejidad del sistema**. En caso de proyectos de ampliación o rehabilitación, el diseñador debe establecer qué información local, del sector y municipal es necesaria. Esta información debe ser fundamentalmente de tipo secundario.

D.1.5.1.1 Entidad responsable del servicio

Identificar la entidad que presta el servicio y su carácter municipal, privado o mixto. Debe conocerse su capacidad técnica y operativa.

D.1.5.1.2 Componentes del sistema

Hacer una descripción general de las fuentes actualmente aprovechadas para abastecimiento de agua. Debe obtenerse información sobre los componentes del sistema, principalmente aquellos asociados con el sector objeto del proyecto, donde es deseable que los planos estén actualizados.

D.1.5.1.3 Condiciones del servicio

Recolectar y analizar la información sobre la prestación actual del servicio de abastecimiento de agua potable en la localidad o sector objeto del proyecto, para determinar consumos típicos o, en su defecto, estimativos justificados de éstos. Describir las áreas urbanas no servidas por el sistema existente y que puedan tener relación con el proyecto.

D.1.5.1.4 Calidad de agua

Si existe, revisar la información sobre calidad del agua de suministro.

D.1.5.1.5 Operación y mantenimiento

Es importante conocer la capacidad operativa de la entidad prestadora del servicio y las condiciones existentes de mantenimiento preventivo y correctivo de los diferentes componentes del sistema.

D.1.5.1.6 Deficiencias del servicio de abastecimiento

Es adecuado puntualizar los aspectos débiles del servicio de abastecimiento de agua potable y su relación con el sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias, en particular las pérdidas urbanas.

D.1.5.2 Descripción y diagnóstico del sistema existente de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias

Determinar el estado actual de los sistemas existentes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias de la localidad o del sector de interés del proyecto, identificando los siguientes aspectos, entre otros, que permitan establecer un diagnóstico adecuado de los mismos.

D.1.5.2.1 Entidad responsable del servicio

Debe existir en la localidad una entidad responsable de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. En consecuencia es necesario identificar la entidad que presta el servicio y su carácter municipal, privado o mixto y en lo posible conocer su capacidad técnica, operativa y administrativa, al igual que establecer su relación con la(s) entidad(es) que prestan los demás servicios del sector de agua potable y saneamiento básico.

D.1.5.2.2 Componentes del sistema

Identificar el tipo (o tipos) de sistema(s) existente(s) e información completa del catastro de red de alcantarillado en el sector objeto del proyecto. Recopilar la información cartográfica existente sobre el sistema. Hacer una descripción general de los sistemas actuales de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias en el área de interés, y de cada uno de sus componentes, tales como formas de disposición in situ, edad, materiales, redes de colectores, pozos y cajas de inspección, interceptores, emisarios, canales, estaciones de bombeo y estructuras especiales, al igual que el plan maestro si existiese. Calificar el estado, funcionalidad y condiciones de operación de los sistemas en el área de interés y estimar los periodos en los cuales los componentes principales podrán operar sin adiciones o refuerzos de capacidad. Describir las diferentes formas de disposición final y los sitios para tal fin en el subsuelo, en cuerpos de agua receptores y/o plantas de tratamiento de las áreas asociadas con el proyecto.

D.1.5.2.3 Conexiones domiciliarias

Revisar la información sobre la prestación actual del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias en el sector objeto del proyecto. Identificar las contribuciones especiales.

D.1.5.2.4 Costos del servicio

Conocer de manera aproximada las tarifas del servicio y los costos de operación y mantenimiento en el sector del proyecto.

D.1.5.2.5 Operación y mantenimiento

Revisar la capacidad operativa de la entidad prestadora del servicio, las condiciones existentes de mantenimiento preventivo y correctivo de los diferentes componentes del sistema y los manuales de operación y mantenimiento, si existen.

D.1.5.2.6 Deficiencias del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales

Puntualizar los aspectos débiles del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias en el sector del proyecto. Describir las áreas urbanas no servidas por el sistema existente y que puedan tener relación con el proyecto.

D.1.5.2.7 Análisis de estudios previos

Revisar los estudios previos existentes sobre recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias en el sector del proyecto.

D.1.5.2.8 Percepción de la comunidad

Establecer la percepción de la comunidad con relación al estado actual del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o lluvias, si existen en el área de interés, y su posible vinculación y aceptación de un nuevo proyecto.

D.1.6 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y/O PLUVIALES

D.1.6.1 Tipos de sistemas

D.1.6.1.1 Sistemas convencionales

Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o lluvias hasta los sitios de disposición final. Los tipos de sistemas convencionales son el alcantarillado combinado y el alcantarillado separado. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas por el mismo sistema, mientras que en el tipo separado esto se hace mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial.

D.1.6.1.2 Sistemas no convencionales

Debido a que los alcantarillados convencionales usualmente son sistemas de saneamiento costosos, especialmente para localidades con baja capacidad económica, en las últimas décadas se han propuesto sistemas de menor costo, alternativos al alcantarillado convencional sanitario, basados en consideraciones de diseño adicionales y en una mejor tecnología disponible para su operación y mantenimiento. Dentro de estos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados simplificados, los alcantarillados condominiales y los alcantarillados sin arrastre de sólidos. Los sistemas no convencionales pueden constituir alternativas de saneamiento cuando, partiendo de sistemas in situ, se incrementa la densidad de población.

1. Los alcantarillados simplificados 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 sustituir por estructuras más económicas.
2. Los alcantarillados condominiales son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha mediante colectores simplificados, y son conducidas a la red de alcantarillado municipal o eventualmente a una planta de tratamiento.
3. Los alcantarillados sin arrastre de sólidos son sistemas en los que el agua residual de una o más viviendas es descargada a un tanque interceptor de sólidos donde éstos se retienen y degradan, produciendo un efluente sin sólidos sedimentables que es transportado por gravedad en un sistema de colectores de diámetros reducidos y poco profundos. En los literales E.3.3 y E.3.4 se presentan los elementos para la concepción y diseño de estos tanques. 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.

D.1.6.1.3 Sistemas in situ

Por otra parte, existen sistemas basados en la disposición in situ de las aguas residuales como las letrinas y tanques, pozos sépticos y campos de riego, los cuales son sistemas de muy bajo costo y pueden ser apropiados en áreas suburbanas con baja densidad de población y con adecuadas características del subsuelo. En el tiempo, estos sistemas deben considerarse como sistemas transitorios a sistemas no convencionales o convencionales de recolección, transporte y disposición, en la medida en que el uso de la tierra tienda a ser urbano. En el capítulo E.3 del Título E se establecen los criterios de diseño de este tipo de sistemas.

D.1.6.2 Selección de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias

En general, en el proceso de selección de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias deben estar involucrados aspectos urbanos municipales como las proyecciones de población, las densidades, los consumos de agua potable y las curvas de demanda de ésta, aspectos socioeconómicos y socioculturales, institucionales, aspectos técnicos y tecnológicos y consideraciones económicas y financieras.

El diseñador debe seleccionar el sistema o combinación de sistemas más conveniente para drenar las aguas residuales y pluviales de la población o área. La justificación de la alternativa adoptada debe estar sustentada con argumentos técnicos, económicos, financieros y ambientales. Las siguientes constituyen pautas generales de selección de éstos.

D.1.6.2.1 General

Como regla general se deben adoptar sistemas convencionales para todas las poblaciones y localidades.

D.1.6.2.2 Sistema sanitario convencional

Se debe adoptar este sistema como regla general para todas las poblaciones y especialmente en aquellas que no posean alcantarillado sanitario o se requiera evacuar las aguas residuales mediante bombeo. Su adopción requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental, incluyendo consideraciones de tratamiento y disposición de las aguas residuales, para lo cual es recomendable hacer estudios de modelación de la calidad de agua del cuerpo receptor en donde se demuestren que los impactos generados por las descargas del alcantarillado sanitario, permiten cumplir con los usos asignados a dicho cuerpo.

D.1.6.2.3 Sistema pluvial

Es necesario proyectar estos sistemas cuando las condiciones propias de drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación de la escorrentía pluvial. Es decir, no necesariamente toda población requiere un alcantarillado pluvial, pues eventualmente la evacuación de la escorrentía pluvial podría lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles, por ejemplo. Donde sea necesario, estos sistemas pueden abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones. Su adopción requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental.

D.1.6.2.4 Sistema combinado

Este sistema puede ser adoptado en aquellas localidades donde existan situaciones de hecho que limiten el uso de otro tipo de sistemas y en áreas urbanas densamente pobladas, donde los volúmenes anuales drenados de aguas residuales son mayores que los de aguas lluvias o cuando resulte ser la mejor alternativa técnica, económica y ambiental, incluyendo consideraciones de tratamiento y disposición final de las aguas combinadas, para lo cual es recomendable hacer estudios de modelación de la calidad del agua del cuerpo receptor en donde se demuestre que los impactos generados por las descargas del

alcantarillado combinado, permiten cumplir con los usos asignados a dicho cuerpo. Su adopción requiere una justificación técnica, económica, financiera y ambiental.

El sistema combinado puede ser utilizado cuando es indispensable transporta las aguas lluvias por conductos enterrados y no se pueden emplear sistemas de drenaje superficiales, debido al tamaño de las áreas a drenar, la configuración topográfica del terreno o las consecuencias económicas de las inundaciones. Este sistema es particularmente útil en áreas urbanas densamente pobladas, donde los volúmenes anuales drenados de aguas residuales son mayores que los de aguas lluvias y por lo tanto su incidencia en los costos de tratamiento de efluentes es moderada

D.1.6.2.5 Sistemas sanitarios no convencionales

La experiencia mundial, con relación a los sistemas no convencionales, ha permitido identificarlos como alternativas de saneamiento viables que pueden ser más accesibles a comunidades de bajos ingresos, sin que esto signifique que no puedan ser adoptados por comunidades de mayores ingresos. Sin embargo, las tecnologías asociadas con su diseño y operación requieren, en muchos casos, mayor investigación, experiencia, control y análisis de equipos que permitan efectuar un eficiente mantenimiento del sistema. Por lo tanto, la adopción de sistemas no convencionales debe estar completamente justificada con argumentos técnicos como primera medida, y con argumentos socioeconómicos, socioculturales, financieros, institucionales y de desarrollo urbano, por otra parte. La aceptación por parte de la comunidad de algunas de estas tecnologías es fundamental. Estos sistemas pueden ser considerados como alternativas factibles cuando los sistemas convencionales no lo son desde el punto de vista socioeconómico y financiero, pero requieren mucha mayor definición y control de las contribuciones de aguas residuales dada su mayor rigidez en cuanto a posibilidades de prestación de servicio a usuarios no previstos o a variaciones en las densidades de ocupación. Para poblaciones con **nivel de complejidad bajo y medio** y con niveles bajos generalizados de ingresos, los sistemas no convencionales pueden ser considerados como alternativa al sistema convencional. Para desarrollos de vivienda de interés social y conjuntos residenciales cerrados, los cuales no tengan ninguna posibilidad de densificación urbana, pueden diseñarse sistemas condominiales que conecten al alcantarillado. Su adopción requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental.

Estos sistemas requieren mucha mayor definición y control de las contribuciones de aguas residuales (dada su mayor rigidez), mejores equipos para su mantenimiento (en el caso de simplificados y condominiales), así como operación y mantenimiento adecuados de los tanques interceptores y control al uso indebido de los colectores

D.1.6.2.6 Sistemas de disposición in situ

Se pueden proyectar estos sistemas en áreas suburbanas con densidades menores que 30 habitantes por hectárea en función del nivel de abastecimiento de agua. Estos sistemas pueden pasar a sistemas no convencionales en la medida en que la densidad de población vaya incrementándose, teniendo en cuenta las consideraciones del literal anterior.

D.1.6.3 Componentes de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales

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

D.1.7 ACTIVIDADES PARA EL PLANEAMIENTO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES

Las actividades que de manera general deben seguirse en el desarrollo de un proyecto completo de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales se listan a continuación. Para el caso de expansiones el diseñador debe establecer cuales de estas actividades son relevantes para el caso específico.

D.1.7.1 Información básica

Obtención de la información relevante referida en el literal D.1.4 citando las fuentes respectivas.

D.1.7.2 Delimitación del perímetro sanitario municipal

Es necesario establecer el límite del perímetro sanitario municipal o la porción relevante de éste, y su relación con el área del proyecto.

D.1.7.3 Delimitación del área del proyecto

Se debe definir el área para la cual debe ser proyectado el sistema.

D.1.7.4 Definición del periodo de análisis

Es necesario establecer el periodo de planeamiento del sistema y el año inicial de operación

D.1.7.5 Estimación de la población

En el caso de sistemas sanitarios se debe estimar la población a lo largo del periodo de planeamiento del sistema (Véase literal B.2.2). La población estimada en el área del proyecto debe considerar las densidades de saturación con base en los planes de ordenamiento territorial de la localidad.

D.1.7.6 Delimitación de áreas de drenaje

Es necesario delimitar las áreas de drenaje contenidas en el área de planeamiento

D.1.7.7 Determinación de las características del sistema

Se deben determinar las características del sistema existente (Véase literal D.1.5.2), y de las aguas residuales y/o pluviales en función de las tendencias de ocupación de la tierra y del ordenamiento territorial.

D.1.7.8 Generación de alternativas de sistemas para la recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales

Se requiere generar alternativas de sistemas de recolección de aguas residuales y/o lluvias. Es necesario evaluar cada alternativa desde el punto de vista de impacto ambiental.

D.1.7.9 Aprovechamiento de componentes existentes

Debe establecerse la posibilidad de aprovechar total o parcialmente elementos del sistema de recolección y evacuación existente.

D.1.7.10 Análisis de sitios de descarga

Se deben identificar las poblaciones localizadas aguas abajo de los posibles sitios de entrega y/o disposición de las aguas residuales evacuadas de la localidad y se deben analizar las características de autodepuración de los cuerpos de agua receptores (ríos, quebradas, arroyos, humedales, lagos, ciénagas, embalses y mar) y los posibles efectos ambientales de las descargas con y sin tratamiento, con base en la legislación vigente. Si el sitio de disposición final es el mar, se debe determinar el régimen de mareas, vientos y corrientes marinas para el **nivel de complejidad alto.** Si es una corriente, para los **niveles de complejidad medio alto y alto** se debe estimar el caudal mínimo semanal con un periodo de retorno de 10 años para determinar su capacidad de depuración y la frecuencia de niveles extremos máximos para evitar remansos en la descarga. Para los **niveles de complejidad bajo y medio**, en localidades con topografía plana, es recomendable estimar el caudal mínimo semanal anterior. Adicionalmente, deben tenerse en cuenta las consideraciones del título E. (Integración sistema de alcantarillado-planta de tratamiento).

D.1.7.11 Predimensionamiento de los componentes de las alternativas

Se deben dimensionar de manera preliminar los componentes de cada una de las alternativas consideradas en D.1.7.8.

D.1.7.12 Definición de criterios para la estimación de costos

Se deben recopilar funciones de costos de componentes similares a los considerados en las diferentes alternativas, citando las fuentes bibliográficas que avalen su validez. Estas funciones deben considerar costos de construcción, operación y mantenimiento.

D.1.7.13 Determinación de etapas de construcción

Se deben determinar las etapas de construcción o periodos óptimos de expansión de capacidad de los componentes de cada alternativa considerada, con base en análisis de costo mínimo si éste es apropiado para el tipo de componente, la tasa social de descuento, los factores de economías de escala implícitos en el literal D.1.7.12 y el análisis de capacidad actual limitante de componentes (ver capítulo A.8 del Título A).

D.1.7.14 Selección de la mejor alternativa

Con base en consideraciones técnicas, económicas, financieras, culturales y ambientales se debe seleccionar la mejor alternativa para ser diseñada, construida, operada y mantenida. La alternativa seleccionada debe contar con licencia ambiental si esta se requiere, o plan de manejo ambiental.

D.1.7.15 Diseño de la alternativa seleccionada

La mejor alternativa debe ser dimensionada completamente y sus costos de construcción totalmente cuantificados dentro de un cronograma preciso de ejecución de obras, incluyendo aspectos específicos requeridos de manejo ambiental y urbano durante su construcción, tales como estudios prediales y de servidumbres, licencias ambientales, plan de manejo ambiental, impacto urbano y especificaciones técnicas. El diseño debe generar además obligatoriamente manuales, programas y procedimientos de operación y mantenimiento apropiados para garantizar la efectividad y sostenibilidad del sistema a lo largo de su vida útil y minimizar efectos ambientales negativos.

CAPÍTULO D.2

D.2. REDES DE COLECTORES

D.2.1 ALCANCE

Este capítulo tiene por objeto definir las condiciones que deben ser tenidas en cuenta para el diseño de redes de colectores que componen sistemas convencionales y no convencionales de recolección y evacuación de aguas residuales, pluviales o combinadas.

D.2.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los aspectos generales para la concepción de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales deben seguirse de acuerdo con el capítulo A.4 del Título A. En los literales D.2.2.1 y D.2.2.2 se establecen los requisitos y actividades que en general es necesario desarrollar en proyectos completos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. Para proyectos de expansión y rehabilitación, el diseñador debe establecer cuales de éstos son relevantes para el caso específico.

D.2.2.1 Requisitos que se deben cumplir

1. Estudio de concepción del proyecto, elaborado con base en el capítulo A.4 del Título A.
2. Levantamiento planialtimétrico del área del proyecto y de sus zonas de expansión en escala 1:2000, o inferior según el nivel de detalle que se requiera, si es necesario, con curvas de nivel cada metro. Este intervalo puede variarse con justificación, dependiendo de las características de pendiente del terreno, requiriendo eventualmente un intervalo de 0,5 m o menor, si es muy plano. Para sistemas pluviales o combinados, la escala puede reducirse a 1:5000 en caso de grandes áreas de drenaje. En el capítulo G.5 del Título G se establecen los requerimientos mínimos de los levantamientos topográficos.
3. Planchas topográficas en escala mínima 1:25 000 de las cuencas, subcuencas y áreas de drenaje de interés para el proyecto.
4. Planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial del municipio según lo estipulado en la Ley 388 de 1997 o la que la reemplace.
5. Identificación de interferencias superficiales y subterráneas que puedan afectar el trazado de las redes del proyecto.
6. Obtención del catastro de red del sistema existente de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales.
7. Muestreos de suelos para determinar sus características geomecánicas y las condiciones de niveles freáticos.

D.2.2.2 Actividades que se deben llevar a cabo.

1. Recopilación y complementación del presente Reglamento con requerimientos pertinentes de planeación municipal, empresas de servicios públicos o la prestadora del servicio, autoridad municipal ambiental, alcaldía, corporación autónoma regional y ministerios de Desarrollo, Medio Ambiente y Salud y otras entidades, que permitan establecer las restricciones particulares y los trámites consecutivos para la aprobación final del proyecto.
2. Delimitación de las cuencas y subcuencas de drenaje cuyas contribuciones puedan afectar al dimensionamiento de los componentes del sistema, incluyendo las zonas de expansión previstas y las áreas de drenaje del proyecto.
3. Obtención del catastro de red del sistema existente, y de otras redes de servicios públicos y de elementos específicos que puedan afectar la ubicación de componentes del proyecto.

4. Verificación de la capacidad del sistema existente y de cada uno de sus componentes. Determinación de componentes limitantes de la capacidad del sistema.
5. Definición del inicio de operación del proyecto y determinación del alcance del proyecto y las etapas de construcción de sus diferentes componentes.
6. Caracterización de los suelos y niveles freáticos en la zona del proyecto.
7. Caracterización de las aguas residuales y/o de escorrentía pluvial.
8. Estimaciones de población y/o caracterización de la precipitación de la zona
9. Estimación de las contribuciones iniciales y finales al sistema.
10. Trazado de la red del proyecto, ubicación de componentes e interrelación con el sistema existente.
11. Análisis de servidumbres, corredores y predios.
12. Consideraciones sobre retención de sólidos previa a la evacuación de las aguas residuales, en el caso de sistemas sanitarios sin arrastre de sólidos.
13. Consideraciones sobre la generación de sulfuros en las redes, en el caso de sistemas sanitarios o combinados.
14. Consideraciones sobre facilidad de operación y mantenimiento, estabilidad, vulnerabilidad, redundancia e impacto ambiental.
15. Consideraciones sobre sitios de entrega y disposición final de las aguas evacuadas de la localidad.
16. Dimensionamiento hidráulico del sistema y todos sus componentes.
17. Diseño del sistema y sus componentes.
18. Presentación del diseño con el siguiente contenido mínimo: análisis de alternativas y concepción básica del sistema; trazado del sistema en planta y perfil; memorias de cálculos hidráulicos, sanitarios, geotécnicos, estructurales, mecánicos, eléctricos, electrónicos y demás que se considere pertinente (ver capítulo A.6); diseños; planos (es requisito presentarlos también en medio magnético) y procesos constructivos (ver capítulo A.6); materiales, cantidades de obra y costos unitarios; especificaciones técnicas; servidumbres y predios; licencia ambiental; plan de manejo ambiental; impacto urbano; aspectos de operación y mantenimiento; manual de operación; aspectos de monitoreo y control; aspectos de vulnerabilidad.

D.2.2.3 Periodo de diseño

El periodo de planeamiento o de diseño, debe fijar las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos empleados, y la calidad de la construcción, operación y mantenimiento. El periodo de planeamiento también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias deben proyectarse para los periodos de planeamiento que se presentan en la tabla D.2.1. La vida útil de los diferentes componentes de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales se definen en el literal A.4.9.

TABLA D.2.1

Periodo de planeamiento de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño (años)
Bajo y medio	15
Medio alto	20
Alto	25

Para colectores principales o emisarios finales el periodo de diseño mínimo debe ser 25 años, para cualquier **nivel de complejidad del sistema**.

D.2.3 DISEÑO DE REDES

El tamaño y la pendiente de un colector deben ser adecuados para conducir el caudal de diseño, evitar la sedimentación de sólidos para las condiciones iniciales de servicio y garantizar su adecuada operación y funcionalidad.

D.2.3.1 Diámetros

Para los cálculos hidráulicos debe hacerse referencia al diámetro interno real de los colectores.

D.2.3.2 Diseño hidráulico

En general, los colectores deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales o pluviales en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector puede hacerse suponiendo que el flujo en éste es uniforme. Esto es válido en particular para colectores de diámetro pequeño. Existen varias fórmulas de flujo uniforme apropiadas para este propósito, dentro de las cuales están la de Chézy y la de Manning. La ecuación de Chézy constituye la representación de la ecuación de Darcy para flujo en conductos abiertos, mientras que la fórmula de Manning es la más utilizada en la práctica.

$$V = C \cdot (R \cdot S)^{1/2} \quad \text{(Chézy)} \qquad \textbf{(D.2.1)}$$

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{(Manning)} \qquad \textbf{(D.2.2)}$$

Alternativamente a las fórmulas de flujo uniforme el diseñador puede utilizar otros modelos de flujo permanente o no permanente.

El diseño de colectores matrices debe hacerse con flujo gradualmente variado, lo mismo que los canales colectores de aguas lluvias y en general colectores de diámetros superiores o iguales a 900 mm. Para colectores entre 600 mm y 900 mm se recomienda revisar el diseño con flujo gradualmente variado. Cuando la velocidad en un colector es mayor a 2 m/s se recomienda hacer un análisis hidráulico detallado del tramo.

D.2.3.3 Coeficientes de rugosidad

Muchas investigaciones y experimentos de laboratorio y mediciones de campo se han llevado a cabo para determinar los coeficientes de fricción para varios materiales y condiciones. En el laboratorio se pueden obtener mediciones precisas, pero es difícil duplicar condiciones de flujo equivalentes a las de un alcantarillado. Por su parte, las mediciones de campo en colectores existentes pueden reflejar variables desconocidas propias del sistema analizado, así como errores en la medición e inhabilidad para controlar variables identificables.

El coeficiente C de resistencia al flujo de Chézy puede estimarse a partir del coeficiente de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, el cual se evalúa con la fórmula de Colebrook-White. Esta fórmula se considera teóricamente la más completa, pues es aplicable a todos los regímenes de flujo, y depende del diámetro, el número de Reynolds y el coeficiente de rugosidad absoluta k propio de la superficie friccional. El coeficiente C puede estimarse también con fórmulas más empíricas como las de Ganguillet-Kutter y Bazin.

El coeficiente de rugosidad de Manning es estimado a partir de mediciones de laboratorio y de campo, y depende en general del tipo de material del conducto.

En el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, deben usarse valores de coeficientes de rugosidad que representen adecuadamente el efecto friccional en las condiciones de servicio que el colector experimentará durante su vida útil. Estas condiciones de servicio dependen de varios factores:

1. Material del conducto
2. Forma y tamaño del conducto

3. Profundidad de flujo
4. Tipo de uniones
5. Número de uniones por unidad de longitud
6. Desalineamiento horizontal del conducto
7. Desalineamiento vertical del conducto por efecto de las uniones
8. Depósitos de material en el conducto
9. Entrada de flujos laterales puntuales al conducto
10. Penetración de raíces
11. Crecimiento de biofilmes en el interior del conducto
12. Deformación del colector

Para los **niveles de complejidad de sistema medio alto y alto**, el valor del coeficiente n de rugosidad de Manning en tuberías de pared lisa debe definirse entre 0.009 y 0.013, previa aprobación de la empresa prestadora del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales. Este valor será establecido bajo la responsabilidad del diseñador con base en una sustentación técnico - económica incluidos los factores antes mencionados, la predicción razonable de que el alcantarillado va a ser adecuadamente construido, operado y mantenido y un diseño que tenga en cuenta estimaciones reales de caudal pico diario.

Para los **niveles de complejidad de sistema bajo y medio**, donde las condiciones de mantenimiento preventivo se hacen en forma ocasional, el coeficiente n de rugosidad de Maning se debe establecer con base en la tabla D.2.2.

TABLA D.2.2

Valores del coeficiente de rugosidad de Manning
- Colectores y drenajes de aguas residuales domésticas y aguas lluvias -

Valores del coeficiente de rugosidad de Maning	
Material	**n**
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto – cemento	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015 - 0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0,012 - 0,015
Concreto fundido en sitio, formas rugosas	0,015 - 0,017
Gres vitrificado	0.011 - 0.015
Hierro dúctil revestido interiormente con cemento	0.011 - 0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010 - 0.015
Metal corrugado	0.022 - 0.026
Colectores de ladrillo	0.013 - 0.017
CONDUCTOS ABIERTOS	
Canal revestido en ladrillo	0.012 - 0.018
Canal revestido en concreto	0.011 - 0.020
Canal excavado	0.018 - 0.050
Canal revestido rip-rap	0.020 - 0.035

En todos los casos el diseñador deberá sustentar adecuadamente el valor del “n” que utilice en su diseño asumiendo la responsabilidad por sus análisis y recomendaciones”.

En caso de utilizar la fórmula de Colebrook-White las condiciones de servicio de colectores de aguas residuales de pared lisa deben representarse con un valor de k_s que sea equivalente al valor del n de Manning o a los valores de la tabla D.2.2 en sistemas pluviales.

La Dirección de Servicios Públicos Domiciliarios del Ministerio de Desarrollo (DSPD) a través de la Junta Técnica Asesora del Reglamento (ver literal A.1.2.6) propiciará investigación científica de laboratorio y de campo sobre los coeficientes de fricción y establecerá los mecanismos, procedimientos y metodologías

para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de los coeficientes de rugosidad para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias.

D.2.3.4 Régimen de flujo

Se deben evitar las condiciones de flujo crítico. Es necesario verificar el régimen para varias condiciones de flujo en especial para las correspondientes a los primeros años de operación.

D.2.3.5 Disposición general de los colectores

D.2.3.5.1 Nomenclatura

La red de colectores y demás estructuras asociadas deben tener una nomenclatura clara que permita una interpretación adecuada de las memorias y planos de diseño, apoyada en convenciones estándar para la elaboración de estos últimos y la identificación, caracterización y ubicación topográfica de los colectores, estructuras de conexión y demás elementos del sistema.

D.2.3.5.2 Pendientes

Las pendientes de los colectores deben seleccionarse de tal forma que se ajusten a la topografía del terreno y que no generen velocidades que estén por fuera de las especificadas en los capítulos D.3 y D.4. En tramos en que la pendiente natural del terreno sea muy baja, deben verificarse detalladamente los esfuerzos cortantes, 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.

D.2.3.5.3 Cambios bruscos de la pendiente

En lo posible, deben evitarse los cambios bruscos de la pendiente en los tramos de colectores. En caso de un aumento importante de la pendiente, y mientras lo permitan las condiciones hidráulicas en los colectores y en las estructuras de unión, al igual que los aportes incrementales de caudal aguas abajo, puede reducirse el diámetro interior del colector de salida, siempre que éste sea mayor o igual a 600 mm (24 pulgadas). Para esto deben tenerse en cuenta de manera importante los aspectos operativos y de mantenimiento.

D.2.3.5.4 Ubicación

En general, 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 los andenes o dentro de las manzanas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominiales.

Los colectores de aguas residuales o lluvias no pueden estar ubicados en la misma zanja de una tubería de acueducto y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota batea de la tubería de acueducto. En general para sistemas separados el colector de aguas lluvias debe localizarse en o cerca del eje de la vía, mientras que el colector de aguas residuales debe ubicarse hacia uno de los costados, a una distancia aproximada de un cuarto del ancho de la calzada (semieje) y no menor de 0,5 m del sardinel. El colector de aguas residuales no debe localizarse en el mismo costado de ubicación de la red de acueducto. Los colectores de sistemas combinados deben ubicarse en el eje de la calzada.

D.2.3.6 Distancias mínimas a otras redes

Las distancias mínimas libres entre los colectores que conforman la red de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias y las tuberías de otras redes de servicios públicos se presentan a continuación. En los planos del proyecto debe indicarse la posición relativa de las redes de acueducto, alcantarillado, energía y comunicaciones.

1. Las distancias mínimas libres entre los colectores que conforman la red del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales y las tuberías de otras redes de servicios públicos son 1,0 m en la dirección horizontal y 0,3 m en la dirección vertical.

2. En todos los casos, la distancia vertical se mide entre la cota clave de la tubería de la red de alcantarillado y la cota batea de la tubería de otros servicios.
3. Los cruces de redes deben analizarse de manera individual para establecer la necesidad de diseños especiales, en particular en aquellos casos donde la distancia mínima vertical sea menor a la establecida anteriormente.

D.2.3.7 Unión de colectores

La unión o conexión de dos o más tramos de colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, denominadas estructuras de conexión. Usualmente, estas estructuras son pozos de unión o conexión o estructuras-pozo. Estas estructuras están comunicadas con la superficie mediante pozos de inspección. La norma técnica NTC 1393 del ICONTEC establece los requerimientos de las tapas de estos pozos de inspección. El diseño hidráulico de estas estructuras depende del régimen de flujo de los colectores afluentes y del colector de salida o principal, y se basa fundamentalmente en la determinación de las pérdidas de cabeza hidráulica producidas por la unión. En el literal D.2.3.9 se dan los criterios básicos para su diseño hidráulico.

En general la distancia máxima entre estructuras de conexión de colectores está determinada por la malla urbana, los equipos disponibles de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo. En caso de que la malla urbana ni el comportamiento del flujo limiten la distancia máxima, ésta debe ser de 100 a 120 m si la limpieza de los colectores es manual, y puede llegar a 200 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 puede incrementarse en función del tipo de mantenimiento, la cual es del orden de 300 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 los pozos 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 que 1% y la profundidad no sea mayor que 1,5 m.

En sistemas de alcantarillado simplificado la mayor distancia entre cajas de inspección o registros de limpieza no deberán exceder los 150 m. para tuberías de 150 mm. de diámetro o menores, y de 200 m. para tuberías mayores de 150 mm.

En los literales G.2.2 y G.2.3 del Título G se dan los criterios geotécnicos para el diseño de estructuras de unión de colectores.

D.2.3.8 Cambios de dirección en los colectores

En general, los cambios de dirección deben hacerse mediante cámaras o pozos de inspección o estructuras especiales construidas en el sitio. Sin embargo, en colectores matrices o emisarios finales también pueden hacerse con el mismo colector mediante curvas, haciendo uso de la deflexión admitida de las uniones o mediante codos prefabricados. El diámetro mínimo y el radio de curvatura mínimo deben ser definidos con base en los requerimientos de inspección y mantenimiento.

D.2.3.9 Pérdidas de energía

D.2.3.9.1 Pérdidas de energía en estructuras de conexión y pozos de inspección

La unión o intersección de dos o más colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, cuyo diseño hidráulico se basa en la determinación de las pérdidas de cabeza en la estructura, con el fin

de estimar la cota batea del colector de salida. El análisis es diferente dependiendo del régimen de flujo, tanto de los colectores de entrada como en los de salida.

1. Régimen subcrítico

   En el caso de régimen subcrítico el criterio de empate de la línea de energía es apropiado para analizar la formación de remansos que puedan afectar el comportamiento hidráulico. Las pérdidas de energía ocurridas por la unión de colectores y el cambio en la dirección de flujo pueden estimarse como

$$\Delta H_e = \Delta E + K_k \left| Hv_2 - Hv_1 \right| + \Delta H_C \qquad \textbf{(D.2.3)}$$

   donde

$$\Delta E = \left(y_2 + Hv_2\right) - \left(y_1 + Hv_1\right) \qquad \textbf{(D.2.4)}$$

$$\Delta H_C = K_C Hv \qquad \textbf{(D.2.5.)}$$

   Si ΔH_e es positivo, representa la caída de la cota batea entre el colector principal de entrada y el colector de salida. Debe verificarse que las cotas de energía de los colectores afluentes siempre sean mayores o iguales a la cota de energía del colector de salida, luego de descontarle las pérdidas dentro de la estructura. Cuando la caída de la cota batea es mayor que 750 mm, en los casos de alcantarillado sanitario o combinado, debe proveerse una cámara de caída. Si ΔH_e es negativo o cero, no debe proveerse caída de la batea del colector de salida. Para este último caso también es necesario verificar que las cotas de energía de los colectores afluentes sean mayores o iguales a la cota de energía del colector de salida, luego de descontarle las pérdidas dentro de la estructura.

2. Régimen supercrítico

   En el caso de régimen supercrítico, las consideraciones básicas de diseño hidráulico permiten establecer dos situaciones: unión de colectores sin caída en la estructura de unión y unión de colectores con cámara de caída. La primera corresponde al caso en el cual la cota de la superficie de agua en los colectores afluentes a la estructura es aproximadamente la misma y la cota de energía del colector de salida es menor que la de los de entrada para evitar la formación de resaltos hidráulicos. En este caso, las pérdidas de energía corresponden principalmente al flujo curvilíneo dentro de la estructura entre los colectores principales, las cuales pueden calcularse con base en la tabla D.2.3, y representan la caída en la cota batea de los colectores principales. Su diseño debe tener en cuenta que los máximos ángulos de deflexión siguen una relación inversa con el diámetro del colector de salida.

   Para los casos en los cuales no es justificable o no hay espacio para construir estructuras de unión como las anteriores, en particular cuando los diámetros son mayores que 900 mm, pueden hacerse estructuras-pozos convencionales con cámaras de caída. En este caso, el análisis hidráulico corresponde al de un conducto cerrado con control en la entrada; esto es que la capacidad de la tubería es mayor que la capacidad de la entrada al colector, identificando primero si ésta se sumerge o no (con base en el caudal y el diámetro del colector de salida), y estimando las pérdidas de energía correspondientes, al igual que la profundidad de agua esperada en la estructura-pozo. El diseño debe buscar que esta profundidad no sobrepase las elevaciones de los flujos afluentes, los cuales pueden estimarse suponiendo en la entrada a la estructura las correspondientes profundidades normales. En el Anexo D.1 de este título se amplían las consideraciones hidráulicas en las estructuras de conexión de colectores.

   En general los métodos de pérdidas de energía deben utilizarse para diámetros mayores de 500 mm. En localidades muy planas la caída no debe ser mayor que 20 mm por pozo a menos que los análisis hidráulicos así lo exijan.

D.2.3.9.2 Pérdidas de energía en colectores curvos

En un colector curvo se generan pérdidas de energía adicionales al efecto friccional unidireccional y la pendiente debe incrementarse para tener una diferencia de nivel adicional igual a la pérdida de energía

por flujo curvilíneo. Esta pérdida de energía se puede estimar como la cabeza de velocidad multiplicada por un coeficiente de pérdida (K_c) que depende del régimen de flujo y de la relación entre el radio de curvatura del colector y el diámetro de éste, tal como se específica en la tabla D.2.3

TABLA D.2.3
Valores del coeficiente K_c

Régimen de flujo	Radio curvatura / Diámetro	K_c
Subcrítico	1.0 - 1.5	0.40
	1.5 - 3.0	0.20
	> 3.0	0.05
Supercrítico	6.0 - 8.0	0.40
	8.0 - 10.0	0.20
	> 10.0	0.05

D.2.3.10 Materiales

El diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales debe propender por la utilización de los materiales más apropiados teniendo en cuenta las características de las aguas residuales, las cargas externas actuantes (incluida la amenaza sísmica), las condiciones del suelo, las condiciones de nivel freático, las condiciones de abrasión, corrosión, generación de sulfuros, etc., buscando siempre la mayor estanqueidad posible. Esto debe ser tenido en cuenta para los colectores, sus uniones, las estructuras de conexión y todos los demás componentes que conformen el sistema, involucrando consideraciones de costo-eficiencia.

En general las tuberías son prefabricadas mediante procesos industriales perfectamente establecidos. Éstas pueden ser de los siguientes materiales: arcilla vitrificada (gres), concreto simple, concreto reforzado, asbesto cemento, hierro fundido, hierro dúctil, PVC, polietileno, polietileno de alta densidad, plástico reforzado con fibra de vidrio, resina termoestable reforzada (fibra de vidrio), mortero plástico reforzado y acero. En ningún caso se permiten tuberías de arcilla cocida. Las tuberías y demás elementos fabricados con nuevos materiales deben cumplir con las normas de calidad correspondientes y se demuestre ante la DSPD y la Junta Técnica Asesora del reglamento su funcionalidad y aplicabilidad.

Algunos colectores y otros componentes del sistema pueden, y en muchos casos deben, ser construidos en el sitio. Tal es el caso de colectores de ladrillo vitrificado, pozos, box culverts, aliviaderos, etc.

En general los colectores deben ser circulares; sin embargo otras secciones cerradas pueden ser aceptadas, para las cuales es necesario extender los mismos criterios hidráulicos de las secciones circulares. Dentro de éstas secciones cerradas están las semicirculares, en herradura, rectangulares y trapezoidales. No se permiten secciones abiertas para sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o combinadas aun cuando éstos últimos pueden descargar a través de un aliviadero el exceso de aguas a un canal abierto durante los periodos de lluvia, ésta será combinada pero con alto grado de dilución.

Todos los materiales y elementos permitidos para ser utilizados en un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales deben cumplir las especificaciones técnicas correspondientes de ICONTEC o en su defecto las que se señalen en este reglamento o sus actualizaciones posteriores. En las tablas D.2.4 a D.2.6 se relacionan las normas técnicas del ICONTEC e internacionales asociadas con tipos de tuberías y demás materiales.

TABLA D.2.4

Normas técnicas de tuberías

Tipo de tubería	Norma ICONTEC	Norma Internacional
Concreto reforzado	NTC 401 NTC 1328 NTC 3789	ANSI/ASTM C 76 ANSI/ASTM C 361 ANSI/ASTM C 443 ANSI/ASTM C 506 ANSI/ASTM C 507 ANSI/ASTM C 655 ANSI/ASTM C 877
Concreto simple	NTC 1022 NTC 1328	ANSI/ASTM C 14
Asbesto – Cemento	NTC 44 NTC 239 NTC 268 NTC 384 NTC 487	ASTM C 428 ASTM C 644C ISO R 881
Arcilla vitrificada (gres)	NTC 511 NTC 3526 NTC 4089	ASTM C 12 ANSI/ASTM C 700 ASTM C 425 ANSI/ASTM C 301

Normas técnicas de tuberías

Tipo de tubería	Norma ICONTEC	Norma Internacional
Hierro fundido	NTC 3359	ASTM A 74-72 ANSI A 21.6 (AWWA C 106) ASTM C 644
Fibra de vidrio (resina termoestable reforzada)	NTC 3870	ASTM D 3262 ASTM D 3681
Hierro dúctil	NTC 2346 NTC 2587 NTC 2629 NTC 3359	ISO 2531 ISO 4633 ISO 5208 ISO 5210 ISO 5752 serie 14 ISO 5752 ISO 7005-2 ISO 7259 ANSI A 21.4 (AWWA C 104) ANSI A 21.5 (AWWA C 105) ANSI/AWWA C 110 ANSI A 21.5 (AWWA C 115) ASTM A 746
Acero	NTC 2091	ASTM A 475 ASTM A 760 ASTM A 762 AASHTO M-36 AASHTO M-245
Polietileno	NTC 1747 NTC 3409 NTC 3410 NTC 3664 NTC 3694	ASTM D 2239 ASTM D 3035 ASTM D 3261
Polietileno de alta densidad		ASTM D 1248 ASTM D 2412 ASTM D 3035 ASTM F 714 ASTM F 894
Polibutileno		ASTM F 809 ASTM D 2581

		AWWA C902-88
Policloruro de vinilo (PVC)	NTC 1087 NTC 1341 NTC 1748 NTC 2534 NTC 2697 NTC 3640 NTC 3721 NTC 3722 NTC 4764 (PARTES 1 y2)	ANSI/ASTM D 2564 ANSI/ASTM D 2680 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
Fibra de vidrio (Resina termoestable reforzada, RTR)	NTC 2836	ASTM D 2996 ANSI/ASTM D 2997 ASTM D 2310 ASTM D 3262 ASTM D 3754
Mortero plástico reforzado (RPM)		ANSI/ASTM D 3262 ASTM D 3754

TABLA D.2.5
Normas técnicas de materiales y mezclas para concreto

Material	Norma ICONTEC o Internacional
Cemento portland	NTC 30, NTC 121, NTC 321
Agregado grueso	NTC 126, NTC 174, NTC 183, NTC 589
Agregado fino	NTC 127, NTC 174
Aditivos	NTC 1299; ASTM C 260, ASTM C 618

TABLA D.2.6
Normas técnicas de aceros de refuerzo

Tipo de refuerzo	Norma ICONTEC
Acero de refuerzo liso	NTC 161
Acero de refuerzo corrugado	NTC 248
Alambre de acero para refuerzo	NTC 116
Alambre de acero al carbono grafilado para refuerzo de concreto	NTC 1907
Alambre de refuerzo de concreto pretensado	NTC 159
Mallas de acero soldadas frabicadas con alambre liso para refuerzo de concreto	NTC 1925
Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre corrugado	NTC 2310
Barras de acero de carbono, trabajadas en frío	NTC 245

D.2.3.11 Aspectos estructurales y geotécnicos

Las consideraciones conceptuales y de diseño de los aspectos geotécnicos, estructurales y sísmicos asociados con las redes de colectores y demás estructuras que conforman un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias se establecen en el Título G. Especial énfasis debe tenerse en el diseño de zanjas, rellenos y cimentaciones. El diseñador debe justificar detalladamente los diseños correspondientes, en particular cuando se traten de sistemas estructurales y geotécnicos especiales.

D.2.3.12 Amenaza sísmica

Los diseños estructurales y geotécnicos asociados con redes de colectores de aguas residuales y pluviales deben hacer las consideraciones pertinentes con respecto a los aspectos sísmicos, a los cuales se hace referencia en los literales G.2.4.6 y G.2.4.9 del Título G.

D.2.3.13 Aspectos constructivos

Los procesos constructivos de la red de colectores y demás estructuras complementarias deben basarse en las consideraciones generales que se establecen en el capítulo G.4 del Título G. El diseñador debe justificar plenamente los métodos constructivos propuestos, en particular aquellos que requieran consideraciones especiales.

CAPÍTULO D.3

D.3. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

D.3.1 ALCANCE

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.

D.3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Es función de la DSPD a través de la Junta Técnica Asesora del reglamento establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los parámetros y valores para el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

D.3.2.1 Población

Debe estimarse la población actual y futura del proyecto, con base en información oficial censal y censos disponibles de suscriptores del acueducto y otros servicios, en particular energía, de la localidad o de localidades similares. Los estimativos de población deben basarse en el literal B.2.2 del Título B. Las proyecciones de población para proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales deben considerar las densidades de saturación de acuerdo con los planes de ordenamiento territorial de la localidad, a través de zonificaciones del uso de la tierra.

D.3.2.2 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.

D.3.2.2.1 Domésticas (Q_D)

El aporte doméstico (Q_D) está dado por la expresión

$$Q_D = \frac{C \cdot D \cdot A_{rd} \cdot R}{86400} \quad \text{o} \quad \mathrm{Q_D} = \frac{\mathrm{C \cdot P \cdot R}}{86400} \qquad \textbf{(D.3.1)}$$

Q_D debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{Di}, y finales, Q_{Df}, de operación del sistema. La segunda alternativa de la ecuación D.3.1 es recomendable para **nivel de complejidad del sistema bajo**.

1. Estimación del consumo medio diario por habitante

   Corresponde a la dotación neta, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del **nivel de complejidad del sistema**, del clima de la localidad y del tamaño de la población. Su estimación debe hacerse con base en el literal B.2.4 del Título B.

2. Estimación de D

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

3. Estimación de P

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

4. Estimación de R

   El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descritos en la tabla D.3.1, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado.

TABLA D.3.1
Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto *	0,8 - 0,85

Puede ser definido por la empresa prestadora del servicio

D.3.2.2.2 Industriales (Q_I)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria (ver literal B.2.3.3 del Título B), y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales Q_I deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier **nivel de complejidad del sistema**, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales. En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales. Es necesario hacer consideraciones de velocidad mínima con base en el tipo de desechos para evitar obstrucciones. Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la tabla D.3.2 de caudal por hectárea de área bruta de industria.

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

TABLA D.3.2
Contribución industrial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial (L/s·ha ind)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0-1,5

D.3.2.2.3 Comerciales (Q_C)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales Q_C debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la tabla D.3.3.

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

TABLA D.3.3
Contribución comercial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución comercial (L/s·ha com)
Cualquier	0,4 - 0,5

D.3.2.2.4 Institucionales (Q_{IN})

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. En los literales B.3.5.6 y B.3.5.7 del titulo B, se establece su estimación. En consecuencia, los aportes de aguas residuales institucionales Q_{IN} deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla D.3.4.

Q_{IN} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{INi}, y finales, Q_{INf}, de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos.

TABLA D.3.4
Contribución institucional mínima en zonas residenciales

Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (L/ s·ha inst)
Cualquier	0,4 - 0,5

D.3.2.2.5 Caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}).

El caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}) para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN} \qquad \textbf{(D.3.2)}$$

Q_{MD} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{MDi}, y finales, Q_{MDf}, de operación del sistema. En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos.

D.3.2.2.6 Conexiones erradas (Q_{CE})

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, Q_{CE}. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes. En la tabla D.3.5 se dan como

guía valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. Pueden considerarse otros métodos de estimación de conexiones erradas, como porcentajes del caudal medio diario de aguas residuales, con justificación por parte del diseñador. En caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias según el literal D.1.6, deben considerarse aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo con la tabla D.3.6. Si los aportes por conexiones erradas son notoriamente altos, para **niveles de complejidad del sistema medio alto y alto**, debe desarrollarse un proyecto de recolección y evacuación de aguas lluvias a mediano plazo (separado o combinado) y, por lo tanto, el diseño del sistema sanitario debe ser consistente con tal previsión. Para **niveles de complejidad del sistema bajo y medio** es necesario establecer la conveniencia de un sistema pluvial y tomar por lo menos las medidas de control para reducir el aporte de conexiones erradas. Para el **nivel bajo de complejidad del sistema** el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 5 L/hab·día.

Q_{CE} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{CEi}, y finales, Q_{CEf}, de operación del sistema, de acuerdo con los planes previstos de desarrollo urbano.

TABLA D.3.5

Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (L / s·ha)
Bajo y medio	0,2
Medio alto y alto	0,1

TABLA D.3.6

Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (L / s·ha)
Bajo y medio	2
Medio alto y alto *	2

- Debe disponerse de sistema pluvial o combinado a mediano plazo

Comentarios de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá basados en las siguientes consideraciones:

La realidad ha demostrado que la magnitud de las conexiones erradas es muy superior a la cifras que actualmente se consideran en los diseños y, en general, la cantidad de aguas lluvias que entran a un sistema sanitario es muy grande y está solo limitada por la capacidad del mismo.

La subestimación de estos caudales genera un problema de salud pública muy importante debido a los continuos reboses del alcantarillado sanitario cuando llueve, ya sea a través de los pozos de inspección o por las conexiones domiciliarias. Esto obliga a las empresas operadoras a construir alivios del sistemas sanitario al sistema pluvial.

Se recomienda cambiar de enfoque para estimar las conexiones erradas y en vez de tratar de predecir cuanta agua lluvia va entrar al sistema sanitario, estimar cuanta es la mínima cantidad de agua lluvia que me produce la dilución necesaria para traer el problema de reboses como un alcantarillado combinado bajo ciertos parámetros de comportamiento ambiental predefinidos

De otro lado las aguas por conexiones erradas no son función del área de drenaje, sino de la densidad de población, de la existencia o no de alcantarillado pluvial y de la intensidad de las lluvias. Por tanto tiene más sentido que se calcule en función de la densidad de saturación.

***Propuestas para discusión**:*

1. *El caudal de las conexiones erradas se define como el faltante para que la capacidad del tubo lleno sea como mínimo 5 veces el caudal medio diario de aguas residuales. Para tuberías pequeñas el efecto de este criterio actual en el dimensionamiento es mínimo, debido al alto factor de mayoración (F) que se utiliza, siendo un poco mayor para colectores*

grandes.

2. *Cuando por condiciones económicas, urbanas u otras no se puede implementar un sistema de drenaje pluvial suficiente, se propone que el aporte de aguas lluvias por conexiones erradas sea de 0.2 lt*s / Ha., restringiéndose así la capacidad de transporte de aguas lluvias en redes secundarias para adoptar un factor de mayoración (F) mínimo de 2 para los colectores que tengan una mayor capacidad de transporte.*

D.3.2.2.7 Infiltración (Q_{INF})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables. Su estimación debe hacerse en lo posible a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de los colectores, las dimensiones, estado y tipo de colectores, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de pozos de inspección y demás estructuras, y su calidad constructiva. El diseñador debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad. Se requiere que el diseñador justifique los valores adoptados teniendo en cuenta los factores señalados. En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la tabla D.3.7, en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de colectores y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica. La categorización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación.

TABLA D.3.7

Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (L / s·ha)	Infiltración media (L / s·ha)	Infiltración baja (L / s·ha)
Bajo y medio	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2
Medio alto y alto *	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2

*Puede ser definido por la empresa prestadora del servicio

D.3.2.3 Caudal máximo horario (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 estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{MH} = F \cdot Q_{MDf} \qquad \textbf{(D.3.3)}$$

D.3.2.4 Factor de mayoración (F)

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Sin embargo, esto no es factible en muchos casos, por lo cual es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1 000 a 1 000 000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0,5})} \quad \text{Harmon} \qquad \textbf{(D.3.4)}$$

$$F = \frac{5}{P^{0,2}} \quad \text{Babbit} \qquad \textbf{(D.3.5)}$$

$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}} \quad \text{Flores} \qquad \textbf{(D.3.6)}$$

El factor de mayoración tambien puede ser dado en términos del caudal medio diario como en las fórmulas de Los Angeles o la de Tchobanoglous.

$$F = \frac{3.53}{Q_{MD}^{\ 0.0914}} \qquad \textbf{(D.3.7)}$$

$$F = \frac{3.70}{Q_{MD}^{\ 0.0733}} \qquad \textbf{(D.3.8)}$$

La fórmula de Los Angeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s, mientras que la de Tchobanoglous lo es para el rango de 4 a 5000 L/s. Esta última relación es adecuada cuando la contribución de aguas residuales de procedencia comercial, industrial e institucional no representa más del 25% del caudal total de aguas residuales.

En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1,4.

El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.

D.3.2.5 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, Q_{MH}, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CEf} \qquad \textbf{(D.3.9)}$$

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

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

Además de los valores anteriores, 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, tal como se describe en el literal D.3.2.7.

D.3.2.6 Diámetro interno real 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 interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 200 mm (8 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Sin embargo, para sistemas simplificados (ver literal D.1.6.2) o **niveles de complejidad del sistema bajo**, éste puede reducirse a 150 mm (6 plg), requiriéndose una justificación detallada por parte del diseñador. Cuando se pretende evacuar las aguas residuales de 10 viviendas en adelante, es recomendable utilizar como diámetro mínimo 200 mm (8 plg).

D.3.2.7 Velocidad mínima

Si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para lograr esto, se

establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,45 m/s.

Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 1,5 N/m^2 (0,15 Kg/m^2) para el caudal inicial máximo horario, el cual puede estimarse como

$$Q_{MHi} = \frac{F * Q_{Di}}{K_1} + Q_{Ii} + Q_{Ci} + Q_{INi} + Q_{INF} + Q_{CEi} \qquad \textbf{(D.3.10)}$$

Si el valor calculado de Q_{MHi} es menor que 1,5 L/s , debe adoptarse este valor. El esfuerzo cortante medio está dado por la expresión

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot S \qquad \textbf{(D.3.11)}$$

En aquellos casos en los cuales, por las condiciones topográficas presentes, no sea posible alcanzar la velocidad mínima, debe verificarse que el esfuerzo cortante sea mayor que 1,2 N/m^2 (0,12 Kg/m^2).

Cuando el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real es de 0,4 m/s o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de 1,0 N/m^2 (0,10 Kg/m^2). Para un sistema de colectores sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de autolimpieza y, por lo tanto, el de velocidad mínima.

Los colectores fabricados en ciertos materiales, tales como concreto o asbesto-cemento, pueden sufrir corrosión, inducida por la acción de microorganismos en su parte interna superior. Por lo tanto, para materiales en contacto con el agua residual transportada que son susceptibles de corrosión, es necesario tener en cuenta las consideraciones que a continuación se establecen en relación con la formación de sulfuros. Los sulfatos en el agua residual son reducidos anaeróbicamente, por medio de bacterias reductoras, a ácido sulfhídrico (H_2S), parte del cual puede salir del agua y elevar su presión parcial en el aire por encima del flujo. Una porción de éste puede entrar en solución en gotas de agua condensada en la corona del colector. Este H_2S es oxidado por medio de bacterias aerobias a ácido sulfúrico, el cual corroe esos materiales. El factor de Pomeroy permite establecer la posibilidad de generación de H_2S.

$$Z = 3\left(DBO_5\right)\left(1{,}07\right)^{T'-20} S^{-0{,}5} Q^{-1/3} \left(P/H\right) \qquad \textbf{(D.3.12)}$$

Si Z es menor que 5 000, la generación de H_2S es poco probable; si está entre 5 000 y 10 000, es posible, y si es mayor que este último valor, es muy probable. En consecuencia, el control de la formación de sulfuros puede hacerse mediante la selección del tipo de material, el aumento de la velocidad de flujo a través de la escogencia de S o la disminución de la relación P/H. La disminución de esta última relación en conductos circulares equivale a aumentar la profundidad de flujo.

Los colectores que transporten aguas residuales típicamente industriales deben ceñirse a la legislación y normatividad vigentes sobre vertimientos de este tipo. Para estos colectores la velocidad mínima real aceptable para evitar la formación de sulfuros depende de la demanda bioquímica de oxígeno. Estos valores se definen en la tabla D.3.10.

TABLA D.3.10
Velocidad mínima de aguas residuales industriales

DBO efectiva (mg/l)	Velocidad mínima real (m/s)
Hasta 225	0,50
De 226 a 350	0,65
De 351 a 500	0,75
De 501 a 690	0,90
De 691 a 900	1,00

donde la DBO efectiva está dada por

$$1{,}25\left(DBO_5\right)\left(1{,}07\right)^{T-20} \qquad \textbf{(D.3.13)}$$

Además, es necesario verificar las condiciones de autolimpieza para esfuerzos cortantes mínimos entre 1,5 y 2,0 N/m^2 (0,15 y 0,20 Kg/m^2).

Propuesta de Andesco para discusión: *Agregar: el criterio de velocidad mínima debe cumplirse para un caudal equivalente al 80% del caudal máximo horario de aguas residuales o al equivalente al caudal máximo diario promedio, más el 50% del caudal de infiltración*

La DSPD a través de la Junta Técnica Asesora del Reglamento debe establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de velocidades mínimas permisibles para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

D.3.2.8 Velocidad máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Deben hacerse las previsiones necesarias de atraque del colector. En general, se recomienda que la velocidad máxima real no sobrepase 5 m/s. Los valores mayores deben justificarse apropiadamente para ser aceptados por la empresa prestadora del servicio.

La DSPD y la Junta Técnica Asesora del Reglamento deben promover investigación en el tema y establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de la velocidad máxima permisible para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

D.3.2.9 Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases adecuadas de acuerdo con los criterios del literal D.3.2.7.

D.3.2.10 Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real, según el literal D.3.2.8.

D.3.2.11 Profundidad hidráulica máxima

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

D.3.2.12 Profundidad mínima a la cota clave

Los colectores de redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de éstas de 2%. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de los colectores se definen en la tabla D.3.11.

TABLA D.3.11
Profundidad mínima de colectores

Servidumbre	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,20

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

El tipo de cimentación y relleno debe estar de acuerdo con lo estipulado en el Título G.

D.3.2.13 Profundidad máxima a la cota clave

En general la máxima profundidad de los colectores es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante (y después de) su construcción, para lo cual deben considerarse las disposiciones de los capítulos G.2 y G.3 del Título G.

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

D.3.2.14 Retención de sólidos

En los sistemas no convencionales de alcantarillados sanitarios sin arrastre de sólidos, el agua residual es descargada a un tanque interceptor de sólidos donde éstos se retienen y degradan, produciendo un efluente sin sólidos sedimentables que es transportado por gravedad al sistema de colectores. En general, sirven para uso doméstico en pequeñas comunidades o poblados y su funcionamiento depende de la operación adecuada de los tanques interceptores, de la evacuación periódica de los lodos y del control al uso indebido de los colectores. En los literales E.3.3 y E.3.4 se establecen los criterios de diseño de los tanques interceptores. El diseñador debe justificar plenamente su utilización con base en los aspectos mencionados en el literal D.1.6.1.

D.3.2.15 Operación, control y seguimiento

Los aspectos de operación, control y seguimiento de redes de sistemas de alcantarillado sanitario se establecen en el capítulo D.8.

CAPÍTULO D.4

D.4. REDES DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

D.4.1 ALCANCE

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

D.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 A.4.

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

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales pueden ser proyectados y construidos para:

1. Permitir una rápida evacuación de la escorrentía pluvial de las vías públicas.
2. Evitar la generación de caudales excesivos en las calzadas.
3. Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas.
4. Evitar la acumulación de aguas en vías de tránsito.
5. Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante un evento fuerte de precipitación.
6. Evitar las conexiones erradas del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.
7. Mitigar efectos nocivos a cuerpos de agua receptores por contaminación de escorrentía pluvial urbana.

Los siguientes son algunos de los factores que deben ser considerados en el estudio de los problemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en áreas urbanas:

1. Tráfico peatonal y vehicular.
2. Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones.
3. Análisis de soluciones con canales abiertos o conductos cerrados.
4. Profundidad de los colectores.

En la elaboración de un proyecto de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es necesaria la consideración económica. La selección de los periodos de retorno que deben adoptarse en el proyecto está en función de la ocurrencia de eventos de precipitación 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 lluvias del conjunto de sumideros 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.

D.4.3 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 lluvias. A continuación se establecen las condiciones para su definición y estimación. Es función de la DSPD y la Junta Técnica Asesora del Reglamento establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los parámetros y valores para el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

D.4.3.1 Áreas de drenaje

El trazado de la red de drenaje de aguas lluvias debe, en general, seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área aferente debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración. Las áreas de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.

D.4.3.2 Caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño puede utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas lluvias 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 escorrentía. La ecuación del método racional es

$$Q = 2.78 \cdot C \cdot i \cdot A \qquad \textbf{(D.4.1)}$$

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:

1. 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.
2. La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación.
3. El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto 1 anterior.

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 700 ha. Cuando son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos lluvia escorrentía que representen mejor los hietogramas de precipitación e hidrogramas de respuesta de las áreas de drenaje 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.

D.4.3.3 Curvas de intensidad-duración-frecuencia

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base climatológica 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. Es necesario verificar la existencia de curvas IDF para la localidad. Si existen, éstas deben ser analizadas para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información existente de 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. La distribución de probabilidad de Gumbel se recomienda para estos análisis, aunque otras también pueden ser ajustadas. Eventualmente, es posible hacer análisis regionales de frecuencia en caso de disponer de más de una estación pluviográfica. Si no existe información en la población, debe recurrirse a estaciones localizadas en la zona lo más cercanas a la población. Si esto no permite derivar curvas IDF aceptables para el proyecto, deben ajustarse curvas IDF por métodos sintéticos, preferencialmente derivados con información pluviográfica colombiana. De acuerdo con el **nivel de complejidad del sistema**, la manera mínima permitida de obtención de las curvas IDF se define en la tabla D.4.1.

TABLA D.4.1
Curvas IDF

Nivel de complejidad del sistema	Obtención mínima de curvas IDF
Bajo y medio	Sintética
Medio alto	Información pluviográfica regional
Alto	Información pluviográfica local

D.4.3.4 Periodo de retorno de diseño

El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. 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. En la tabla D.4.2 se establecen valores de periodos de retorno o grado de protección.

TABLA D.4.2
Periodos de retorno o grado de protección

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
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 1000 ha *	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

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

Dependiendo del **nivel de complejidad del sistema**, las autoridades locales deben definir el grado de protección, esto es, mínimo, aceptable o recomendado. En cualquier caso este grado de protección, o periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la tabla D.4.3. Sin embargo, en casos especiales en los cuales exista el peligro de vidas humanas, las autoridades locales pueden incrementar el grado de protección.

TABLA 4.3
Grado de protección según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Grado de protección igual o mayor al:
Bajo	Mínimo
Medio	Mínimo
Medio alto	Aceptable
Alto	Recomendado

En los casos en los cuales el caudal que exceda el caudal de diseño tenga la posibilidad de verter por una ladera o escarpe con potencialidad de desestabilización del terreno y deslizamientos, debe considerarse el aumento del periodo de retorno. Para las canalizaciones y canales es necesario proveer un borde libre que debe incrementar la capacidad total de conducción de agua. Es necesario verificar en la corriente receptora efectos de remanso y reflujo.

Observación de Andesco: el diseño de un sistema de alcantarillado con diferentes periodos de retorno dependiendo del tamaño del área aferente, lleva al contrasentido de tener unos colectores

principales sobredimensionados, porque las redes menores que recolectan el agua tienen menor capacidad y por lo tanto se van a producir inundaciones, habiendo capacidad disponible en los recolectores principales.
Propuesta para discusión: se recomienda que se diseñen con un periodo de retorno homogéneo para todo el sistema, el cual debe determinarse con base en el tamaño total del mismo, las consecuencias económicas de las inundaciones, la capacidad de pago de los habitantes y la capacidad de la red existente cuando se trate de expansiones**.** Se recomienda que para sistemas de **nivel de complejidad alto,** el grado de protección mínimo exigido se disminuya de 10 a 5 años, máximo si se utiliza modelos dinámicos de simulación, los cuales en general producen caudales pico mayores y de una mayor confiabialidad.

D.4.3.5 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias 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 el literal D.4.3.4, y una duración equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía, cuya estimación se define en el literal D.4.3.7.

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, resulta conveniente considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incremente. Los valores de la tabla D.4.4 corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

TABLA D.4.4
Factor de reducción

Áreas de drenaje (ha)	Factor de reducción
50 – 100	0,99
100 – 200	0,95
200 – 400	0,93
400 – 800	0,90
800 – 1600	0,88

D.4.3.6 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, 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 escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía. De igual manera, debe incluir consideraciones sobre el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y las disposiciones legales locales sobre uso del suelo. 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 escorrentía diferentes, el valor de C representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

$$C = \frac{\left(\sum C \cdot A\right)}{\sum A} \qquad \textbf{(D.4.2)}$$

Para la estimación de C existen tablas de valores y fórmulas, algunas de las cuales se presentan en la tabla D.4.5 como guía para su selección. La adopción de determinados valores debe estar justificada.

TABLA D.4.5
Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
Vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,20-0,35

D.4.3.7 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía 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

$$T_C = T_e + T_t \qquad \textbf{(D.4.3)}$$

D.4.3.7.1 Tiempo de entrada, T_e

Existen varias fórmulas para estimar el tiempo de entrada. La ecuación de la FAA de los Estados Unidos se utiliza frecuentemente para la escorrentía superficial en áreas urbanas. Esta ecuación es

$$T_e = \frac{0.707 \cdot (1.1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}} \qquad \textbf{(D.4.4)}$$

La fórmula de Kerby también permite estimar T_e

$$T_e = 1.44 \cdot \left(\frac{Lm}{S^{1/2}}\right)^{0.467} \qquad \textbf{(D.4.5)}$$

m puede ser estimado a partir del tipo de superficie, con base en los valores de la tabla D.4.6.

TABLA D.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	0,30
Terrenos arborizados	0,70
Pastos densos	0,80

El Soil Conservation Service (SCS) propone estimar T_e con base en la velocidad media de escorrentía superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido

$$T_e = \frac{L}{(60 \cdot V_S)} \qquad \textbf{(D.4.6)}$$

V_s puede aproximarse por

$$V_S = a \cdot S^{1/2} \qquad \textbf{(D.4.7)}$$

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

TABLA D.4.7
Constante a de velocidad superficial

Tipo de superficie	a
Bosque con sotobosque denso	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

D.4.3.7.2 Tiempo de recorrido, T_t

El tiempo de recorrido en un colector se puede calcular como

$$T_t = \frac{L_C}{(60 \cdot V)} \qquad \textbf{(D.4.8)}$$

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

1. Suponer un valor de la velocidad real en el colector.
2. Calcular T_t.
3. Calcular T_e.
4. Obtener T_c.
5. Obtener i para este valor de T_c y el periodo de retorno adoptado.
6. Estimar Q con el método racional.
7. Con este valor de Q, estimar T_t real; si el valor de T_t estimado en el paso 2 difiere en más de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso 7, es necesario volver a repetir el proceso.

El tiempo de concentración mínimo en pozos iniciales 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.

D.4.3.8 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas lluvias, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es 250 mm. Sin embargo, en casos especiales, en particular para **niveles de complejidad del sistema bajo y medio**, y con plena justificación por parte del diseñador, puede reducirse en los tramos iniciales a 200 mm.

D.4.3.9 Aporte de sedimentos

La recolección de aguas lluvias necesariamente implica también la captación de material granular y coloidal que la escorrentía superficial transporta. Igualmente, pueden captarse lodos provenientes de conexiones erradas sanitarias. Las características granulométricas de estos aportes sólidos dependen de las condiciones topográficas, tipo de suelos, protección de éstos con la cobertura vegetal y erosividad de la lluvia, entre otros factores. Es necesario entonces identificar el tipo de material que las áreas de drenaje pueden aportar a los colectores, haciendo énfasis en el componente granular, pues éste determina en

buena parte los requisitos de autolimpieza de los colectores, evacuación de lodos y la necesidad de construir desarenadores estratégicamente ubicados antes del ingreso de las aguas lluvias a la red de colectores. Además, es necesario hacer una evaluación de posibles elementos extraños que puedan ingresar al sistema pluvial, en particular por actividades antrópicas y comportamientos específicos de sectores de la población.

D.4.3.10 Velocidad mínima

Las aguas lluvias transportan sólidos que pueden depositarse en los colectores si el flujo tiene velocidades reducidas. Por lo tanto, debe disponerse de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para esto se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,75 m/s para el caudal de diseño.

En cada tramo debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Se establece, por lo tanto, que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 3,0 N/m^2 (0,3 Kg/m^2) para el caudal de diseño, y mayor o igual a 1,5 N/m^2 (0,15 Kg/m^2) para el 10% de la capacidad a tubo lleno.

La DSPD y la Junta Técnica Asesora del Reglamento deben establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de velocidades mínimas permisibles para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

D.4.3.11 Velocidad máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados por el diseñador en términos de la resistencia a la abrasión del material, de las características abrasivas de las aguas lluvias, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Valores típicos de velocidad máxima permisible para algunos materiales se presentan en la tabla D.4.8. Valores superiores requieren una justificación técnica y aprobación de la empresa prestadora del servicio.

TABLA D.4.8
Velocidades máximas permisibles

Tipo de material	V (m/s)
Ladrillo común	3,0
Ladrillo vitrificado y gres	5,0
Concreto	5,0
PVC	10,0

La DSPD a través de la Junta Técnica Asesora del Reglamento debe establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de los valores apropiados de la velocidad máxima permisible para propósitos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias.

D.4.3.12 Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza, de acuerdo con los criterios del literal D.4.3.10.

D.4.3.13 Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tenga una velocidad máxima real, según el literal D.4.3.11.

D.4.3.14 Profundidad hidráulica máxima

La profundidad hidráulica máxima en colectores de aguas lluvias puede ser la correspondiente a flujo lleno.

D.4.3.15 Profundidad mínima a la cota clave

La profundidad mínima a la cota clave de los colectores de aguas lluvias deben seguir los mismos criterios del literal D.3.2.12.

Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas lluvias deben localizarse por debajo de las tuberías de acueducto. Los colectores de aguas lluvias deben localizarse a una profundidad que no interfiera con las conexiones domiciliarias de aguas residuales al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. En general deben considerarse las interferencias con otras redes.

El tipo de cimentación y relleno deben estar de acuerdo con lo estipulado en el Título G.

D.4.3.16 Profundidad máxima a la cota clave

La máxima profundidad de los colectores de aguas lluvias debe seguir los mismos parámetros del literal D.3.2.13.

D.4.4 OPERACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO

Los aspectos de operación, control y seguimiento de redes de sistemas de alcantarillado pluvial se establecen en el capítulo D.8.

CAPÍTULO D.5

D.5. REDES DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO

D.5.1 ALCANCE

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

D.5.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Este sistema puede 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 requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental que garantice que representa 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 diluidas, para cumplir con la legislación vigente sobre vertimientos a cuerpos de agua receptores. Esto, por consiguiente, está asociado con consideraciones de tipo ambiental debido a que en las aguas combinadas se genera necesariamente dilución de las aguas residuales, las cuales no podrían estar sujetas a un tratamiento apropiado todo el tiempo por el alivio que en ocasiones se requiere hacer. Por otro lado, en épocas de verano las velocidades del flujo debido sólo a los aportes de aguas residuales pueden llegar a ser inferiores a las de autolimpieza, lo cual puede causar la acumulación de materia orgánica, cuya descomposición puede generar olores ofensivos y gases. Por estas razones, su selección requiere un juicioso análisis técnico, económico, financiero y ambiental que permita recomendarlo por encima de sistemas de recolección y evacuación separados.

D.5.3 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 lluvias que llega como escorrentía a los colectores. Sin embargo, cuando el caudal de aguas residuales es mayor que el 5% del caudal de aguas lluvias, debe tomarse como caudal de diseño la suma de los caudales de aguas residuales y aguas lluvias. 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. Es necesario revisar el comportamiento hidráulico de los colectores para las condiciones de caudal mínimo inicial (caudal de tiempo seco inicial).

D.5.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

En general, los parámetros de diseño para sistemas combinados son los mismos que los correspondientes a los sistemas separados sanitario y pluvial. Su diseño debe tener en cuenta los requerimientos para los sistemas de aguas residuales y pluviales, cuya agregación lo conforman. Los capítulos D.3 y D.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 tienen 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 escorrentía 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. En el literal D.6.6 se tratan los aspectos relacionados con las estructuras 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 escorrentía pluvial. Las primeras etapas del limbo ascendente del hidrograma tienen asociado normalmente el lavado de la escorrentía 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.

CAPÍTULO D.6

D.6. ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

D.6.1 ALCANCE

Este capítulo está relacionado con la definición de las diferentes estructuras que complementan un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales. Se presentan las consideraciones para su proyección, parámetros de diseño, métodos de cálculo y en algunos casos los estudios previos necesarios para su proyección.

D.6.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales, pluviales y combinadas están conformados por dos componentes principales: (1) la red de colectores y (2) estructuras adicionales o complementarias cuyo fin es asegurar que el sistema opere satisfactoriamente y pueda ser inspeccionado y mantenido correctamente. Dentro de las estructuras complementarias están las estructuras de conexión y pozos de inspección, cámaras de caída, sumideros, aliviaderos, codos, curvas y reducciones, sifones invertidos, transiciones, canales y otras estructuras especiales.

D.6.3 ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN DE COLECTORES Y POZOS DE INSPECCIÓN

La unión o conexión de dos o más tramos de colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas, denominadas estructuras de conexión. Usualmente, estas estructuras son pozos de unión o conexión o estructuras-pozo. Estas estructuras están comunicadas con la superficie mediante pozos de inspección, los cuales permiten el acceso para la revisión y mantenimiento de la red. El término pozo de inspección usualmente hace referencia al conjunto estructura de conexión-pozo de inspección.

Por lo general, la forma de la estructura-pozo es cilíndrica en su parte inferior y de cono truncado en su parte superior. Sus dimensiones deben ser suficientemente amplias para que el personal de operación y mantenimiento pueda ingresar y maniobrar en su interior. Para esto debe ser provista una escalera de acceso con pasos de hierro y los elementos mínimos de seguridad industrial para los operarios. La cañuela o piso de la estructura es una plataforma en la cual se hacen canales que prolongan los conductos y encauzan sus flujos, cuando esto se requiera. La parte superior remata en una protección de su desembocadura a la superficie donde se coloca la correspondiente tapa. Deben hacerse consideraciones sobre la ventilación de los pozos.

D.6.3.1 Consideraciones para su proyección

En general, deben disponerse estructuras de conexión de colectores en los siguientes casos:

1. Arranques de colectores.
2. Cambios de dirección de colectores.
3. Cambios de diámetro de colectores.
4. Cambios de pendiente de colectores.
5. Cambios de sección de colectores.
6. Intersección de colectores.
7. Entre tramos rectos de colectores de determinada longitud.

8. Curvas de colectores.

D.6.3.2 Parámetros de diseño

D.6.3.2.1 Diámetro

En los pozos comunes el diámetro interior es generalmente de 1,20 m . Para casos especiales, el diámetro debe estar 1,5 a 2 m , dependiendo de las dimensiones de los colectores afluentes.

Para pozos comunes construidos para colectores con diámetros menores que 0,6 m, su diámetro interior debe ser de 1,2 m para permitir el manejo de varillas y demás elementos de limpieza.

Para pozos especiales construidos para colectores hasta de 1,1 m de diámetro, su diámetro interior es 1,5 m. De igual manera, para colectores de 1,20 m o más de diámetro, el diámetro interior del pozo debe ser 2 m , con el fin de permitir el empleo de equipos de limpieza. En estos casos, el pozo puede colocarse desplazado del eje del colector principal para mejorar la accesibilidad.

D.6.3.2.2 Profundidad

La profundidad mínima de los pozos de inspección debe ser 1 m sobre la cota clave del colector afluente más superficial.

D.6.3.2.3 Diámetro de acceso

El diámetro del orificio de entrada es generalmente 0,6 m . Sin embargo, si la altura del pozo es menor que 1,8 m , el cuerpo del cilindro puede ser extendido hasta la superficie, donde debe disponerse de una losa como acceso.

D.6.3.2.4 Distancia entre pozos

La distancia entre pozos está directamente relacionada con el urbanismo y con la utilización de equipos y métodos de limpieza de los colectores, sean éstos manuales o mecanizados. Si los métodos son manuales las distancias entre pozos son menores en relación con los métodos mecánicos. La distancia máxima entre pozos, para los primeros, está entre 100 y 120 m, y para métodos mecánicos o hidráulicos puede llegar a los 200 m . En el caso de alcantarillados sanitarios sin arrastre de sólidos, la distancia entre pozos o cajas puede ser de este orden. En emisarios o colectores principales, donde las entradas son muy restringidas o inexistentes, la distancia máxima entre estructuras de inspección puede incrementarse en función del tipo de mantenimiento, la cual puede ser del orden de 300 m. En cualquier caso, las distancias adoptadas deben ser sustentadas con base en los criterios expuestos.

D.6.3.3 Métodos de cálculo

El diseño hidráulico de las estructuras de conexión depende del régimen de flujo de los colectores afluentes y del colector de salida o principal, y se basa fundamentalmente en la determinación de las pérdidas de cabeza hidráulica producidas por la unión. En el literal D.2.3.9 se presentan los criterios básicos para su diseño hidráulico.

En la cañuela de la estructura pueden proyectarse las transiciones entre el colector principal afluente y el colector de salida, de tal forma que las pérdidas de energía se minimicen, teniendo en cuenta consideraciones de deflexión de flujo y los radios de curvatura. Esto es importante, en particular en aquellos casos en que las condiciones específicas del caso ameriten reducir estas pérdidas.

D.6.3.4 Otras estructuras de conexión

Debido a que los costos de las estructuras-pozo tienen una incidencia importante en un sistema de recolección y evacuación de aguas, se han desarrollado simplificaciones que están condicionadas a la disponibilidad de equipos de mantenimiento y limpieza, sean estos últimos mecánicos o hidráulicos, los cuales permiten 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 los pozos 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 que 1% y la profundidad no sea mayor que 1,5 m . Estas estructuras pueden ser consideradas en **niveles de complejidad del sistema bajo y medio**.

D.6.3.5 Aspectos generales geotécnicos, estructurales y constructivos

Las estructuras de conexión se construyen usualmente en concreto o mampostería. Las consideraciones geotécnicas y estructurales deben estar de acuerdo con lo establecido en los capítulos G.2 y G.3. Para pozos simples deben seguirse las especificaciones técnicas correspondientes del ICONTEC (norma técnica NTC 2802 para cámaras de inspección, construidas en mampostería de ladrillo tolete recocido) más las consideraciones de los anteriores literales. Las estructuras especiales deben conllevar consideraciones de diseño y construcción específicas, las cuales deben estar plenamente justificadas. Dado que los pozos de inspección pueden constituir uno de los elementos más importantes de entrada de contribuciones por infiltración en sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, es necesario que los pozos construidos en mampostería estén adecuadamente impermeabilizados en su cara exterior con morteros diseñados para tal fin.

D.6.4 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.

D.6.4.1 Consideraciones para su proyección

Todos los colectores que lleguen a una estructura de conexión, con una diferencia mayor de 0.75 m con respecto a la batea del colector de salida, deben entregar al pozo mediante una cámara de caída, cuya boca inferior debe estar orientada en tal forma que el flujo confluya con un ángulo máximo de 15º con respecto a la dirección del flujo principal. Para colectores afluentes menores de 300 mm de diámetro puede analizarse la alternativa de no construir la cámara de caída pero proveer un colchón de agua en la parte inferior del pozo que amortigüe la caída.

D.6.4.2 Parámetros de diseño

El colector de entrada debe unirse con el fondo de la cámara mediante un tubo bajante que está colocado fuera de la misma. La tubería se prolonga 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 que 200 mm.

Si la tubería de entrada tiene un diámetro mayor que 900 mm, en lugar de tubo de caída debe diseñarse una transición escalonada entre el tubo y la cámara.

D.6.5 SUMIDEROS

Son estructuras para la captación de la escorrentía superficial, que pueden ser diseñadas en forma lateral o transversal al sentido del flujo, y se localizan en las vías vehiculares o peatonales del proyecto.

D.6.5.1 Consideraciones para su proyección

La capacidad de recolección de aguas lluvias del conjunto de sumideros de un sistema pluvial o combinado 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.

Los sumideros deben ubicarse en los cruces de las vías, de tal manera que intercepten las aguas antes de las zonas de tránsito de los peatones y en los puntos intermedios bajos. Los siguientes son algunos criterios para su ubicación:

1. Puntos bajos y depresiones.
2. Reducción de pendiente longitudinal de las calles.
3. Antes de puentes y terraplenes.
4. Preferiblemente antes de los cruces de calles y pasos peatonales.
5. Captación de sedimentos

D.6.5.2 Parámetros de diseño

El dimensionamiento de la tubería de conexión del sumidero al sistema de alcantarillado, ya sea un pozo o fuentes receptoras, debe tener un diámetro mínimo de 200 mm, pendiente superior al 2% y, en general, no debe tener una longitud mayor de 15 m.

D.6.5.3 Métodos de cálculo

La estimación de caudales en las cunetas puede hacerse con la ecuación de Manning y los cálculos hidráulicos de los sumideros pueden basarse en ecuaciones empíricas obtenidas de mediciones de laboratorio y campo. El diseñador debe justificar los métodos y aproximaciones utilizadas en la estimación de caudales y en el análisis del comportamiento hidráulico. En el Anexo D.2 se incluyen elementos adicionales para el diseño hidráulico de cunetas y sumideros.

D.6.6 ALIVIADEROS

Los aliviaderos en sistemas combinados tienen como objetivo 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 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. En algunos casos están provistos de un tanque de almacenamiento a continuación del alivio con el propósito de almacenar los contaminantes provenientes del primer lavado de la época de lluvias, el cual puede arrastrar concentraciones mayores de contaminación.

Los aliviaderos pueden ser laterales, transversales o de tipo vórtice, y deben permitir que el caudal de aguas residuales de tiempo seco continúe por el colector hasta la planta de tratamiento o lugar de disposición final, pero durante determinados eventos de precipitación y escorrentía asociada deben derivar o aliviar lo que les corresponda de aquella porción en exceso a la capacidad de la red aguas abajo o la capacidad de la planta de tratamiento.

D.6.6.1 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. En consecuencia, el caudal de alivio lleva una carga residual diluida que puede afectar el cuerpo de agua receptor. Esto depende, entre otros factores, del grado de dilución, de las características hidrológicas de la localidad, del comportamiento hidráulico de los aliviaderos y de las características hidráulicas, hidrológicas, de calidad de agua y de autodepuración del curso o cuerpo de agua receptor y de los volúmenes esperados de alivio, al igual que de la capacidad de almacenamiento de los tanques posteriores al alivio para el primer lavado de época seca, en caso de que éstos existan. Esto indica claramente que las consideraciones ambientales intervienen en su proyección y que constituyen elementos importantes para su operación.

La localización de las estructuras de alivio 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, aunque si esto no es posible deben concebirse estructuras especiales, cuyo diseño debe estar plenamente justificado.

El aliviadero puede ser sencillo o doble, según la longitud de vertedero requerida.

D.6.6.2 Estudios Previos

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 como una de las alternativas que debe analizarse. Es necesario establecer las características hidrológicas de la localidad, en particular de los posibles cursos de agua receptores de los volúmenes de alivio. Las características de los eventos de precipitación que puedan generar alivio de los colectores deben ser analizadas, al igual que la distribución temporal de la escorrentía en los lugares de alivio, para cuantificar los volúmenes de agua y cargas contaminantes derivados. Por otra parte, las características hidráulicas, hidrológicas y de calidad de agua del curso de agua receptor deben ser determinadas con el fin de establecer su capacidad de recepción de los volúmenes aliviados. La legislación y normatividad vigentes sobre vertimientos a cuerpos de agua receptores requieren ser compiladas y estudiadas cuidadosamente. Además, la capacidad de la planta de tratamiento, si existe, y las posibles previsiones de aumento de capacidad, deben ser consideradas también para el dimensionamiento de las estructuras de alivio, pues en sistemas combinados 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.

D.6.6.3 Parámetros de diseño

Los parámetros que es necesario tener en cuenta para el dimensionamiento de los aliviaderos son:

D.6.6.3.1 Caudal de alivio

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 necesariamente debe ser mayor que 1 y su valor 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.

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. 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. Debe notarse que cuanto mayor sea el factor de dilución, más grandes resultan los colectores de la red y los posibles requerimientos de tratamiento pero menor es el impacto potencial en los cuerpos de agua receptores de las aguas de alivio, debido a los volúmenes derivados y a su concentración de contaminación. Necesariamente, un aliviadero no puede derivar aguas residuales no diluidas.

D.6.6.3.2 Frecuencia de alivios

Es necesario caracterizar la frecuencia de eventos de precipitación que puedan generar escorrentía que produzca vertimientos de alivio. De esta manera puede 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.

D.6.6.3.3 Volúmenes esperados de alivio.

Determinados a partir del análisis de las características de eventos de precipitación que puedan generar escorrentía pluvial en la zona. La escorrentía generada es función de la humedad antecedente al evento de precipitación y del uso de la tierra. El volumen de alivio es entonces 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, de tal forma que los volúmenes que van a derivarse correspondan a aquella escorrentía

producida por encima de un cierto valor de este módulo. Este valor depende de las características climatológicas y físicas de la localidad. Los valores que pueden sugerirse están entre 10 y 20 L/s·ha de escorrentía directa.

D.6.6.3.4 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. Asociados con los alivios, deben analizarse escenarios hidrológicos en el cuerpo de agua receptor, representativos de condiciones húmedas en la cuenca tributaria.

D.6.6.3.5 Costos económicos de sistemas combinados.

La decisión de seleccionar un sistema combinado debe basarse en la comparación de costos y beneficios de alternativas (combinado vs. separado). En particular, en el caso de sistemas de saneamiento básico, el enfoque costo-eficiencia permite seleccionar la alternativa de mínimo costo. En el caso de sistemas combinados, los costos del sistema están representados por los costos de instalación de redes, estructuras complementarias (dentro de las cuales están los aliviaderos), estaciones de bombeo, etc., los costos de tratamiento de las aguas no aliviadas y/o los costos asociados con la contaminación producida en los cuerpos de agua receptores de las aguas de alivio y/o de los efluentes de las plantas de tratamiento. Nótese que debe existir un punto donde se minimizan los costos totales anteriores en función de los niveles de alivio y de tratamiento, los cuales son complementarios. Finalmente, la alternativa de mínimo costo para el sistema combinado debe confrontarse con la alternativa de mínimo costo del sistema separado.

D.6.6.3.6 Comportamiento hidráulico.

Desde el punto de vista hidráulico, los parámetros de diseño de estructuras de alivio 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.

D.6.6.4 Métodos de cálculo

El flujo en un vertedero lateral corresponde a flujo espacialmente variado. Los métodos de cálculo hidráulico para estos vertederos deben basarse 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. En cualquier caso, los diseños hidráulicos deben estar adecuadamente apoyados con los elementos teóricos correspondientes.

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. En este caso, el caudal de alivio se estima con base en las ecuaciones de vertederos libres de pared delgada, y el caudal no aliviado, con las ecuaciones de orificios.

Los tanques de almacenamiento del volumen inicial de alivio deben dimensionarse para almacenar la carga de contaminantes esperados resultantes del primer lavado de los colectores por los primeros eventos de lluvia de la temporada invernal.

D.6.7 TRANSICIONES

D.6.7.1 Consideraciones para su proyección

Deben diseñarse 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 deben tenerse en cuenta las pérdidas de carga en uniones y cambios de sección.

D.6.7.2 Parámetros de diseño

Los cambios de forma geométrica en las uniones de los colectores o canales con otras estructuras, tales como pozos, sifones, puentes, etc., se hacen adoptando una de las formas geométricas usuales, teniendo en cuenta las pérdidas calculadas en el siguiente literal.

D.6.7.3 Métodos de cálculo

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

D.6.8 CANALES

D.6.8.1 Consideraciones para su proyección

Los canales que se utilizan para conducir las aguas de escorrentía pluvial deben ser canales abiertos. No son permitidos para recolección y evacuación de aguas residuales. En los casos en que sea necesario proyectar un canal cuya sección sea cerrada, debe cumplirse la condición de flujo a superficie libre.

La sección del canal puede tener cualquier forma, es decir, pueden utilizarse canales prismáticos o no, dependiendo de las consideraciones específicas, siempre y cuando se justifique su utilización y se usen las ecuaciones hidráulicas adecuadas.

En lo posible, los canales deben diseñarse de tal forma que funcionen como un sistema a gravedad, ajustando las cotas de fondo, pendientes y secciones respectivas. En caso contrario, deben tomarse las medidas necesarias y adecuadas para solucionar el problema, siendo éstas debidamente justificadas.

La proyección de los canales debe estar de acuerdo con los planes de ordenamiento territorial y las reglamentaciones asociadas, en lo referente a características y localización de vías y zonas verdes aledañas a los mismos.

Es importante considerar la definición de ronda y/o zona de manejo ambiental asociadas con los cauces o canales. En particular, esto está contemplado en la legislación ambiental nacional y debe ser considerado en la reglamentación de ordenamiento y desarrollo urbano de la localidad. Estas franjas permiten ejecutar trabajos y labores de mantenimiento en el canal y deben ser incorporadas al espacio público como calzadas o zonas verdes. La selección de la sección transversal del canal debe tener en cuenta las dimensiones e importancia de las vías y las características de las zonas verdes, por cuanto éstas constituyen restricciones para su dimensionamiento.

Debe evitarse el flujo crítico por su inestabilidad asociada.

D.6.8.2 Estudios previos

D.6.8.2.1 Topografía

Debe hacerse un levantamiento topográfico del drenaje existente y del corredor asociado con éste. Deben seguirse las normas correspondientes para estos levantamientos. Especial atención debe darse a la identificación de interferencias para su posterior análisis.

D.6.8.2.2 Catastro

Debe realizarse un análisis catastral de predios asociados con el corredor.

D.6.8.2.3 Suelos

Debe realizarse una caracterización de los suelos mediante sondeos e inspecciones de terreno, de acuerdo con lo estipulado en el literal G.2.3.

D.6.8.3 Tipos de flujo

Debe evitarse el flujo crítico.

D.6.8.4 Parámetros de diseño

Para canales revestidos, la velocidad máxima del agua no debe ser mayor que 8 m/s, y si la pendiente es elevada, deben escalonarse los canales, de tal forma que la energía disminuya a un valor razonable y si es necesario se dotarán de tanque amortiguador en la llegada, diseñado con el criterio de disipación de energía.

Los canales revestidos deben diseñarse de tal manera que los colectores marginales descarguen por encima de las aguas máximas del canal y para que los aliviaderos trabajen libremente.

Deben hacerse las previsiones apropiadas de borde libre. Si eventualmente el canal funcionase como conducto cerrado, la profundidad máxima no debe exceder el 90 % de la altura del conducto.

En curvas horizontales deben hacerse las consideraciones apropiadas de peraltes necesarios, con las justificaciones del caso.

La velocidad máxima en el canal deberá cumplir con lo especificado en el diseño de alcantarillado pluvial.

La concepción, trazado y dimensionamiento del canal deben estar plenamente justificados.

Deben hacerse las consideraciones correspondientes al efecto o impacto ambiental del canal.

En el diseño de los canales debe tenerse en cuenta la existencia de caudales vertidos por otros canales y colectores de aguas lluvias existentes o proyectados dentro del sistema básico de drenaje.

Cuando los canales entreguen el agua a cuerpos de agua naturales, deberá tenerse en cuenta la cota con la que debe llegar el canal para hacer el empalme.

D.6.8.5 Métodos de cálculo

Para el diseño de canales prismáticos deben utilizarse las fórmulas de flujo gradualmente variado. Eventualmente, pueden usarse también modelos de flujo no permanente para el análisis de las condiciones hidráulicas bajo diferentes escenarios hidrológicos cuando las áreas tributarias son relativamente grandes y cuando puede ser importante tener en cuenta los efectos de amortiguamiento en las redes y canales para el dimensionamiento de estos últimos.

El valor del coeficiente de rugosidad de Manning debe ser escogido apropiadamente, teniendo en cuenta los materiales que componen el perímetro mojado y el tipo de sedimentos que pueden ser transportados por el canal. En los casos en que sea apropiado, debe estimarse el coeficiente de rugosidad medio de la sección mediante la ponderación con perímetros y/o radios hidráulicos.

D.6.9 SIFONES INVERTIDOS

D.6.9.1 Consideraciones para su proyección

Deben proyectarse 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.

D.6.9.2 Parámetros de diseño

Los sifones invertidos están conformados por dos o más tuberías, dependiendo del caudal de diseño que se requiera conducir. Estas tuberías deben constar de facilidad de limpieza.

La velocidad mínima de flujo para el caso de alcantarillado sanitario debe ser 1 m/s y el diámetro mínimo debe ser 200 mm. Para el sistema pluvial o combinado la velocidad mínima es 1,2 m/s y el diámetro

mínimo de 300 mm . En cualquier caso, la velocidad mínima debe ser superior a la velocidad de autolimpieza determinada por esfuerzo cortante.

Las entradas a los conductos auxiliares deben ser reguladas por vertederos, de tal forma que las tuberías puedan entrar en servicio progresivamente.

D.6.9.3 Métodos de cálculo

El cálculo de diámetros de la tubería se hace de igual forma que para conductos presurizados. El diámetro depende de la línea de energía y del caudal máximo de aguas residuales, pluviales o combinadas.

La pérdida de energía es igual a la suma de las pérdidas por fricción y pérdidas menores.

Para calcular las pérdidas por fricción, pueden usarse las ecuaciones de Darcy-Weisbach o Hazen-Williams. El Título B contiene todos los requerimientos para el diseño hidráulico de estas estructuras.

D.6.9.4 Mecanismos de limpieza

En algunos casos, deben proyectarse desarenadores inmediatamente aguas arriba del sifón invertido para evitar la entrada de sedimentos y sólidos gruesos al sistema. Pueden presentarse problemas de limpieza en estas estructuras.

Comúnmente, las tuberías pequeñas de los sifones invertidos suelen taponarse con palos que quedan retenidos en los codos. Para evitar este problema se recomienda colocar rejillas delante de las entradas de dichas tuberías, ubicadas de tal forma que el material recogido pueda eliminarse o ser arrastrado a lo largo de las tuberías de mayor diámetro, en periodos de mayor caudal. La rejilla de fácil limpieza, debe colocarse en los conductos con diámetro menor o igual a 760 mm .

La limpieza de los sifones puede hacerse a través de chorros de agua a presión, y éstos pueden generarse se diversas formas:

1. Creación de un remanso del agua, para posteriormente liberar el flujo retenido.
2. Admisión de agua limpia en la parte superior del sifón invertido.
3. Dotación de un mecanismo de limpieza permanente en el sifón.
4. Limpieza manual, utilizando sondas u otro tipo de herramienta, tras vaciar el sifón.

En cada extremo del sifón invertido pueden ubicarse pozos de registro o cámaras de limpieza que sirvan de acceso para quitar las obstrucciones, y de entrada en el caso de alcantarillas grandes.

Para que la limpieza del sifón invertido sea fácil, no deben considerarse ángulos agudos verticales u horizontales, sino que deben proyectarse curvas suaves. Tampoco es aconsejable diseñar para pendientes mayores de 22,5°, ya que éstas dificultan la remoción de sedimentos.

De ninguna forma se permiten cambios de diámetro en la longitud del sifón.

CAPÍTULO D.7

D.7. ESTACIONES ELEVADORAS Y DE BOMBEO

D.7.1 ALCANCE

El objetivo de este capítulo es establecer los requisitos mínimos y las condiciones básicas que deben cumplir las estaciones elevadoras y de bombeo que se construyan en cualquiera de las etapas de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias.

En este capítulo se incluyen los estudios previos, las condiciones generales, los parámetros de diseño, los aspectos de la puesta en marcha, los aspectos de la operación y los aspectos del mantenimiento de todas los equipos eléctricos, hidráulicos, mecánicos y demás accesorios que conforman una estación de bombeo.

Así mismo, se establecen las diferentes condiciones para los cuatro **niveles de complejidad del sistema**. Las disposiciones establecidas en este capítulo deben cumplirse para los cuatro **niveles de complejidad del sistema del servicio**, a menos que se indique lo contrario.

D.7.2 ESTUDIOS PREVIOS

El diseñador debe efectuar los estudios apropiados antes de llevar a cabo el diseño de la estación, con el fin de determinar las condiciones básicas de operación y determinar la capacidad que asegure una operación económica.

D.7.2.1 Conceptualización del proyecto

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. Los colectores de alcantarillado, al funcionar como conductos a flujo libre, necesitan tener cierta pendiente que permita el adecuado drenaje por gravedad, situación que en terrenos planos produce que los colectores se profundicen cada vez más. En consecuencia, las estaciones de bombeo surgen como elementos necesarios en áreas con pendientes del terreno muy bajas. En general, las aguas residuales o pluviales son bombeadas para conducirlas a lugares distantes, para obtener una cota más elevada y posibilitar su disposición en cuerpos de agua receptores o para reiniciar un nuevo tramo de flujo por gravedad.

Las estaciones de bombeo son costosas, y por lo tanto su implantación debe ser decidida luego de estudios completos de alternativas y sólo cuando pueda demostrarse que no es posible o recomendable el flujo por gravedad. La alternativa de bombeo no sólo representa un costo inicial importante, sino que exige gastos de operación y mantenimiento permanentes. En consecuencia, una estación de bombeo debe justificarse desde los puntos de vista técnico y económico.

La conceptualización del proyecto debe incluir como mínimo los siguientes aspectos:

1. Relación con los demás componentes del sistema. Debe conocerse el funcionamiento y operación de otros componentes, con el fin de lograr compatibilidad de la estación con el resto del sistema especialmente con los colectores, en cuanto a su capacidad y operación.
2. Determinación de las estaciones existentes, con el fin de determinar el aprovechamiento de instalaciones disponibles en el sistema y su factibilidad de ampliación.
3. Altura dinámica total requerida por el flujo.
4. Capacidad de la estación.
5. Consideraciones urbanísticas y adquisición de predios.

6. Localización estratégica para minimizar vulnerabilidad ante sismos, inundaciones y vandalismo.
7. Afectación del medio ambiente por el proyecto.

D.7.2.2 Sistemas de bombeo

Los principales instrumentos para elevar aguas residuales y pluviales son las bombas helicoidales, las bombas centrífugas y las bombas eyectoras. El funcionamiento de estos es el siguiente:

1. Las bombas centrífugas son accionadas por motores eléctricos o de combustión interna. Son las más usadas y se fabrican para capacidades variadas. En general, tienen altos rendimientos y son las más apropiadas cuando las alturas de bombeo son grandes. El comportamiento hidráulico de estas bombas se basa en los mismos principios que rigen las bombas centrífugas utilizadas para el bombeo de agua limpia. Sin embargo, dado que las aguas residuales y pluviales contienen partículas en suspensión, estas bombas deben tener rotores especiales que permitan el paso de material sólido de un cierto diámetro (inatascables y resistentes a la acción corrosiva), además de registros de inspección a la entrada y salida para permitir su limpieza. Usualmente trabajan ahogadas, lo cual evita el cebado inicial y la utilización de la válvula de pie, la cual podría funcionar deficientemente con los sólidos transportados por el agua. Existen varios tipos de bombas centrífugas para aguas residuales y pluviales: de eje horizontal; de eje vertical con instalación en el pozo húmedo; de eje vertical con instalación en el pozo seco, y conjunto motor-bomba sumergible. Las de eje vertical tienen la ventaja de poder ser operadas por motores ubicados en niveles superiores libres de posibles inundaciones. Las de motor-bomba sumergible engloban en una sola carcasa, la bomba centrífuga y el motor eléctrico. Para determinar la capacidad de una bomba centrífuga y seleccionar el modelo apropiado es necesario conocer fundamentalmente el caudal de bombeo y la altura dinámica total.
2. Las bombas helicoidales están basadas en el tornillo de Arquímedes, funcionan al aire libre y, por lo tanto, a presión atmosférica. La altura que debe vencerse corresponde al desnivel existente entre las extremidades del tornillo, colocado en su posición de operación. Estas bombas son adecuadas para caudales importantes y pequeñas alturas de elevación. Su rendimiento es relativamente bajo debido principalmente a fugas entre la hélice y la canaleta que la contiene.
3. Las bombas eyectoras reciben las aguas residuales sin cribado previo. Están conformadas por una cámara a la que llega el agua directamente desde un colector alimentador. Cuando el nivel alcanza una cota determinada, un sensor eléctrico activa un compresor que inyecta aire en la cámara e impulsa el agua por la tubería de salida. Son adecuadas para caudales de bombeo bajos.

D.7.2.3 Caudal de bombeo

Los caudales de bombeo deben estar basados en los caudales de diseño iniciales, intermedios (etapas sucesivas de expansión) y finales de los colectores que conforman la red de drenaje tributaria a la estación de bombeo, estimados éstos según los literales D.3.2.5 y D.4.3.2.

D.7.2.4 Aspectos generales de la zona

En un mapa con escala adecuada deben ubicarse los posibles sitios de localización de la estación, indicando edificaciones cercanas, vías existentes y por construir, cauces y drenajes principales. Así mismo, deben ubicarse redes de acueducto, alcantarillado, comunicaciones, energía y gas.

Además, deben hacerse las descripciones del uso de la tierra, desarrollo urbano de la zona y análisis de predios.

D.7.2.5 Estudios topográficos

Deben utilizarse planos topográficos de la zona a escala adecuada.

D.7.2.6 Condiciones geológicas

Deben establecerse las características geológicas de la zona, al igual que las propiedades del suelo y las características geotécnicas en el sitio de la estación. Para esto, es necesario elaborar un estudio de suelos del sitio (ver Título G, capítulo G.2).

D.7.2.7 Disponibilidad de energía

Deben identificarse las condiciones para el suministro de energía. Deben ser tenidos en cuenta aspectos como la capacidad de generación, la demanda aproximada de la estación de bombeo, la frecuencia de interrupciones en el servicio de energía, el sitio más cercano para derivar la energía, el voltaje, el ciclaje y el costo unitario de la energía.

En los **niveles de complejidad del sistema medio alto y alto** debe disponerse de una fuente alternativa de energía disponible permanentemente para el caso de emergencias.

Puede estudiarse la posibilidad de que la estación tenga generación propia de energía, siempre y cuando ésta resulte la alternativa más económica.

D.7.2.8 Factibilidad de ampliación

Deben considerarse las facilidades técnicas para una posible ampliación futura. Deben definirse las etapas de expansión, indicando en cada una el número de bombas, el tipo de bombas y la capacidad estimada de la estación. Además, debe disponerse del espacio suficiente para la colocación futura de bombas y/o la ampliación de la casa de máquinas.

D.7.2.9 Calidad del agua que va a ser bombeada

Debe estudiarse la calidad del agua, tanto en sus propiedades físicoquímicas como biológicas, a fin de proteger los equipos de bombeo de posibles daños.

D.7.2.10 Vulnerabilidad y riesgo sísmico

Debe conocerse específicamente el nivel de riesgo sísmico de la localidad. En particular, deben tenerse en cuenta las disposiciones de la Norma Colombiana de Construcciones Sismorresistentes con respecto al nivel de riesgo sísmico (ver Título G, capítulos G.2 y G.3).

D.7.3 CONDICIONES GENERALES

La estación de bombeo debe cumplir con ciertas características y condiciones básicas, las cuales se describen a continuación.

D.7.3.1 Localización

La determinación de la ubicación de la estación de bombeo es muy importante, sobre todo en áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, ya que ésta podrá afectar el desarrollo completo del área. Los aspectos arquitectónicos también deben ser considerados en la selección del sitio, de tal forma que no afecte adversamente las áreas vecinas. En general, los factores que deben tenerse en cuenta son los siguientes:

1. Condiciones del sitio.
2. Drenaje del terreno.
3. Menor altura media entre el punto de succión y punto de bombeo.
4. Trayecto más corto de la tubería de bombeo.
5. Cotas de acceso superiores a las cotas de inundación, o en caso contrario, con posibilidad de protección adecuada.
6. Estabilidad geotécnica del terreno.
7. Accesibilidad.
8. Dimensiones del terreno suficientes para satisfacer las necesidades actuales y futuras.
9. Factibilidad de adquisición de predios.

10. Facilidad de suministro adecuado de energía y disponibilidad de otros servicios (agua potable, teléfonos, etc.).
11. Facilidad de vertimientos de aguas residuales o pluviales en condiciones eventuales e interrupción de bombeo.
12. Reacondicionamiento mínimo de interferencias.
13. Menor movimiento de tierra.
14. Integración de la obra con el paisaje circundante.
15. Propiedad y facilidad de adquisición del terreno.
16. Manejo de olores.

D.7.3.2 Inundaciones

La profundidad de los colectores o canales de llegada determinan la profundidad de la estructura de la estación de bombeo por debajo del nivel del terreno. Las estaciones de bombeo deben diseñarse de tal forma que sean resistentes a los efectos de flotación que pueden producir las inundaciones. Durante la operación de la estación no deben presentarse inundaciones dentro de ésta, y la edificación debe tener drenajes adecuados. En el pozo de succión debe dejarse un nivel de protección contra crecientes y fallas en la evacuación del caudal. La estación debe estar protegida para un periodo de retorno de 50 años.

D.7.3.3 Protección contra incendios

Deben existir dispositivos para extinguir incendios, ubicados en lugares adecuados, los cuales deben estar perfectamente señalizados. Además, los materiales de la estación deben ser a prueba de incendio.

D.7.3.4 Facilidad de mantenimiento

Deben dejarse los accesos necesarios para efectuar las labores de mantenimiento. En los **niveles de complejidad medio alto y alto**, la estación debe diseñarse de tal forma que las labores de mantenimiento no afecten la prestación del servicio.

D.7.3.5 Operación económica

La estación debe tener el menor costo posible de operación y las bombas deben operar con una eficiencia cercana a la máxima posible.

D.7.3.6 Restricción de acceso

Deben tomarse las medidas de seguridad necesarias para evitar el acceso de personas extrañas diferentes de las encargadas de la operación y/o mantenimiento.

D.7.3.7 Análisis de costo mínimo

En los **niveles de complejidad medio alto y alto** debe hacerse un análisis de costo mínimo, según lo establecido en el Título A. Dentro del análisis deben tenerse en cuenta los costos iniciales, de operación y de mantenimiento, las economías de escala y la tasa de descuento.

D.7.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

D.7.4.1 Periodo de diseño

El periodo de diseño depende del **nivel de complejidad del sistema**, según lo establecido en la tabla D.7.1.

TABLA D.7.1
Periodo de diseño, según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño (años)
Bajo	15
Medio	20
Medio alto	25
Alto	30

Sin embargo, el periodo de diseño puede ser mayor, según el periodo de los demás elementos del sistema al que pertenece el bombeo.

D.7.4.2 Caudales 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 pico horario. Tanto para aguas residuales como pluviales, deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

1. Caudal al final del periodo de diseño.
2. Caudal mínimo al final del periodo de diseño.
3. Caudal máximo al final de cada etapa del periodo de diseño.
4. Caudal mínimo al final de cada etapa del periodo de diseño.
5. Caudal máximo al inicio de la operación de la estación.
6. Caudal máximo al final de la operación de la estación

D.7.4.3 Pondajes y lagunas de amortiguación

En el caso de aguas lluvias es necesario hacer consideraciones de la conveniencia de pondajes y lagunas de amortiguación en relación con la magnitud del caudal de bombeo, con base en criterios de costo mínimo, en especial para **niveles alto y medio alto de complejidad del sistema**.

D.7.4.4 Colector, interceptor o emisario afluente

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

1. Forma, material y dimensiones de la sección.
2. Cota batea del conducto en el punto de entrada a la estación de bombeo.
3. Cota batea del conducto en la salida de la última estructura de conexión.
4. Cota máxima de agua en la entrada de la estación de bombeo.
5. Desnivel geométrico entre el nivel de la succión y de descarga.

D.7.4.5 Tipo de bombas y etapas del proyecto

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 máximos a lo largo del tiempo contribuyen a determinar las etapas del proyecto y el tipo de instalación. Para pequeñas estaciones de bombeo pueden adoptarse instalaciones simplificadas con automatización en función de los niveles en el pozo húmedo. Deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. Características del agua residual afluente.
2. Tipo de energía disponible.
3. Espacios requeridos y disponibles.

4. Forma de operación prevista.
5. Variación en los niveles máximo y mínimo en la succión y la descarga, así como la variación en los caudales.
6. Periodos de operación.
7. Compatibilidad con equipos existentes.

La estación de bombeo puede estar conformada por varias bombas. Usualmente, éstas están en paralelo, en el caso de aguas residuales y lluvias. Debe procurarse que las bombas sean del mismo tipo y capacidad, y guardar similitud con equipos existentes. Otros criterios de selección son economía, facilidad de operación, disponibilidad en el mercado y soporte técnico.

Para establecer el número de bombas, pueden seguirse las siguientes pautas:

1. Debido a que el caudal máximo no se presenta en la etapa inicial, deben seleccionarse bombas iguales que se irán instalando de acuerdo con los requerimientos de las diferentes etapas.
2. En el caso de bombas pequeñas, deben instalarse como mínimo dos unidades, cada una con capacidad para bombear el caudal máximo, quedando la segunda como reserva.
3. En estaciones mayores debe ser prevista, además de las unidades necesarias para el caudal máximo, por lo menos una bomba con capacidad igual a la mayor de las bombas instaladas, como reserva.
4. En la selección de las unidades de bombeo deben observarse cuidadosamente las recomendaciones técnicas (curvas características) y operativas de los fabricantes.

D.7.4.6 Pozo húmedo

El 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 permite el correcto manejo de las aguas afluentes. El tiempo de permanencia del agua dentro del pozo no debe ser muy largo puesto que pueden generarse malos olores y gases, sobre todo en el caso de aguas residuales, y la acumulación de lodos en el fondo del pozo. Un valor recomendable del tiempo máximo de retención es 30 minutos. En caso de operación intermitente de la bomba, se recomienda un máximo de 3 a 5 arranques por hora en bombas horizontales y verticales. Para bombas sumergibles el número permitido de arranques por hora es 10. El tiempo **recomendable** de un ciclo de bombeo debe estar entre 10 y 20 minutos y el ciclo de operación no debe ser menor de 5 minutos.

La profundidad del pozo a partir del nivel del terreno debe determinarse de acuerdo con las siguientes consideraciones:

1. Cota batea del conducto afluente.
2. Diferencia de altura entre el nivel de aguas máximas y el nivel de aguas mínimas. Es recomendable que esta diferencia no sea menor que 1 m, en la mayoría de los casos. En estaciones de bombeo pequeñas puede adoptarse un valor menor, con la justificación técnica y operativa del caso.
3. Altura requerida para la instalación de la bomba y otros elementos para garantizar que la bomba opere en condición ahogada.
4. El nivel de aguas máximas debe estar por debajo de la cota de batea del colector más bajo que descarga en el pozo, excepto en aquellos casos donde sea útil aprovechar el volumen adicional si se deja parcialmente sumergido el colector de llegada.

El fondo del pozo debe tener una inclinación mínima de 45° hacia la boca de succión, y el ancho mínimo deber estar alrededor de 1,5 m .

El volumen requerido en el pozo húmedo depende de la operación de bombeo. Si la bomba puede bombear a una tasa similar al caudal de entrada (velocidad variable), el almacenamiento requerido en el pozo húmedo es menor que si se tiene una tasa de bombeo constante.

El pozo húmedo puede tener dispositivos adicionales como compuertas y desvíos para controlar el flujo afluente. De esta manera es factible aislar la estación y verter el afluente a un curso de agua receptor

adecuado de descarga cuando exista la necesidad. Estos elementos son necesarios en estaciones medianas y grandes, recomendándose la automatización de las compuertas en estas últimas. Para el **nivel de complejidad del sistema alto** es recomendable disponer de mediciones telemétricas para su control.

Para el caso de bombas centrífugas, la carga mínima positiva de succión debe estar alrededor de 3 veces el diámetro de la tubería de succión, si ésta existe. Las velocidades recomendadas en la tubería de succión son de 1 m/s, y en la tubería de impulsión de 1,5 m/s. Estas velocidades deben ser confrontadas por las especificaciones técnicas de las bombas específicas en consideración. El diámetro mínimo de la tubería de succión es 100 mm. Para diámetros mayores de 0,6 m en la impulsión, debe hacerse un análisis económico de costo mínimo (diámetro económico).

D.7.4.7 Control de tamaños de sólidos

Los sólidos en el agua residual afluente, que puedan perjudicar el funcionamiento de las bombas, deben ser removidos antes que las aguas lleguen al pozo húmedo, mediante rejas de limpieza. Éstas deben ser instaladas al final de los conductos afluentes, inmediatamente aguas arriba del pozo húmedo. La separación mínima entre las varillas debe ser 50 mm . Dependiendo del tamaño de la estación y la cantidad de sólidos que se vayan a retener, la limpieza de las rejas puede hacerse desde operación manual hasta mecanizada y automatizada. La primera puede ser apropiada para **niveles de complejidad bajo y medio del sistema**, mientras que la segunda es recomendable para **nivel medio alto** y necesaria para **nivel alto**. Cuando el tamaño, densidad y cantidad de sólidos así lo exijan, debe proveerse un triturador. Los sólidos removidos deben disponerse de manera apropiada para minimizar impactos negativos al ambiente.

D.7.4.8 Potencia de las bombas y motores

La potencia requerida por las bombas debe calcularse para el caudal máximo y la altura dinámica media total, teniendo en cuenta su eficiencia. Para la estimación de las pérdidas de cabeza 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. Es necesario 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 el índice de cavitación.

D.7.4.9 Golpe de ariete

Debe tenerse en cuenta el efecto del golpe de ariete causado por interrupciones en la energía y la consecuente interrupción del flujo. Debe calcularse la sobreelevación de presiones, las subpresiones y las velocidades de onda, según lo establecido en el literal B.8.5.7. 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, aliviaderos, etc.

D.7.4.10 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 que va 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.

D.7.4.11 Diseños estructurales y geotécnicos

Los diseños estructurales y geotécnicos, además de los mecánicos, eléctricos y electrónicos, deben elaborarse con base en las consideraciones del Título G.

D.7.4.12 Materiales

Los materiales de las bombas deben ser seleccionados según las características del agua que va a bombearse, teniendo en cuenta la temperatura, la conductividad, la capacidad de corrosión y los sólidos en suspensión.

El material de los diferentes componentes de las bombas debe resistir los efectos nocivos que el agua pueda causar en ellos.

D.7.4.13 Subestación eléctrica

La estación de bombeo debe estar dotada de una subestación eléctrica, cuyo tamaño y dispositivos de control debe estar relacionada con su **nivel de complejidad**.

D.7.5 INSTALACIONES

El tamaño y complejidad de las estaciones de bombeo deben ser función del **nivel de complejidad del sistema**. En consecuencia, el diseñador debe dimensionarlas de manera consistente con el nivel definido y con las particularidades y necesidades específicas de cada caso. Las características adoptadas para la estación de bombeo deben ser plenamente justificadas.

D.7.5.1 Sala de bombas

En el dimensionamiento de la sala de bombas deben atenderse las siguientes recomendaciones:

1. El tamaño de la sala debe ser suficiente para alojar el conjunto bomba-motor y los equipos de montaje. Las dimensiones deben permitir la facilidad de circulación, montaje y desmontaje de los equipos, y dado el caso, el movimiento de las unidades de bombeo.
2. Las dimensiones deben ser compatibles con las del pozo húmedo, con el fin de asegurar una adecuada distribución de la obra civil, buscando al mismo tiempo minimizar sus costos.

D.7.5.2 Medición y Control

Los dispositivos de control deben medir en todo momento las condiciones de operación y detectar fallas rápidamente. En los **niveles medio alto y alto**, estos dispositivos deben ser automáticos, evitando al máximo las funciones propias del operador.

Como mínimo, deben colocarse los siguientes dispositivos de control:

1. Medidor de caudal afluente.
2. Medidores de niveles
3. Interruptor eléctrico accionado por flotador en el pozo húmedo conectado con el arrancador de la bomba.
4. Interruptor eléctrico accionado por flotador en el tanque de descarga conectado con el arrancador de la bomba.
5. Alarmas, en particular en los **niveles de complejidad medio alto y alto**
6. Recomendable telemetría en el **nivel de complejidad alto**

D.7.5.3 Sala de control

En los **niveles de complejidad del sistema medio alto y alto**, los sistemas de medición deben transmitir los datos a la sala de control, en la cual se ubican los tableros correspondientes. La información registrada en los tableros corresponde a las mediciones para el control de flujo y las mediciones sobre el comportamiento hidráulico, mecánico y eléctrico de las bombas y motores.

Así mismo, en la sala de control deben disponerse los interruptores y mecanismos que permitan poner fuera de servicio cualquier elemento relacionado con el sistema de bombeo.

El tamaño y complejidad de la sala de control y los sistemas de medición y control deben ser consecuentes con los **niveles de complejidad del sistema**.

D.7.5.4 Accesos y escaleras

Entre los diferentes pisos deben colocarse escaleras seguras y apropiadas que permitan la movilización del personal y los equipos necesarios. En caso de falta de espacio, deben usarse escaleras metálicas con barandilla, peldaños amplios y piso antideslizante.

D.7.5.5 Iluminación

La estación debe estar debidamente iluminada en su interior, ya sea por luz natural o artificial, evitando la utilización de aparatos que puedan provocar ilusiones ópticas.

D.7.5.6 Señalización

La estación debe contar con una señalización visual clara en toda el área, indicando zonas de peligro de alta tensión, salidas de emergencia, localización de extintores, áreas de tránsito restringido y demás elementos y actividades que sea necesario resaltar por su peligro potencial o porque resulten importantes en la prevención de accidentes.

D.7.5.7 Ventilación

Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Todas las salas, compartimientos, pozos y otros recintos cerrados por debajo del nivel del terreno que puedan presentar un aire perjudicial deben tener ventilación artificial forzada.
2. Los controles de ventilación forzada pueden ser accionados manualmente desde afuera del recinto o automáticamente por medio de sensores cuando se detecten concentraciones perjudiciales de gases en el aire.

D.7.5.8 Protección contra incendios

Deben colocarse extintores en sitios de fácil acceso donde puedan ocurrir inicios de incendio.

D.7.5.9 Equipos de movilización

1. La capacidad del equipo deber ser suficiente para mover el elemento de mayor peso que pueda ser transportado.
2. El curso del equipo debe ser analizado para permitir en todo momento el retiro, movilización y reposición de cualquier elemento de la estación.
3. Deben ser provistos los accesos necesarios en la casa de bombas de manera que permitan el manejo adecuado de los equipos en las labores de mantenimiento, retiro o reposición de elementos de la estación.

D.7.5.10 Drenaje de pisos

1. Deben ser previstos uno o dos pozos de drenaje, hacia los cuales se debe conducir el agua de fugas o lavado por medio de una pendiente muy suave en el piso de la sala de bombas.
2. Cuando los pozos de drenaje no puedan ser evacuados por gravedad, debe disponerse de bombas para tal fin, las cuales pueden ser accionadas automáticamente por medio de sensores. Esto último es recomendable para los **niveles de complejidad del sistema medio alto y alto**.

D.7.5.11 Instalaciones hidráulicas y sanitarias

Deben considerarse los siguientes aspectos:

1. Debe preverse un tanque con capacidad adecuada para atender las necesidades de agua potable en la estación de bombeo.
2. Las aguas residuales deben ser recogidas por un sistema adecuado que las conduzca hasta un sitio seguro desde el punto de vista sanitario (ver literal B.8.11.8 del Título B).

D.7.5.12 Aislamiento acústico

1. En caso de que puedan ocurrir incomodidades a los vecinos de la estación por ruido excesivo, debe diseñarse un sistema de aislamiento acústico de la estación.
2. La sala de operación y control debe tener aislamiento acústico de la sala de bombas, en particular para el **nivel de complejidad del sistema alto**.

D.7.6 DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES ELÉCTRICOS, MECÁNICOS, GEOTÉCNICOS Y ESTRUCTURALES

Los diseños eléctricos, mecánicos, geotécnicos y estructurales deben basarse en las disposiciones y reglamentaciones vigentes en estos aspectos. Las indicaciones señaladas en el Título G deben ser consideradas. El diseñador debe tener en cuenta la normatividad correspondiente en cada uno de los casos y sustentar adecuadamente sus diseños.

D.7.7 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

D.7.7.1 Inspecciones preliminares

En la etapa de puesta en marcha deben realizarse las siguientes inspecciones en los diferentes elementos de la estación de bombeo, antes de continuar con cualquier prueba:

1. Deben verificarse todas las instalaciones eléctricas en sus conexiones y aislamientos.
2. Debe verificarse el correcto funcionamiento de válvulas y accesorios en su apertura y cierre. Debe medirse el tiempo de accionamiento y corregir el mecanismo correspondiente en caso de encontrar necesidad de grandes esfuerzos para su operación.
3. Debe observarse el correcto funcionamiento de interruptores, arrancadores, sensores y demás elementos de control, en especial si éstos son de accionamiento automático.
4. Debe asegurarse que los ejes de los motores estén perfectamente alineados.
5. Los motores y válvulas deben estar perfectamente lubricados. Debe verificarse la calidad y cantidad del aceite lubricante.
6. En general, debe observarse el aspecto general de la estación en sus acabados, pintura, protecciones y accesos.

D.7.7.2 Pruebas preliminares

Deben realizarse unas pruebas preliminares de bombeo en las condiciones normales y críticas de operación, con el fin de detectar posibles errores y tomar las medidas correctivas antes de dar al servicio la estación de bombeo.

Se deben tomar registros de los datos de los cuales se exija medición y presentar un informe de la prueba, el cual debe contener el resultado de los ensayos realizados y las condiciones anormales encontradas.

En caso de encontrar anomalías en el funcionamiento o condiciones de operación diferentes a las previstas en el diseño, deben tomarse las medidas correctivas que sean necesarias antes de colocar en servicio la estación.

D.7.7.3 Pozo húmedo

Debe hacerse una prueba hidrostática con el nivel máximo posible con el fin de detectar fugas y verificar el comportamiento estructural.

Debe observarse la forma de las corrientes del flujo a la entrada, asegurándose de que no ocurran zonas de alta turbulencia y que la entrada a las tuberías de succión sea uniforme en todas la unidades de bombeo.

D.7.7.4 Bombas y motores

En una primera inspección del comportamiento de las bombas deben seguirse las siguientes disposiciones:

1. Para cada bomba individual deben observarse las condiciones de circulación del agua y la posible vorticidad en el pozo húmedo. Debe prestarse especial atención a la posible entrada de aire a la tubería de succión.
2. Deben establecerse los niveles de ruido y vibración.
3. En el caso de motores diesel, deben estimarse los tiempos de arranque.
4. Debe obtenerse el punto de operación de la estación de bombeo, midiendo el caudal total a la salida de una unidad de bombeo y la altura dinámica total suministrada.

D.7.7.5 Dispositivos de control

Debe asegurarse un normal funcionamiento de los equipos de medición y control. Debe observarse el comportamiento de manómetros, sensores, flotadores, indicadores de nivel y demás dispositivos de control.

D.7.8 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN

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

1. El accionamiento de bombas debe ser automático, mediante sensores de nivel en los pozos húmedo 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.
2. Los dispositivos de medición y control deben dar indicaciones visuales y sonoras de una situación de potencial peligro.
3. Se deben disponer de elementos y sistemas adecuados para la limpieza de la estación de bombeo, tales como tanques de aguas claras, tuberías, tomas, mangueras, bombas de achique, sifones, etc.
4. Debe disponerse de sistemas de encendido individual para cada unidad de bombeo.

D.7.9 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO

Debe definirse 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. En el literal B.8.14 se describen estos aspectos.

CAPÍTULO D.8

D.8. OPERACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO

D.8.1 ALCANCE

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

D.8.2 COMPETENCIA

La operación, mantenimiento, reparación, control y seguimiento de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias debe ser responsabilidad de la entidad prestadora de este servicio. Por lo tanto, ésta debe disponer de la infraestructura humana, equipos, materiales y demás insumos que le permita cumplir con su responsabilidad.

D.8.3 ASPECTOS DE 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 pozos de inspección.

Como función del **nivel de complejidad del sistema**, los aspectos de puesta en marcha de redes de colectores y estructuras adicionales tienen las consideraciones expuestas en la tabla D.8.1 (para estaciones de bombeo éstos se incluyen en el literal D.7).

TABLA D.8.1
Aspectos de puesta en marcha

Nivel de complejidad del sistema	Verificación de estanqueidad
Bajo y medio	Recomendado
Medio alto	Necesario
Alto	Necesario

D.8.3.1 Ensayo de infiltración

Este ensayo es apropiado cuando el nivel freático está por encima de la clave del colector, idealmente 1 m o más. El tramo es aislado aguas arriba y se mide el caudal infiltrado aguas abajo mediante un vertedero. El criterio de aceptación está representado por un rango de valores de infiltración que puede 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 los pozos de inspección o estructuras de conexión (norma técnica NTC 3676). Para esto, el pozo debe ser aislado 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 del pozo y por metro de cabeza de agua. Los colectores y pozos a ensayar deben escogerse aleatoriamente 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 y del **nivel de complejidad del sistema**.

D.8.3.2 Ensayo de exfiltración

Si el nivel freático está bajo, la impermeabilidad se puede 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 los pozos de inspección. Los criterios de aceptación son los mismos que los de infiltración. Las normas ASTM C 969 y ASTM C 1091 establecen los requerimientos para los ensayos de infiltración y exfiltración para tuberías de concreto y de gres.

D.8.3.3 Ensayo de hermeticidad con aire

Como alternativa a los ensayos de infiltración y exfiltración pueden implementarse ensayos de hermeticidad con aire a baja presión o presión negativa, cumpliendo las normas técnicas nacionales, o en su defecto internacionales, correspondientes. En la Tabla D.8.2 se listan algunas normas técnicas nacionales e internacionales relacionadas con estos ensayos.

TABLA D.8.2
Normas técnicas de ensayos de hermeticidad con aire

Tipo de tubería	Norma ICONTEC	Norma Internacional
Concreto		ASTM C 924-89 ASTM C 924 M-89 ASTM C 1214-94 ASTM C 1214 M-94
Arcilla vitrificada (gres)		ASTM C 828
Plástico		ASTM F 1417-92
Pozos de inspección	NTC 4223	

D.8.4 ASPECTOS DE MANTENIMIENTO

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 lluvias, de acuerdo con los siguientes requerimientos de la tabla D.8.3.

TABLA D.8.3
Mantenimiento mínimo

Nivel de complejidad del sistema	Preventivo	Correctivo
Bajo y medio	Requerido periódico	Obligatorio
Medio alto	Requerido periódico	Obligatorio
Alto	Requerido periódico	Obligatorio

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, el mantenimiento debe seguir los siguientes requerimientos:

1. Para todos los **niveles de complejidad de sistema** debe tenerse un programa de mantenimiento preventivo.
2. Para los **niveles de complejidad de sistema medio alto y alto** las labores de mantenimiento deben ser preferiblemente preventivas.
3. Para todos los **niveles de complejidad del sistema** las labores de mantenimiento de todo equipo electromecánico deben ser preferiblemente preventivas.
4. La limpieza de redes mediante equipos especiales debe estar dentro de los planes de mantenimiento preventivo. En relación con el **nivel de complejidad del sistema**, la disponibilidad de equipos de limpieza y la frecuencia mínima de inspección para mantenimiento preventivo se especifican en la tabla D.8.4.

TABLA D.8.4
Limpieza de redes

Nivel de complejidad del sistema	Equipos	Frecuencia mínima de inspección (años)
Bajo y Medio	Sonda manual y/o rotosonda, carretilla y volqueta	3
Medio alto	Sonda manual, rotosonda, cabrestante o desasolvadora y chorro a presión, cargador frontal, pala draga y volqueta	2

Limpieza de redes

Nivel de complejidad del sistema	Equipos	Frecuencia mínima de inspección (años)
Alto	Sonda manual, rotosonda, desasolvadora o cabrestante, chorro a presión y succión-presión, cargador frontal, pala draga y volqueta (recomendable equipo de inspección de TV)	2, 1 en sitios específicos

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

En el caso de alcantarillados simplificados de aguas residuales domésticas, la frecuencia de las inspecciones debe incrementarse a seis meses como mínimo con disponibilidad de equipos de limpieza como rotosondas y presión.

El mantenimiento en sistemas de alcantarillado de aguas residuales debe concentrarse en los colectores y pozos principales, y dentro de estos últimos en los pozos previos 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. En los **niveles de complejidad medio alto y alto**, 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 estos **niveles de complejidad de sistema**, el mantenimiento de cauces naturales de drenaje receptores de escorrentía pluvial urbana debe realizarse con draga.

Para cualquier **nivel de complejidad del sistema**, 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.

Para cualquier **nivel de complejidad del sistema** debe restringirse la siembra de árboles con potencial dañino para los colectores a una distancia menor de 2 m . La penetración de raíces en los colectores puede prevenirse con la aplicación periódica de herbicidas, los cuales deben estar disponibles permanentemente en **el nivel de complejidad del sistema alto**.

La disponibilidad de materiales para casos de emergencias puede establecerse de la siguiente manera según el **nivel de complejidad del sistema**:

1. Para los **niveles de complejidad del sistema bajo y medio**, no es necesaria la disponibilidad de materiales en general.
2. Para los **niveles de complejidad del sistema medio alto y alto**, es necesaria la disponibilidad de materiales específicos en sitios donde daños eventuales puedan interferir notablemente en el funcionamiento óptimo del sistema.

D.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. Independiente de lo anterior, es necesario hacer mediciones en algunos puntos de la red, de acuerdo con los lineamientos mínimos que se presentan en la tabla D.8.5.

TABLA D.8.5
Mediciones de cantidad y calidad de aguas residuales y pluviales

Nivel de complejidad del sistema	Frecuencia mínima Cantidad/Calidad	Cantidad / calidad	Mediciones
Bajo y Medio	Bianual / Bianual	Obligatorio / Recomendado	Periodicidad bianual en 1 o 2 puntos de control en emisario final
Medio alto	Bianual / Bianual	Obligatorio / Recomendado	Periodicidad bianual en puntos estratégicos de control (subáreas de drenaje) en colectores principales y emisarios
Alto	Anual / Bianual	Obligatorio / Obligatorio	Periodicidad anual en puntos estratégicos de control (subáreas de drenaje) en colectores principales y emisarios. Medición automática y telemetría recomendada en algunos puntos

D.8.6 CONTROL DE GASES

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

Como se mencionó en el literal D.3.2.7 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. En el **nivel de complejidad del sistema alto** se debe disponer de medidores de gases.

D.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.

ANEXO D.1

UNIÓN DE COLECTORES CON RÉGIMEN SUPERCRÍTICO

UNIÓN DE COLECTORES SIN CAÍDA EN LA ESTRUCTURA DE UNIÓN

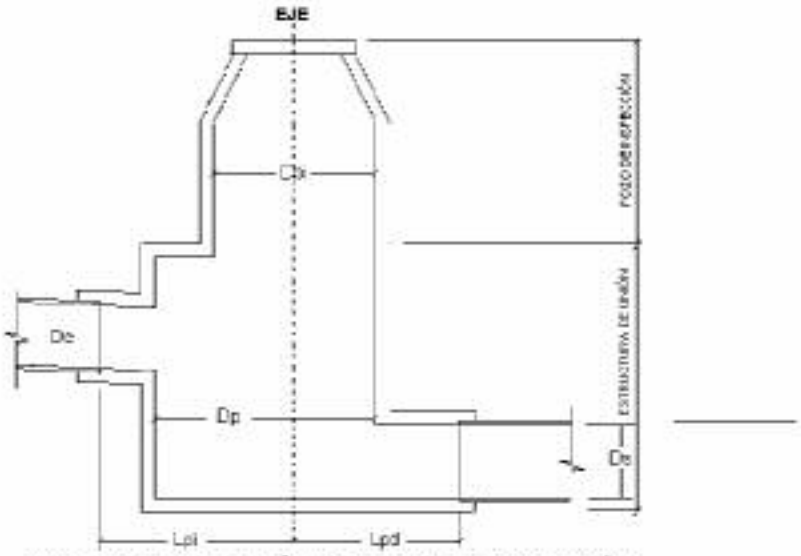
En algunos casos es posible hacer la unión de colectores sin necesidad de proveer a la estructura de unión de un pozo de caída. Para esto se requiere lo cumplir con los siguientes requerimientos hidráulicos:

1. La cota de la superficie de agua en los colectores afluentes a la estructura debe ser aproximadamente la misma. Contribuciones menores al 10% del caudal principal pueden eventualmente llegar por encima de la cota de la superficie de agua en el colector de salida.
2. La cota de energía del colector de salida debe ser menor que la de los de entrada para evitar la formación de resaltos hidráulicos en la estructura de conexión.
3. El máximo ángulo de intersección entre los colectores principales de entrada y salida depende del diámetro del colector de salida según la tabla D.A.1:

TABLA D.A.1
Máximo ángulo de intersección

Diámetro del colector de salida, Ds (mm)	Ángulo
$Ds \leq 250$	90°
$250 < Ds \leq 350$	75°
$350 \leq Ds \leq 530$	60°
$530 \leq Ds \leq 900$	45°
$Ds > 900$	15°

4. Es necesario adecuar la unión en la estructura para evitar alteraciones en el flujo y disminuir las pérdidas en la confluencia de los colectores. Para esto puede construirse una curva en el sistema principal de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias que esté de acuerdo con las dimensiones de los colectores principales y las deflexiones definidas en la tabla D.A.1. Dependiendo de los elementos de la curva (radio, deflexión, tangencia, etc), ésta puede ser desarrollada en la cañuela dentro de la estructura de unión, o a lo largo de la intersección, entre las longitudes Lpi y Lpd, de la Figura D.A.1, requiriéndose una altura adecuada de la cañuela para las condiciones del caudal de diseño. La pendiente del colector en el desarrollo de la curva (Pp), está definida por la pérdida de energía en la estructura de unión, DHc, la cual se debe principalmente al cambio de dirección en el alineamiento.



ESTRUCTURA DE UNIÓN CON POZO DE INSPECCIÓN (CORTE LONGITUDINAL)

FIGURA D.A.1

En la Tabla D.A.2 se presentan los valores del coeficiente Kc de pérdidas de energía en flujo curvilíneo como función del radio de curvatura y el diámetro del colector de salida. Dhc se calcula entonces como el producto de Kc y la cabeza de velocidad en el colector de salida.

TABLA D.A.2

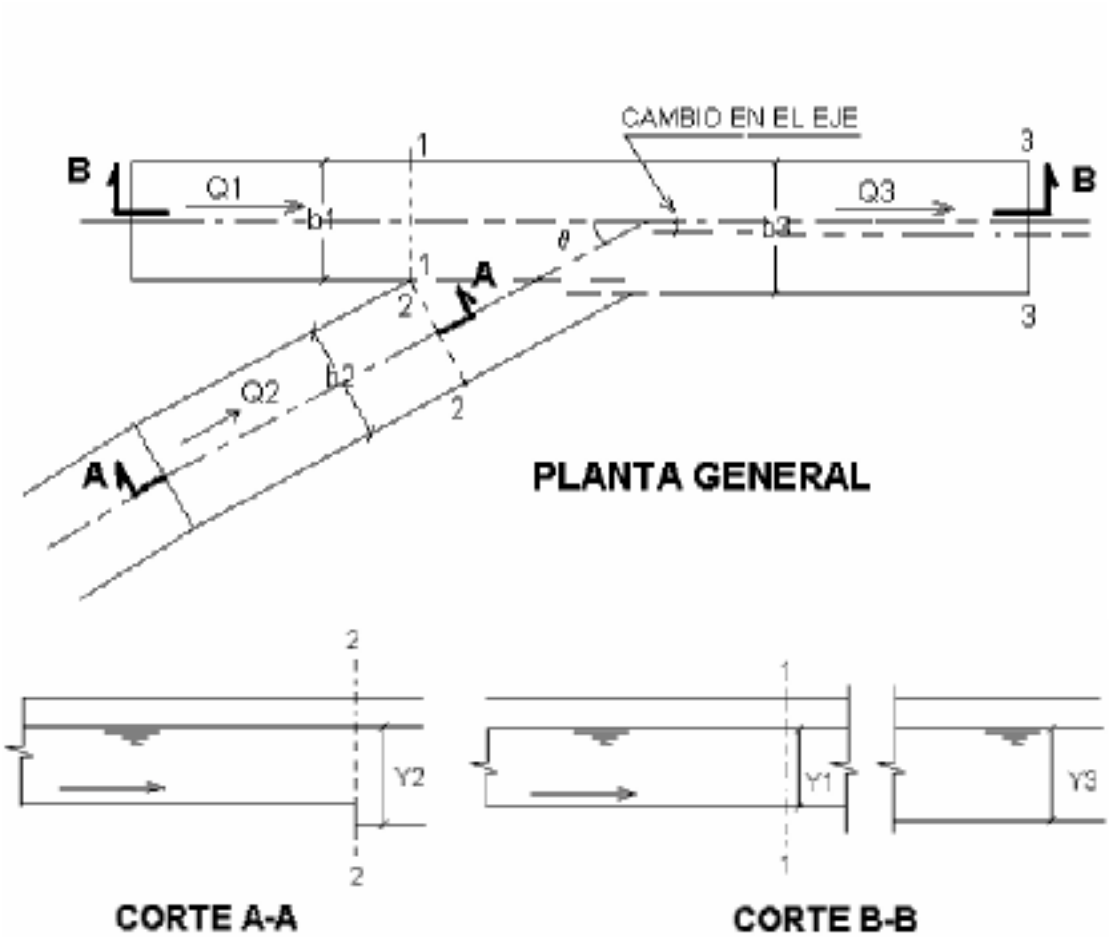
Valores del coeficiente K_c

Radio curvatura / Diámetro	K_c
6 - 8	0,40
8 - 10	0,20
> 10	0,05

5. Cuando se unen dos colectores con diámetros mayores a 900 mm, el análisis hidráulico de la estructura de conexión debe basarse en la ecuación de cantidad de movimiento, que puede expresarse de la siguiente forma, de acuerdo con las definiciones mostradas en la Figura D.A.2:

$$\frac{Q_3^2}{gA_3} + \frac{b_3 Y_3^2}{2} = \frac{Q_1^2}{gA_1} + \frac{Q_2^2}{gA_2} \cdot COS\phi + b_3 \cdot \frac{b_3 Y_1^2}{2} \qquad \textbf{(D.A.1.1)}$$

En la anterior ecuación todos los valores son conocidos excepto los de b_3 y Y_3, por lo cual para su solución se puede iterativamente adoptar valores de b_3 para encontrar el correspondiente valor de Y_3. Es necesario además, calcular el número de Froude en la sección 3-3 para garantizar que el régimen continuo siendo supercrítico y así evitar posibles resaltos dentro de la estructura.

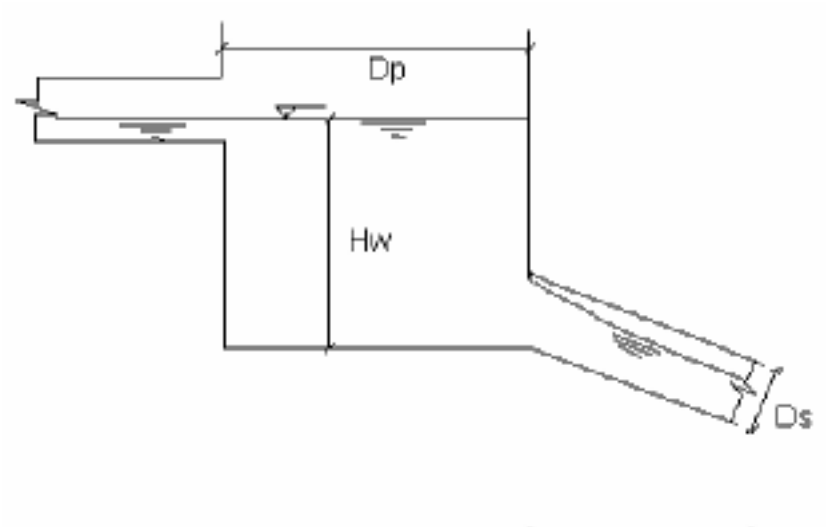


UNIÓN DE COLECTORES CON FLUJO SUPERCRÍTICO CON D > 900 mm

FIGURA D.A.2

UNIÓN DE COLECTORES CON CAÍDA EN LA ESTRUCTURA DE UNIÓN

Para los casos en los cuales no es justificable o no hay espacio para construir estructuras de unión como las anteriores, en particular cuando los diámetros son mayores que 900 mm, pueden hacerse estructuras de unión convencionales, que aunque son estructuras más compactas requieren en ciertos casos caídas relativamente grandes dentro de la estructura. En general, este tipo de estructura de unión (ver Figura D.A.3) está limitado a caudales efluentes hasta de 5 m^3/s, con control de velocidades que puedan generar abrasión dentro de la estructura. En casos particulares y para caudales mayores al anterior, se deben diseñar estructuras especiales de caída que regulen el flujo, como estructuras escalonadas o parabólicas, entre otras.



ESTRUCTURA DE UNIÓN CON CAÍDA

FIGURA D.A.3

En general, el análisis hidráulico en estos casos considera que la totalidad de la energía cinética del flujo se pierde en la estructura de unión y por lo tanto el comportamiento es equivalente al de una masa de agua estacionaria que para salir de la estructura de unión debe hacerlo por el orificio formado por el colector de salida. Esto corresponde al flujo en un conducto cerrado con control en la entrada, donde la capacidad del colector es mayor que la capacidad de entrada de agua a éste.

El diseño debe determinar la elevación del agua en la estructura de unión, de tal forma que la cota del agua en la estructura de unión no sobrepase las elevaciones de los flujos afluentes, las cuales pueden estimarse suponiendo flujo uniforme en la entrada de los colectores afluentes.

La entrada de agua al colector de salida puede presentarse de manera sumergida o no sumergida, dependiendo del diámetro del colector y del caudal efluente.

ENTRADA NO SUMERGIDA

Se presenta cuando:

$$\frac{Q}{D_S^2 (gD_S)^{0.5}} \leq 0.62 \qquad \textbf{(D.A.1.2)}$$

La caída en la estructura de unión, indicada como H_w en la Figura D.A.3, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$H_W = KD_S\left(\frac{H_C}{D_S} + \frac{H_e}{D_S}\right) \qquad \textbf{(D.A.1.3)}$$

TABLA D.A.3
Coeficiente K

D_p / D_s	K
mayor de 2	1,2
entre 1,6 y 2	1,3
entre 1,3 y 1,6	1,4
menor de 1,3	1,5

H_e puede ser estimado con la siguiente ecuación:

$$H_e = 0.589 D_S \left(\frac{Q}{D_S (gD_S)^{0.5}}\right)^{2.67} \qquad \textbf{(D.A.1.4)}$$

ENTRADA SUMERGIDA

Se presenta cuando:

$$\frac{Q}{D_S^2 (gD_S)^{0.5}} > 0.62 \qquad \textbf{(D.A.1.5)}$$

La caída en la estructura de unión se puede estimar como:

$$H_W = KD_S (0.7 + 1.91 (D_S^2 (gD_S)^{0.5})^2) \qquad \textbf{(D.A.1.6)}$$

donde los términos han sido definidos previamente.

MEJORAS EN LAS CONDICIONES DE ENTRADA

En algunos casos la caída las estructuras de unión puede ser lo suficientemente grande que puede resultar en una estructura muy costosa, ya sea porque es necesario profundizar demasiado o porque se requiere utilizar tuberías con capacidad mayor que el caudal de diseño.

En estos casos es posible mejorar las condiciones de entrada, las cuales constituyen el punto crítico del sistema, haciendo una transición o boquilla en la cual se aumenta el diámetro de entrada a la estructura, disminuyendo así la elevación del agua en la estructura y por consiguiente la caída H_w en el mismo.

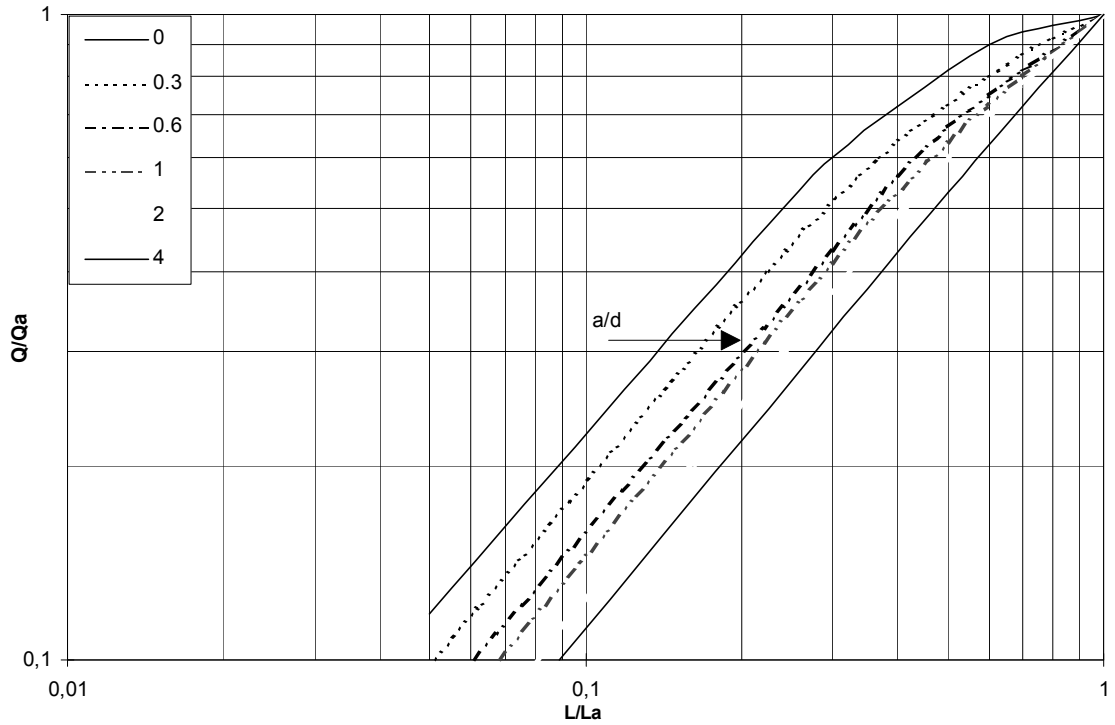


FIGURA D.A.5

CURVAS PARA ESTIMAR EL CAUDAL DE CAPTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD REAL DEL SUMIDERO

ANEXO D.2

DISEÑO HIDRÁULICO DE SUMIDEROS

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE SUMIDEROS

Los sumideros son las estructuras diseñadas para recolectar la escorrentía que drena a través de las calles. Estas estructuras deben ser convenientemente ubicadas y dimensionadas. Los sumideros tiene cajas o cámaras, las cuales están conectadas a la red de alcantarillado.

CUNETAS

Las cunetas son las depresiones en los extremos de las vías, calles o calzadas que recogen la escorrentía pluvial que drena a éstas.

Estimación del caudal en la cuneta

Para determinar la capacidad de un sumidero, es necesario conocer primero las características de la escorrentía en la cuneta aguas arriba de éste.

La capacidad de una cuneta depende de su forma, pendiente y rugosidad. Si se conocen las pendientes transversal y longitudinal de la calle, la cuneta puede representarse como un canal abierto de sección triangular y su capacidad hidráulica puede estimarse con la fórmula de Manning de flujo uniforme. Ésta ha sido usualmente representada mediante el nomograma de Izzard que resuelve la siguiente ecuación:

$$Q = 0.375 \cdot Y_O^{8/3} \cdot (Z / n) \cdot S_O^{1/2} \qquad \textbf{(D.A.2.1)}$$

donde Q es el caudal en m^3/s en la cuneta, siendo Y_o la mayor profundidad de flujo en m, 1/Z la pendiente transversal, S_o la pendiente longitudinal y n el coeficiente de rugosidad de Manning. Es necesario considerar que n debe ser incrementado para tener en cuenta el efecto de flujo lateral en la calle, pues el flujo extendido y poco profundo y la profundidad transversal variable, hace que no sea simétrico y que la distribución de los esfuerzos cortantes sea irregular. Consecuentemente, el valor del coeficiente n en cunetas de pavimento bien terminado puede ser del orden de 0.015. La suposición de flujo uniforme en cunetas no es estrictamente correcta, pues se tienen condiciones de flujo espacialmente variado en la medida en que los aportes se incrementan en la dirección de flujo en la cuneta. Para pendientes longitudinales del orden de 1% el error de suponer flujo uniforme es de alrededor del 3%; sin embargo, éste se incrementa en la medida en que la pendiente disminuye, de tal manera que para pendientes muy suaves, la capacidad de la cuneta es notoriamente menor que la estimada con la ecuación de Manning. En estos casos el flujo en la cuneta debe estimarse con base en flujo espacialmente variado. Por otra parte, cuando el flujo en la cuneta se remansa alrededor del sumidero, la profundidad es controlada por las características de entrada a este último en lugar de la hidráulica de la cuneta.

En general las cunetas se construyen con una pendiente transversal del 2%. Cuando el flujo en éstas es del orden de 100 L/s es conveniente interceptar la escorrentía con un sumidero.

SUMIDEROS

En general la ubicación y espaciamiento entre sumideros están definidos por la magnitud del caudal de escorrentía pluvial que se concentre en un punto determinado y de las situaciones de inconveniencia para peatones y tráfico vehicular que este caudal pueda generar. Algunos criterios para su ubicación son los siguientes:

1. Puntos bajos y depresiones de las calzadas.
2. Reducción de pendiente longitudinal de las calles.

3. Antes de puentes y terraplenes.
4. Preferiblemente antes de los cruces de calles y pasos peatonales.
5. En todos los sitios donde el diseñador lo considere necesario, con justificación correspondiente.

Se deben analizar los planos topográficos y de pendientes longitudinales de las calles para ubicar preliminarmente un determinado número de sumideros, el cual podrá ser aumentado o reducido mediante el cálculo de caudales que justifiquen la decisión.

Tipos de sumideros

Los sumideros pueden ser de varios tipos y su selección está determinada por las características topográficas, el grado de eficiencia del sumidero, la importancia de la vía y la posibilidad de acumulación y arrastre de sedimentos en el sector. Los principales tipos de sumideros son:

1. De ventana: consiste en un abertura en la acera a manera de ventana lateral que permite la captación de agua que fluye por la cuneta. La ventana puede estar deprimida con respecto a la cuneta, lo cual permite mayor captación de escorrentía. Tiene la ventaja de que por su ubicación no interfiere con el tránsito, pero su mayor inconveniente radica en que captan fácilmente sedimentos y desperdicios. Esto último puede mitigarse con la colocación de rejillas en la ventana. Su eficiencia hidráulica disminuye si no existe depresión en la cuneta o si se encuentra localizado en cunetas con pendiente longitudinal pronunciada. Su longitud mínima es de 1,5 m, la depresión transversal debe tener un ancho entre 0,3 a 0,6 m con una pendiente hasta de 8%. No es recomendable su uso en calles con pendientes longitudinales mayores al 3%.
2. De rejillas en cunetas: consiste en una caja donde penetran las aguas de escorrentía, cubierta con una rejilla, preferiblemente con barras en sentido paralelo al flujo, aunque pueden colocarse de manera diagonal para favorecer el tránsito de bicicletas, a menos que la separación de las barras paralelas al flujo sea de menos de 2,5 cm. Su mayor ventaja radica en su mayor capacidad de captación en pendientes longitudinales pronunciadas de las calles. Sin embargo, tiene la desventaja de que pueden captar desperdicios que reducen el área útil de la rejilla.
3. Mixtos: consiste en una combinación de los dos tipos anteriores que pretende mejorar la eficiencia del sumidero de ventana y reducir la ocupación de la calzada del sumidero de rejillas. Su uso es recomendable en sitios donde en principio es preferible uno de ventana pero donde su eficiencia de captación es menor al 70%.
4. De rejillas en calzada: consiste en una caja transversal a la vía y a todo lo ancho de ésta, cubierta con rejillas. Su mayor inconveniente es el daño frecuente por el peso de los vehículos y la captación de desperdicios que reducen su área de captación de flujo.

De acuerdo con el diseño de la caja, los sumideros se clasifican como sumideros con o sin sello hidráulico y como sumideros con o sin desarenador. El sumidero con sello hidráulico se utiliza en sistemas combinados y su propósito es evitar la salida de gases y olores y la proliferación de mosquitos, mientras que el sumidero sin sello es propio de sistemas pluviales donde la naturaleza de las aguas de escorrentía no genera los anteriores problemas. El sumidero con desarenador se usa cuando es previsible el arrastre de arenas y/o gravas por falta de pavimentación o por áreas tributarias con cobertura vegetal deficiente. Los sumideros con sello hidráulico o con desarenador requieren de mayor mantenimiento.

Capacidad hidráulica de sumideros

Los sumideros deben dimensionarse para que en conjunto puedan captar las aguas de escorrentía esperadas para el período de retorno de diseño.

La capacidad hidráulica de los sumideros de ventana puede determinarse con base en la Figura D.A.4, donde se indica el caudal de captación por longitud unitaria (Q_a/L_a) en función de la profundidad de aproximación del flujo en la cuneta (d) y de la depresión de la ventana (a). La longitud de la ventana requerida para la intercepción total del flujo es entonces igual al caudal estimado en la cuneta dividido por la capacidad unitaria de la ventana (Q_a/L_a). Si la longitud de la ventana es insuficiente para interceptar todo el caudal, el caudal Q realmente interceptado se puede estimar con la Figura D.A.5 como una función de las relaciones a/d y L/L_a, donde L es la longitud real del sumidero de ventana.

En el caso de sumideros de rejillas su longitud libre debe ser suficiente para que el agua pueda caer por las aberturas sin golpear el extremo de aguas abajo de la rejilla. Experimentalmente se ha encontrado que esta longitud libre L (m) debe ser por lo menos igual a

$$L = 0.94 \cdot V \cdot h^{0.5} \qquad \textbf{(D.A.2.2)}$$

donde V es la velocidad media de aproximación del prisma de flujo en la cuneta interceptado por el sumidero (m/s) y h es la caída de la superficie de agua hasta la parte inferior de la rejilla en m, (es decir la profundidad media del prisma de aproximación más el espesor de la rejilla). V y la profundidad media del prisma de aproximación pueden ser estimados con base en la ecuación D.A.2.1.

Los sumideros de rejillas con agua estancada, es decir con velocidad de aproximación despreciable, y cabeza H menor que 12 cm, se comportan como vertederos con una longitud de cresta L igual al perímetro del sumidero sobre el cual fluye el agua y con un coeficiente de descarga de aproximadamente 1,65. Si un lado del sumidero es adyacente a la acera, aquel no debe ser incluido en el perímetro. En consecuencia, la capacidad del sumideros bajo estas condiciones es:

$$Q = 1.65 \cdot L_C H^{3/2} \qquad \textbf{(D.A.2.3)}$$

donde Q está en m3/s, y Lc y H en m. Si H es mayor de aproximadamente 0,4 m , el sumidero funciona como un orificio con un área igual a la correspondiente a las aberturas de las rejillas y un coeficiente de descarga de alrededor de 0,6. Si H está entre 0,12 y 0,4 m, existen condiciones de transición y la capacidad del sumidero está entre la de un orificio y la de un vertedero.

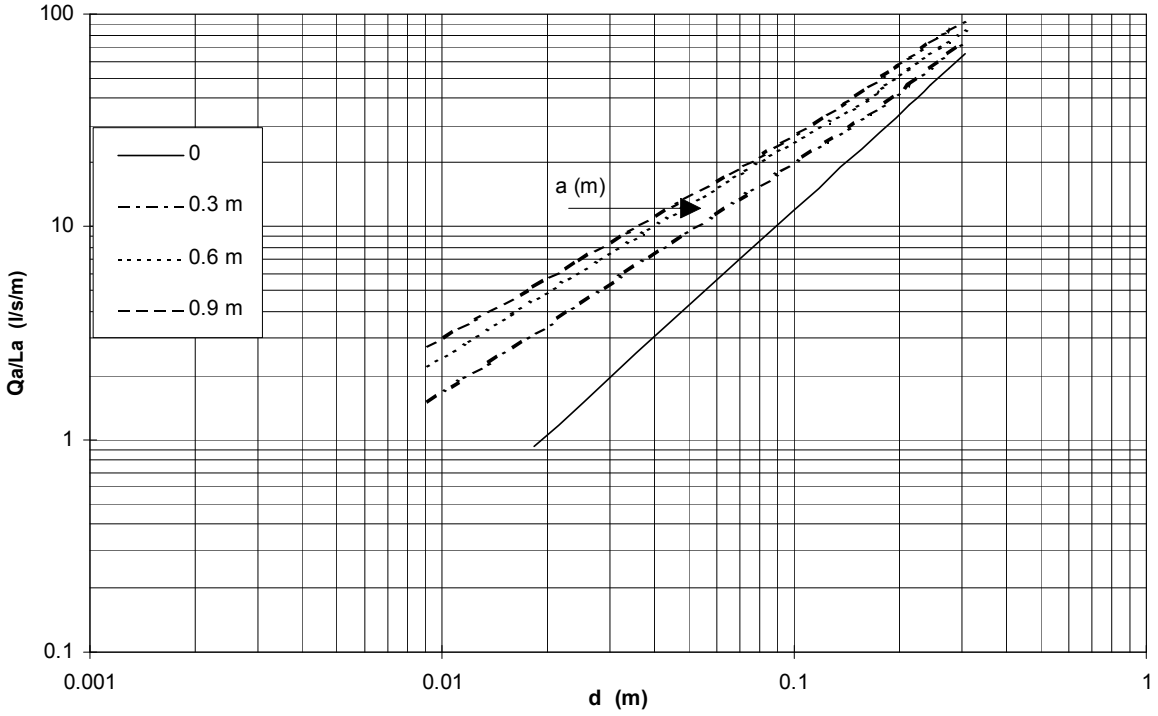


FIGURA D.A.4
CURVAS PARA ESTIMAR EL CAUDAL DE CAPTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD REAL DEL SUMIDERO

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguas de Manizales S. A. E.S.P., Normas de diseño y construcción de redes de alcantarillado.

American Society of Civil Engineers, ASCE, Standard Guidelines for the Design of Urban Subsurface Drainage, 1993.

American Society of Civil Engineers, ASCE, Gravity Sanitary Design and Construction.

Arocha, S., Cloacas y drenajes, teoría & diseño, Ediciones Vega, 1983.

Associaçao Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, Normas de esgotos sanitários: estudo de concepcao de sistemas de esgoto sanitário (NB-566, 1986); projeto de redes coletoras de esgoto sanitário (NB-567, 1986); Projeto de interceptores de esgoto sanitário (NB-568, 1989); Projeto de estacoes elevatórias de esgoto sanitário (NB-569, 1989).

Azevedo-Netto, J. M., Tecnologías innovadoras y de bajo costo utilizadas en los sistemas de alcantarillado, OPS, Serie Técnica No. 29, julio 1992.

Chow, V. T., Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, 1959.

Chow, V. T., D. R. Maidment y L. W. Mays, Applied Hydrology, McGraw-Hill, 1988.

Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga, CDMB, Normas técnicas para diseño de alcantarillado, 1994.

Dolz, J., M. Gómez y J. P. Martín, Inundaciones y redes de drenaje urbano, Universidad Politécnica de Cataluña, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1992.

Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, EAAB - ESP, Diseño, construcción y materiales de alcantarillado, 1985.

Empresas Públicas de Medellín, Normas de diseño: acueducto, alcantarillado, vertimientos industriales.

Fair, G. M., J. C. Geyer y D. A. Okun, Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, Limusa, 1974.

French, R., Hidráulica de canales abiertos, McGraw-Hill, 1988.

Hansen, J. A. y H. Therkelsen, Alternative Sanitary Waste Removal Systems for Low-Income Urban Areas in Developing Countries, Trykt, 1977.

Maidment, D. R., editor, Handbook of Hydrology, McGraw-Hill, 1992.

Mara, D., editor, Low-Cost Sewerage, John Wiley & Sons, 1996.

Mara, D., Low-Cost Urban Sanitation, John Wiley & Sons, 1996.

Metcalf & Eddy, Inc., Wastewater Engineering, Collection and Pumping of Wastewater, McGraw-Hill, 1981.

Ministerio de Desarrollo Humano, DINASBA, Norma técnica de diseño para sistemas de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, NB 688, Bolivia. Nov., 1996.

Ministerio de Desarrollo Humano, DINASBA, Reglamentos técnicos de diseño para sistemas de alcantarillado, NB 688, Bolivia. Nov., 1996.

MOPT, Normas para el diseño de alcantarillados, 1990 (Normas Insfopal, 1970).

Nalluri, C., Design of Sewerage Systems, Department of Civil Engineering, University of Newcastle upon Tyne, Memorias seminario internacional análisis y diseño de redes de acueducto y alcantarillado, Universidad de los Andes, septiembre, 1988.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Medio Ambiente MDU, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo PNUD, Redes de alcantarillado simplificado, Manual Técnico 1, julio 1987.

Silva, L. F., Diseño de acueductos y alcantarillados, 10 edición.

Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, Facultad de Ingeniería, Normas de proyectos para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la república mexicana. México.

Wanelista, M. P. y Y. A. Yousef, Storm Management, John Wiley & Sons, 1993.

Water Environment Federation, Existing sewer evaluation & rehabilitation, WEF Manual of Practice FD-6, ASCE Manuals and reports on engineering practice No. 62, 1994.