

# MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

## SISTEMAS ALTERNATIVOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

21



# MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

## SISTEMAS ALTERNATIVOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento  
Sistemas Alternativos de Alcantarillado Sanitario

ISBN: 978-607-626-030-2

D.R. © Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales  
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña  
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua  
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo  
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.  
Tel. (55) 5174•4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México

Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,  
sin fines de lucro y citando la fuente.

# CONTENIDO

Presentación	V
Objetivo general	VII
Introducción a los sistemas alternativos de alcantarillado sanitario	IX
1. Sistemas de alcantarillado no convencionales	1
1.1. Sistemas de alcantarillado por vacío (SAV)	1
1.1.1. La red de alcantarillado por gravedad	2
1.1.2. Red de alcantarillado por vacío	8
1.1.3. Estación de vacío	12
1.1.4. Calibración del sistema para su puesta en marcha	18
1.1.5. Aspectos generales del SAV	18
1.2. Sistemas de alcantarillado por presión (SAP)	19
1.2.1. Sistemas de alcantarillado por presión con bomba demoledora	19
1.2.2. Sistemas de alcantarillado por presión a paso	22
1.3. Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos (RASAS)	25
1.4. Componentes generales de un sistema de alcantarillado Alternativo	28
1.4.1. Tubería	28
1.4.2. Hermeticidad y pruebas	28
1.5. Selección de sistemas alternativos de alcantarillado	29
2. Características hidráulicas asociadas a los sistemas de alcantarillado alternativos	35
2.1. Datos generales necesarios para el diseño	36
2.1.1. Aportación de aguas residuales	36
2.1.2. Gastos de diseño	36
2.1.3. Pérdidas de carga en conductos a presión	38
2.1.4. Pérdidas de carga en conductos a superficie libre	39
2.2. Consideraciones particulares en los sistemas de alcantarillado por vacío	42
2.2.1. Velocidades en SAV	43
2.2.2. Ecuaciones aplicables a los SAV	43
2.2.3. Consideraciones generales del diseño de la red	43
2.2.4. Diseño de la estación de vacío	46
2.3. Consideraciones particulares en los sistemas de alcantarillado por presión	48
2.3.1. Velocidades en SAP	48
2.3.2. Ecuaciones aplicables a los SAP	49

2.3.3. Diseño del cárcamo de bombeo y equipo de bombeo para aguas residuales	49
2.3.4. Diseño del tanque séptico	49
2.3.5. Diseño de la red de alcantarillado	49
2.3.6. Métodos de solución	51
2.4. Consideraciones particulares en las redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos	51
2.4.1. Velocidades en RASAS	51
2.4.2. Ecuaciones aplicables a los RASAS	52
2.4.3. Diseño del tanque séptico	52
2.4.4. Diseño de la red de alcantarillado	52
2.5. Diseño de cárcamos	53
2.5.1. Volumen del cárcamo	53
2.5.2. Volumen máximo	54
2.5.3. Dimensiones de la toma	55
2.5.4. Cárcamos con canal	56
2.5.5. Cárcamo circular	60
2.5.6. Cárcamo rectangular	63
3. Ejemplos de diseño	65
3.1. Sistemas alternativos de alcantarillado sanitario	65
3.1.1. Introducción del ejemplo	65
3.1.2. Estimación del gasto de aportación	67
3.1.3. Sistema de alcantarillado por vacío	69
3.1.4. Sistema de alcantarillado por presión	77
3.2. Sistema de alcantarillado mixto	83
3.2.1. Introducción del ejemplo	83
3.2.2. Diseño convencional de la red de alcantarillado	83
3.2.3. Sistema de alcantarillado a presión con bomba demoledora	90
3.3. Sistema de alcantarillado sin arrastre de sólidos	94
Conclusiones	99
Tabla de conversiones de unidades de medida	103
Ilustraciones	113
Tablas	117

# PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México**.

**Director General de la Comisión Nacional del Agua**



## OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (MAPAS) está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



# INTRODUCCIÓN A LOS SISTEMAS ALTERNATIVOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Tradicionalmente en México nos hemos predestinado a la selección y diseño de sistemas de alcantarillado convencionales en los que el costo de operación es nulo, por lo que solo nos enfocamos a los costos rutinarios de mantenimiento; sin embargo existen comunidades donde la consideración de estos sistemas, lejos de ser un beneficio perjudican en gran medida los costos constructivos y operativos. Debido a esta situación este libro pretende dar a conocer a los profesionales de este ramo la variedad de sistemas alternativos y los factores principales a considerar para tener los elementos suficientes para realizar una correcta toma de decisión en la propuesta del sistema mas conveniente en las localidades mas difíciles de acuerdo con las condiciones topográficas del lugar o el nivel freático. Estas situaciones obligan la instalación de cárcamos de bombeo, lo cual representa un problema para los servicios de recolección, tratamiento y disposición final apropiada de las aguas residuales domésticas y un incremento en los costos de operación.

Para solventar estas situaciones, existen los sistemas de alcantarillado alternativos, los tres tipos principales de alcantarillado son: Redes de Alcantarillado Sin Arrastre de Sólidos (RASAS), Sistema de Alcantarillado por Presión (SAP) y el Sistema de Alcantarillado por Vacío (SAV).

La principal ventaja que los sistemas alternativos sobre los sistemas convencionales de alcantarillado es que estos últimos están limitados por su naturaleza al funcionamiento por gravedad teniendo que cumplir con pendientes, diámetros mínimos y cambios de direcciones que encarecen en gran medida los costos de construcción. En los sistemas alternativos estas condiciones no necesariamente son las que gobiernan el diseño del sistema por lo que se pueden hacer importantes ahorros que pueden hacer factible su preferencia sobre un alcantarillado convencional. Algunos sistemas requieren la separación de los sólidos antes de que las aguas residuales puedan entrar en la red de tuberías de recolección, mientras otros necesitan la ayuda de dispositivos mecánicos para propulsar las aguas residuales a través del sistema. Los sistemas alternativos de recolección son apropiados cuando:

1. Muchos de los propietarios tienen sistemas en el sitio tales como un tanque séptico o unidades de tratamiento aeróbico
2. Cuando los costos constructivos involucran conceptos de gran peso como el uso de ademes, bombeos de achique
3. Cuando la descarga del sistema va en contra de las pendientes topográficas naturales del terreno, obligando a la realización de grandes volúmenes de excavación
4. Cuando los materiales del terreno no garanticen que se conserven las pendientes necesarias en la red debido a hundimientos, etcétera
5. Cuando el sistema operativo cuente con la capacidad de cobro por conceptos de saneamiento en la comunidad (debido a que estos conllevan a costos elevados de operación y mantenimiento)

Durante la implantación de un sistema alternativo se debe considerar lo mayormente posible el concepto de funcionamiento a gravedad de un sistema convencional para reducir en gran medida el uso de estos sistemas, en conclusión se debe optimizar el uso de estos sistemas debido a los altos costos que conllevan. El flujo por gravedad ofrece las ventajas de poco mantenimiento, bajo costo de operación y poca capacitación del personal (Mays, 1996).

El objetivo principal de este libro es acercar a los organismos operadores a tecnologías alternativas de desalojo de aguas residuales. A pesar de que estos sistemas están en desarrollo desde los años cincuentas del siglo pasado, en México no han tenido un gran desarrollo, pero pueden presentar una oportunidad para solventar situaciones particulares que es complicado resolver con métodos tradicionales.

Estos sistemas alternativos de alcantarillado o parte de ellos comunmente son compuestos por elementos prefabricados y algunos son productos de patente, que por su naturaleza no se diseñan, más bien son instalados y puestos en servicio por el fabricante, por lo que la tarea del personal del organismo operador es seleccionar el tipo de sistema más adecuado para resolver el problema que se le presenta y revisar que éste funcione de acuerdo a lo solicitado.

Es por esta razón que a lo largo del libro se presentan tres distintos sistemas alternativos de alcantarillado sanitario, los elementos principales que los conforman y los ejemplos están enfocados a la revisión del funcionamiento hidráulico, considerado principalmente elementos prefabricados.

# 1

## SISTEMAS DE ALCANTARILLADO NO CONVENCIONALES

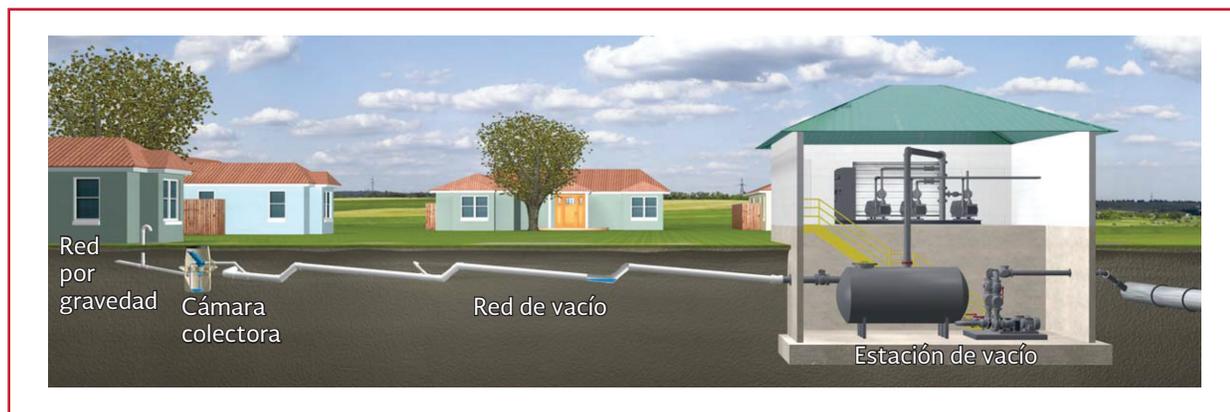
Los sistemas tradicionales y de mayor uso para la recolección de aguas residuales transportan el flujo que descargan las viviendas u otra fuente por medio de gravedad, a través del sistema de tuberías hacia una planta de tratamiento. Este tipo de sistemas son fiables y no consumen energía eléctrica. Sin embargo requieren de pendientes adecuadas para el transporte del flujo lo que puede generar excavaciones profundas en terrenos planos o accidentados, así como la necesidad de estaciones de bombeo (en caso de no encontrarse las condiciones necesarias para flujo el por gravedad), lo que implica un incremento en el costo de la construcción y operación de la red de alcantarillado. Es en este punto donde el uso de sistemas alternativos de alcantarillado toma relevancia, ya que pueden ser opciones fiables en zonas donde la instalación y operación de los sistemas de alcantarillado tradicionales son poco viables.

Existen diferentes tipos de alcantarillado no convencional y difieren tanto en el funcionamiento como en características y equipos, dando como resultado diferentes condiciones hidráulicas de operación.

### 1.1. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO POR VACÍO (SAV)

Las aguas residuales de una o más viviendas fluyen por gravedad por medio de una tubería (albañal) hasta una cámara colectora, la cual esta provista de una válvula de vacío (ver la Ilustración 1.1). Cuando la cámara colectora llega a almacenar un cierto volumen, la válvula se abre y mediante presión diferencial impulsa el contenido hacia la red, la cual cuenta con bombas de vacío que mantienen un nivel constante de presión en todo el sistema. Las aguas residuales alcanzan una velocidad de transporte de hasta 5 m/s en la red a través de una configuración conocida como "dientes de sierra", este arreglo asegura niveles de vacío adecuados al final de cada línea, evita que el tubo se selle y evita el contraflujo. Las aguas residuales llegan a un tanque de vacío (instalado en una estación de vacío), en el cual mediante un arreglo de bombas separan el volumen de mezcla aire-gas y por el otro el volumen de aguas residuales que distribuyen hacia una planta de tratamiento, colector existente u otra red de alcantarillado.

Ilustración 1.1 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado por vacío (Adaptado de Airvac, 2008)



Es adecuado un SAV para las siguientes condiciones:

- Terrenos con nivel freático alto
- Áreas inundables
- Terrenos rocosos, arenosos, pantanosos, inestables o con material de relleno
- Diseño de sistemas de alcantarillado en contra pendiente con el terreno natural
- Sistemas ecológicos sensibles
- Infraestructuras como puertos, aeropuertos, estaciones de ferrocarriles
- Zonas donde la cantidad de obstáculos influyan potencialmente en los costos de inversión obstáculos (cruce de ríos, canales, etcétera)

La experiencia ha demostrado que un sistema de este tipo comienza a ser rentable en poblaciones superiores a las 75 tomas domiciliarias por cada estación de vacío, para que el uso de un SAV tenga un costo eficiente. Esta tendencia mínima de viviendas es requisito que hace que el SAV sea más adecuado para comunidades pequeñas con una densidad relativamente alta de viviendas (EPA, 1991).

Un sistema de alcantarillado por vacío se compone principalmente de cuatro elementos.

1. Red de alcantarillado por gravedad
2. Cámara colectora
3. Red de alcantarillado por vacío
4. Estación de vacío

### 1.1.1. LA RED DE ALCANTARILLADO POR GRAVEDAD

#### 1.1.1.1. Descarga domiciliaria para SAV

Se realiza por medio de albañales convencionales que funcionan a gravedad con pendientes entre el 1 y 2 por ciento, que posteriormente confluyen a atarjea que también funciona por gravedad, esta entrega su contenido a la cámara colectora (Ilustración 1.2).

#### 1.1.1.2. Cámara colectora

La cámara colectora es el elemento de interacción entre el funcionamiento por gravedad (llegada desde las descargas domiciliarias, tal como se muestra en la Ilustración 1.3) y la presión de vacío en la red. La cámara superior contiene una válvula que permite la evacuación del agua residual de la cámara inferior y el ingreso de aire al sistema (Ilustración 1.4). Comúnmente estas cámaras se diseñan para permitir un máximo de 4 conexiones separadas entre sí a 90 grados.

Ilustración 1.2 Descarga domiciliaria convencional

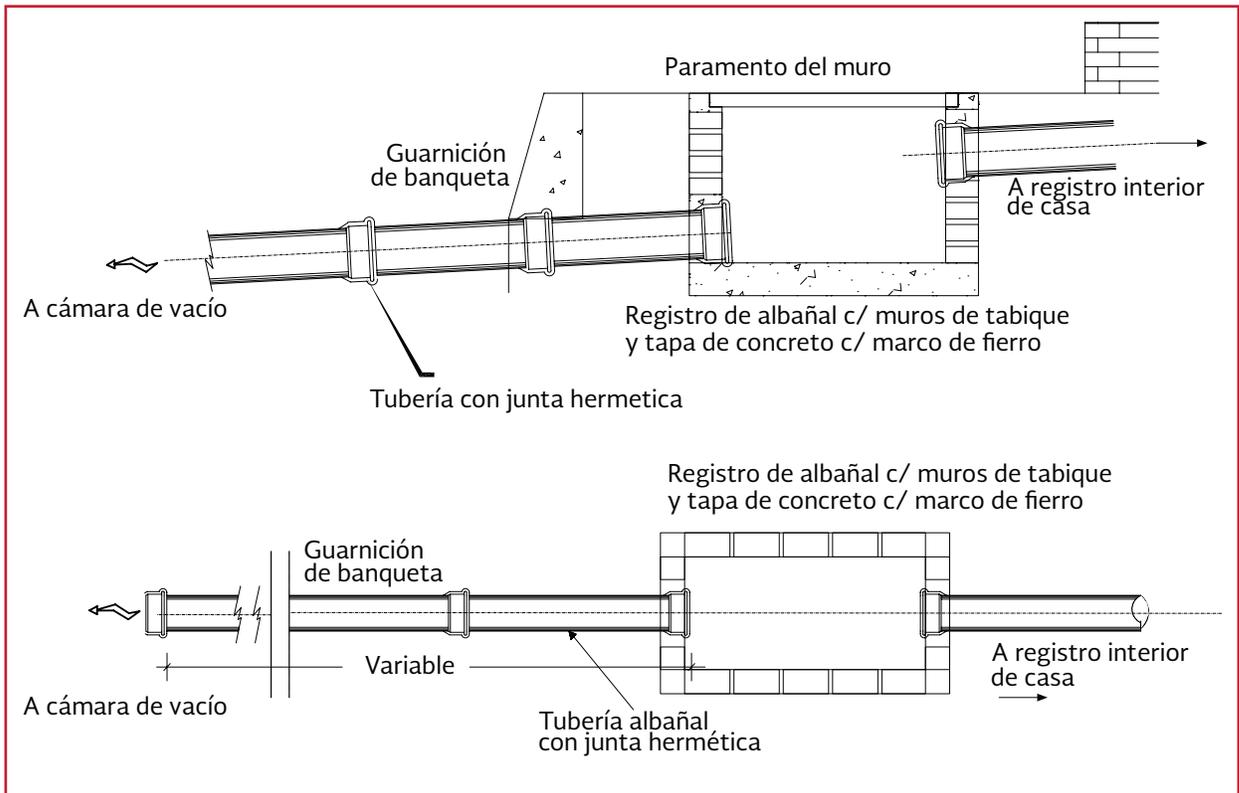
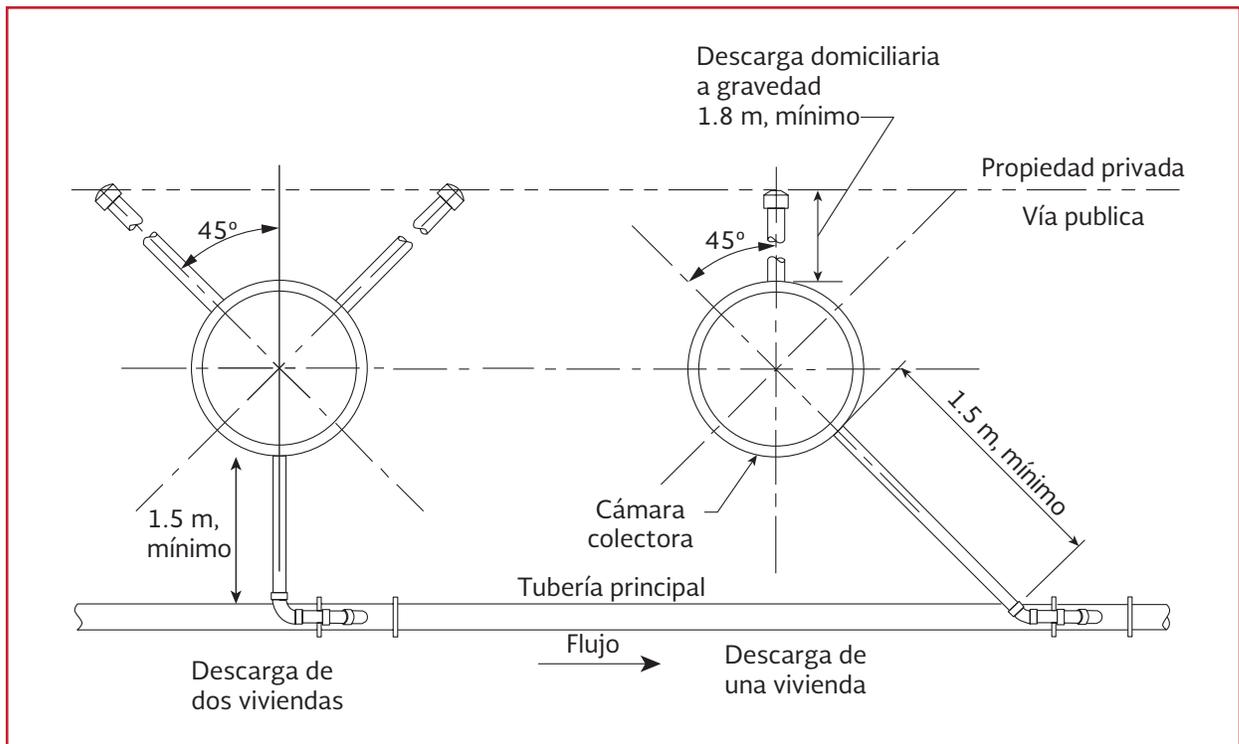


Ilustración 1.3 Típica configuración de las descargas a gravedad y la cámara de vacío (adaptado de Airvac, 2008)

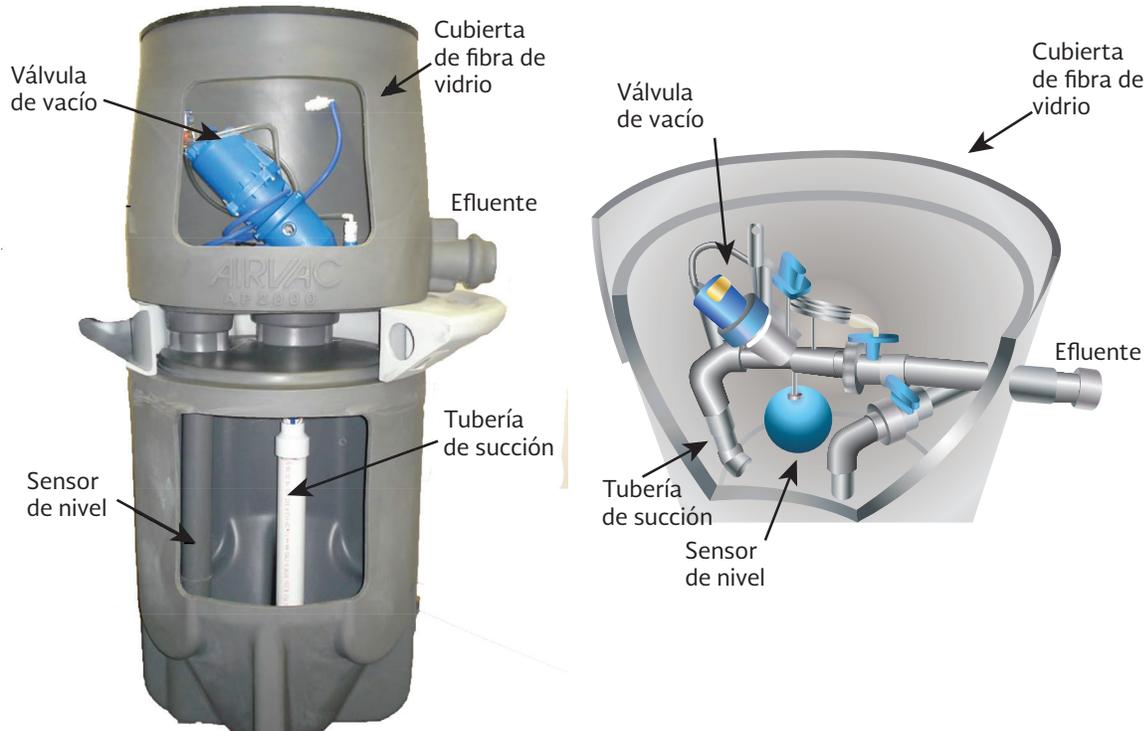


## Respiraderos

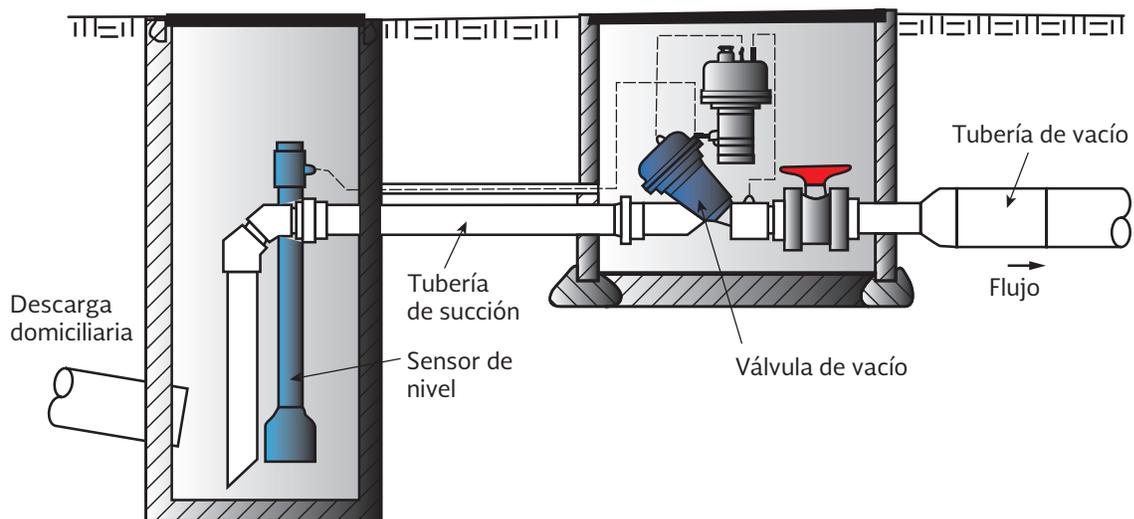
Para un adecuado funcionamiento, se debe colocar una toma de aire o respiradero, aguas abajo de cada descarga domiciliar y antes de

la cámara colectora. El objetivo de esta toma es proporcionar una cantidad suficiente de aire en la red de vacío para actuar como la fuerza impulsora detrás del agua residual que se evacua desde la cámara colectora (Ilustración 1.5).

Ilustración 1.4 Cámara colectora para SAV



a) Cámara colectora prefabricada (Modificadas de Airvac, 2008 y <http://www.viavac.net>)



b) Cámara colectora de fabricación en sitio (Adaptada de MVCyS, 2013)

Se debe tener precaución de no colocar un respiradero dentro de los domicilios, ya que si bien, puede proporcionar el aire necesario para el funcionamiento, su ubicación podría dar lugar a problemas de estancamiento dentro de la vivienda.

Otra alternativa, es colocar un respiradero, directo en la cámara colectora (Ilustración 1.6), con la cual se elimina la necesidad de colocar una en cada descarga domiciliaria, sin embargo a diferencia de los respiraderos domiciliarios, existe la posibilidad de no tener un lugar adecuado para su instalación, ya que estos deben instalarse cerca de la cámara colectora y, como puede observarse en la Ilustración 1.6, el respiradero emerge del suelo una distancia de 90 centímetros, como mínimo.

### ***Almacenamiento adicional y recuperación del sistema***

Para evitar la saturación de la cámara colectora y con esto, un funcionamiento inadecuado del sistema se puede instalar un tanque o cámara adicional de almacenamiento temporal, anexo a la cámara colectora.

Una válvula de vacío es capaz de desalojar un flujo de aproximadamente 1.8 L/s de agua residual, considerando una adecuada carga de succión en la red (-5 a -7.5 m). Esta capacidad se consigue cuando los ciclos de operación son menores a 3 veces por minuto. La duración de un ciclo completo de la válvula es de 6 a 8 segundos, que consta de dos etapas: la primera (2 - 3 segundos) es para desalojar el agua de la cámara y la segunda (4 - 5 segundos) para ingresar aire al sistema. Durante este tiempo, los niveles de vacío en la válvula disminuyen hasta la presión

atmosférica; esta diferencia de carga permite transportar el agua residual a través de la red de tuberías hasta la estación de vacío. Una vez concluido el ciclo, la válvula se mantiene cerrada hasta el inicio del siguiente, que ocurre cuando el volumen de agua en la cámara alcanza el nivel requerido para su activación. La recuperación de la presión de vacío se produce durante el tiempo en que la válvula se mantiene cerrada. Por lo general se necesita un período de recuperación de 10 a 15 segundos.

Cuando no se alcanza el tiempo de recuperación entre ciclos, se presenta una condición de niveles de vacío bajo, lo cual ocasiona un menor ingreso de agua y aire. Esto puede ocurrir, por ejemplo, en una cámara con altas tasas de descarga domiciliaria y donde la activación de la válvula se da en períodos cortos de tiempo (más de 3 ciclos por minuto). El resultado sería un diferencial de presión progresivamente decreciente y por tanto menores tasas de evacuación.

Esto se debe tomar en cuenta para el dimensionamiento de la cámara colectora y de la posibilidad de colocar más de una válvula de vacío, tal como se muestra en la Ilustración 1.7.

Algunos fabricantes recomiendan el uso de una o más válvulas, en función del flujo de descarga. La Tabla 1.1 muestra las capacidades de diseño recomendadas, así como los caudales máximos permisibles de diseño.

#### **1.1.1.3. Válvula de vacío**

Otra consideración importante es la ubicación de las válvulas de vacío a lo largo de la red. Para

Ilustración 1.5 Respiradero a la salida de una descarga domiciliaria

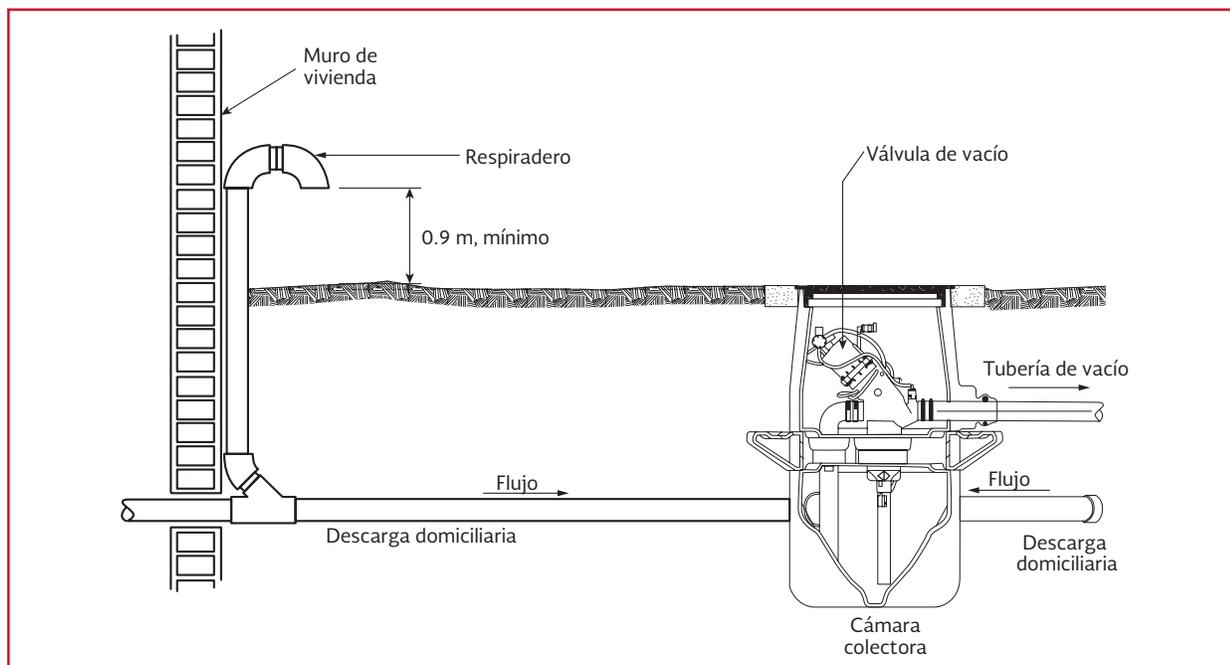


Ilustración 1.6 Respiradero directo a cámara colectora

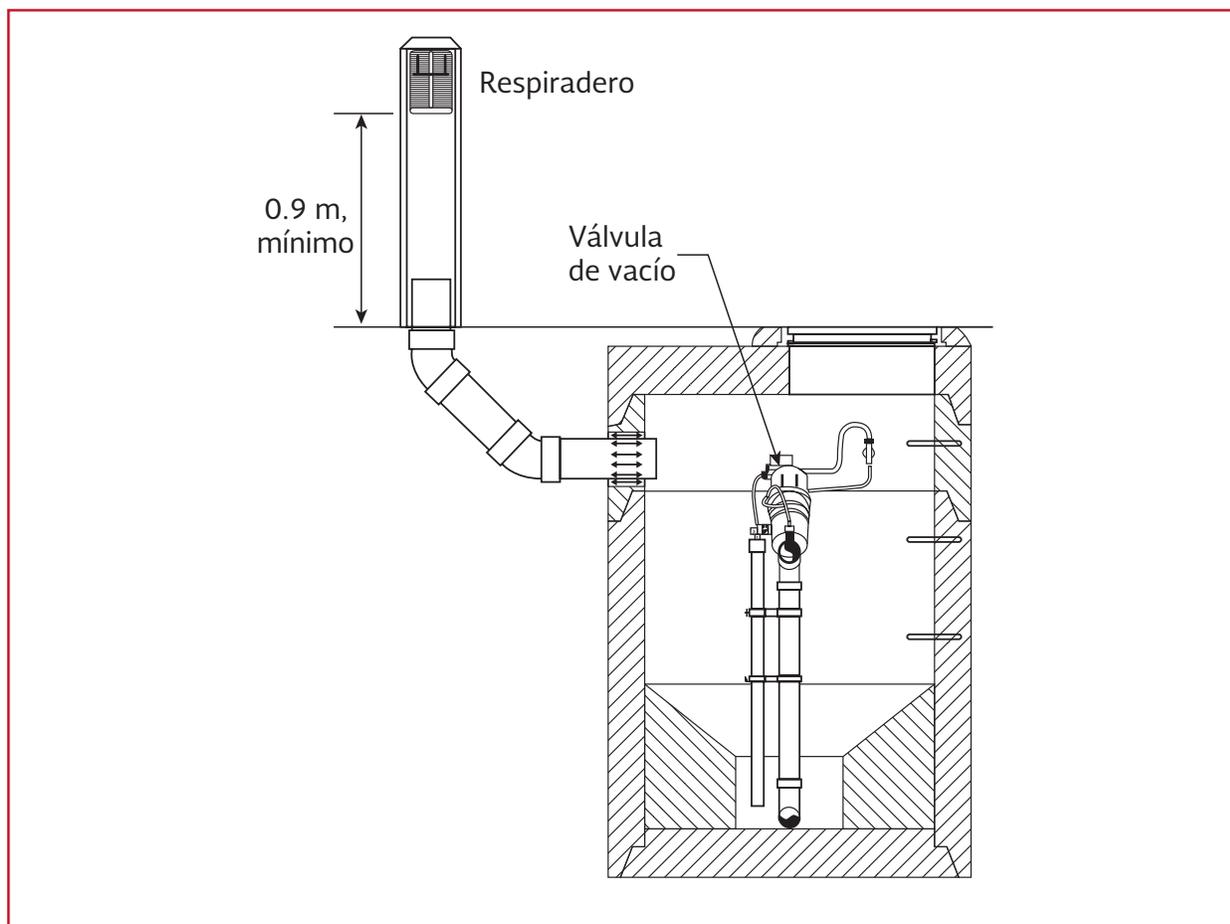


Ilustración 1.7 Arreglo de una cámara colectora con dos válvulas de vacío (Adaptada de Airvac, 2008)

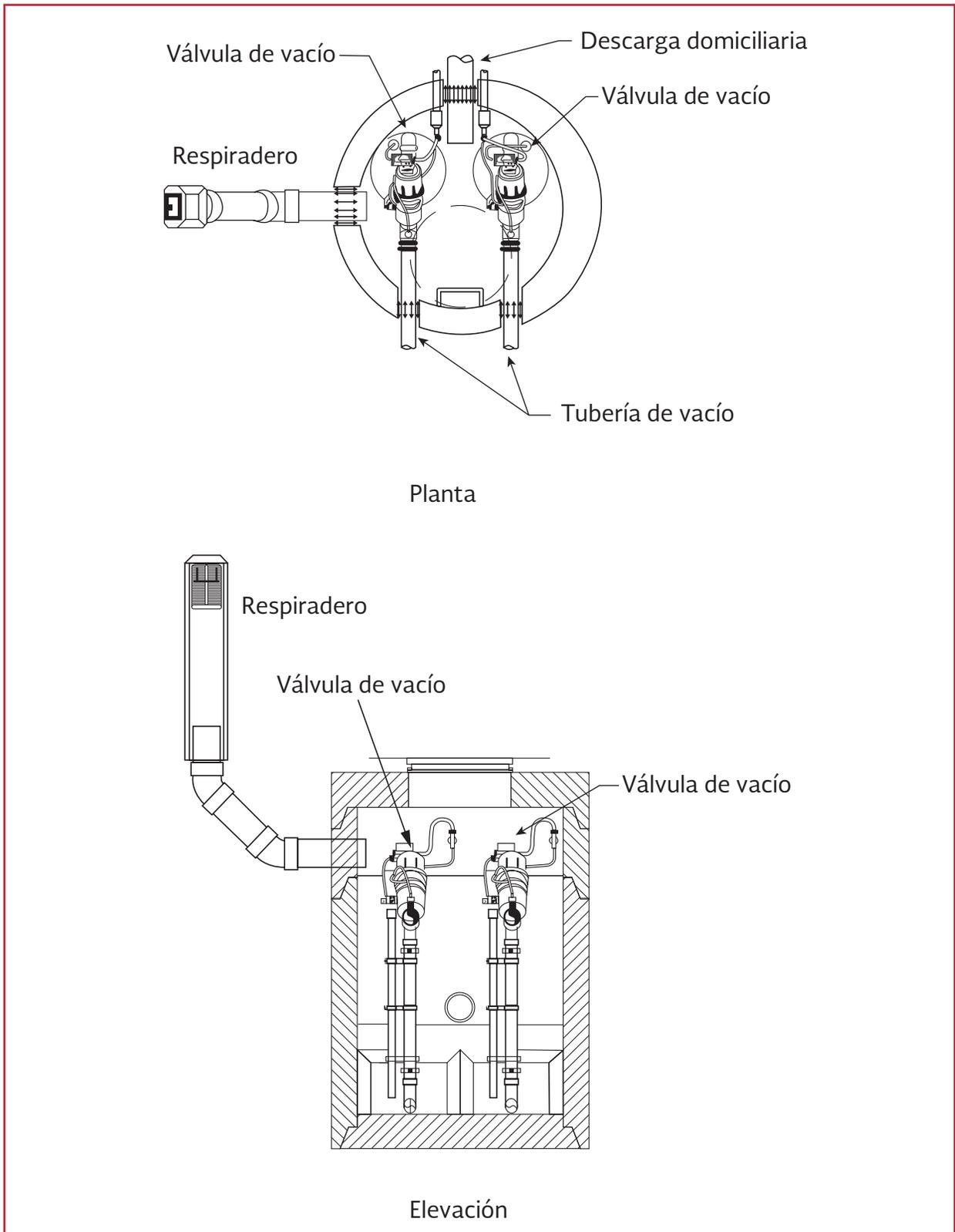


Tabla 1.1 Recomendaciones de arreglo, en función del flujo (Adaptada de Airvac, 2008)

Tipo de arreglo	Gasto de diseño		Gasto máximo de operación
	L/s		
	de	a	
Cámara con una válvula	0.20	0.95	1.89
Cámara con dos válvulas	0.95	1.89	3.79

el diseño hidráulico, la cámara colectora (con su válvula de vacío) es más que el punto de conexión de descargas domiciliarias; ya que es elemento de entrada de energía al sistema.

El movimiento del líquido dentro de la red de alcantarillado por vacío se genera por un diferencial de presión, el cual se crea cuando una válvula de vacío se abre y permite que el ingreso de aire a presión atmosférica en el al sistema de alcantarillado que funciona con una presión negativa. Por tanto en el diseño de estos sistemas se debe evitar largos tramos de tubería de vacío sin conexiones domésticas.

Una válvula de vacío funciona bajo la acción de dos fuerzas: presión de vacío o negativa y presión atmósfera. Su funcionamiento es el siguiente: el agua residual ingresa a la cámara y el fluido comprime el aire dentro del tubo del sensor. Esta presión hace que el resorte en el controlador entre en tensión y accione una válvula de tres vías. Esta válvula se abre, permitiendo que el sensor tome el vacío y lo aplique a la cámara de accionamiento para abrir la válvula. Este controlador es capaz de mantener la válvula totalmente abierta (3 a 10 segundos). Al terminar este periodo de tiempo, el aire atmosférico entra en la cámara de accionamiento permitiendo el cierre de la válvula mediante los resortes.

El controlador de la válvula se diseña para permitir un periodo de tiempo adecuado, según lo establecido por el operador, además permite la

evacuación en cada ciclo de aproximadamente 40 litros de agua residual (ver Ilustración 1.8).

## 1.1.2. RED DE ALCANTARILLADO POR VACÍO

### 1.1.2.1. Tuberías

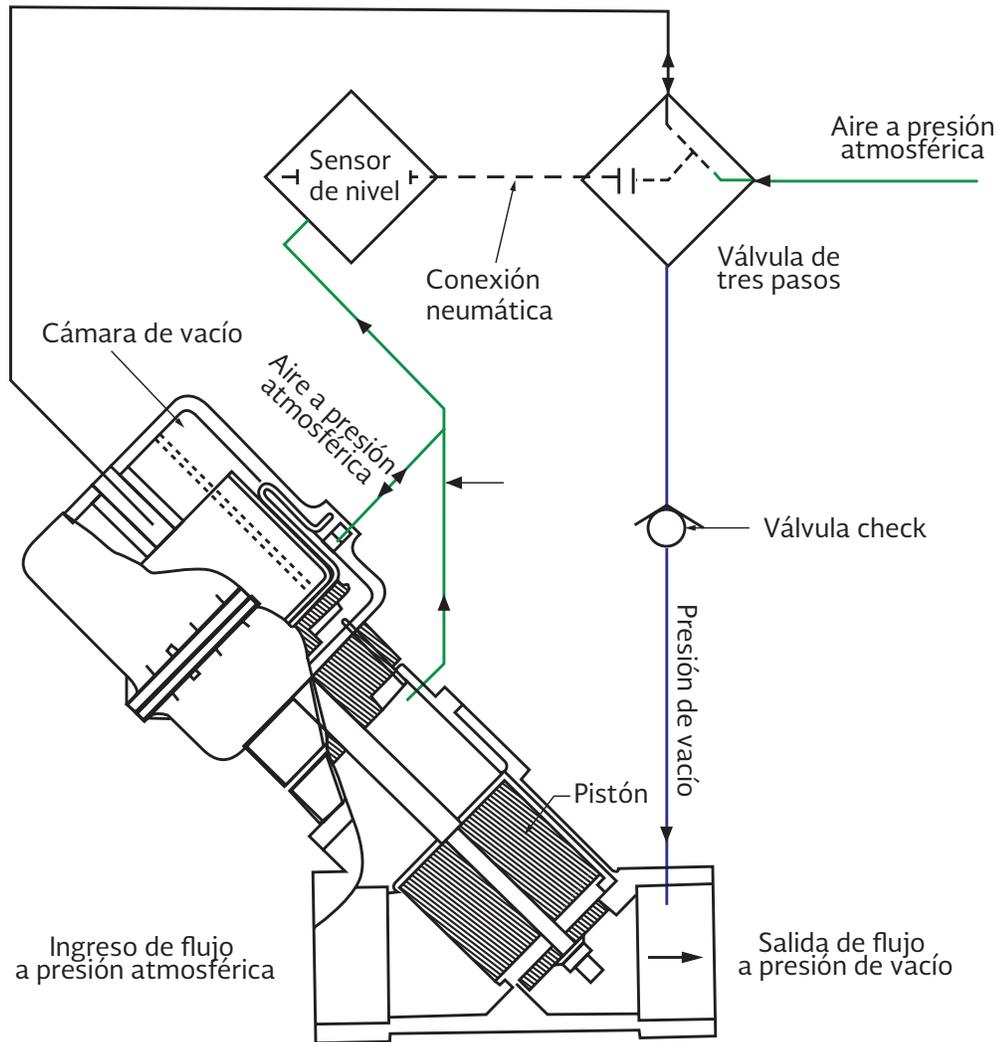
La red de alcantarillado que conecta las cámaras colectoras al tanque de la estación de vacío, comúnmente está conformada por tubería de PVC Cedula 40 o SDR 21. Para reducir la expansión y contracción debida a los esfuerzos inducidos, se deben utilizar juntas flexibles certificadas de acuerdo con la norma ASTM D-3139 que garantiza su uso en condiciones de vacío. Los accesorios y piezas especiales con conexión soldada rígida deben estar de acuerdo con la norma ASTM D-1784 y ASTM D-2466.

### *Longitud de tubería*

La longitud de las tuberías para la red de vacío está condicionada por dos factores. La diferencia de elevación, que no debe exceder de 4 metros y pérdida de carga por conducción, que no debe exceder de 1.5 metros.

Debido a las condiciones hidráulicas, topográficas y de calidad del agua no es posible establecer una longitud máxima constante. En terrenos perfectamente planos, sin obstáculos o cambios de dirección, es posible lograr una longitud de 3

Ilustración 1.8 Válvula de vacío



a) Componentes de una válvula de vacío (EPA, 1977)



b) Válvula de vacío (<http://www.viavac.net/>)



c) Válvula de vacío (<http://www.roevac.com/>)

000 metros. Sin embargo como esta situación es poco probable y la longitud máxima permitida estará en función del análisis hidráulico. Airvac (2008), propone las longitudes máximas mostradas en la Tabla 1.2, en función del diámetro.

### 1.1.2.2. Válvulas de seccionamiento

Se recomienda colocar una válvula de seccionamiento a la salida de cada cámara colectora y en la conexión con la tubería principal (ver Ilustración 1.9). En caso de que la longitud del ramal exceda los 450 metros se recomienda una válvula de seccionamiento adicional a la mitad del tramo (Ilustración 1.10). El propósito de estas válvulas es aislar secciones del sistema, para reparación y mantenimiento.

Debe tomarse en consideración que el tipo de válvula de seccionamiento a utilizar debe tener las características adecuadas para el trabajo con agua residual y presión de vacío. De forma general, este tipo de válvula cuenta con las siguientes características:

- Sello elástico
- Disco doble excéntrico montado en buje libre de mantenimiento (para válvulas de mariposa)
- Cojinete con protección anticorrosiva en el cuerpo
- Posibilidad de cambio del anillo perfilado sin desmontar el disco

- Sistema de sellado automático con anillo perfilado puesto en cámara y apoyado por presión
- A prueba de vacío hasta 133 Pa
- Hermético en ambas direcciones del flujo

La mala selección puede provocar un desgaste prematuro en los empaques elastoméricos causando fallas en el sellado de las válvulas.

### 1.1.2.3. Vacuómetro

Se recomienda colocar un Vacuómetro inmediatamente aguas abajo de cada válvula de seccionamiento. Esto permite identificar de forma más rápida los problemas en el sistema; lo cual reduce los costos de mantenimiento y los tiempos de ejecución.

El medidor de presión deberá cumplir con las especificaciones de la norma NMX-CH-003-1993- SCFI y la NOM-013-SCFI-2004, entre las que destacan:

- Las escalas deben ser graduadas en Pa. o sus múltiplos
- El límite normal para medición de vacío, será el límite superior del alcance de medición de vacuómetro
- Se acepta el uso de medidores serie A o B con precisión de 0.2 o 0.25 por ciento, respectivamente

Tabla 1.2 Longitud máxima de tubería, en función del diámetro (Airvac, 2008)

Diámetro		Uso	Máxima longitud recomendada
in	cm		m
3	7.5	Ramal	90
4	10	Línea secundaria y línea principal	600
6, 8 y 10	15, 20, 25	Línea principal	Requiere diseño hidráulico

Ilustración 1.9 Ubicación de válvula de seccionamiento

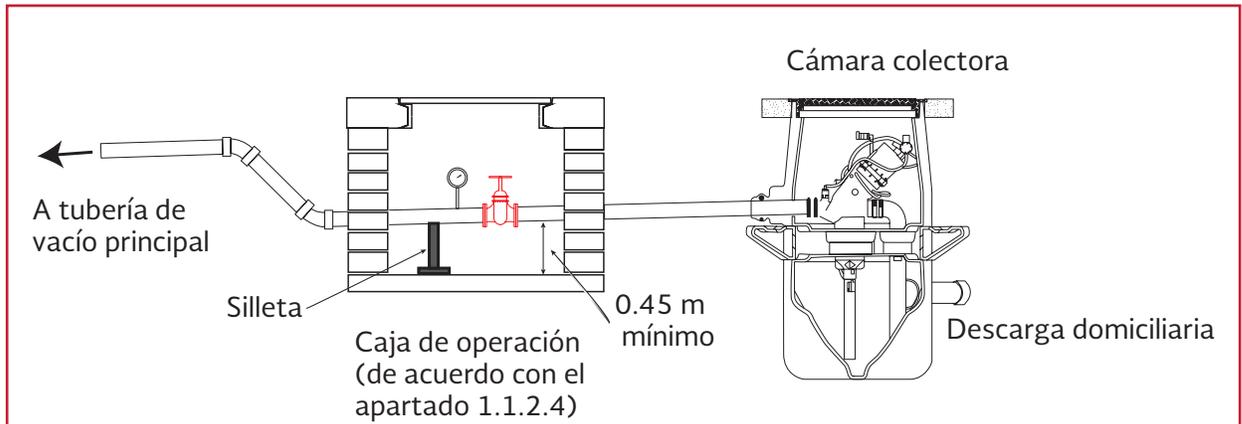
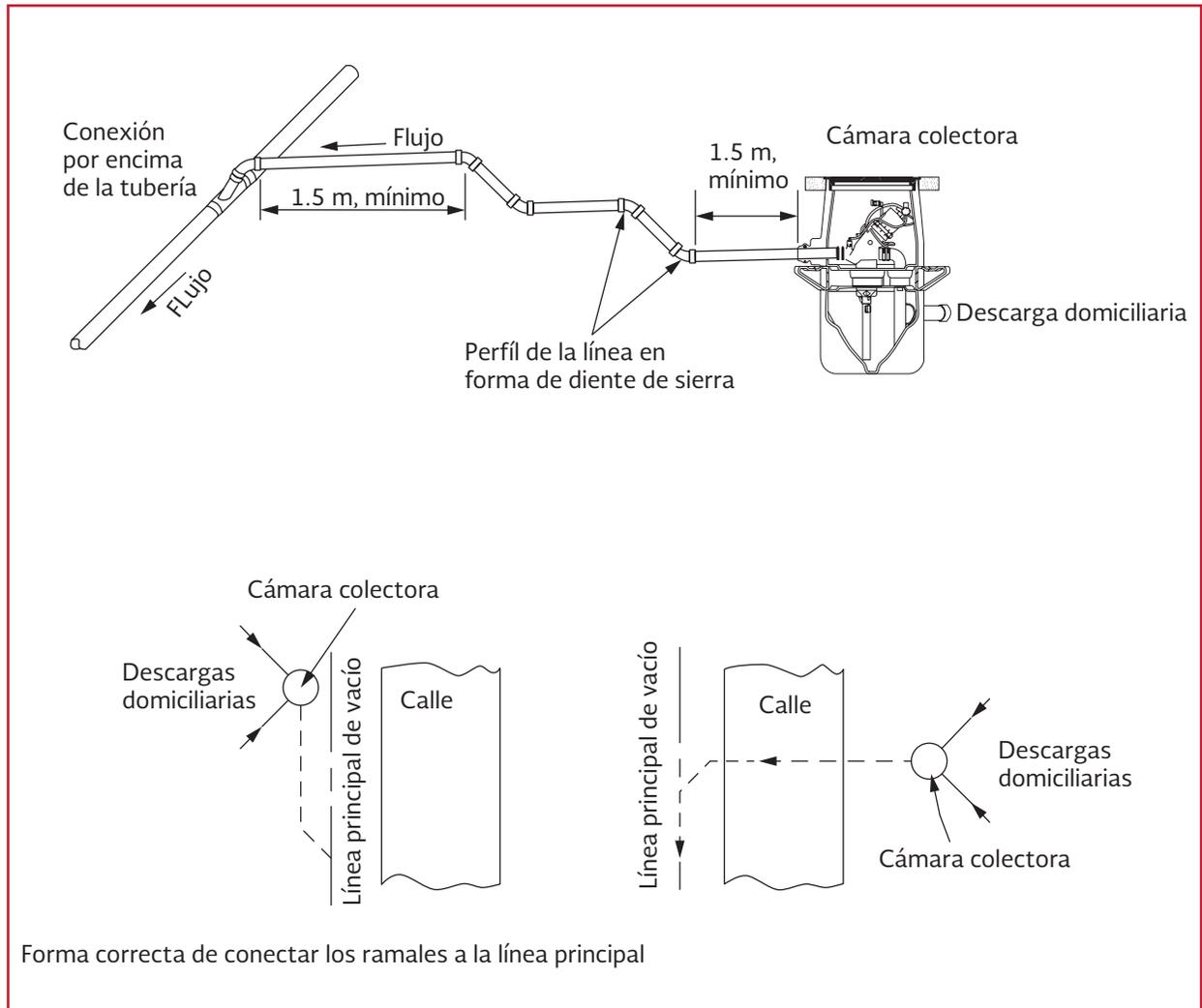


Ilustración 1.10 Conexión de la cámara colectora a la red principal



- El instrumento debe de ser instalado en la forma de uso especificada por el fabricante

#### 1.1.2.4. Cajas de operación y mantenimiento

Para la inspección de manómetros y operación de las válvulas se recomienda instalarlas dentro de una caja de operación, de acuerdo con la Ilustración 1.11, Ilustración 1.12, la Tabla 1.3 y la Tabla 1.4.

#### 1.1.2.5.Recomendaciones para el diseño de la red de alcantarillado

Hay cuatro elementos importantes a considerar cuando se diseña un sistema de alcantarillado por vacío:

1. **Ubicación de la estación de vacío:** Se debe identificar el sitio idóneo para la estación de vacío; de ser posible debe estar en un sitio que permita la conexión de varias redes de forma independiente. Esto permite diseñar redes con diámetro de tubería más pequeños, menor longitud de ramales, tuberías principales y por tanto menor pérdida global de vacío.
2. **Flexibilidad operacional y de mantenimiento.** La configuración de la red de alcantarillado debe ser de tal forma que permita operar y dar mantenimiento al sistema de forma eficiente. Esto se logra, por medio de la zonificación o sectorización de la red, ya que de presentarse un problema, la zona en cuestión puede ser aislada del resto del sistema y no afectar la operación cotidiana en el resto de la comunidad.
3. **Minimizar tamaños de tubería:** Al dividir el área de servicio en zonas, el flujo

total de diseño se divide entre las tuberías principales correspondientes a cada zona. Esto hace que sea posible para reducir diámetro

4. **Reducir al mínimo la pérdida de vacío:** la pérdida de vacío se limita generalmente a 4 metros de carga. Los factores que ocasionan que la pérdida de vacío se incrementen son la longitud de la tubería, la diferencia de elevación y las piezas especiales, necesarias para el cruce con obras inducidas, cambios dirección, válvulas y uniones

### 1.1.3. ESTACIÓN DE VACÍO

Una estación de vacío contiene un tanque, bombas de impulsión para drenado, bombas de vacío para crear la presión negativa y un panel de control de todo el sistema.

La estación de bombeo se emplea como unidad de transporte y regulación de residuos, trabajando básicamente de la siguiente forma: Las bombas de vacío crean una presión negativa en el tanque y la red de tuberías, éstas se activan automáticamente cuando el nivel de vacío llega a un nivel predefinido; las aguas residuales se acumulan en el tanque colector que cuenta con bombas de impulsión, para enviar el volumen acumulado a una planta de tratamiento o punto de conexión.

Las estaciones de vacío tienen entre dos y cuatro bombas de vacío, dos bombas de impulsión, un tanque de recolección y un panel de control (Ilustración 1.13).

#### 1.1.3.1.Tanque de recolección

El tanque de recolección es de acero y está dimensionado de acuerdo con el gasto máximo

Ilustración 1.11 Caja de operación para válvulas (Elevación)

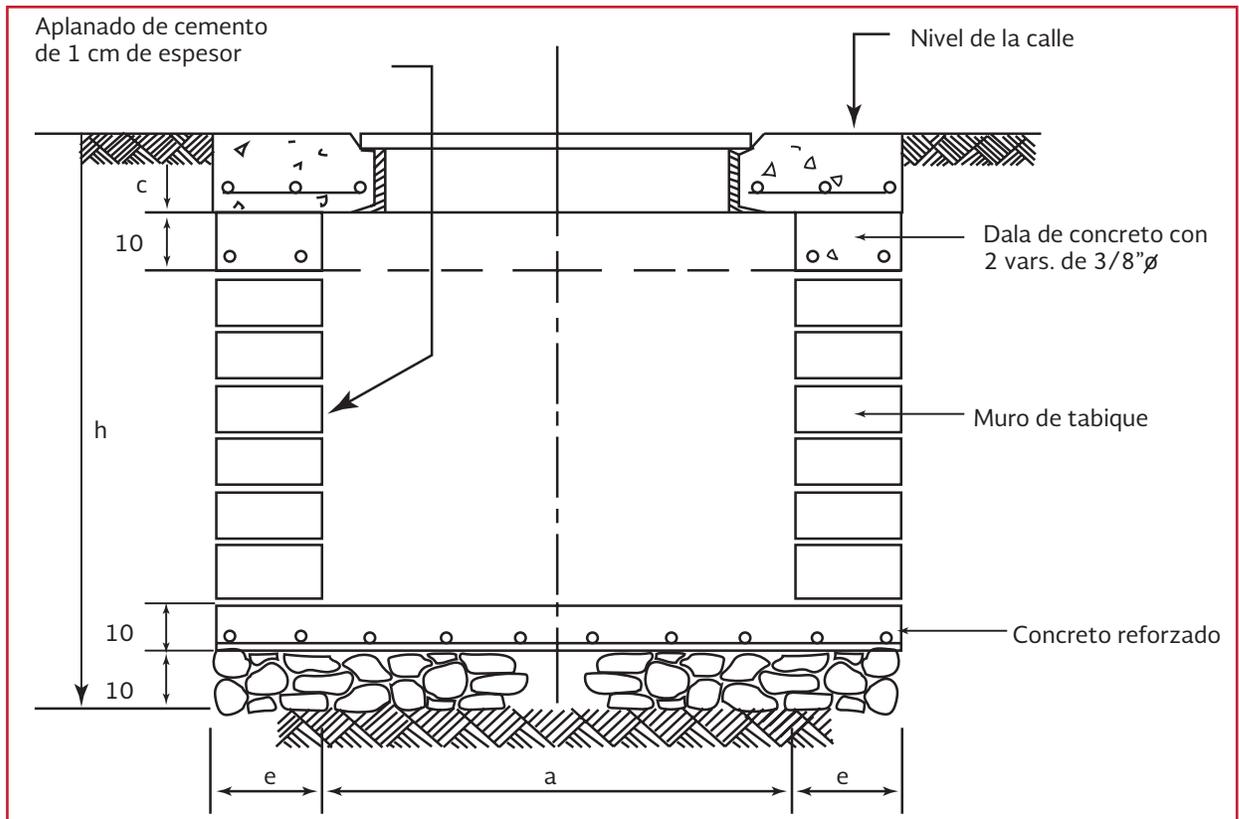


Ilustración 1.12 Caja de operación para válvulas (Planta)

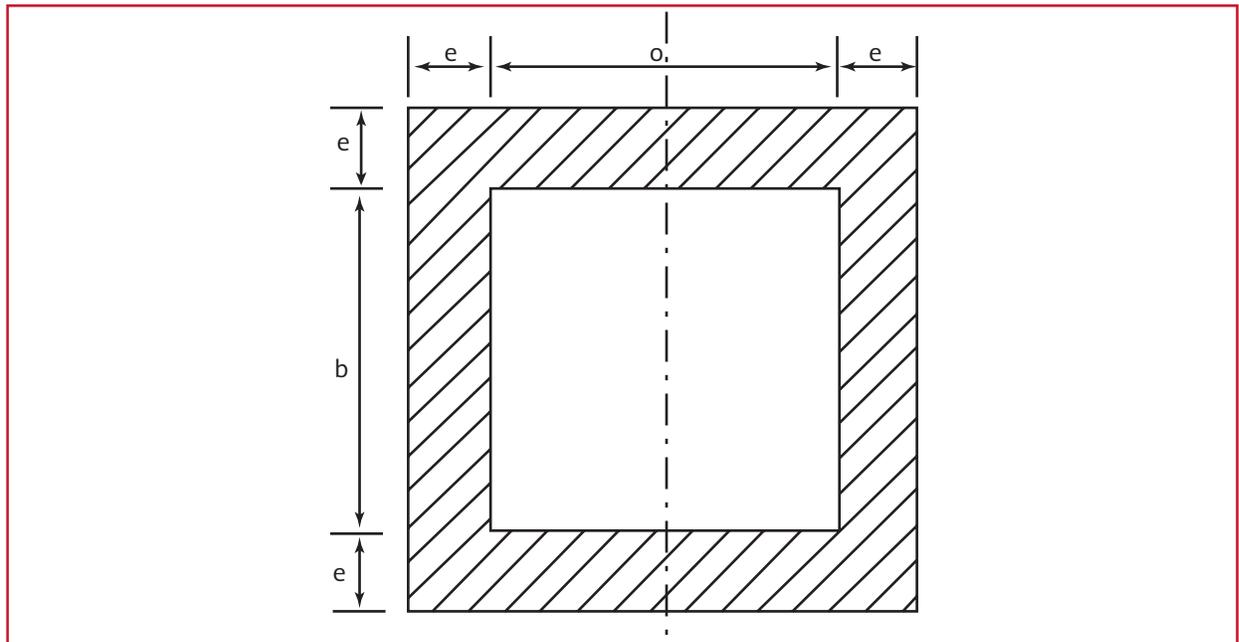


Tabla 1.3 Dimensiones generales para cajas de válvula

Tipo	Válvulas				Dimensiones				
	Diámetro			Cantidad	h	a	b	c	e
	mm		mm•		m	m	m	cm	cm
1	50	a	60	1	0.67	0.7	0.7	11.3	14
2	75	a	150	1	1.07	1	0.9	11.3	14
3	200	a	350	1	1.32	1.4	1.2	16.3	28

Tabla 1.4 Tipo de caja en función del diámetro de la válvula

Tipo	Válvulas				Dimensiones de losa		Contramarco			
	Diámetro			Cantidad	x	y	Sencillo	Doble	c	Cantidad
	mm		mm•		m	m			mm	
1	50	a	60	1	0.98	0.98	0.9		100	1
2	75	a	150	1	1.28	1.18	1.1		100	1
3	200	a	350	1	1.98	1.76	1.6		150	1
4	450	a	500	1	2.26	2.16	2		150	1

instantaneo de diseño. Los tamaños típicos van de 20 a 40 m<sup>3</sup> de capacidad.

### 1.1.3.2. Bombas de vacío

Las bombas de vacío se utilizan para mantener la presión en el sistema entre -5.5 y -7.5 metros de presión inferior a la necesaria para provocar la separación de columna del agua, los tiempos de operación típicamente oscilan entre las 4 y 6 horas por día. Cuando las válvulas de vacío entran en operación, permiten el paso de agua y aire al sistema, durante su recorrido por las tuberías hasta la estación de vacío se produce una reducción gradual de la presión hasta -5.5 metros; cuando esto ocurre, las bombas de vacío se activan para conseguir una presión igual a -7.5 metros.

Se recomienda el uso de bombas de vacío de anillo líquido y de paletas rotativas, siendo estas últimas más eficientes (aire entregado contra el uso de energía eléctrica) en el rango de opera-

ción de 5 a 7 metros de carga y generan menos ruido.

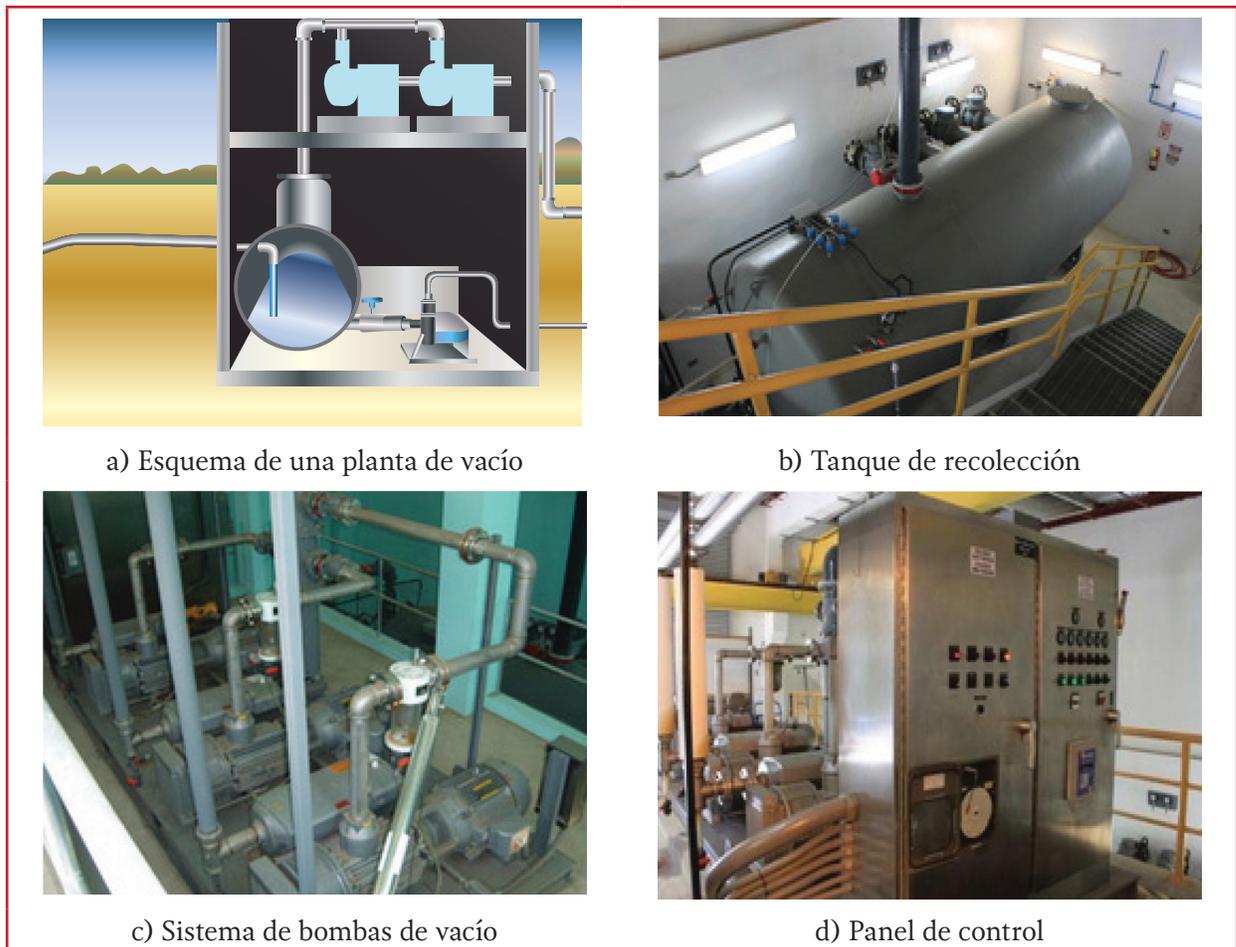
A pesar de que las bombas funcionan en ciclos cortos, debe seleccionarse una bomba que garantice una presión de vacío estable, para funcionamiento continuo, esto se logra con una adecuada recirculación del aceite lubricante.

La bomba debe estar impulsada por un motor estándar, de alta eficiencia, que cumpla con las características presentadas en el libro de *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS.

El cálculo y selección de estos equipos se presenta en el apartado 2.2.4.

### 1.1.3.3. Bombas de impulsión

Estos equipos se encargan de llevar el agua del tanque de recolección a su disposición final, según sea el caso, puede ser a una planta



de tratamiento o a otro punto de la red de alcantarillado.

Típicamente se utilizan bombas centrífugas horizontales y debido a que la succión se encuentra en un depósito al vacío, los cálculos del NPSH son especialmente críticos, por lo que el diseño y selección debe apegarse a las especificaciones presentadas en el libro de *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS.

#### 1.1.3.4. Panel de control

Los controles de la estación de vacío deben estar alojados en una caja tipo NEMA 12. Los paneles de control pueden ser manuales o au-

tomáticos. El panel incluye arrancadores, sistemas para control y potencia (consultar el libro *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones eléctricas* del MAPAS).

#### 1.1.3.5. Válvulas de no retorno

Debe evitarse el reflujos de las aguas residuales mediante la colocación de válvulas de no retorno colocadas en la tubería de descarga del tanque de vacío, a la salida de las bombas de impulsión y en caso de que existan múltiples tuberías de descarga colocarlo en la tubería final.

En la Ilustración 1.14 se muestra un ejemplo del arreglo de una estación de vacío.

### 1.1.3.6. Sensores de nivel y controladores de la válvula de vacío

Dentro del tanque colector de la estación de vacío, se encuentran seis sensores (Ilustración 1.15):

1. Nivel de fondo del tanque
2. Nivel de paro de bombas de descarga
3. Nivel de encendido de bombas de descarga (impulsión)
4. Nivel de encendido de bomba de descarga (impulsión) emergente o de reserva
5. Nivel de activación de alarma
6. Nivel de paro general de emergencia del sistema (bombas de vacío y bombas de impulsión)

### 1.1.3.7. Dispositivos de emergencia

Se pueden mencionar los siguientes:

- Depósitos de reserva en las estaciones de vacío. Actúan como un reservorio de emergencia
- Bomba de impulsión de emergencia. Se activan cuando el nivel de agua residual en el tanque sobrepasa los niveles normales de operación
- Generadores de energía. Actúan cuando existe una falla en el suministro de energía en la estación de vacío

Se debe contar con los siguientes niveles de alarma:

- Alarma debida a un bajo nivel de vacío. Indica que el nivel de vacío se encuentra por debajo de los niveles mínimos permitidos
- Alarma debida a un alto nivel de aguas residuales. Indica que el nivel de aguas

Ilustración 1.14 Arreglo de una estación de vacío (EPA, 1991)

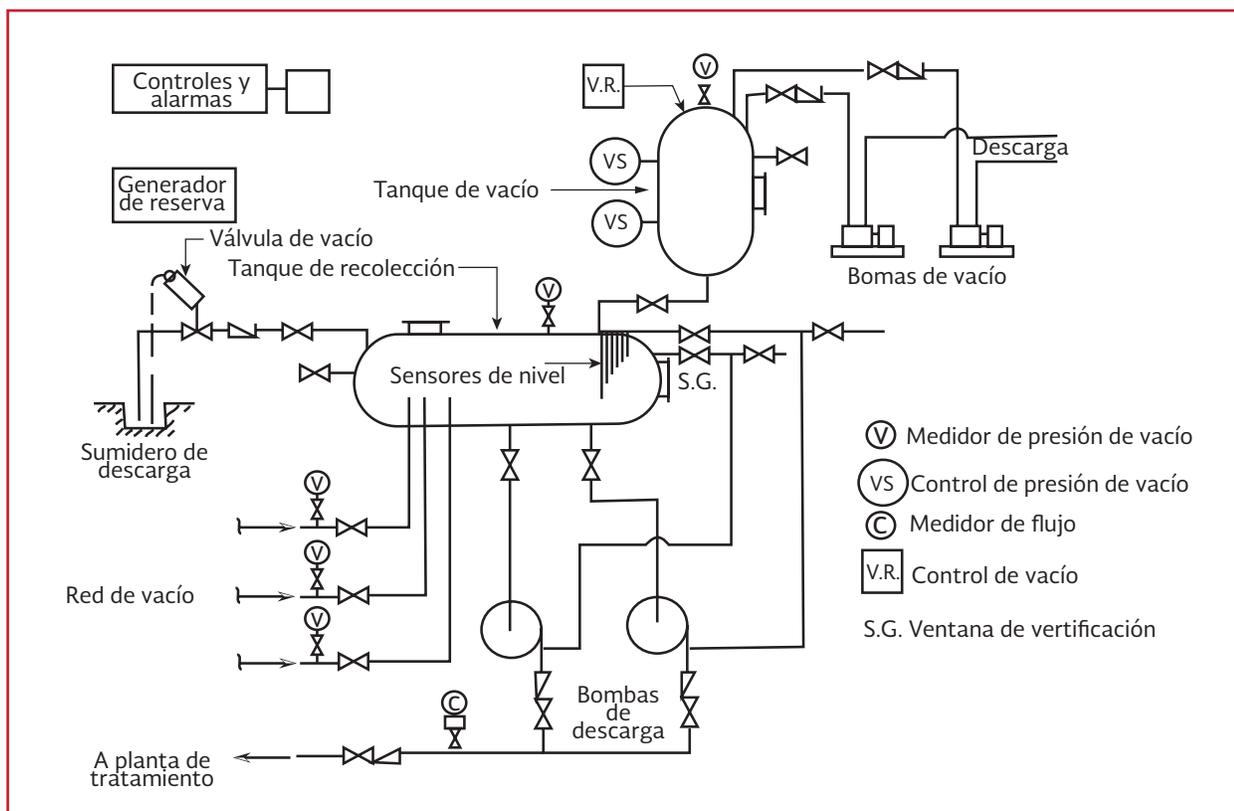
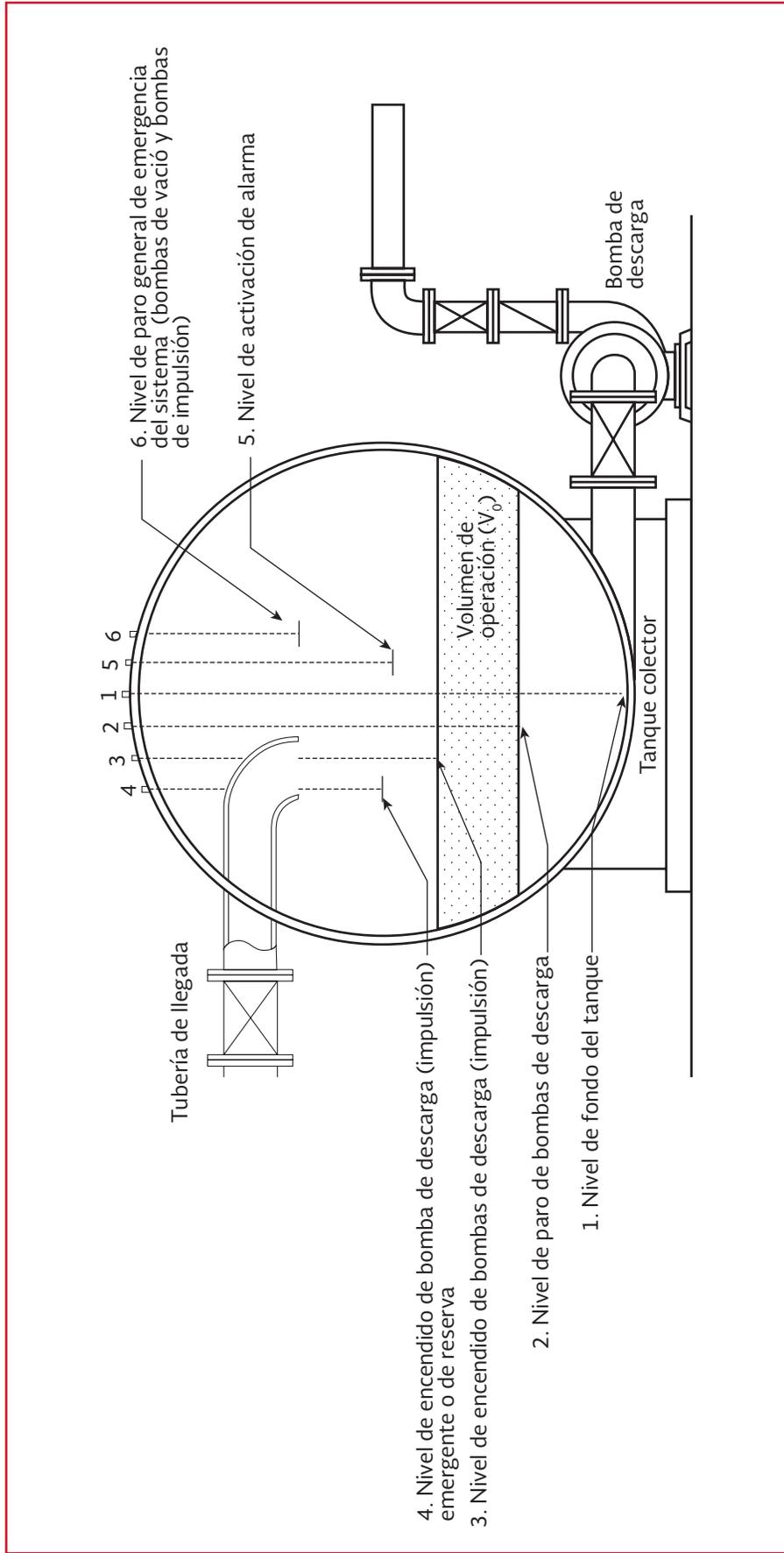


Ilustración 1.15 Niveles de operación en tanque de recolección



residuales en el tanque de vacío se encuentra por debajo del nivel de referencia

- Alarma de emergencia. Indica que un elemento principal de la planta falla, el tiempo de funcionamiento del generador de vacío se ha excedido o ha fallado el suministro de energía

#### 1.1.4. CALIBRACIÓN DEL SISTEMA PARA SU PUESTA EN MARCHA

Todos los componentes de una red de alcantarillado por vacío deben cumplir con las especificaciones del fabricante y se deben realizar las pruebas correspondientes, de acuerdo con la normatividad vigente y las propias recomendaciones del fabricante.

De forma general, para la puesta en servicio se deben realizar pruebas para comprobar (MVC yS, 2013)

- a) Que el ruido este dentro de los estándares permitidos (NOM-011-STPS-2001)
- b) La presión de vacío mínimo en los extremos del sistema (- 5 metros)
- c) La proporción aire/aguas residuales (depende de las características proporcionadas por el fabricante, ver apartado 2.2.3)
- d) El tiempo de recuperación de vacío (el tiempo máximo de recuperación de vacío no debe exceder de 30 minutos)
- e) La capacidad del sistema de volver a entrar en servicio automáticamente (Las bombas de vacío deben ser capaces de ponerse un mínimo de 12 veces en marcha por hora)
- f) El funcionamiento de la estación de vacío y las alarmas

- g) El tiempo que se tarda en reemplazar las válvulas de interconexión y las bombas de impulsión

De forma particular, se deben realizar como mínimo las siguientes pruebas a los distintos dispositivos.

##### **Estación de vacío**

- Pruebas a las bombas de vacío y de impulsión
- Revisión del sistema eléctrico eléctrica
- Pruebas de los sensores de nivel en el tanque
- Pruebas de presión de vacío
- Pruebas del sistema en modo automático

##### **Red de tuberías**

- Verificar que la construcción se realizó de acuerdo al proyecto
- Prueba de vacío con duración de 4 horas
- Prueba de velocidad de arrastre de sólidos en la tubería
- Limpieza y verificación de las cámaras colectoras
- Pruebas del sistema en modo automático

##### **Pruebas en las válvulas de vacío**

Las válvulas de vacío (válvula, controlador y sensor) deben garantizar su correcto funcionamiento mediante pruebas de niveles en la cámara colectora con respecto a la presión de succión en la red.

#### 1.1.5. ASPECTOS GENERALES DEL SAV

El sistema debe de cumplir con los siguientes aspectos generales:

- El sistema debe de ser hermético para evitar fugas de agua y aire
- Se debe prever el mantenimiento constante y de por vida de las estructuras del sistema
- Las válvulas de vacío, válvulas de no retorno y tuberías deben trabajar sin taponamientos
- No se deben producir malos olores, napas freáticas, ruido superior al NOM-011-STPS-2001, contaminación del suelo, ni alguna otra actividad que pueda dañar el equilibrio ecológico, de acuerdo con la NOM-001-SEMARNAT-1996

## 1.2. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO POR PRESIÓN (SAP)

El sistema de alcantarillado por presión (SAP) utiliza la fuerza suministrada por bombas que conducen las aguas residuales desde cárcamos ubicados en cada vivienda hasta el sitio para su tratamiento por medio de una red de tuberías a presión (Ilustración 1.16).

En general estos sistemas se componen de tubos de pequeño diámetro (con respecto al alcantarillado tradicional) que debido a su funcionamiento por presión se pueden ajustar a la topografía del terreno, lo que reduce los volúmenes en excavación.

La diferencia entre un sistema convencional de alcantarillado por gravedad y uno por presión, es que estos últimos descomponen grandes cantidades de sólidos en el cárcamo de bombeo antes de transportar las aguas residuales por la red de alcantarillado. Se componen de un diseño hermético y no consideran en su diseño pozos

de visita, lo que elimina la posibilidad de infiltraciones de aguas pluviales, entre otras.

Su uso se recomienda para las siguientes condiciones:

- Terrenos con nivel freático alto
- Áreas inundables
- Terrenos rocosos, arenosos, pantanosos, inestables o con material de relleno
- Terrenos con pendiente negativa
- Sistemas ecológicos sensibles
- Zonas con obstáculos (cruce de ríos, canales, etcétera)

Las desventajas de este tipo de sistemas son:

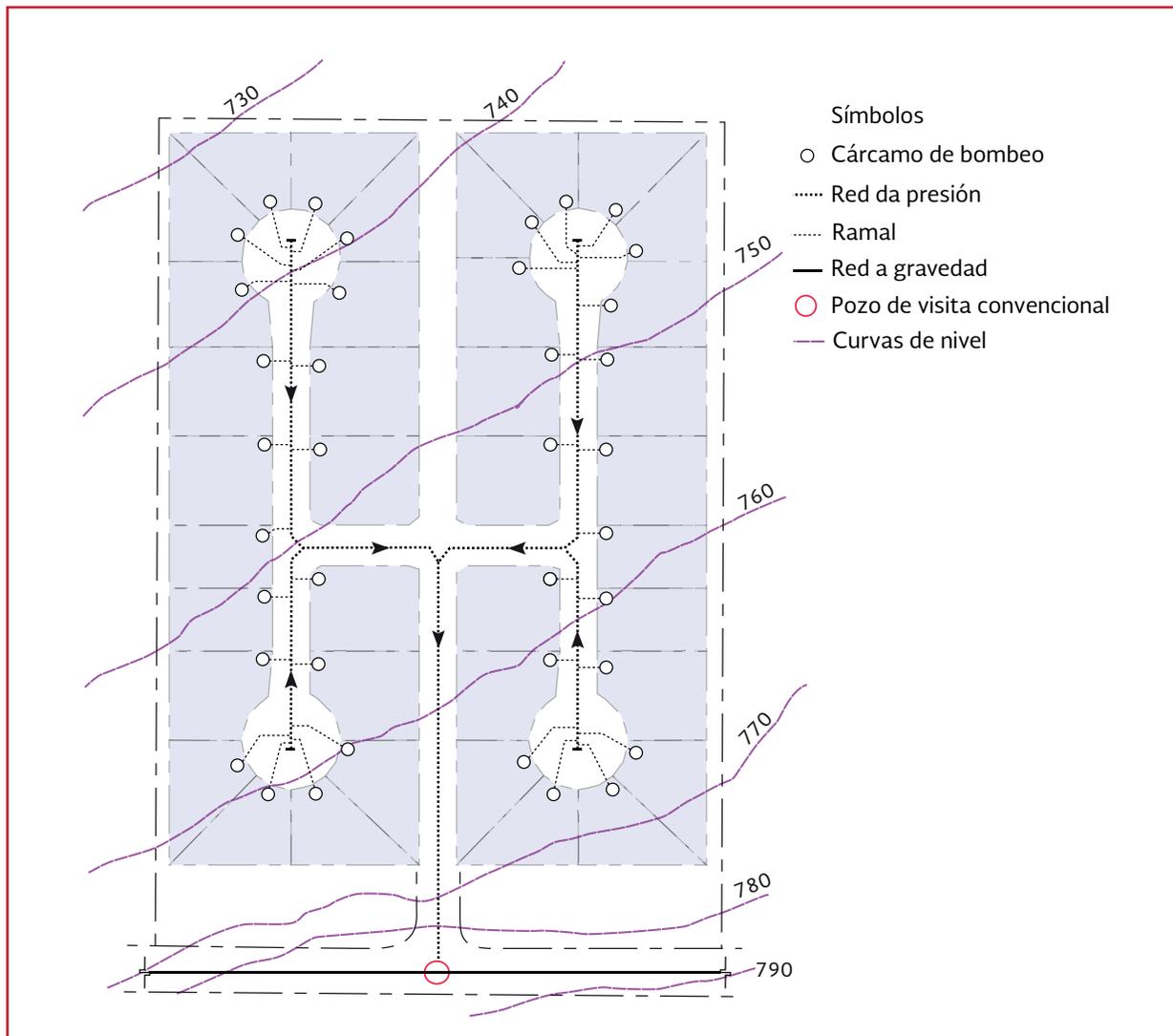
- Por su naturaleza conllevan el consumo de energía de por vida
- Mayores requisitos de mantenimiento
- Personal especializado y por lo tanto incremento en los costos
- Los costos por mantenimiento de las motobombas y los cárcamos corren a cargo del usuario

Existen dos tipos de alcantarillado que funcionan bajo este principio, los llamados sistemas de alcantarillado por presión a paso (*septic tank effluent pum*) y el sistema de alcantarillado por presión con bomba demoledora (*grinder pump*).

### 1.2.1. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO POR PRESIÓN CON BOMBA DEMOLELORA

Este tipo de alcantarillado usa una bomba demoledora. Las aguas residuales de cada vi-

Ilustración 1.16 Arreglo general de un sistema de alcantarillado por presión (adaptado de EPA 1977)



vienda van a un tanque contenedor o cárcamo con una bomba que tiene álabes demoledores que fragmentan los sólidos en partículas minúsculas. Los sólidos y líquidos son bombeados dentro del sistema de alcantarillado (Ilustración 1.17).

El funcionamiento de este tipo de sistemas es el siguiente:

1. El flujo de aguas residuales proveniente de las viviendas (albañal) entra en la cá-

mara del tanque donde se encuentra la bomba demoledora

2. El cárcamo comienza a llenarse y los sólidos comienzan a sedimentarse
3. Cuando los sensores de nivel alcanzan una altura específica, estos mandan una señal al panel de control para que la bomba entre en funcionamiento
4. Las bombas entran en funcionamiento succionando la materia sedimentada y triturándola (mediante álabes); enseguida son transportadas por la tubería de succión

Ilustración 1.17 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado por presión con bomba demoledora

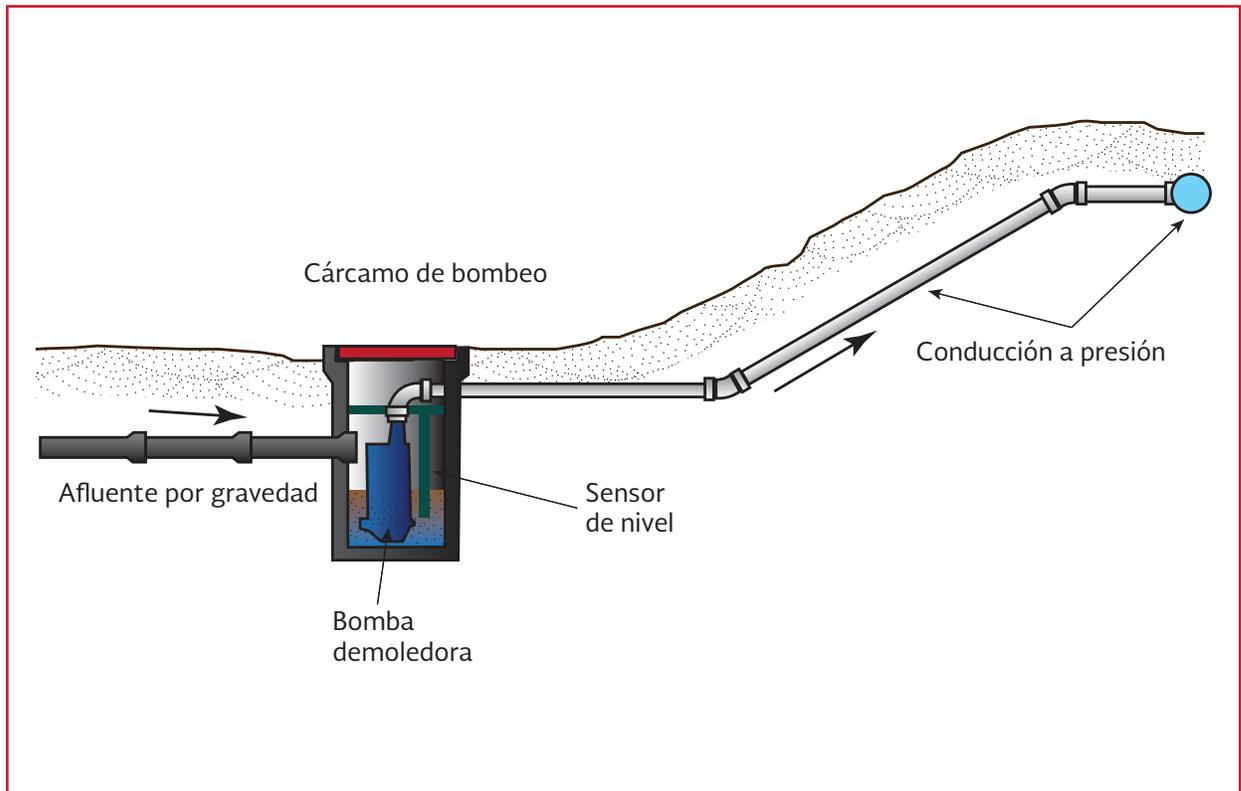


Ilustración 1.18 Ejemplo de bombas sumergibles demoledoras (<https://www.sulzer.com/es>)

5. Comienza a descender el nivel en la cámara (debido a la succión de la bomba)
6. Cuando se alcanza un nivel mínimo, los interruptores envían una señal al panel de control para que la bomba se apague

#### 1.2.1.1. Bombas demoledoras

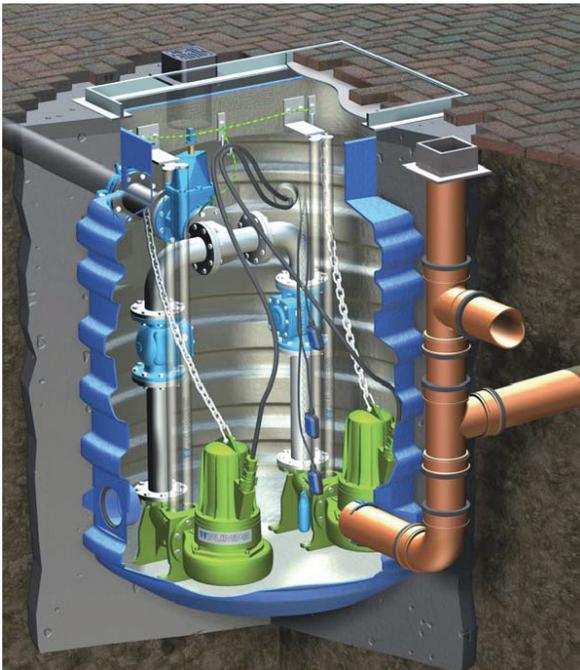
Las bombas sumergibles demoledoras (Ilustración 1.18) se utilizan para la evacuación del agua residual con contenido de sólidos, comúnmente de hasta 3 pulgadas de diámetro, para áreas domésticas, urbanas e industriales, con uso intermitente (intervalos de uso de hasta 5 minutos).



### 1.2.1.2. Cárcamo de bombeo

Para el almacenamiento de las aguas residuales domésticas se puede construir en sitio un cárcamo de bombeo o puede instalarse uno prefabricado. En el mercado existen diversos sistemas. En la Ilustración 1.19 se muestra un ejemplo de un sistema de estas características.

Ilustración 1.19 Cárcamo de bombeo prefabricado [www.ttpump.com](http://www.ttpump.com)



El diseño de los cárcamos de bombeo y los equipos de bombeo se realizará de acuerdo con las recomendaciones presentadas en el libro *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS.

Para evitar el ingreso de flujo a los cárcamos, se deberá colocar en la descarga de cada equipo de bombeo una válvula de no retorno (*Check*). Durante la fase de diseño hidráulico, se deberá evaluar la carga a la salida de cada equipo de bombeo para evitar presiones excesivas y contraflujo en la red (EPA, 1991).

### 1.2.2. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO POR PRESIÓN A PASO

Este sistema utiliza un tanque séptico para aislar los sólidos del equipo de bombeo, lo cual permite utilizar tuberías de diámetro reducido y equipos de bombeo para manejo de aguas residuales.

Posterior al tanque séptico el efluente, libre de sólidos que puedan provocar atascamientos, fluye a una cámara independiente del tanque séptico que contiene una bomba y dispositivos de control. Posteriormente es bombeado y trasladado al sistema de colectores para su posterior tratamiento en la planta (Ilustración 1.20).

El sistema generalmente se compone de los siguientes elementos:

- Tanque séptico o unidad de pretratamiento
- Cámara de la bomba

#### 1.2.2.1. Tanque séptico

Es un depósito subterráneo compuesto por una o varias unidades, instalado en un sitio estratégico de la vía pública, en el que se conectan uno o más sistemas de tuberías provenientes de descargas domiciliarias, edificios públicos, etc. Se fabrican generalmente de concreto (Ilustración 1.21), aunque también se pueden adquirir prefabricados con materiales de fibra de vidrio o polietileno (Ilustración 1.22). Su función es el sedimentar y separar la materia sólida de las aguas para facilitar su posterior manejo incluido los sólidos en suspensión, descomposición de la materia orgánica, sedimentación, etcétera. El efluente producido por

Ilustración 1.20 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado por presión por paso

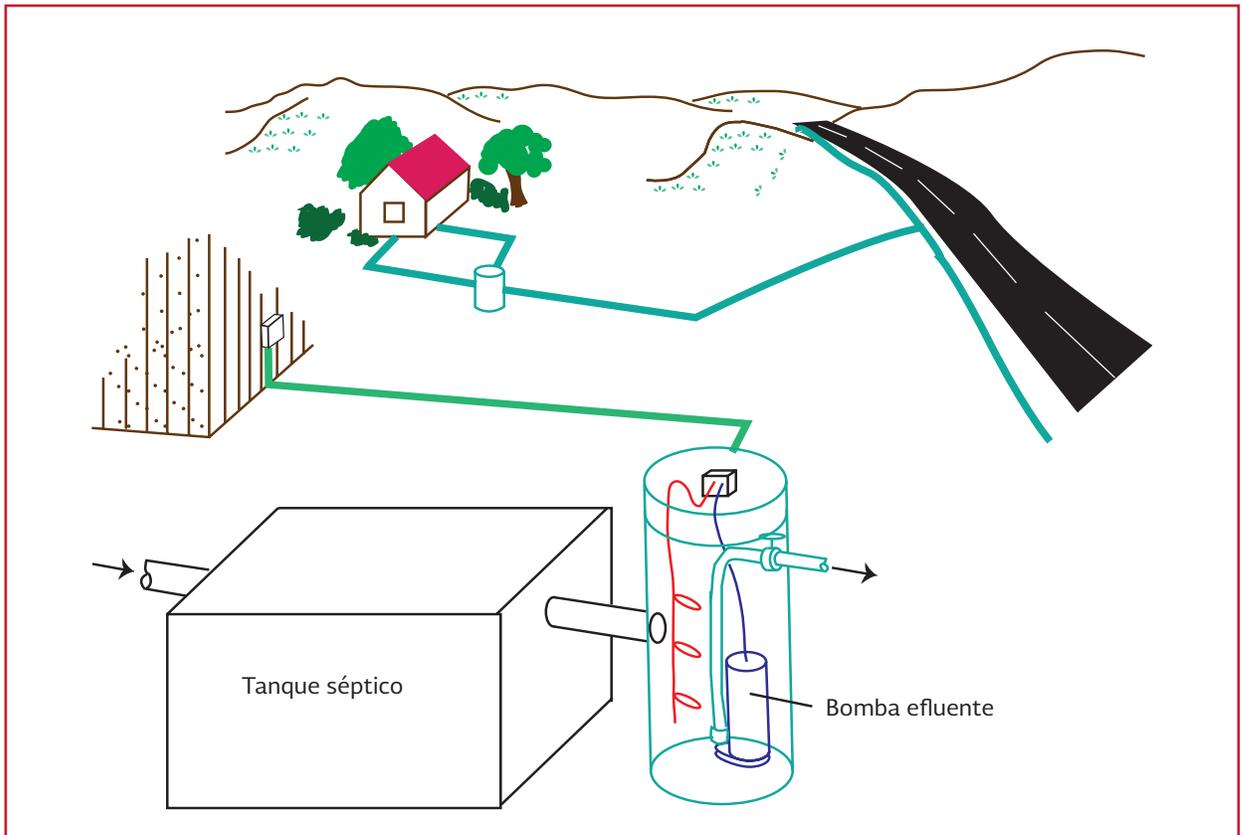


Ilustración 1.21 Tanque séptico de un solo compartimento

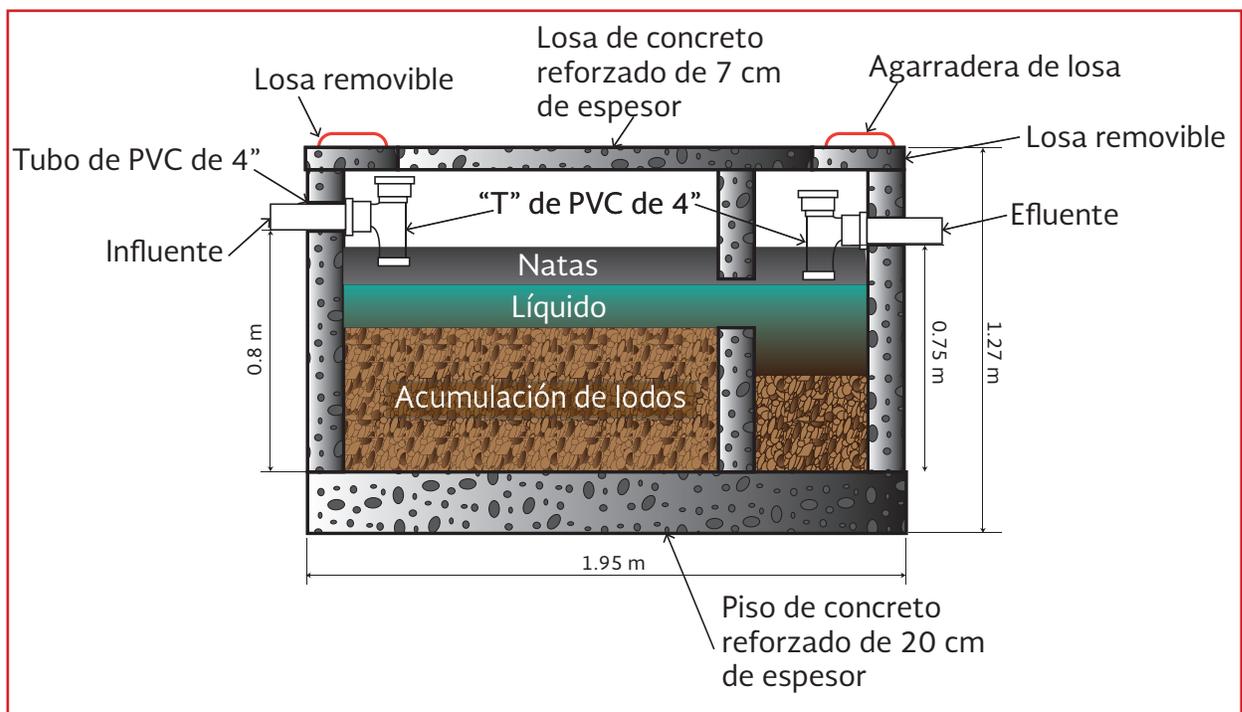
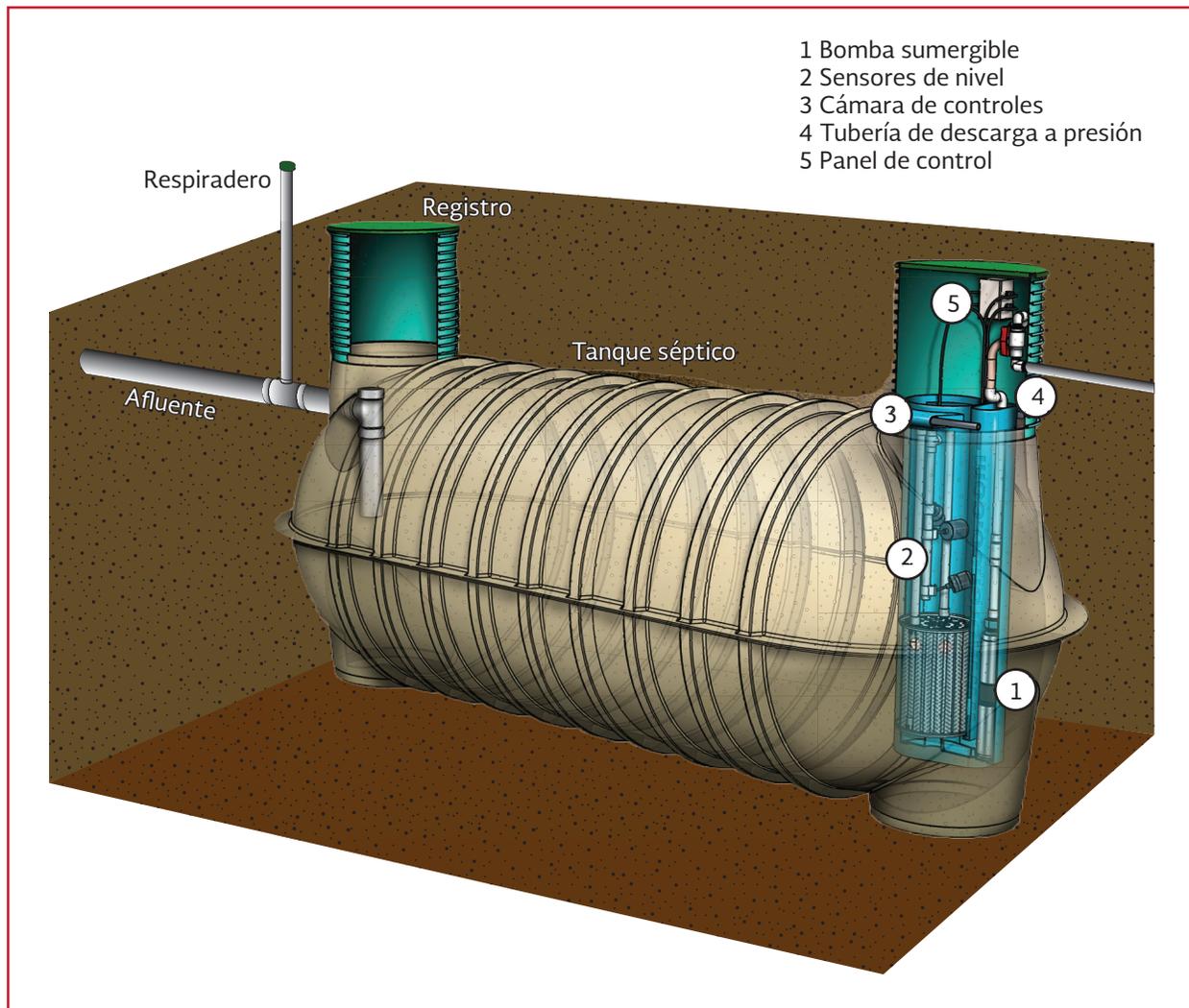


Ilustración 1.22 Ejemplo de tanques sépticos prefabricados de materiales plásticos



estos procesos sale del tanque séptico y fluye por gravedad a la cámara de aguas residuales donde se encuentra la bomba (dosificador). Las características y diseño de estos dispositivos de presenta en el libro *Saneamiento Básico* del MAPAS.

#### 1.2.2.2. Cárcamo de bombeo

El cárcamo contiene una bomba que permite el manejo de aguas residuales que contienen sólidos de hasta  $\frac{3}{4}$  de pulgada, sensores que controlan el nivel y un sistema de alerta.

Cuando los niveles del efluente se elevan en la cámara, los sensores activan la bomba y el agua es desalojada a través de una red de tuberías por presión hasta un pozo de visita, cárcamo o planta de tratamiento. Una vez que desciende de nivel en el cárcamo la bomba se desactiva. El cárcamo debe estar acompañado de un sistema de alerta que se accione en caso de alguna emergencia (por ejemplo alguna falla del sensor, rebase de niveles, desbordamiento del cárcamo, etcétera). Así también se recomienda que la bomba cuente con un dispositivo de desconexión rápida para que pueda ser desactivada fácilmente.

### 1.2.2.3. Bomba para efluente

Estos equipos desalojan el agua residual desde el cárcamo de bombeo a su disposición final, según sea el caso, puede ser a una planta de tratamiento o a otro punto de la red de alcantarillado.

Típicamente se utilizan bombas sumergibles que aunque los sólidos quedan retenidos en el tanque séptico, deben ser para el manejo de aguas residuales. El diseño y selección debe apearse a las especificaciones presentadas en el libro de *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS.

## 1.3. REDES DE ALCANTARILLADO SIN ARRASTRE DE SÓLIDOS (RASAS)

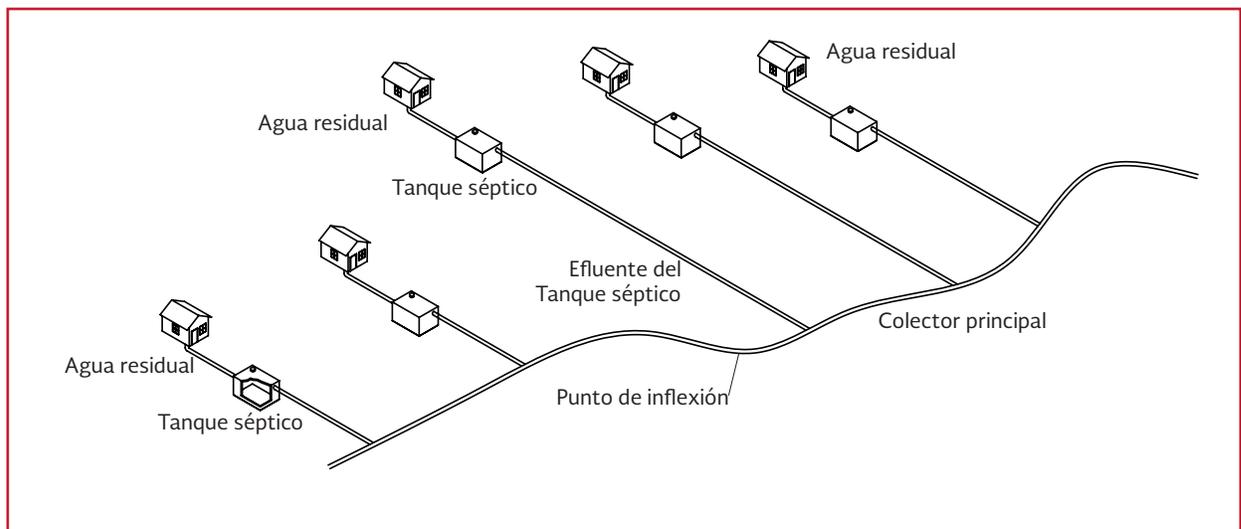
En el caso de que la configuración topográfica este a favor del proyecto, pero que aun existan desventajas significativas de instalar un sistema convencional existen las redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos (RASAS) que conducen

el agua residual por gravedad desde un tanque séptico hasta el sitio para su tratamiento o a un cárcamo de bombeo para su desalojo a otra red de alcantarillado o a una planta de tratamiento (Ilustración 1.23).

La mayoría de los sólidos del agua residual son removidos por el tanque séptico, lo cual reduce el potencial de obstrucción del sistema y permite que se usen tuberías de diámetro menor, tanto en las tuberías en ramales aguas abajo de los tanques sépticos como en los colectores principales (EPA, 2000).

Debido a que la mayoría de los sólidos son removidos por el tanque séptico, es posible considerar en el diseño tuberías de menor diámetro, siempre y cuando la descarga se encuentre en un nivel más bajo que los tanques sépticos. Esta situación permite, normalmente, que los volúmenes de excavación sean mucho menores que en el caso de los alcantarillados convencionales. Los diámetros de tubería pueden ser de un mínimo de 3 pulgadas. Se recomienda el uso de tubería plástica por su flexibilidad y menor costo.

Ilustración 1.23 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro por gravedad



Es adecuado una RASAS para las siguientes condiciones:

- Terrenos con nivel freático alto
- Áreas inundables
- Terrenos con irregularidades de magnitud moderada
- Desarrollos urbanos en el área rural o zonas de baja densidad poblacional
- Infraestructuras como puertos, aeropuertos, estaciones de ferrocarriles
- Zonas con obstáculos (cruce de ríos, canales, etcétera)

El terreno presenta irregularidades de magnitud moderada y la elevación de la descarga está por debajo de todas las viviendas. También pueden ser efectivos donde el terreno es demasiado plano para instalar alcantarillados convencionales sin que se requieran excavaciones profundas, en donde el suelo es rocoso o inestable, o en donde el nivel freático es elevado.

#### **Ventajas**

- La construcción es más rápida que para un sistema convencional
- No se requiere personal especializado para operar y mantener el sistema
- La reducción de pozos de visita reduce las fuentes de afluencia pluvial, las estaciones de bombeo y el tratamiento final y por ende, un menor costo
- Reducción de volúmenes de excavación
- Reducción del costo de materiales: las tuberías del sistema RASAS son de menor diámetro que las de alcantarillados convencionales
- Gracias al apoyo del tanque séptico en la disposición final de las aguas residuales se pueden considerar procesos de tratamiento simplificados y mas económicos

- El uso de cajas colectoras y tanques sépticos ayuda a regular los caudales y por ende se reducen los diámetros de diseño

#### **Desventajas**

- Su aplicación se limita a uso publico por lo que no pueden manejar agua residual de tipo comercial o industrial que tenga un alto contenido de arenisco o sólidos sedimentables
- El mantenimiento de los tanques sépticos puede ser un aspecto complejo, la responsabilidad de la limpieza y el mantenimiento debe ser una tarea compartida entre usuarios y el organismo operador, lo cuál puede estar sujeto a la propia reglamentación estatal o municipal. Sin embargo, de la experiencia recopilada, esta función debería ser realizada por el personal del organismo operador, en virtud que el manejo y disposición de lodos debe hacerse de acuerdo a los lineamientos presentados en el libro de *Manejo y disposición de lodos*, del MAPAS y los costos que se deriven de esta actividad, deberán ser considerados dentro de la tarifa por servicio de alcantarillado

Las partes principales que componen un RASAS son:

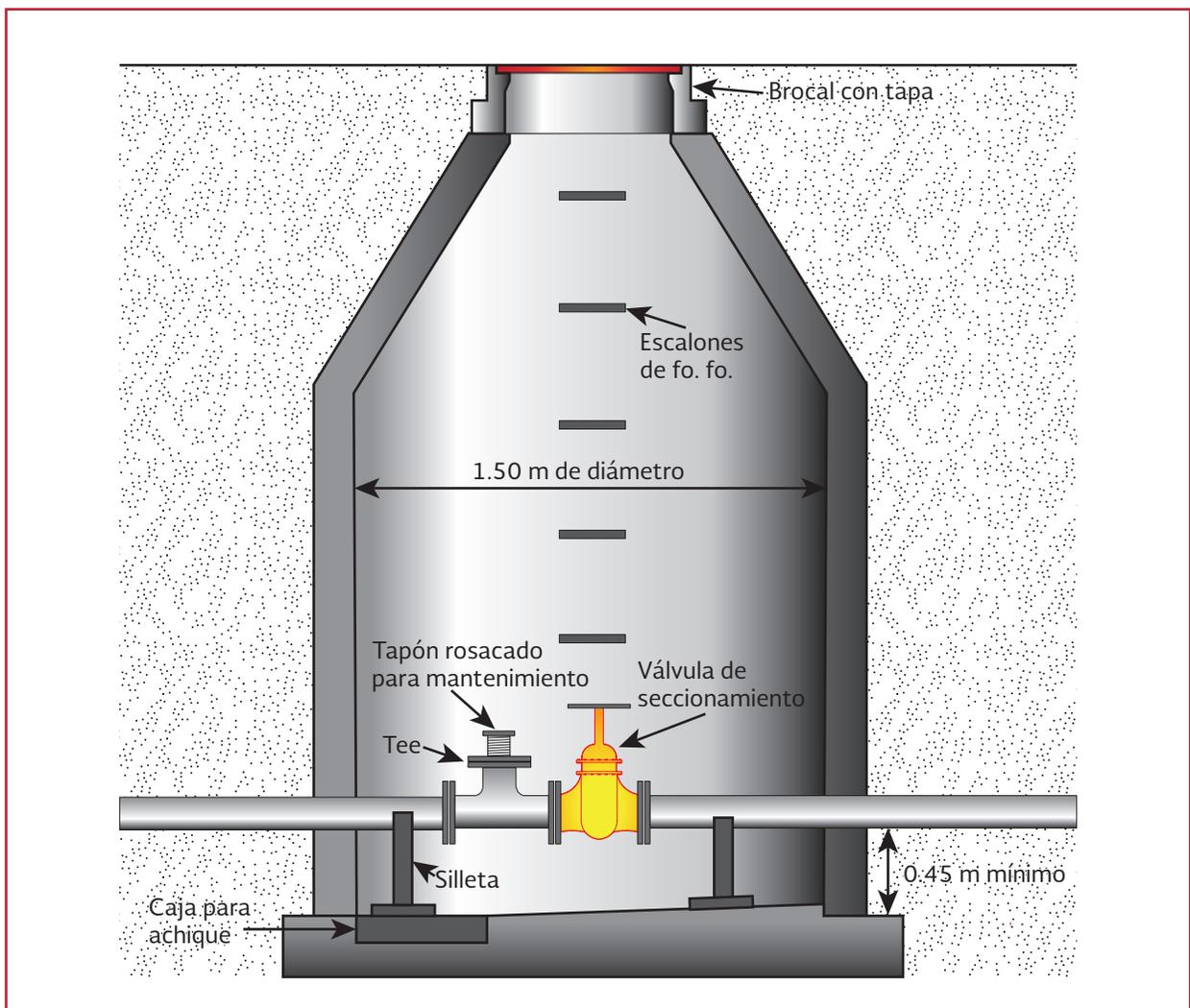
- **Conexión domiciliaria.** Esta conexión se coloca a la entrada del tanque séptico; por ella entran al sistema las aguas residuales domésticas, cumple con las mismas características presentadas en el apartado 1.1.1.1
- **Tanque séptico.** Este es un tanque séptico, cuenta con tuberías de entrada y salida, esta última se conecta a la red de

tuberías de recolección y cumple con lo estipulado en el apartado 1.2.2.1

- **Red de alcantarillado.** Red de conductos a través de las cuales se deben evacuar en forma eficiente y segura las aguas residuales domésticas y de establecimientos comerciales, conduciéndose a una planta de tratamiento y finalmente, a un sitio de vertido
- **Registros de limpieza e inspección o caja de visita.** Estructura que permite la inspección, ventilación y limpieza de la red, permiten el acceso a los colectores para su inspección y mantenimiento. Los dispo-

sitivos de acceso para la limpieza del colector principal generalmente están ubicados a intervalos de 120 a 300 m (EPA, 1991), dependiendo de las características del terreno y la presencia de accesorios. La Ilustración 1.24 muestra un ejemplo de una caja de visita, la cual cumple con las mismas características constructivas de un pozo de visita de una red de alcantarillado tradicional, con la diferencia de que la tubería y los accesorios (si es que se tienen) deben estar separados del fondo 45 cm como mínimo para las acciones de mantenimiento

Ilustración 1.24 Esquema de un registro de limpieza e inspección o caja de visita (Adaptado de EPA, 1991)



## 1.4. COMPONENTES GENERALES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO ALTERNATIVO

Al igual que una red de alcantarillado sanitario convencional, los sistemas alternativos se componen de tuberías y obras accesorias como descargas domiciliarias, pozos de visita, estructuras de caída, sifones y cruzamientos especiales, estaciones de bombeo para el desalajo de las aguas residuales y estaciones de vacío.

### 1.4.1. TUBERÍA

En los sistemas de alcantarillado alternativos se recomienda que la tubería cumpla con diversas características tales como hermeticidad, resistencia mecánica, durabilidad, resistencia a la corrosión, capacidad de conducción, economía, facilidad de manejo e instalación, flexibilidad y facilidad de mantenimiento y reparación.

Ya que se espera conducción a presión, se recomienda utilizar tubería de materiales plásticos como PVC, PEAD o cualquier material que reúna las características para conducir aguas residuales a presión.

### 1.4.2. HERMETICIDAD Y PRUEBAS

La norma encargada de vigilar las especificaciones mínimas de diseño, condiciones y métodos de hermeticidad, así como establecer las condiciones de operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, toma domiciliaria y alcantarillado sanitario es la NOM-001-CONAGUA.

En este apartado se describen a manera de resumen los aspectos que evalúa la norma, los cuales se mencionan a continuación:

Se establece el procedimiento, equipo, material, criterios de aceptación de la prueba y presentación del informe final, para poder realizar la prueba hidrostática en pozos de visita y cajas así como en tuberías y descargas domiciliarias o en su defecto si así se requiere aplicar el método de presión neumática solo a diámetros nominales que no excedan de 1 500 mm considerando una presión neumática de 0.03 MPa (0.3 bar).

Entre los elementos que evalúa la norma básicamente son:

- Los métodos y procedimientos para asegurar una instalación hermética
- Asegurar una vida útil suficiente del sistema
- Establecer las condiciones mínimas de desempeño que integran la red

Para lograr estos objetivos el organismo operador deberá contar con lo siguiente:

- Personal calificado para realizar las labores de instalación y mantenimiento
- Evidencias que demuestren que la instalación se realizó conforme a planos aprobados
- Certificados de los elementos seleccionados
- Uso de herramientas apropiadas

Los elementos necesarios y los procedimientos a realizar las pruebas de hermeticidad se describen a detalle en la norma, los cuales son de

carácter obligatorio tanto para fabricantes como los responsables del diseño, construcción, instalación, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, toma domiciliaria y alcantarillado sanitario.

## 1.5. SELECCIÓN DE SISTEMAS ALTERNATIVOS DE ALCANTARILLADO

Cada sistema de alcantarillado presenta una alternativa para solucionar un problema en específico. La Tabla 1.5 muestra un resumen de las ventajas y desventajas que pueden significar cada uno de los sistemas alternativos de alcantarillado sanitario con respecto a los otros sistemas y al sistema tradicional por gravedad.

Sin embargo, del análisis de la Tabla 1.5, se puede asegurar que un problema específico puede ser solucionado con más de un tipo de alcantarillado e incluso existirá el caso que la mejor opción sea la aplicación de un sistema convencional.

De forma simplificada existen limitaciones físicas o técnicas para cada tipo de sistema por ejemplo:

- En el sistema de alcantarillado por vacío se debe cuidar que no se alcance la presión de cavitación del agua, la que está en función de la temperatura (Consulte el libro de *Fenómenos transitorios* del MAPAS para mayor referencia)
- El sistema de alcantarillado por presión depende de la alimentación eléctrica en cada cárcamo de bombeo, lo cual pre-

senta una limitación técnica e incluso puede ser una limitación social

- Las redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos solo son viables para pendientes positivas en sentido del flujo
- El uso de tanques sépticos está limitado por la calidad del agua, es decir, solo es aplicable a descargas domiciliarias y no para descargas comerciales o industriales

Además de las condiciones particulares de cada sistema, la selección de uno u otro tipo debe considerar la combinación de distintos factores que pueden beneficiar o afectar el rendimiento y el costo de operación asociado.

Derivado de la Tabla 1.5 y de las experiencias reportadas en la bibliografía, la Tabla 1.6 muestra, para algunas combinaciones de escenarios, cual sistema tendría un mejor funcionamiento que otro. Tómese en cuenta que esta tabla solo considera condiciones físicas del sitio o condiciones técnicas del sistema y no toma en cuenta el costo de instalación o de operación. Para tal caso, una vez seleccionadas las mejores alternativas técnicas, se deberá realizar un estudio de beneficio costo para cada uno.

Considérese que esta información se presenta con el objetivo de sensibilizar al lector sobre las condiciones idóneas para el funcionamiento de cada tipo de alcantarillado y de ninguna manera se busca preferenciar o limitar la aplicación de un sistema u otro. La selección de cualquier alternativa (que se apegue o que difiera de los conceptos presentados en este libro) deberá realizarse en función de los estudios técnicos y económicos, aplicando las buenas prácticas de la ingeniería y la normatividad vigente.

Tabla 1.5 Ventajas y desventajas de los sistemas alternativos de alcantarillado

Tipo de sistema de alcantarillado alternativo	Ventajas	Desventajas
Sistema de alcantarillado por vacío	Se reducen los volúmenes de excavación porque las tuberías y tanque colector no requieren grandes profundidades.	La red de alcantarillado depende para su funcionamiento de una estación de vacío ubicada al final de la red
	Se evitan problemas de asentamientos del suelo en zonas con nivel freático alto	Necesita de personal especializado para el mantenimiento y operación de la red
	Evita la interrupción de servicios en las ciudades (cortes viales mínimos) y la alteración del entorno natural, debido a que los tanques colectores reciben aportaciones de pocas viviendas, los cortes pueden ser de pequeños módulos	Se tiene un consumo constante y de por vida de energía
	Es un sistema reduce el riesgo de taponamientos (debido a que se alcanzan altas velocidades, lo que reduce el riesgo de taponamientos y mantiene el agua residual aireada y mezclada), fácil detección de fallas o rupturas de la tubería	Los operadores tiene que responder inmediatamente a las alertas emitidas por las alarmas de la estación, por ejemplo por un nivel bajo de vacío, revisión de los niveles en tanques
	El no depender de una pendiente continua , para el flujo permite evadir obstrucciones u obstáculos, facilitando el trazo, evitando retrasos en la instalación y la disminución de costos por excavación o construcción de obras especiales.	Estos sistemas son rentable solamente bajo un cierto rango de tamaño de la red, por lo que esta no debe ser muy pequeña ni muy grande
	Los diámetros de la tubería van desde 7.5, 10, 15 y 20 cm, los materiales más comunes son el PVC o PEAD en comparación con los diámetros y materiales del alcantarillado sanitario convencional, se refleja en una reducción del costo del material, zanjero e instalación	Elementos del sistema sofisticados y capacitación constante del personal de operación
	Tuberías de menor peso y diámetro provista de uniones de fácil manejo	Debido a que este tipo de tecnología es no se ha desarrollado ampliamente en países en desarrollo, se requiere de la asesoría de personal calificado del extranjero, lo que aumenta los costos.
	El diseño es hermético lo que no se generan olores, ruidos en ninguno de los puntos del sistema, ni el ingreso de agua pluvial	La operación y mantenimiento resultaría un problema en comunidades o zonas alejadas
	Los sistemas son seguros debido a que el sistema se encuentra totalmente hermético lo que hace poco probable que se generen filtraciones al terreno o infiltraciones al alcantarillado.	Se requiere la capacitación de los usuarios para hacer frente a situaciones de emergencia, por ejemplo para evitar posibles obstrucciones del sistema, mantenimiento o presión de vacío bajo, etc.
	Los cambios de pendientes por asentamientos no afectan el funcionamiento del sistema	Las fallas en el suministro eléctrico y falla del dispositivo de energía de reserva, puede ocasionar un desbordamiento del sistema
No requieren la construcción de pozos de visita		
Se evita en lo absoluto el almacenamiento de gases como el ácido sulfhídrico (H <sub>2</sub> S), que es un agente que provoca la degradación acelerada de estructuras y dispositivos, principalmente de acero y concreto		
En la instalación y puesta en marcha son relativamente rápidas en comparación de las fosas sépticas que requieren de un lapso de tiempo para la generación de las bacterias que descomponen los lodos		
Se reduce el diámetro de la red con respecto a sistemas convencionales		
Las válvulas de la cámara de vacío no requieren de electricidad para su funcionamiento		

Tabla 1.5 Ventajas y desventajas de los sistemas alternativos de alcantarillado (continuación)

Tipo de sistema de alcantarillado alternativo	Ventajas	Desventajas
Sistema de alcantarillado por presión (SAP)	<p>A diferencia del sistema tradicional por gravedad no existen fugas en el sistema (infiltración/entrada) que deban ser tratados adicionalmente</p> <p>El flujo por gravedad no es necesario</p>	<p>Incremento del costo de la energía eléctrica para la operación de la bombas</p> <p>El sistema de bombas requiere inspección y mantenimiento periódico (un intervalo de 6 meses)</p>
	<p>La presión en el sistema elimina la infiltración. Esta eliminación de la infiltración reduce el costo de la operación y mantenimiento del sistema</p> <p>No requiere la construcción de pozos de visita</p> <p>Transporte efectivo de las aguas residuales con profundidad mínima</p> <p>Minimiza los volúmenes de excavación</p>	<p>El tanque séptico debe de limpiarse de lodos, residuos sedimentados según sea el caso (2 a 5 años)</p> <p>El corte de energía eléctrica puede dar lugar a desbordamientos del sistema sino existen generadores de energía de reserva</p> <p>Si las viviendas cuentan con un tanque séptico con fugas y/o deterioro, se debe de reparar, ampliar o reemplazar, lo que aumenta el costo del sistema</p> <p>Requiere el manejo de personal experto y especializado (Ingenieros y operadores)</p>
	<p>Reducción de costo en comparación con los sistemas convencionales de alcantarillado por gravedad (tamaño de la tubería, zanjas más pequeñas, tamaño de bombas más pequeñas en comparación con las grandes estaciones de bombeo)</p>	<p>Necesita una fuente de energía permanente (lo que incrementa los costos de operación)</p>

Tabla 1.5 Ventajas y desventajas de los sistemas alternativos de alcantarillado (continuación)

Tipo de sistema de alcantarillado alternativo	Ventajas	Desventajas
	<p>Requiere un poco de agua para transportar los residuos</p> <p>Menos costo e inversión que los sistemas tradicionales por gravedad</p> <p>El tanque séptico proporciona un tratamiento preliminar y reduce la carga de residuos hacia la planta de tratamiento</p> <p>Reducción de desbordamiento, ya que no es susceptible a la entrada de aguas pluviales</p> <p>Ideal para las zonas con alto nivel freático porque no existen fugas o infiltraciones (sistema hermético)</p> <p>Se pueden equipar los tanques sépticos existentes con bombas demoleadoras</p> <p>Los tanques sépticos pueden funcionar como cámaras de almacenamiento de emergencia durante alguna falla del sistema</p> <p>El bombeo limpia y elimina los residuos del tanque séptico</p> <p>Práctico y rentable en donde la instalación de pozos de vista y tuberías del sistema por gravedad convencional resulta costoso debido al terreno o suelo con grandes</p> <p>Controles de funcionamiento totalmente automático</p>	<p>Los desechos se mezclan lo que puede originar que los procesos en la planta se compliquen</p> <p>El procedimiento de reparación y mantenimiento en comunidades alejadas y en lugares donde tenga que importarse este tipo de tecnología hacen difícil esta tarea</p> <p>Si se requiere que el personal del sistema de aguas residuales de una comunidad operen este tipo de tecnología tendría que venir personal del extranjero para realizar la capacitación, lo que no haría muy rentable este tipo de sistema</p>
Sistema de Alcantarillado sin arrastre de sólidos	<p>Las tuberías presenta diámetros pequeños en comparación de los sistemas convencionales de gravedad y bombeo (5 a 10 cm), debido a que los tanques interceptores retiene elementos como: natas, arena y otros tipo de sólidos que puede causar obstrucciones, además de que disminuye la velocidad del fluido, lo que reduce la cantidad de caudal transportada al sistema de colectores y a la planta de tratamiento</p> <p>El costo de operación y mantenimiento es menor que los sistemas tradicionales de alcantarillado sanitario (por gravedad y/o bombeo)</p> <p>El equipo de bombeo (en casos especiales) es menos costoso, ya que los tanques colectores sedimentan la materia orgánica y atenúan los caudal de descarga</p> <p>Son adecuados para poblaciones con cambios de densidad poblacional, zonas con alto nivel freático o en donde no existe espacio para una fosa de absorción o lixiviación.</p>	<p>Requiere reparaciones provocadas por las obstrucciones, en comparación con los sistemas tradicionales</p> <p>Requiere la capacitación de los usuarios para una correcta operación y por ende el buen funcionamiento del sistema</p> <p>Los efluentes y lodos de los tanques interceptores requieren un tratamiento secundario</p> <p>Existencia de olores, resultado de la descomposición de la materia orgánica en las fosas sépticas, sistemas de ventilación inadecuados en las viviendas así como de registros de limpieza o estructuras de ventilación del colector principal</p>

Tabla 1.5. Ventajas y desventajas de los sistemas alternativos de alcantarillado (continuación)

Tipo de sistema de alcantarillado alternativo	Ventajas	Desventajas
Sistema de Alcantarillado sin arrastre de sólidos	No requiere la construcción de pozos de visita (porque pueden permitir la entrada de aguas y arenas al sistema de alcantarillado). En su lugar se instalan registros de limpieza (por razones económicas y para impedir infiltraciones y el paso de otros materiales)	Los sólidos sedimentados en los tanques sépticos deben ser bombeados periódicamente por el propietario
	La construcción de los registros de limpieza se pueden construir y reparar con los materiales presentes en región de ubicación	Los sistemas no pueden manejar aguas residual proveniente de fuentes comerciales, fábricas o que contengan un alto contenido de arenisca o sólidos sedimentables.
	Las tuberías de pequeño diámetro se manejan con facilidad durante su colocación en tramos con longitudes extensas, generándose pocas juntas herméticas que reducen el problema de infiltración y fugas	Si se requiere la conexión de restaurantes, estos deberán estar equipados con trampas de grasa eficientes
	Se disminuye el costo de operación y mantenimiento ya que no requiere el uso de equipo electromecánico	Se requiere el uso de materiales no corrosivos en lugares donde se requiera la instalación en suelos altamente corrosivos
	Limpieza de cajas y tuberías es menos frecuente que en sistemas convencionales	
	El paso de las aguas residuales por los tanques séptico elimina la necesidad de instalar estructuras de tratamiento primario y en consecuencia las de manejo de lodos primarios en la planta central	
	Las pendientes de las tuberías pueden ser pequeñas, ya que la velocidad mínima de flujo no tiene el objetivo de transportar la arena y otros sólidos a través del sistema.	
	Se reducen los volúmenes de agua descargados a la red para fluir sin peligro de obstrucciones las tuberías (sólidos sedimentables) debido al uso intensivo de accesorios de consumo reducido de agua potable	
	Las tuberías pueden instalarse con la misma configuración topográfica del terreno, inclusive con pendientes negativas o planas, sin necesidad de incrementar el mantenimiento (Simmons <i>et al.</i> , 1982)	
	Se minimizan los riesgos de la red ante fallas eléctricas, ya que no se requiere el uso de equipos de bombeo.	
Se disminuye la profundidad de excavación, lo que reduce costos de construcción en zonas con alto nivel de aguas freáticas y terrenos rocosos		
La construcción del sistema es rápida lo que permite la construcción del sistema en menos tiempo		
La eliminación de los pozos de visita reduce el ingreso de aguas pluviales o ascenso del nivel freático al sistema, lo que reduce aún más el tamaño de la tuberías		

Tabla 1.6 Condiciones para la selección de un sistema de alcantarillado sanitario

Condición	Zonas con desnivel menor a 7 metros inferior a la descarga	Zonas con desnivel mayor a 7 metros inferior a la descarga	Zonas con elevación superior a la descarga	Zonas con problemas de asentamientos de suelo	Zonas con nivel freático alto	Presencia de obstrucciones u obstáculos cruces de ríos, canales, etc	Poblaciones con alta de densidad poblacional	Poblaciones con baja de densidad poblacional	Zonas donde no existe planta de tratamiento de aguas residuales	Longitud de tubería principal mayor a 500 metros	Sistema con descarga directa a planta de tratamiento de aguas residuales	Sistema con descarga a red existente convencional
Zonas con desnivel menor a 7 metros inferior a la descarga				SAV / SAP	SAV / SAP	SAV / SAP	SAV / SAP	SAP	SAP con Tanque séptico	SAP	SAV / SAP	SAV / SAP
Zonas con desnivel mayor a 7 metros inferior a la descarga				SAP	SAP	SAP	SAP	SAP	SAP con Tanque séptico	SAP	SAP	SAP
Zonas con elevación superior a la descarga				RASAS	RASAS	SAP	RASAS	RASAS / Conv.	RASAS	RASAS / Conv.	RASAS / Conv.	RASAS / Conv.
Zonas con problemas de asentamientos de suelo	SAV / SAP	SAP	RASAS		SAV / SAP	SAP	SAV / SAP	SAP	RASAS / SAP con Tanques séptico	SAP / RASAS	SAP / SAV	SAP / SAV
Zonas con nivel freático alto	SAV / SAP	SAP	RASAS	SAV / SAP		SAP	SAV / SAP	SAP	RASAS / SAP con Tanque séptico	SAP / RASAS	SAV / SAP / RASAS	SAV / SAP / RASAS
Presencia de obstrucciones u obstáculos cruces de ríos, canales, etc	SAV / SAP	SAP	SAP	SAP	SAP		SAV / SAP	SAP	SAP con Tanque séptico	SAP	SAP	SAP
Poblaciones con alta de densidad poblacional	SAV / SAP	SAP	RASAS	SAV / SAP	SAV / SAP	SAV / SAP			RASAS / SAP con Tanque séptico	SAP / RASAS / Conv.	SAP / RASAS / Conv.	SAP / RASAS / Conv.
Poblaciones con baja de densidad poblacional	SAP	SAP	RASAS / Conv.	SAP	SAP	SAP			RASAS / SAP con Tanques séptico	SAP / RASAS / Conv.	SAP / SAV / RASAS / Conv.	SAP / SAV / RASAS / Conv.
Zonas donde no existe planta de tratamiento de aguas residuales	SAP con Tanque séptico	SAP con Tanque séptico	RASAS	RASAS / SAP con Tanque séptico	RASAS / SAP con Tanque séptico	SAP con Tanque séptico	RASAS / SAP con Tanque séptico	RASAS / SAP con Tanques séptico		RASAS / SAP con Tanque séptico	RASAS / SAP con Tanque séptico	RASAS / SAP con Tanque séptico
Longitud de tubería principal mayor a 500 metros	SAP	SAP	RASAS / Conv.	SAP / RASAS	SAP / RASAS	SAP	SAP / RASAS / Conv.	SAP / RASAS / Conv.	RASAS / SAP con Tanque séptico		SAP / RASAS / Conv.	SAP / RASAS / Conv.
Sistema con descarga directa a planta de tratamiento de aguas residuales	SAV / SAP	SAP	RASAS / Conv.	SAP / SAV	SAV / SAP / RASAS	SAP	SAP / RASAS / Conv.	SAP / SAV / RASAS / Conv.	RASAS / SAP con Tanque séptico	SAP / RASAS / Conv.		
Sistema con descarga a red existente convencional	SAV / SAP	SAP	RASAS / Conv.	SAP / SAV	SAV / SAP / RASAS	SAP	SAP / RASAS / Conv.	SAP / SAV / RASAS / Conv.	RASAS / SAP con Tanque séptico	SAP / RASAS / Conv.		

SAV. Sistema de alcantarillado por vacío

SAP. Sistema de alcantarillado por presión

SAP con tanque séptico. Sistema de alcantarillado por presión que en lugar de considerar un carcamo de bombeo utilice tanques sépticos como el RASAS

RASAS. Red de alcantarillado sin arrastre de sólidos

Conv. Sistema de alcantarillado sanitario convencional

# 2

## CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS ASOCIADAS A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO ALTERNATIVOS

Para tener una mayor claridad de las condiciones que necesita cada tipo de alcantarillado para su buen funcionamiento, en este capítulo se describen las características hidráulicas que presentan cada una de ellas.

Con respecto a las características hidráulicas, el diseño de los sistemas de redes de alcantarillado alternativos considera tres tipos: sistema de alcantarillado por vacío, sistema de alcantarillado por presión y sistema de alcantarillado sin arrastre de sólidos, los cuales fueron descritos en el capítulo 1.

Para las condiciones hidráulicas de una red de alcantarillado es fundamental considerar primero los gastos de diseño. La mayoría de los constructores tienen normas establecidas por las agencias encargadas de supervisar el alcantarillado, en México es la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Es importante hacer notar que en algunos sistemas (EPA, 1991) la red no solo trabaja a gravedad sino que trabaja de dos formas distintas dependiendo de sus condiciones hidráulicas; las dos condiciones hidráulicas a las que puede trabajar son:

- **Canal.** El flujo se presenta por acción de la gravedad, cuando la descarga es mínima
- **Tubería a presión.** Cuando la descarga es máxima y ocupa toda la sección del conducto

Las condiciones hidráulicas que influyen inicialmente en el diseño de la red de alcantarillado son los gastos y las velocidades:

- **La velocidad.** Este parámetro es de gran importancia en las alcantarillas. Debe cuidarse que se mantenga una velocidad mínima que permita la autolimpieza en los conductos
- **El gasto** (caudal, cuota o flujo volumétrico). Su valor está relacionado con la descarga de la vivienda y los criterios de seguridad que se contemplen para que el sistema no sufra problemas en su funcionamiento. En determinado momento el gasto puede producir cambios en las condiciones de operación de los conductos

## 2.1. DATOS GENERALES NECESARIOS PARA EL DISEÑO

### 2.1.1. APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado. La cual se considera como un porcentaje entre el 70 y el 75 por ciento de la dotación de agua potable, en L/(hab d), considerando que el restante se consume antes de llegar a la red, aunque siempre es preferible hacer trabajo de campo sobre la medición de aguas residuales para ver el rango de dicho valor, aunque en la mayoría de los casos también se presentan infiltraciones al alcantarillado procedentes de mantos acuíferos, corrientes o de la misma red de agua potable que pueden hacer variar este factor.

Al igual que en la determinación del consumo en agua potable, el cálculo de las aportaciones de las aguas residuales se realiza para las condiciones actual y futura de la localidad.

El valor de la aportación se puede calcular multiplicando el dato de la dotación (Tabla 2.1) por 0.7 o 0.75, con lo que se obtiene el volumen por habitante por día, que se vierte a la red de alcantarillado.

Es necesario tener en mente, que en algunas localidades existen descargas concentradas consi-

derables y con características especiales, como es el caso de las industrias con fuente de abastecimiento propia, por lo que se deberán evaluar estos volúmenes para adicionarlos o no a la aportación anterior.

Es recomendable determinar los volúmenes de aportación con base en un muestreo de campo, seleccionando a grupos de usuarios y realizando mediciones de descarga y consumo.

### 2.1.2. GASTOS DE DISEÑO

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

#### 2.1.2.1. Gasto medio

Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

La CONAGUA considera, para el diseño de una nueva red que el alcantarillado deben construirse herméticamente, por lo que no se adicionará al caudal de aguas residuales, el volumen por infiltraciones.

El gasto medio de aguas residuales se calcula con la Ecuación 2.1, en función de los habitantes servidos y la aportación determinada para

Tabla 2.1 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

Clima	Consumo L/(hab d)		
	Bajo	Medio	Alto
Cálido Húmedo	198	206	243
Cálido Subhúmedo	175	203	217
Seco o Muy Seco	184	191	202
Templado o Frío	140	142	145

cada zona en estudio. En zonas industriales y comerciales, el cálculo se hace con base en las demandas del desarrollo correspondiente, multiplicadas por el coeficiente de aportación (0.75) y transformadas a L/s.

$$Q_{MED} = \frac{A_p P}{86\ 400} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

- $Q_{MED}$  = Gasto medio de aguas residuales en L/s
- $A_p$  = Aportación de aguas residuales en L/(hab d)
- $P$  = Población, en número de habitantes
- 86 400 = s/d

#### 2.1.2.2. Gasto mínimo

El gasto mínimo,  $Q_{min}$  (Ecuación 2.2) es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{MIN} = 0.5Q_{MED} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

En la Tabla 2.2 se muestran valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Es conveniente mencionar, que 1.5 L/s es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros (excusado antiguo). Sin embargo, actualmente la norma NOM-005-CONAGUA-1996 establece como máximo 6 litros para descargas sanitarias, las cuales arrojan un gasto promedio de 1.0 L/s, por lo que se debe utilizar este último valor en algunos tramos iniciales de la red.

#### 2.1.2.3. Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se considera la cantidad de habitantes servidos y no tiene relación con las condiciones socioeconómicas de la población.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon ( $M$ ):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Tabla 2.2 Gasto mínimo de aguas residuales, relacionado con las descargas sanitarias

Diámetro	Excusado de 16 litros	Excusado de 6 litros
	Gasto mínimo Agua residual	Gasto mínimo Agua residual
cm	L/s	L/s
20	1.5	1.0
25	1.5	1.0
30	3.0	2.0
38	3.0	2.0
46	4.5	3.0
61	7.5	5.0
76	12.0	8.0
91	18.0	12.0

donde:

$P$  = Población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada en miles de habitantes

Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En tramos con una población acumulada menor a los 1 000 habitantes, el coeficiente  $M$  es constante e igual a 3.8
- Para una población acumulada mayor que 63 500, el coeficiente  $M$  se considera constante e igual a 2.0, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la Ley de variación establecida por Harmon

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{Minst} = MQ_{MED} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

donde:

$Q_{Minst}$  = Gasto máximo instantáneo, en L/s  
 $M$  = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

#### 2.1.2.4. Gasto máximo extraordinario

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las pro-

vocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos, ya que brinda un margen de seguridad para prever los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red, bajo esas circunstancias.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta:

$$Q_{Mext} = CSQ_{Minst} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

donde:

$Q_{Mext}$  = Gasto máximo extraordinario, en L/s  
 $CS$  = Coeficiente de seguridad

En caso de los sistemas alternativos de alcantarillado sanitario, que siempre están separados del alcantarillado pluvial, el coeficiente de seguridad es igual a uno.

### 2.1.3. PÉRDIDAS DE CARGA EN CONDUCTOS A PRESIÓN

La pérdida de carga se calcula a través de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{LV^2}{D2g} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

donde:

$f$  = coeficiente de pérdidas (adimensional)  
 $L$  = longitud de la tubería, en m

- $D$  = diámetro de la tubería, en m
- $V$  = velocidad media del flujo en m/s
- $g$  = aceleración gravitacional, en m/s<sup>2</sup>
- $h_f$  = pérdida de energía por fricción, en m

El coeficiente de pérdidas está en función de la rugosidad de las paredes de la tubería, sin embargo, ésta no es homogénea a lo largo de la conducción, por lo que para fines del diseño se establece un valor medio equivalente. Conviene aclarar que en dicho valor intervienen otros factores como la frecuencia y alineamiento de las juntas, el tipo de costura o remachado y el efecto de las incrustaciones y acumulamientos, por la acción corrosiva del agua residual.

A través de estudios experimentales se determinó el coeficiente  $f$ , el cual se asoció al diámetro y la rugosidad del material de la tubería y número de Reynolds el cual se define como:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

donde:

- $V$  = velocidad media del flujo, en m/s
- $D$  = diámetro de la tubería, en m
- $\nu$  = Viscosidad cinemática del fluido, en m<sup>2</sup>/s

Moody (1944), presentó el diagrama universal para determinar el coeficiente de fricción,  $f$ , en tuberías de rugosidad comercial que transporta cualquier líquido (Ilustración 2.1).

Por otra parte, el cálculo del coeficiente de pérdidas se puede realizar de forma directa a través de la ecuación de Swamee – Jain (o Churchill):

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Válida para  $5\,000 < Re < 10^6$  y  $10^{-6} < \frac{\epsilon}{D} < 10^{-2}$

Con la cual se calculan las pérdidas de energía por fricción en una conducción. La Tabla 2.3 presenta rugosidad absoluta para diversos materiales utilizados en sistemas alternativos de alcantarillado sanitario. Los cuales fueron tomados de la referencia indicada y no constituyen ordenanza por parte de la CONAGUA, por lo que es responsabilidad del diseñador el uso de estos datos. Lo más recomendable, para el caso de tubería nueva, es consultar las especificaciones de cada proveedor, las cuales deberán estar fundamentadas en la normatividad correspondiente.

Tabla 2.3 Rugosidades absolutas para algunos materiales (Extracto de Sotelo, 2002)

Material	$\epsilon$ (mm)
<b>Tubos lisos</b>	
De acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, plástico, hule	0.0015

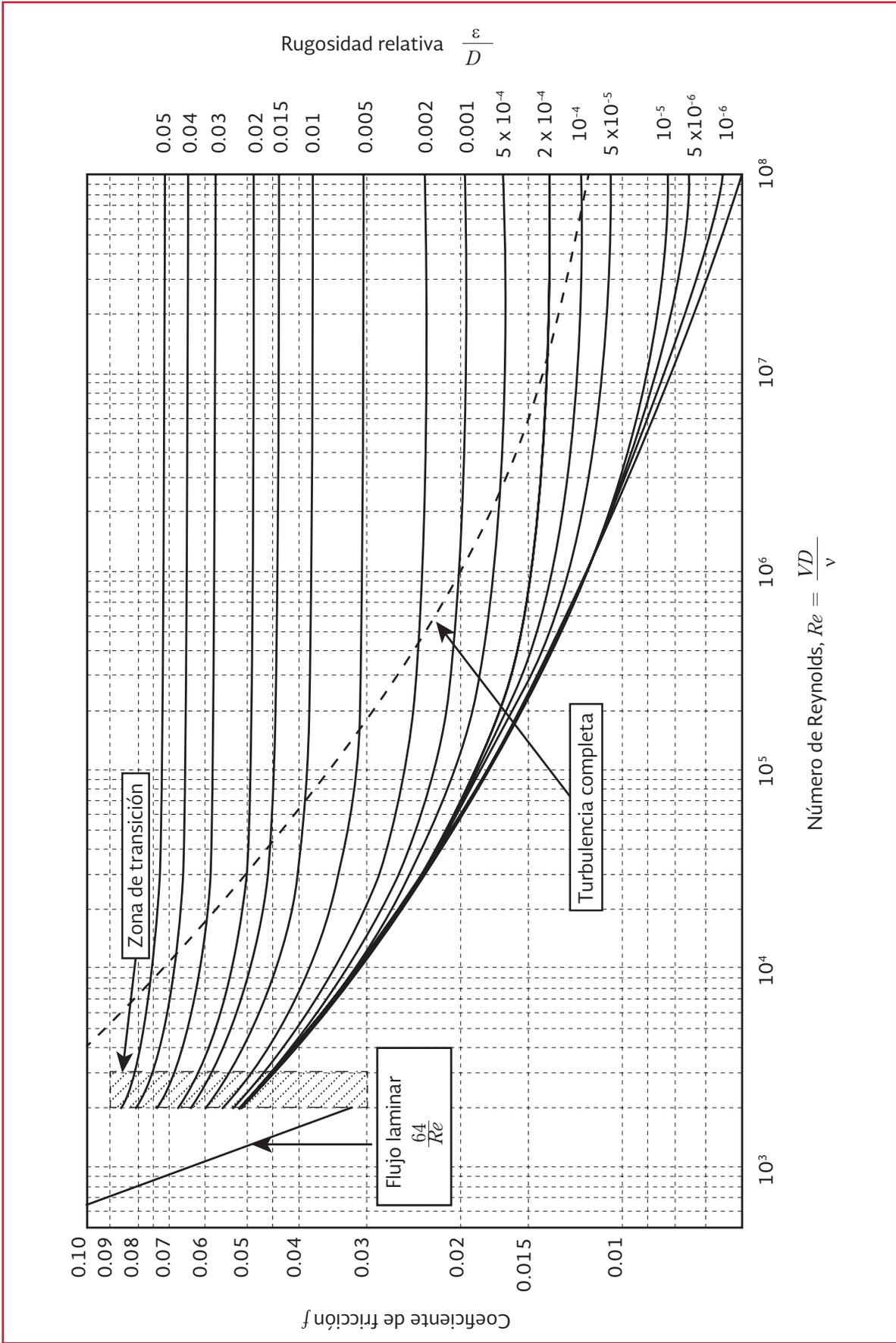
#### 2.1.4. PÉRDIDAS DE CARGA EN CONDUCTOS A SUPERFICIE LIBRE

En los sistemas de alcantarillado alternativos, generalmente se presenta la condición de flujo a presión, sin embargo para algunas condiciones se puede presentar flujo a superficie libre, como es el caso de las RASAS.

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se debe utilizar la fórmula de Manning (Ecuación 2.9), ya que es la que mejor simula el comportamiento del flujo a superficie libre.

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Ilustración 2.1 Diagrama universal de Moody, coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo (modificado de Moody, 1944)



donde:

- $V$  = Velocidad, en m/s  
 $R_h$  = Radio hidráulico, en m  
 $S$  = Pendiente del gradiente hidráulico, adimensional  
 $n$  = Coeficiente de “fricción”, adimensional

El radio hidráulico se calcula con la Ecuación 2.10:

$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

donde:

- $A$  = Área transversal del flujo, en m<sup>2</sup>  
 $P_m$  = Perímetro mojado, en m

Los parámetros hidráulicos con sección parcialmente llena, tales como el área hidráulica, y el perímetro mojado pueden calcularse con las expresiones siguientes y que están referidas a la Ilustración 2.2.

$$A = \frac{2y - D}{2} \sqrt{Dy - y^2} + \frac{D^2}{4} \arcsen\left(\frac{2y + D}{D}\right) + \frac{\pi D^2}{8} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

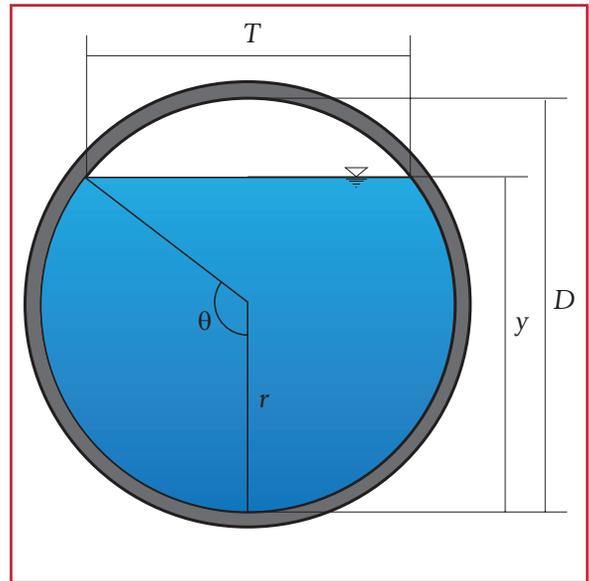
$$P = \left[ \arcsen\left(\frac{2y - D}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] D \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$T = 2\sqrt{y(D - y)} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

donde:

- $T$  = ancho superficial (m)  
 $D$  = diámetro interior (m)  
 $y$  = tirante de la sección (m)

Ilustración 2.2 Parámetros geométricos de la sección transversal



La ecuación de *Manning* tiene la ventaja para conductos de sección constante, que el coeficiente de rugosidad depende exclusivamente del material del tubo. La determinación de los valores del factor de fricción es totalmente empírica y su principal dificultad radica en alcanzar en campo o en laboratorio un flujo uniforme completamente desarrollado.

La Tabla 2.4 muestra los valores del coeficiente  $n$  publicados hasta ahora para algunos materiales, para otras clases de tuberías será necesario realizar los trabajos de laboratorio para obtener el valor de  $n$ . En la Tabla 2.5 se presentan los rangos del coeficiente  $n$  encontrados en la bibliografía internacional para diferentes tipos materiales, para otros no incluidos deberá buscarse la referencia que ofrezca los resultados experimentales.

Los fabricantes que ofrecen valores de  $n$  de sus tubos, deberán contar con el respaldo de sus procedimientos experimentales debidamente documentados y validados por una institución de investigación.

Tabla 2.4 Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de Manning para conducciones a superficie libre

Material	Coficiente $n$ de Manning	Referencia
Concreto	0.012 - 0.014	Ven Te Chow (1994)
Policloruro de vinilo (PVC), pared sólida	0.009	UTAH, Department of Transportation (2004)
Fibrocemento	0.011 - 0.015	ASCE/EWRI (2006)

Tabla 2.5 Valores del coeficiente de rugosidad  $n$  de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre

Material	Coficiente $n$ de Manning	Referencia
Policloruro de vinilo (PVC) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Polietileno de alta densidad (PEAD) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Polietileno de alta densidad (PEAD), pared interior corrugada	0.020 - 0.025 (Valor más usado para diseño 0.022)	California Department of Transportation (2014)
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)	0.009	American Water Works Association (2014)

## 2.2. CONSIDERACIONES PARTICULARES EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO POR VACÍO

Los sistemas por vacío tienen la particularidad de contar con válvulas de vacío que son las que regulan la evacuación de las aguas residuales de las casas, por lo tanto la frecuencia de abertura, la presión de vacío y las dimensiones de estas válvulas provocan diferentes condiciones hidráulicas.

Los fabricantes de las bombas y válvulas de vacío manejan ciertas condiciones para un correcto funcionamiento de sus productos y en base a estos, se puede realizar el diseño del alcantarillado por vacío.

La estimación de los gastos de diseño se realiza de acuerdo a lo estipulado en el apartado 2.1.2 y a partir de este se seleccionan las características de las válvulas vacío y se dimensionan o seleccionan las cámaras colectoras. Se debe considerar que los ciclos de operación de válvulas de vacío no deben exceder de cierto tiempo pre-

establecido y requieren de un intervalo de recuperación, entre ciclos de operación. Para un adecuado funcionamiento del sistema, principalmente de los ciclos de apertura de las válvulas de vacío, los fabricantes establecen la presión de vacío en que deben operar para garantizar un adecuado funcionamiento y esta presión de vacío depende de un adecuado dimensionamiento de la tubería y de la estación de vacío.

Por ejemplo el sistema de vacío AIRVAC® considera que las válvulas de 0.075 m de diámetro tienen una capacidad de 2 L/s cuando están conectadas a tuberías de 0.15 m de diámetro o mayores, con una presión de vacío de 1.76 m en la válvula. Con estas condiciones, el rendimiento de un ciclo de descarga normal de 38 litros es de 6 segundos, con 3 ciclos por minuto y con un intervalo de recuperación aproximado de 15 segundos entre ciclos.

Esto puede no presentar problemas a una válvula que es relativamente cercana a la estación de vacío conectada a una tubería principal de 0.15 metros; sin embargo para una válvula en el final de la red que es conectada a una tubería de 0.1

m (4 pulgadas). La respuesta de vacío (definida como la capacidad de vacío de la tubería para rápidamente tener el mismo nivel de vacío que existió al inicio del ciclo) es de absoluta importancia en el diseño del alcantarillado por vacío. La respuesta de vacío está en función de la longitud de la línea, el diámetro de la tubería, el número de conexiones y la cuota de elevación.

Si se pierde la hermeticidad de la tubería, por ejemplo por fugas, estas condiciones cambian debido a pequeñas pérdidas; también cuando el flujo es bajo o cero. Cuando un volumen suficiente de agua residual es acumulado en los tanques de control, las válvulas de vacío funcionan por ciclos. La diferencia de presiones que existe entre la línea principal de alcantarillado y el tanque de control (presión atmosférica) hace que el agua residual se vierta dentro de la tubería principal. Eventualmente la fricción y la gravedad llevan el agua residual a un sitio aguas abajo; otra válvula en este punto se activará para que esta agua residual continúe su movimiento hacia las estaciones de descarga.

Los sistemas de vacío son diseñados para operar en dos fases de flujo (aire/líquido) con una relación de dos a uno, sin embargo, los fabricantes proporcionan la relación adecuada.

### 2.2.1. VELOCIDADES EN SAV

Para evitar obstrucciones en las tuberías, la velocidad de autolimpieza mínima es de 0.3 m/s. Sin embargo la velocidad de flujo en un sistema de alcantarillado por vacío se encuentra entre 4.6 a 5.5 m/s. De acuerdo con EPA (1991), con estas velocidades no se ha reportado una obstrucción en los sistemas de vacío.

### 2.2.2. ECUACIONES APLICABLES A LOS SAV

Para pérdidas de carga, además de las ecuaciones presentadas en el apartado 2.1.3, se pueden utilizar las ecuaciones simplificadas de Swamee-Jain (de la Ecuación 2.14 a la Ecuación 2.16) para el análisis de flujo en tuberías a presión, las cuales se derivan de la Ecuación 2.7 y Ecuación 2.8.

$$h_f = 0.202 \frac{Q^2 L}{gD^5} \left\{ \log \left[ 0.27 \frac{\epsilon}{D} + 4.62 \left( \frac{vD}{Q} \right)^{0.9} \right] \right\}^{-2}$$

*válida para  $10^{-6} < \frac{\epsilon}{D} < 10^{-2}$  y  $3000 < Re < 10^8$*

Ecuación 2.14

$$Q = -2.22 \left( \frac{gD^5 h_f}{L} \right)^{0.5} \log \left[ 0.27 \frac{\epsilon}{D} + \left( \frac{3.17 v^2 L}{gD^3 h_f} \right)^{0.5} \right]$$

*válida para  $Re > 2000$*

Ecuación 2.15

$$D = 0.66 \left[ \epsilon^{1.25} \left( \frac{LQ^2}{gh_f} \right)^{4.75} + vQ^{3.4} \left( \frac{L}{gh_f} \right)^{5.2} \right]^{0.4}$$

*válida para  $10^{-6} < \frac{\epsilon}{D} < 10^{-2}$  y  $5000 < Re < 10^8$*

Ecuación 2.16

### 2.2.3. CONSIDERACIONES GENERALES DEL DISEÑO DE LA RED

#### 2.2.3.1. Selección de diámetro de tubería

Para la planificación inicial del diseño se puede proponer un diámetro en función del flujo de diseño. A manera de ejemplo, la Tabla 2.5 presenta valores de diámetro de tubería (PVC SDR 21) recomendados, en función del flujo. Esta tabla es producto de la experiencia en sistemas existentes de alcantarillado por vacío.

Tabla 2.6 Flujo recomendado por diámetro de tubería PVC SDR 21

Diámetro		Flujo recomendado	Flujo máximo
in	cm	L/s	L/s
4	10.16	2.40	3.47
6	15.24	6.62	9.59
8	20.32	13.25	19.24
10	25.4	23.60	34.32

Para conducciones principales el diámetro mínimo debe ser de 10.16 cm (4 pulgadas), mientras que para ramales el diámetro mínimo puede ser de 7.62 cm (3 pulgadas).

El diámetro final está en función de las pérdidas de energía del análisis hidráulico. Un diseño adecuado permitirá conducir el flujo con pérdidas por conducción relativamente bajas.

### 2.2.3.2. Perfil de la conducción

Unas de las ventajas de utilizar los sistemas de alcantarillado por vacío es que se adaptan a las condiciones topográficas de la zona, ya sea en pendientes positivas o negativas, de esta manera se evitan las posibles obstrucciones o fallas que pudieran encontrarse en el suelo, así como las estructuras de servicios existentes.

Para mantener la profundidad de las zanjas a poca profundidad y para conducir las aguas residuales en una pendiente negativa se utiliza un perfil de la conducción llamada "diente de sierra" (*sawtooth*), tal como se muestra en la Ilustración 2.3. En lo sucesivo, en este libro se le llamará escalón a cada uno de estos arreglos.

Como resultado de la experiencia en la operación de los sistemas de alcantarillado por vacío, se han establecido parámetros generales para el

diseño del perfil de las conducciones, los cuales se muestran en la Tabla 2.7.

Ilustración 2.3 Detalle de escalón para arreglo "diente de sierra"

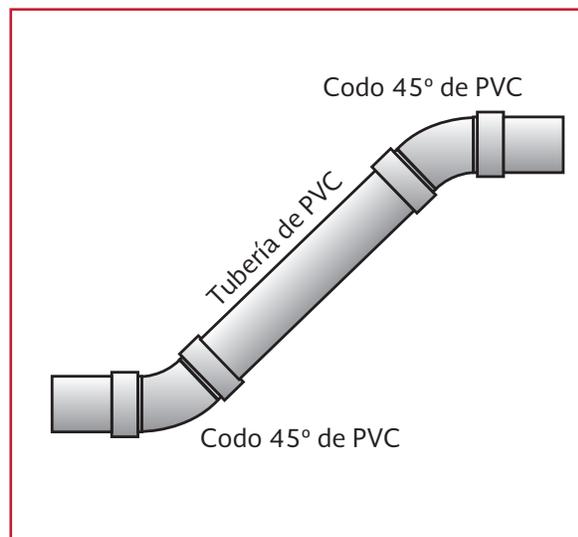


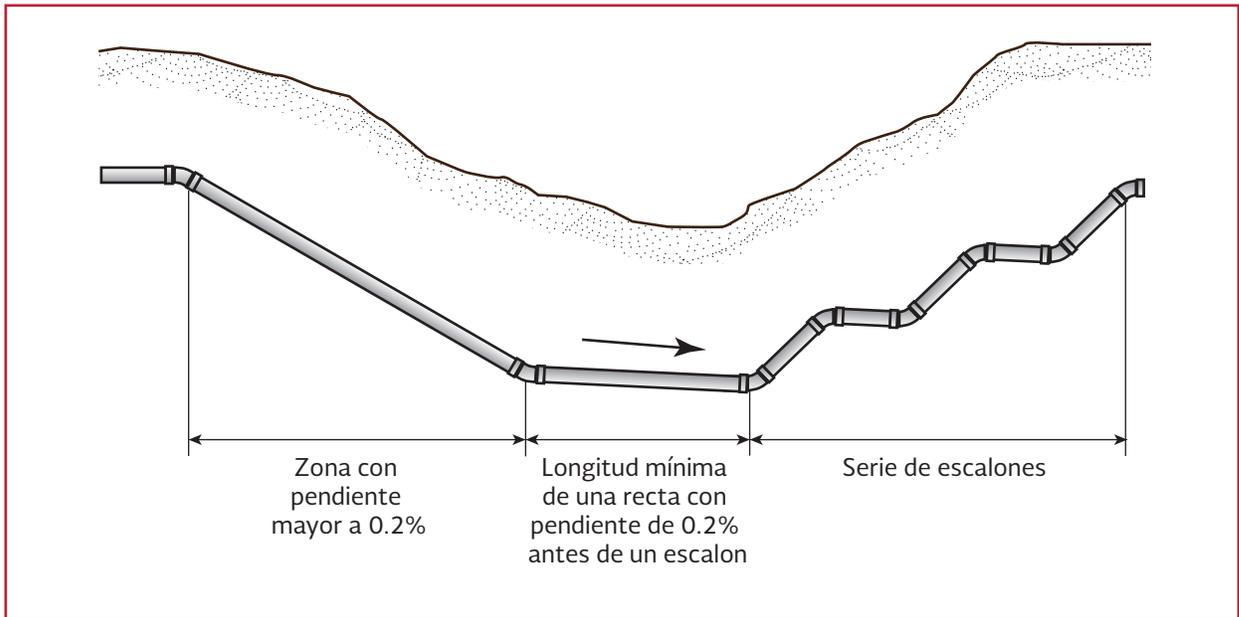
Tabla 2.7 Parámetros generales para el trazo de la conducción (Ilustración 2.4)

Parámetro	Valor	Unidad
Distancia mínima entre escalones	6	m
Longitud mínima de una recta con pendiente de 0.2% antes de un escalón	15	m
Distancia mínima entre la parte superior del escalón y un ramal	1.8	m
Pendiente mínima	0.20	%
Máximo número de escalones en una serie	5	

### Perfil en zonas con pendiente ligera

En zonas relativamente planas (sin grandes variaciones de elevación). La profundidad estándar para conducciones principales es de 1.2 a 1.5 metros con una pendiente del 0.20 por ciento. Se deben de colocar escalones a una distancia máxima de 150 metros, con el objeto de mantener la pendiente regular y evitar excavaciones profundas (Ilustración 2.5).

Ilustración 2.4 Diagrama de referencia para la Tabla 2.7



#### *Perfil en zonas con pendiente negativa*

En terrenos cuya configuración sea de contra pendiente, se recomienda una pendiente igual o mayor de 0.2 por ciento y las distancia entre escalones debe ser igual o mayor a los 6 metros (Ilustración 2.6).

#### *Perfil en zonas con pendiente positiva*

Cuando la conducción se instale en una zona con pendiente positiva (en el mismo sentido del flujo) no se requerirá de escalones, siempre y cuando se garantice una pendiente mayor al 0.20 por ciento (Ilustración 2.7).

Ilustración 2.5 Perfil en zonas con pendiente ligera

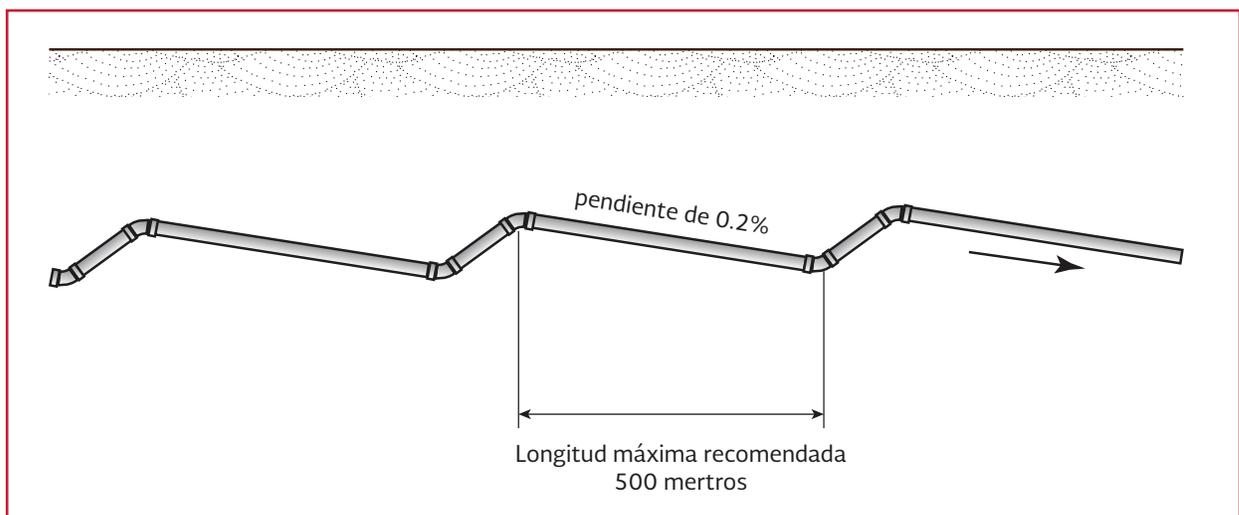


Ilustración 2.6 Perfil en zonas con pendiente negativa

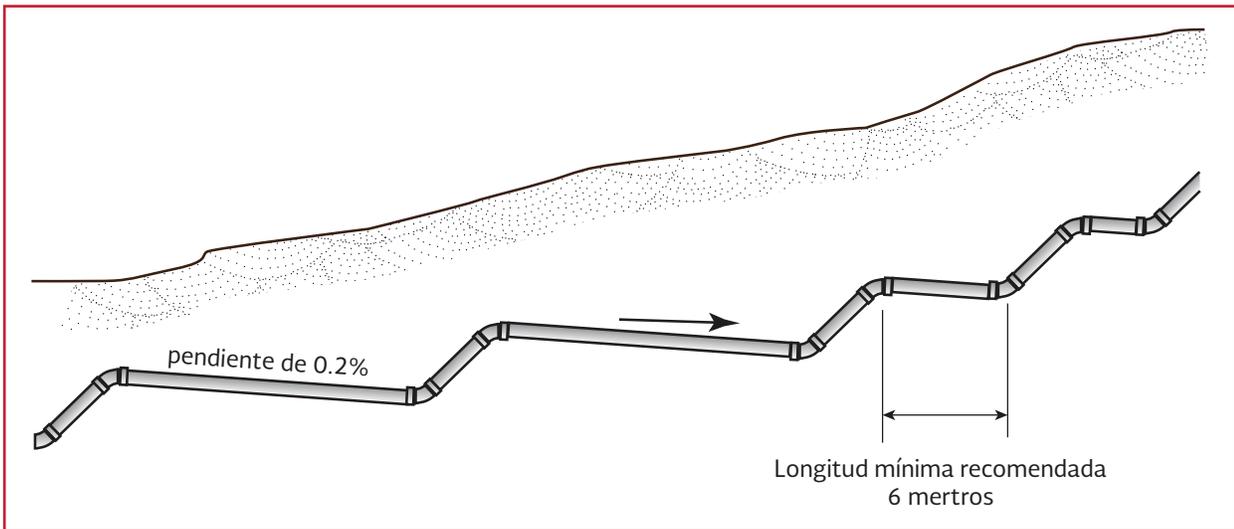
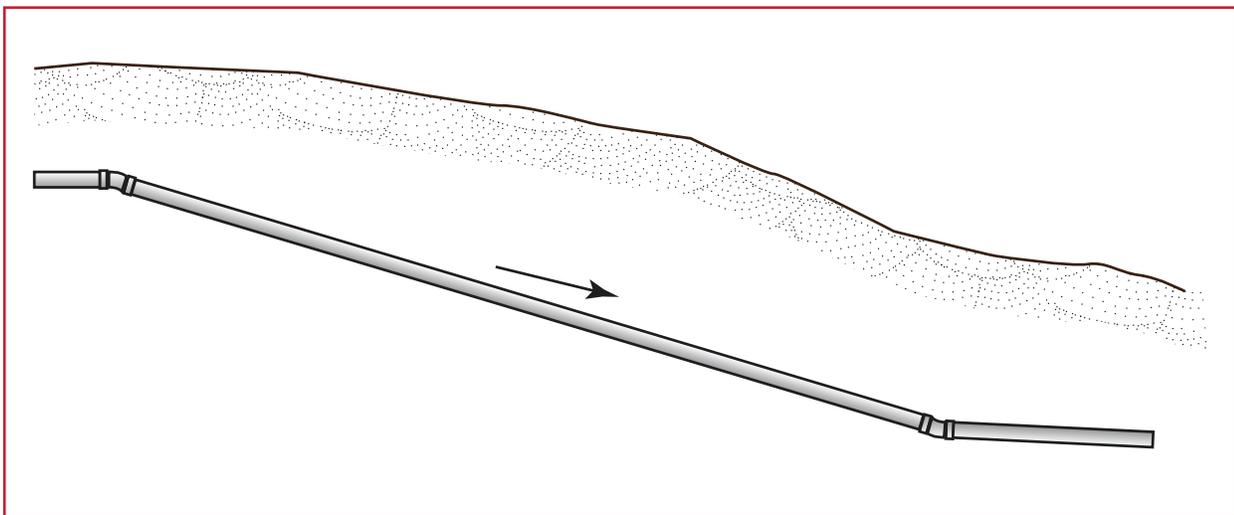


Ilustración 2.7 Perfil en zonas con pendiente positiva



## 2.2.4. DISEÑO DE LA ESTACIÓN DE VACÍO

### 2.2.4.1. Tanque de recolección

Los tanques de recolección se deben dimensionar para asegurar una adecuada operación de los equipos de bombeo que desalojan el agua resi-

dual del tanque hasta el sitio de tratamiento o una red convencional.

Los tanques deben ser capaces de almacenar un volumen de agua residual tal que permita establecer un ciclo de bombeo de no más de 4 veces por hora en condiciones de flujo mínimo (2 arranques por bomba), ni más de 7 veces por

hora a caudal medio (3.5 arranques por bomba). Esto se representa por la siguiente ecuación:

$$V_T = 3V_0 + 1.5 \quad \text{Ecuación 2.17}$$

donde:

$$\begin{aligned} V_T &= \text{Capacidad del tanque, en m}^3 \\ V_0 &= \text{Volumen de operación, en m}^3 \end{aligned}$$

Tomando en consideración un ciclo de 15 minutos, el volumen de operación se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_0 = 450(Q_{MED}) \frac{Q_B - 0.5(Q_{MED})}{Q_B}$$

$$\text{Ecuación 2.18}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q_{MED} &= \text{Gasto medio de aguas residuales en L/s} \\ Q_B &= \text{Capacidad del equipo de bombeo, en L/s} \end{aligned}$$

Para el cálculo del volumen de operación se aplica un factor de seguridad de 3.0, en consideración de un almacenamiento de emergencia, en caso de que los equipos de bombeo fallen; se consideran también 1.5 m<sup>3</sup> adicionales considerado como volumen de reserva para la correcta operación de las bombas de vacío. El volumen mínimo recomendado del tanque de recolección es de 3.7 m<sup>3</sup>.

#### 2.2.4.2. Diseño del equipo de bombeo para aguas residuales

El diseño de los equipos de bombeo se realizará de acuerdo con las recomendaciones presentadas en el libro *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS.

#### 2.2.4.3. Diseño del equipo de bombeo de vacío

La capacidad de las bombas de vacío se calcula en función de los siguientes factores:

1. El flujo máximo y la longitud de las tuberías de la red
2. El tiempo de operación del equipo de bombeo ( $t$ ), que es una función del volumen total de las tuberías del sistema

Se deben analizar ambos criterios y el que solicite mayor capacidad del equipo es que regirá el modelo.

#### *Diseño basado en el flujo y la longitud de tubería*

Este diseño se fundamenta en la ecuación empírica (adaptada de Airvac, 2008):

$$Q_{BV} = A(Q_{Minst}) \quad \text{Ecuación 2.19}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q_{BV} &= \text{Capacidad de la bomba de vacío, en L/s} \\ Q_{Minst} &= \text{Gasto máximo instantáneo, en L/s} \\ A &= \text{Factor de longitud que se presenta en la Tabla 2.8} \end{aligned}$$

Tabla 2.8 Factor de longitud A

Longitud de la línea más larga en la red desde la estación de vacío m	A
0 - 1 500	6
1 501 - 2 130	7
2 131 - 3 000	8
3 001 - 3 650	9
> 3 650	11

### Diseño basado en el tiempo de inactividad

Una vez definido el gasto de operación de las bombas de vacío, se evaluará el tiempo de operación,  $t$ , para un rango de operación de 0.55 a 69 kg/cm<sup>2</sup>. Este cálculo mostrará la cantidad de tiempo que tomarán las bombas de vacío para evacuar las tuberías a partir de una presión de vacío de 0.55 hasta 0.69 kg/cm<sup>2</sup>.

$$t = \frac{0.45 \left[ \frac{2}{3} V_{SAV} + (V_T - V_0) \right]}{Q_{BV}} \quad \text{Ecuación 2.20}$$

donde:

- $t$  = Tiempo de operación, en s
- $V_{SAV}$  = Volumen de la red de tuberías, m<sup>3</sup>
- $V_T$  = Capacidad del tanque de recolección, en m<sup>3</sup>
- $V_0$  = Volumen de operación, en m<sup>3</sup>
- $Q_{BV}$  = Capacidad de la bomba de vacío, en L/s

En ningún caso  $t$  debe ser mayor de 3 minutos ni menos de 1 minuto. Si es mayor que 3 minutos, la capacidad de las bombas de vacío debe ser aumentada o aumentar el número de bombas. Si  $t$  es de menos de 1 minuto, la capacidad debe ser reducida.

### 2.3. CONSIDERACIONES PARTICULARES EN LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO POR PRESIÓN

Con la experiencia en la instalación de sistemas por presión se ha visto que presentan una capacidad más baja, con respecto a otros sistemas alternativos por lo que no es apto para algunos comercios e industrias. También se ha visto que

las condiciones están ligadas directamente con el empleo de las bombas que utiliza.

#### 2.3.1. VELOCIDADES EN SAP

El término “velocidad de autolimpieza” se refiere a la velocidad de flujo requerida para conducir los sólidos mientras se acarrea el agua residual. Para mantener sin obstrucciones la tubería, esa velocidad debe ser suficiente para transportar partículas que pueden encontrarse en las aguas residuales, para prevenir grumos de grasa en la superficie de las tuberías y para arrancar y transportar la materia pegada. La velocidad que generan las bombas por lo normal es de 0.6-0.9 m/s, lo que nos da una velocidad mayor de lo que requieren las tuberías para su limpieza. Esa velocidad debe ocurrir una o dos veces por día.

El tanque séptico de paso en un sistema es efectivo en la captura de partículas y grasa. Es lógico que el requisito de velocidad de auto limpieza deba ser mucho más reducido que en los sistemas con bomba demoledoras, la cual se calcula con la siguiente ecuación.

$$V_{min} = \left( \frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 2.21}$$

donde:

- $V_{min}$  = Velocidad mínima para el arrastre de sólidos en m/s
- $k$  = Constante de cohesión del material arrastrado
- $s$  = Densidad relativa de las partículas
- $g$  = Aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>
- $d$  = Diámetro de las partículas en m
- $f$  = Factor de fricción de Darcy-Weisbach

Asumiendo un valor de densidad relativa con el agua potable de 1.1 y diámetro de la partícula de 0.2 mm para el efluente del tanque séptico, una constante de cohesión de 0.05 y que el factor de fricción está dentro del rango de 0.02 y 0.03, aplicando la ecuación de Camp (Ecuación 2.21) para el transporte de sedimentos resulta que la velocidad de autolimpieza es en promedio de 0.3 m/segundo.

En un sistema con bomba demoledora la velocidad de flujo es muy baja, la adhesión de grasa en la superficie de la tubería restringe las secciones transversales e interfiere con la liberación de aire en las válvulas; esto incrementa las pérdidas en la mayoría de las bombas demoledoras.

En ambos sistemas, el de bombas demoledoras y de paso, la arena y otros sedimentos pueden entrar a las tuberías durante la construcción, lo cual puede llegar a solidificarse debido al contacto con las aguas residuales, dificultando su remoción. La tubería debe de mantenerse tapada durante toda la construcción para asegurar que la tubería se mantenga limpia.

La tubería principal debe ser diseñada para resistir las fuerzas de limpieza de la línea por saturación. Los principales motivos para la limpieza por obstrucción son para remover escombros que entran durante la construcción.

Las estaciones de limpieza debidas a la obstrucción han sido provistas en unos pocos proyectos, pero usualmente ellos son considerados como un gasto y obstáculo innecesario.

### 2.3.2. ECUACIONES APLICABLES A LOS SAV

Las ecuaciones utilizadas son las mismas que se aplican en los SAV y con los mismos coeficientes en ambas ecuaciones (EPA, 1991), es decir, para pérdidas de carga, además de las ecuaciones presentadas en el apartado 2.1.3, se pueden utilizar las ecuaciones simplificadas de Swamee-Jain (de la Ecuación 2.14 a la Ecuación 2.16).

### 2.3.3. DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO Y EQUIPO DE BOMBEO PARA AGUAS RESIDUALES

El diseño de los cárcamos de bombeo y los equipos de bombeo se realizará de acuerdo con las recomendaciones presentadas en el libro *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS. El apartado 2.5, presenta recomendaciones para el diseño hidráulico de los cárcamos.

### 2.3.4. DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

El diseño de los tanques sépticos se debe realizar de acuerdo con las recomendaciones presentadas en el libro *Saneamiento básico* del MAPAS.

### 2.3.5. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

El diseño de las redes de alcantarillado sanitario por presión, se realiza de forma similar al dise-

ño de redes de agua potable, con las siguientes consideraciones:

El principio de continuidad establece que en un nodo la suma de los gastos que entran a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Al aplicar este principio en cada nodo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos.

Considérese la red de la Ilustración 2.8 donde se conoce la carga en el nodo 5. Se han numerado los nodos y las tuberías, distinguiendo a estas últimas con números encerrados en un círculo. También aparecen con flechas los gastos  $q$  que ingresan a la red y los gastos  $Q$  que fluyen en las tuberías; para estos últimos se ha supuesto el sentido de flujo.

Así, al aplicar el principio de continuidad en los nodos 1 a 4 se establece el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned} Q_1 + Q_2 - Q_5 &= -q_1 \\ Q_3 - Q_1 &= -q_2 \\ Q_4 + Q_2 &= -q_3 \\ Q_5 + Q_4 &= q_4 \end{aligned}$$

El sistema de ecuaciones correspondiente a cualquier red se puede escribir como:

$$\sum Q_j = q_n \quad \text{Ecuación 2.22}$$

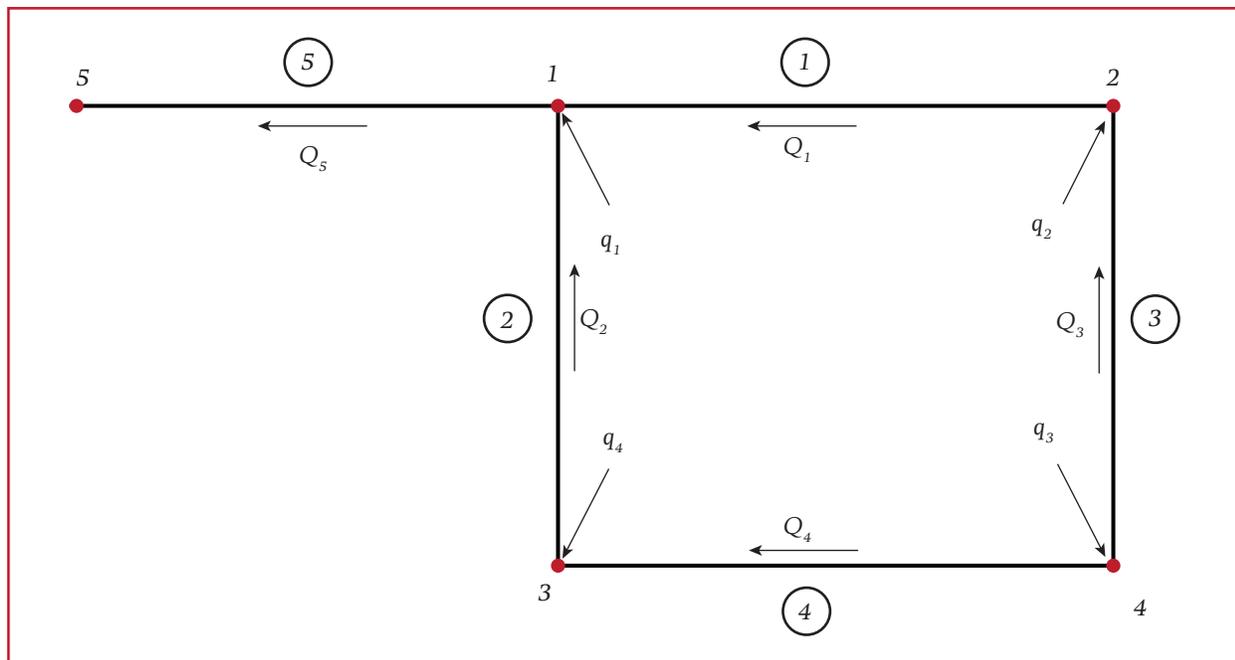
donde la suma se hace para todos los tubos  $j$  conectados al nodo  $n$ .

Al sustituir los gastos en términos de las cargas de presión se plantea un sistema no lineal de ecuaciones de un modo general, como:

$$\sum F_j(h) = q_n \quad \text{Ecuación 2.23}$$

donde: la suma se efectúa para todos los tubos  $j$  conectados al nodo  $n$  y  $F(h)$  es una función no lineal de las cargas de los extremos de estos tubos.

Ilustración 2.8 Red cerrada de tubos



La solución de la red consiste en calcular las cargas  $h$  que satisfacen simultáneamente el sistema de la Ecuación 2.23, ya obtenidas las cargas.

### 2.3.6. MÉTODOS DE SOLUCIÓN

Para resolver sistemas de ecuaciones no lineales se puede utilizar el método de Newton Raphson (Burden, Faires y Reynolds, 1979) o bien un procedimiento que simplifique el problema matemático a resolver, por ejemplo, el método de Cross, que al considerar circuitos dentro de la red disminuye el número de ecuaciones no lineales por resolver. Sin embargo, el desarrollo de los equipos de cómputo y de los programas para diseño de redes de distribución permiten solucionar estos sistemas de ecuaciones y con ello diseñar los sistemas de distribución a través de modelos de simulación, los cuales se describen con detalle en el libro *Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de distribución* del MAPAS, que si bien está enfocado a redes de agua potable, al ser un sistema a presión, es posible aplicarlos a un SAP con la consideración de que la densidad relativa del agua residual es de 1.1 y no se tienen nodos de demanda, sino nodos de aporte (entra agua al sistema, no sale de ella). En el apartado 3, se presenta un ejemplo aplicando un modelo de simulación matemática.

## 2.4. CONSIDERACIONES PARTICULARES EN LAS REDES DE ALCANTARILLADO SIN ARRASTRE DE SÓLIDOS

Es posible instalar un RASAS donde la diferencia de elevación entre las descargas y el sitio de tratamiento o vertido a otra red permitan esta-

blecer el flujo por gravedad. Por tanto en el diseño de la red se debe considerar la localización, profundidad de los tanques sépticos y la descarga que puede ser una planta de tratamiento, un cárcamo o una conexión a una red de alcantarillado convencional. La red de tuberías debe dimensionarse de tal forma que las pérdidas de energía no afecten el flujo a gravedad.

Donde las diferencias en elevación sean insuficientes para permitir el flujo por gravedad desde la descarga domiciliaria es posible utilizar un sistema combinado entre un RASAS y un SAP. La decisión de aplicar este tipo de sistemas combinados usualmente está en función de la relación beneficio costo, donde se consideran los costos de construcción, operación y mantenimiento.

### 2.4.1. VELOCIDADES EN RASAS

En un RASAS las velocidades mínimas permisibles pueden reducirse, debido a que el tratamiento primario dado en el tanque séptico, ya que se remueven la mayoría de las grasas y sólidos, dejando entrar únicamente a las tuberías material biológico fino sin sólidos sedimentables relativamente pesados.

Los estudios muestran que los sólidos que puedan entrar a los colectores y algo de crecimiento de limo que pueda desarrollarse dentro los tubos son fácilmente acarreados con velocidades de 0.15 m/s, la experiencia australiana recomienda emplear velocidades de 0.45 m/s a tubo medio lleno, mientras que la experiencia estadounidense sugiere que velocidades de 0.003 m/s a 0.15 m/s son suficientes (EPA, 1991). De forma general se establece un rango mínimo de velocidades mínimas de 0.3 a 0.45 m/s (Espadas, 2000).

Para prevenir erosión en las redes, la velocidad máxima recomendada es de 3 m/s, sin embargo en los RASAS se pueden permitirse velocidades alrededor de 12.0 m/s sin que se dañe la tubería (WPCF, 1970). Esto siempre estará en función del tipo de tubería empleada, por lo que este valor deberá estar de acuerdo con las especificaciones del fabricante.

Sin embargo, las velocidades máximas no deben de exceder 4 o 5 m/s ya que en flujos por encima de estos límites el aire puede entrar en las aguas residuales y producir bolsas de aire reduciendo la capacidad hidráulica de la red. Los puntos de mantenimiento deben de ser empleados donde el gradiente de la tubería resulte en velocidades excesivas.

#### 2.4.2. ECUACIONES APLICABLES A LOS RASAS

Para el caso de las conducciones a presión, las ecuaciones utilizadas son las mismas que se aplican en los SAP y con los mismos coeficientes en ambas ecuaciones (EPA, 1991), es decir, para pérdidas de carga, además de las ecuaciones presentadas en el apartado 2.1.3, se pueden utilizar las ecuaciones simplificadas de Swamee-Jain (de la Ecuación 2.14 a la Ecuación 2.16).

En el caso de las conducciones a superficie libre, se utilizan las ecuaciones presentadas en el apartado 2.1.4, (de la Ecuación 2.9 a la Ecuación 2.13).

#### 2.4.3. DISEÑO DEL TANQUE SÉPTICO

El diseño de los tanques sépticos se debe realizar de acuerdo con las recomendaciones presentadas en el libro *Saneamiento básico* del MAPAS.

#### 2.4.4. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

El diseño de las redes de alcantarillado sanitario sin arrastre de sólidos por presión, se realiza de forma similar al diseño de redes de SAP, sin embargo en la ocurrencia del flujo a superficie libre, el análisis del funcionamiento hidráulico se puede usar un modelo de simulación matemático dinámico.

El modelo de simulación dinámico, para flujo a superficie libre considera como fuerzas actuantes, además de la gravedad y la fricción, la presión y la inercia. Por lo que es posible simular la variación temporal, los efectos generados de aguas abajo hacia aguas arriba del nodo de interés y la posible ocurrencia de conducción a presión en una tubería.

##### ***Ecuación de onda dinámica***

Las ecuaciones diferenciales que modelan los cambios de caudal y nivel de un líquido a lo largo del espacio unidimensional y el tiempo de manera no permanente en un canal a superficie libre o abierta son las ecuaciones de Saint-Venant ya que son capaces de representar la mayoría de los problemas de escurrimientos a superficie libre.

El sistema de ecuaciones de Saint Venant se define por las ecuaciones de la conservación de la masa y la ecuación de la cantidad en movimiento.

Conservación de masa. Primera ecuación de Saint-Venant (1871).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Ecuación 2.24}$$

donde:

$q$	=	Caudal del escurrimiento por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
$y$	=	Altura de la lámina de agua (tirante) (m)
$S_0$	=	Pendiente media del plano (adimensional)
$n$	=	Coefficiente de rugosidad del plano ( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )

Conservación de la cantidad de movimiento.  
Segunda ecuación de Saint-Venant (1871)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f)$$

Ecuación 2.25

donde:

$Q$	=	Gasto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
$A$	=	Área de la sección ( $\text{m}^2$ )
$y$	=	Altura de la lámina de agua (tirante) (m)
$g$	=	Aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ )
$S_0$	=	Pendiente del canal (adimensional)
$S_f$	=	Pendiente de fricción (adimensional)

Las ondas dinámicas resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant, esto se observa en los modelos hidrodinámicos ya que utilizan la primera y segunda ecuación de Saint-Venant con todos sus términos. Estos modelos requieren soluciones numéricas de las ecuaciones diferenciales. Este tipo de modelos son de ma-

yor precisión con lo cual se tiene una mejor representación de la física del escurrimiento permitiendo simular modificaciones en el sistema de estudio.

Para mayor información sobre este tema consulte el libro de Bladé *et al.*, (2009).

Diversos programas de cómputo de simulación de redes de alcantarillado y drenaje permiten realizar este tipo de modelos de simulación dinámicos.

En el apartado 3, se presenta el uso de un modelo de simulación dinámico para el diseño de una red de alcantarillado sin arrastre de sólidos.

## 2.5. DISEÑO DE CÁRCAMOS

### 2.5.1. VOLUMEN DEL CÁRCAMO

Los colectores para diferentes velocidades de bombeo son diseñadas para igualar el afluente con el efluente no necesitan ser diseñados para almacenamiento, más bien para acomodar las tomas y la geometría requerida para los límites de velocidad y limpieza.

Los cárcamos de bombeo a velocidad constante deben ser construidos para minimizar el tamaño de manera que impacte positivamente en el costo y facilite la limpieza.

Precaución: Mientras no sea necesario almacenar un volumen para operación continua, el diseñador deberá proveer el volumen adecuado para evitar intervalos de tiempo cortos inapropiados, que pudieran dañar los motores de la bomba, entre cada arranque.

El volumen mínimo necesario para un cárcamo de bombeo depende del tipo y funcionamiento de las bombas. Si éstas son de velocidad variable, de forma que se varía el caudal de bombeo de acuerdo con el agua residual que llega al cárcamo, el volumen requerido es pequeño, siendo suficiente aquel que permita el cambio de la capacidad de bombeo cuando se arranca o para una bomba antes de alcanzar el nivel definido para este. Normalmente, este tiempo suele ser inferior a un minuto.

En cambio las bombas de velocidad constante o de dos velocidades necesitan mayores volúmenes de almacenamiento para evitar ciclos demasiado cortos. El tiempo entre arranques es función de los caudales que entran al cárcamo. En bombas con motores de dos velocidades, el caudal de bombeo es la diferencia entre el caudal correspondiente a cada velocidad. El tiempo entre arranques para motores de potencia inferior a 15 kW puede reducirse hasta 10 minutos aunque es recomendable adoptar 15 minutos. Para motores de inducción de jaula de ardilla con potencias entre 15 y 75 kW, el tiempo entre arranques debe de ser mayor a 15 minutos. Para potencias superiores a 75 kW pero inferiores a 200 kW, el tiempo entre arranques debe estar comprendido entre 20 y 30 minutos. Para motores mayores a 200 kW se recomienda consultar con el fabricante.

El volumen comprendido entre los puntos de arranque y paro de una sola bomba o un solo escalón de control de velocidad para bombas de dos velocidades, está dado por:

$$V = \frac{\theta q}{4} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

donde:

$$V = \text{Capacidad necesaria, m}^3$$

- $\theta$  = Tiempo mínimo de un ciclo de bombeo (tiempo entre arranques sucesivos o cambios de velocidad de una bomba que funciona entre los límites de un intervalo de control), min
- $q$  = Capacidad de la bomba o incremento del gasto del bombeo cuando una bomba se encuentra en funcionamiento y arranca una segunda o cuando se aumenta la velocidad del motor, m<sup>3</sup>/min

El tiempo mínimo del ciclo de funcionamiento de una sola bomba ocurre cuando el caudal de entrada es exactamente igual a la mitad de la capacidad de la bomba. En estas condiciones, la duración en funcionamiento y paro son iguales. Para caudales de entrada mayores, el tiempo de funcionamiento es mayor y el de paro menor, mientras que para caudales de entrada menores, ocurre lo contrario. En ambos casos, el tiempo de ciclo es mayor.

Si el volumen calculado implica construir una cámara húmeda excesivamente grande para un cárcamo que conste de dos bombas iguales, una de las cuales está de reserva, se puede reducir el volumen a la mitad instalando controladores automáticos que arranque y pare las bombas en forma alterna y reduzca el valor de  $\theta$  a la mitad del necesario para una sola bomba.

### 2.5.2. VOLUMEN MÁXIMO

En general siempre se establece un tiempo de retención máximo en el cárcamo para minimizar el desarrollo de condiciones sépticas y producción de olores que conduce a su vez a un volumen máximo. A menudo, este se establece

en 10 min, para el caudal medio del proyecto. Desgraciadamente, este valor con frecuencia se contrapone con la necesidad de disponer de volumen adecuado para evitar ciclos de funcionamiento de las bombas demasiado cortos. Por esto se instalan varias bombas o bombas de dos velocidades para reducir el incremento del caudal de bombeo y, en consecuencia, el volumen necesario. Además, se puede minimizar la producción de olores si el nivel mínimo del agua en el cárcamo se encuentra por encima de la zona cuyo fondo tiene una pendiente, lo cual se logra al hacer que dicho nivel concuerde con la primera bomba dentro de la secuencia de bombeo.

El problema más frecuente es obtener suficiente volumen de bombeo a un costo razonable. En los cárcamos importantes que dan servicio a grandes colectores, se puede conseguir un volumen efectivo adicional utilizando la capacidad de almacenamiento de los colectores. Si el punto de arranque de las bombas en el cárcamo de bombeo está situado por debajo de el piso de los colectores, no es posible utilizar la capacidad de almacenamiento de éstos. Sin embargo, cuando se encuentra por encima, se pueden obtener las curvas del contraflujo y calcular el volumen de almacenamiento efectivo en los colectores entre los diversos escalones de control. Este volumen, a menudo representa el 50 por ciento del total. Este sistema es comúnmente utilizado en cárcamos de bombeo que incorporan rejillas de limpieza automática.

### 2.5.3. DIMENSIONES DE LA TOMA

Se han identificado fenómenos hidráulicos específicos que pueden afectar negativamente el desempeño de las bombas. Los fenómenos que no deben presentarse en un grado excesivo son:

- Vórtices sumergidos
- Vórtices en superficie libre
- Remolinos de gran magnitud, fluctuantes en el tiempo (preswirl)
- Distribución no uniforme de la velocidad en el impulsor
- Entrada de aire o burbujas de gas

Idealmente, el flujo de cualquier líquido dentro de una bomba, debe ser uniforme, constante y libre de entrada aire y turbulencias. La falta de uniformidad puede causar que la bomba funcione lejos de las condiciones óptimas de diseño, y a menor eficiencia hidráulica. El flujo inestable ocasiona que la carga en el impulsor fluctúe, lo que puede llevar al ruido, vibraciones, generando fallas por fatiga de los ejes de la bomba.

Los remolinos en la toma de la bomba pueden provocar un cambio significativo en las condiciones de operación y puede producir cambios en la capacidad de flujo, los requisitos de energía y eficiencia. También puede causar vórtices locales que inducen reducciones de presión y burbujas de aire que se extienden en la bomba. Esta y cualquier otra ingreso de aire puede causar reducciones del caudal de bombeo y fluctuaciones en la carga de los impulsores causando ruido y vibraciones, lo cual puede conducir a daños físicos.

El impacto negativo de cada uno de estos fenómenos en la operación de la bomba depende de la velocidad específica, el tamaño de la misma, así como otras características de diseño de la bomba que son específicas del fabricante. En general, las bombas más grandes y bombas de flujo axial (alta velocidad específica) son más sensibles a los fenómenos de flujo que las bombas pequeñas o bombas de flujo radial (baja velocidad específica).

La estructura de entrada debe ser diseñada para permitir que las bombas logren su óptimo funcionamiento hidráulico para todas las condiciones de operación. Un buen diseño garantiza que los fenómenos adversos descritos previamente están dentro de los límites aceptables. Se recomienda consultar el libro de *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS

En el diseño de la estructura de entrada, deben considerarse los siguientes puntos:

- El flujo de la cámara de carga debería estar dirigido hacia la entrada de la bomba de tal forma que el flujo alcance las tomas con un mínimo de turbulencia
- Se debe evitar la formación de vórtices en la superficie por entrada de aire en el cárcamo, para ello las paredes deben estar diseñadas para evitar regiones de estancamiento del flujo. Una pared correctamente colocada cerca de la entrada puede reducir la tendencia a turbulencia localizadas y la formación de vórtices. La profundidad del líquido debe ser lo suficientemente grande para suprimir los vórtices de superficie
- Pese a que debe evitarse excesiva turbulencia o grandes remolinos, cierta turbulencia ayuda a prevenir la formación y crecimiento de vórtices
- La tubería de llegada al cárcamo debe estar a la altura de la superficie libre. El líquido puede caer a una distancia considerable a medida que entra. La distancia entre la entrada al cárcamo y la entrada de la bomba debe ser suficientemente alto para que las burbujas de aire alcancen la superficie y escapen antes de llegar a las bombas. La energía de caída del

líquido debe ser disipado lo suficiente de manera que no se presenten velocidades excesivamente altas e irregulares. Esto se puede realizar con paredes deflectoras apropiadamente diseñadas

- El cárcamo debe ser tanto pequeño y simple como sea posible para minimizar los costos de construcción

#### 2.5.4. CÁRCAMOS CON CANAL

Los cárcamos con canal son diseñados para proveer de limpieza con una operación periódica del equipo de bombeo utilizando un procedimiento especial. Este apartado proporciona una guía para la geometría necesaria de manera que se induzcan velocidades de escurrimiento durante el procedimiento de limpieza. La experiencia ha demostrado que los cárcamos con rejilla con una transición cónica entre la entrada del conducto y el piso de la rejilla provee la geometría suficiente para las operaciones de limpieza. Observe la Ilustración 2.9.

Los cárcamos con canal pueden ser utilizados tanto con equipos de bombeo de velocidad constante como de velocidad variable, pero si existe una diferencia entre los conductos de entrada para los dos tipos de estaciones. Con las bombas de velocidad variable, no existe la necesidad de almacenamiento si la bomba descarga la misma cantidad que ingresa en el afluente. Consecuentemente, el nivel del líquido del colector puede igualarse con el nivel del líquido en el conducto aguas arriba.

Cuando se utilizan bombas de velocidad constante, el nivel del líquido debe fluctuar, elevándose cuando las bombas se encuentran apagadas y descendiendo cuando estas se encienden. Debe existir un almacenamiento activo para prevenir la excesiva frecuencia de arranque de motores.

Como los cárcamos con canal son inherentemente pequeños y difíciles de adaptar a un almacenamiento activo, es deseable designar una porción del conducto de almacenamiento aguas arriba. La porción dedicada se le conoce como tubería de acceso, normalmente mide 75 a 150 mm (3 a 6 in) más que el conducto aguas arriba y se instala preferentemente a una pendiente del 2 por ciento. En niveles bajos de líquido, la velocidad en la proximidad de la tubería es supercrítica, dejando así una gran parte de la sección transversal vacía para el almacenamiento cuando el nivel del líquido aumente.

### ***Flujo de aproximación***

La velocidad en las aproximaciones del canal o conducto aguas arriba del cárcamo, no debe ser mayor que:

- 1.2 m/s para bombas verticales o sumergibles
- 0.9 m/s para bombas con tuberías de succión que se extienden desde una cámara seca hasta el cárcamo húmedo

La tubería del afluente aguas arriba de la rejilla deberá ser recta y libre de accesorios que pudieran interrumpir el flujo uniforme que entra a la rejilla al menos por una distancia igual a por los menos ocho veces el diámetro de la tubería

### ***Transiciones de la entrada***

La transición del vertedor a la entrada del cárcamo con rejilla está designado a convertir energía potencial a energía cinética durante el ciclo de limpieza del colector con rejilla. La curvatura en la cresta debe seguir la trayectoria libre horizontal de un chorro aproximadamente del 75 por cien-

to del gasto promedio. El radio de curvatura en el fondo del vertedor debe ser lo suficientemente grande para una transición suave al flujo horizontal; 0.5 a 1.0 r es suficiente.

Para producir un flujo suave debajo del vertedor y evitar ondas estacionarias, la descarga debe ser uniforme a través del ancho del cárcamo bajo dos posibles condiciones:

1. Una transición corta de una sección circular a una rectangular como se muestra en la Ilustración 2.9
2. Se recomienda un pequeño escalón en la descarga del vertedor

### ***Espacio en el piso de la entrada***

Todas las tomas para las bombas de campana pueden localizarse 0.5D por encima del fondo del cárcamo. La entrada de la última bomba (más lejana a la entrada del cárcamo) debe localizarse 0.25D por encima del fondo. Véase la Ilustración 2.9.

Para bombas que son sensibles a las pérdidas primarias (debidas a la entrada de aire por vórtices superficiales), la última entrada a la bomba puede ser colocada más abajo, 0.25D previendo que el piso cerca de la entrada se encuentra abajo por la misma distancia. Todas las demás dimensiones y velocidades para este arreglo pueden cumplir con aquellas dadas en la Ilustración 2.9.

Para bombas sumergidas en aguas residuales, una extensión de la entrada y boquilla, de tamaño para la velocidad de entrada pico que no debe exceder la velocidad de 1.7 m/s y ajustada a la entrada de la bomba, es necesario conocer los requerimientos dimensionales para desarrollar la zanja.

### ***Divisores y conos de entrada***

Se recomienda que los divisores montados en el piso estén alineados con la abscisa de la zanja. Estos deben estar centrados debajo de las campanas de succión y lo más lejos posible de la entrada del cárcamo como se muestra en la Ilustración 2.9.

### ***Deflectores***

Se requiere un deflector contra rotación colocado en la pared en la última entrada a la bomba, como se muestra en la Ilustración 2.9 para asegurar el rendimiento satisfactorio durante el ciclo de limpieza. El deflector contra rotación debe sobresalir hacia las bombas tanto como sea posible. Se necesitan veletas alineadas con el deflector a cada lado del cono del suelo, con la altura tan grandes como sean posibles.

### ***Procedimiento de limpieza***

Los cárcamos de tipo rejilla para líquidos con arrastre de sólidos pueden ser rápidamente limpiados eligiendo el momento en el que la última bomba trabaja a media capacidad. Si esa bomba, operando a su máxima velocidad, descarga en no más de un minuto o menos el nivel del líquido a la mitad del cárcamo, se pueden activar dos bombas. El líquido que fluye alcanza la velocidad supercrítica generando un salto hidráulico que se

lleva los sólidos en él, hasta la última bomba. El número de *Froud* antes del salto hasta la última bomba no debe ser menor que 3.5.

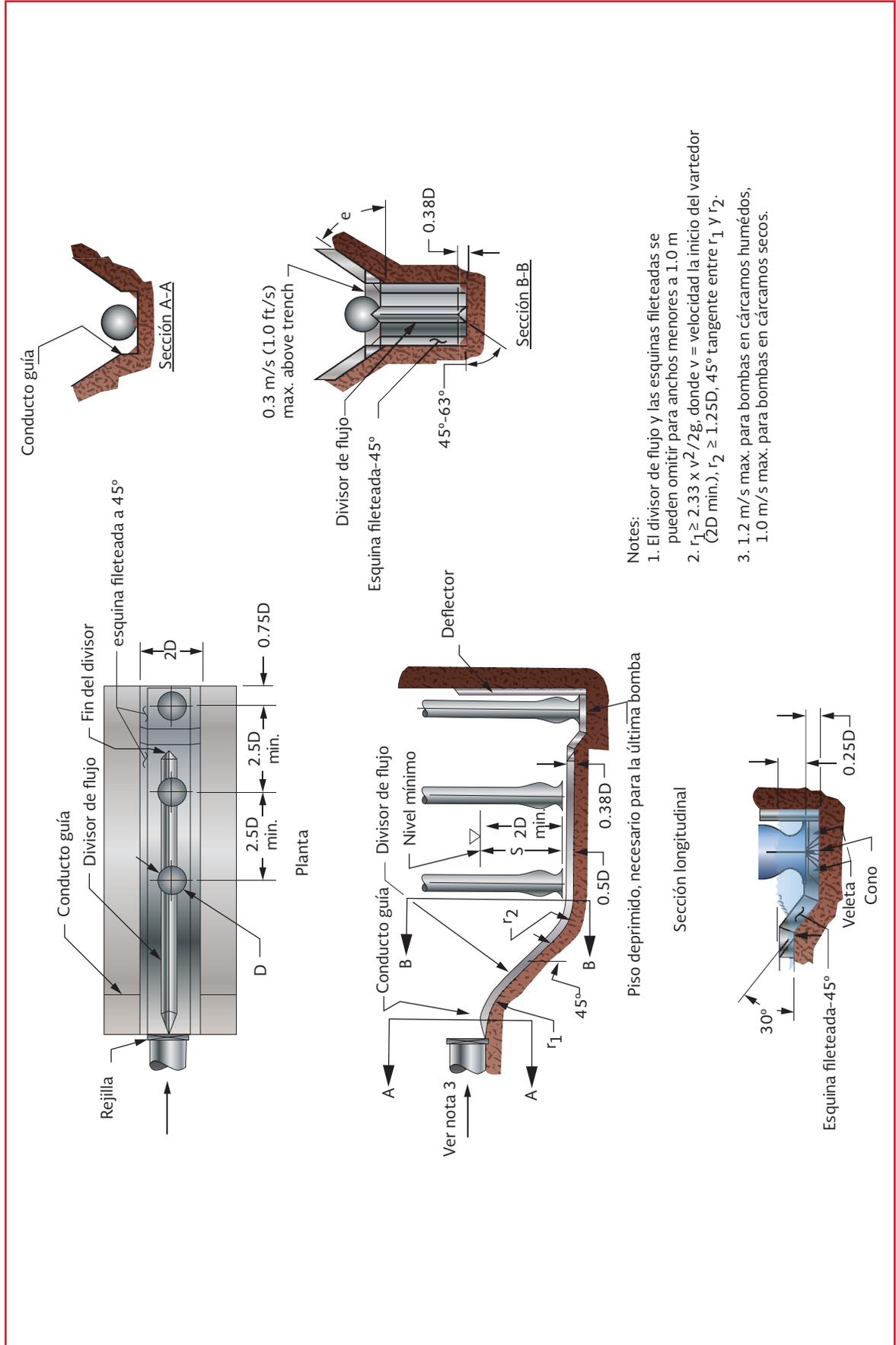
Si el afluente es insuficiente para limpiar, se puede almacenar suficiente líquido para el procedimiento de limpieza en los conductos aguas arriba al detener las bombas por un corto período de tiempo. Si el afluente es alto, se pueden operar dos bombas para producir la suficiente turbulencia para limpiar el cárcamo.

Nota: Las bombas deben ser cebadas antes de arrancarlas.

Este procedimiento de limpieza puede ser completado teóricamente en menos que tres o cuatro minutos, eliminando todo el lodo de los cárcamos, arena y escombros, pero las acumulaciones de grasa en las paredes entre la altura normal y los bajos niveles de líquido deben ser eliminados manualmente en períodos de tiempo. Es mejor un recubrimiento epóxico o PVC en lugar de concreto para facilidad y velocidad de limpieza.

Variando el nivel más alto del líquido unos cuantos centímetros cambia el espesor de la capa de grasa formada en la parte alta del nivel del líquido. El colector debe ser diseñado para tener una conveniencia en la facilidad de lavado de las paredes.

Ilustración 2.9 Cárcamo con canal (ANSI/HI 9.8-2012)



## 2.5.5. CÁRCAMO CIRCULAR

### **Diseño de pozo**

Un diseño circular es adecuado para muchos tipos y tamaños de las estaciones de bombeo (ver Ilustración 2.10, Ilustración 2.11 e Ilustración 2.12) pueden ser usados con la mayoría de los tipos de bombas y líquidos. Un diseño circular puede ofrecer una disposición más compacta que a menudo lleva a la reducción los costos de construcción.

La geometría circular minimiza las excavaciones y materiales de construcción y se presta a la utilización de la técnica de construcción encofrado. La disponibilidad de elementos de construcción prefabricados circular ha hecho este diseño, la más popular por sus pequeñas estaciones de bombeo. Estaciones de bombeo prefabricados totalmente equipadas tienen a menudo un diseño circular por las razones antes mencionadas.

El diseño circular recomendado de las estaciones se encuentran clasificadas en dos grupos: duplex y triplex.

Los diseños mostrados en el este apartado consideran una bomba extra instalada.

### **Nomenclatura**

$C_f$	=	Distancia al fondo
$C_w$	=	Distancia a la pared
$C_b$	=	Distancia a la voluta o la campana de entrada (según corresponda)
$D_s$	=	Diámetro de cárcamo
$D_b$	=	Diámetro de la voluta o campana entrada (según corresponda)

$S$  = Sumergencia, la distancia vertical mínima del nivel mínimo del colector a la entrada de la bomba, generalmente la entrada de campana de la bomba (Ver libro de *Cálculo, estudio y diseño de instalaciones mecánicas* del MAPAS para detalles)

### **Distancia al fondo**

La distancia al fondo no debe ser superior a la necesaria porque una excesiva distancia aumenta la aparición de zonas estancadas. Las condiciones que determinan la mínima distancia al fondo ( $C_f$ ) son el riesgo de aumentar las pérdidas de carga y la separación de flujos en la campana. Vórtices sumergidos también son sensibles a la distancia. La distancia recomendada es de entre 0.3 y 0.5  $D_b$ .

### **Distancia a la pared**

La distancia mínima entre una campana de admisión o una bomba de sumergible y la pared es de 0.25  $D_b$  o por lo menos 100 mm

### **Distancia a la campana de entrada**

La distancia mínima entre las campanas de entrada adyacentes o volutas (según corresponda) es de 0.25  $D_b$  o al menos 100 mm

### **Diámetro de colector**

El diámetro mínimo del colector será el que se indica para cada tipo de colector de la bomba como se muestra en la Ilustración 2.10, la Ilustración 2.11 y la Ilustración 2.12.

### ***Diámetro de la voluta o campana entrada***

Este parámetro se da en el proyecto de acuerdo al tipo de bomba y el modelo. Para bombas sumergibles y otros con una espiral, utilice el diámetro del difusor. Consulte te fabricante diámetro del difusor para información. Para las bombas sin una espiral, use el diámetro de campana de admisión.

### ***Tubo de ingreso de flujo***

La entrada del tubo no se deberá colocarse a una altura superior a la mostrada en las ilustraciones. Esta ubicación reduce el arrastre de aire por el líquido por un efecto de cascada en el desde el colector. Es importante colocar la entrada del tubo radialmente a las bombas, tal

como se muestra en las ilustraciones, para reducir patrones de flujo rotacional. En los últimos cinco diámetros de tubo antes de la entrada al colector, el tubo de entrada(s) deberá ser recto y sin válvulas o accesorios.

Nota: Altas velocidades en el tubo de entrada puede ocasionar excesiva turbulencia en este tipo de cárcamos.

El fondo del cárcamo debe tener superficies con pendiente en las campanas de entrada o bombas, como se muestra en n la Ilustración 2.10, la Ilustración 2.11 y la Ilustración 2.12. Los diseños mostrados en esta sección están basados en la operación individual, por ejemplo: Una bomba en servicio y una de repuesto.

Ilustración 2.10 Cárcamo circular seco (ANSI/HI 9.8-2012)

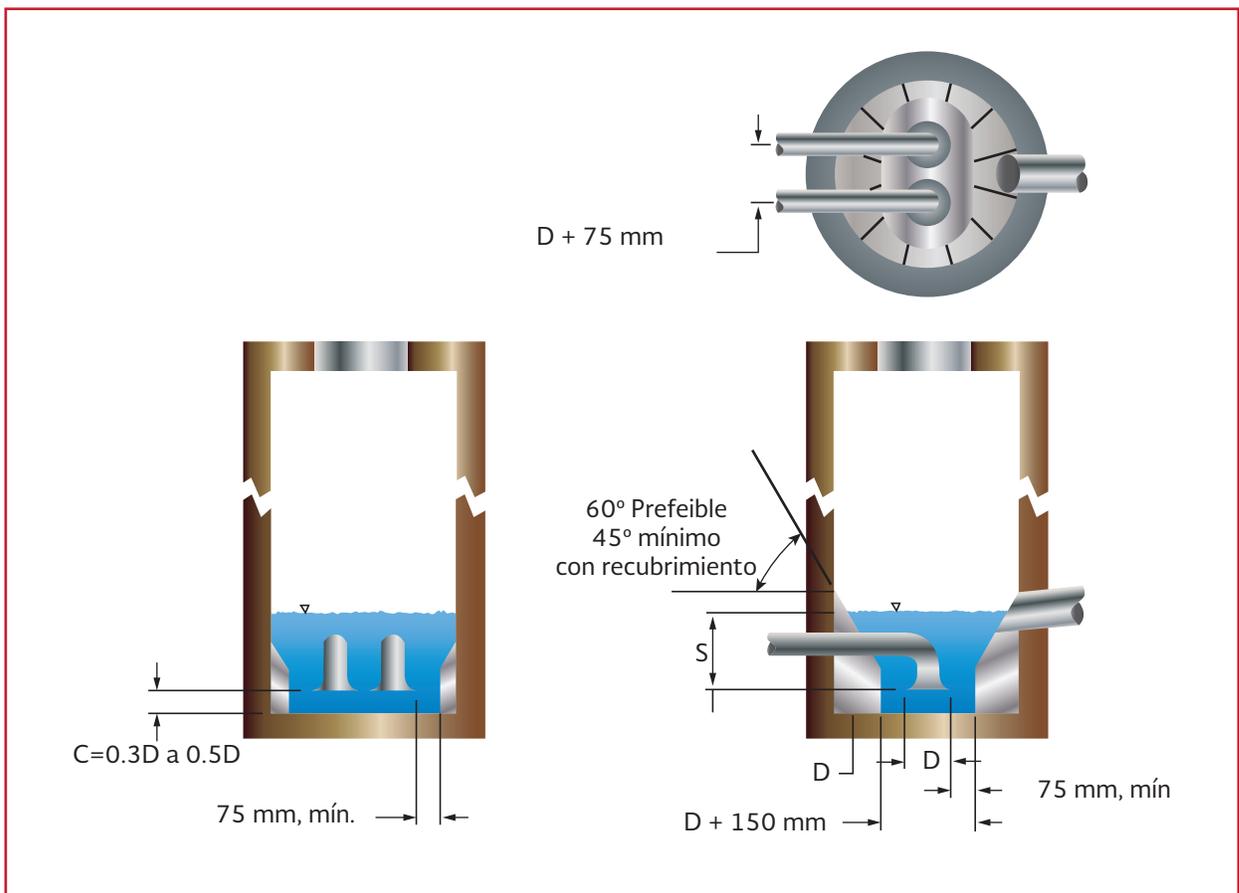


Ilustración 2.11 Cárcamo circular húmedo con bombas sumergibles (ANSI/HI 9.8-2012)

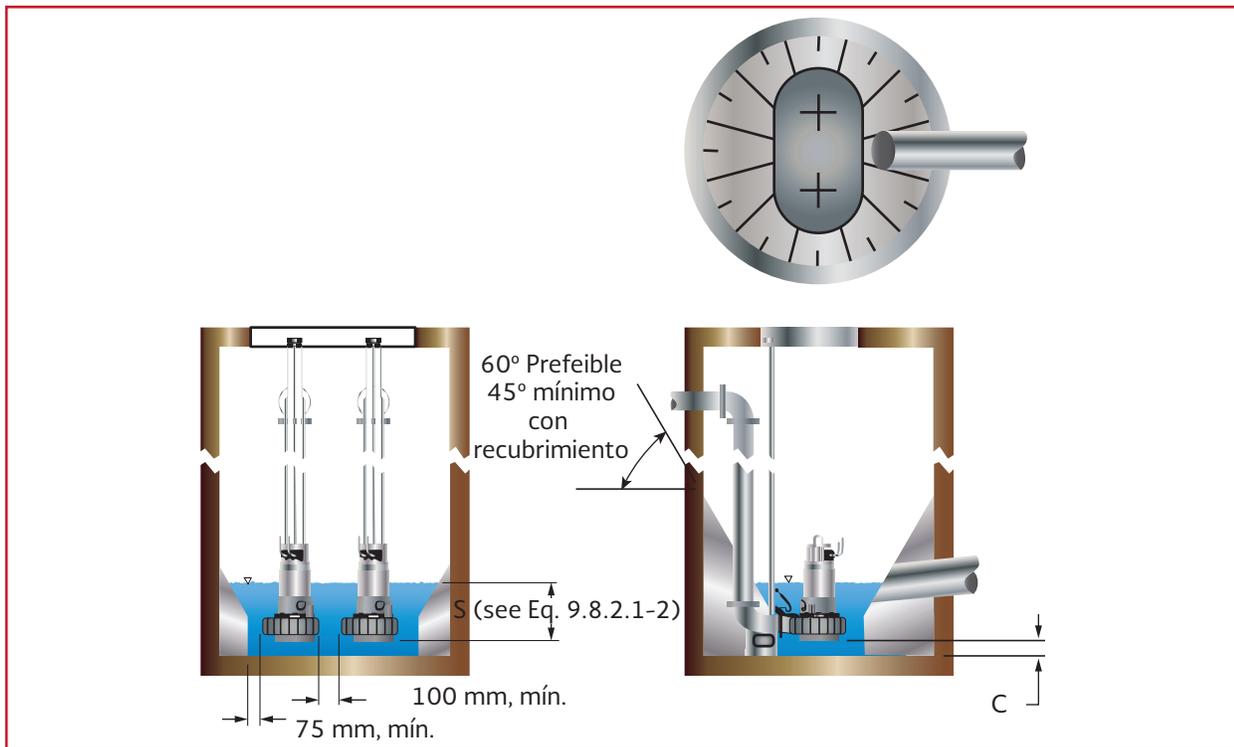
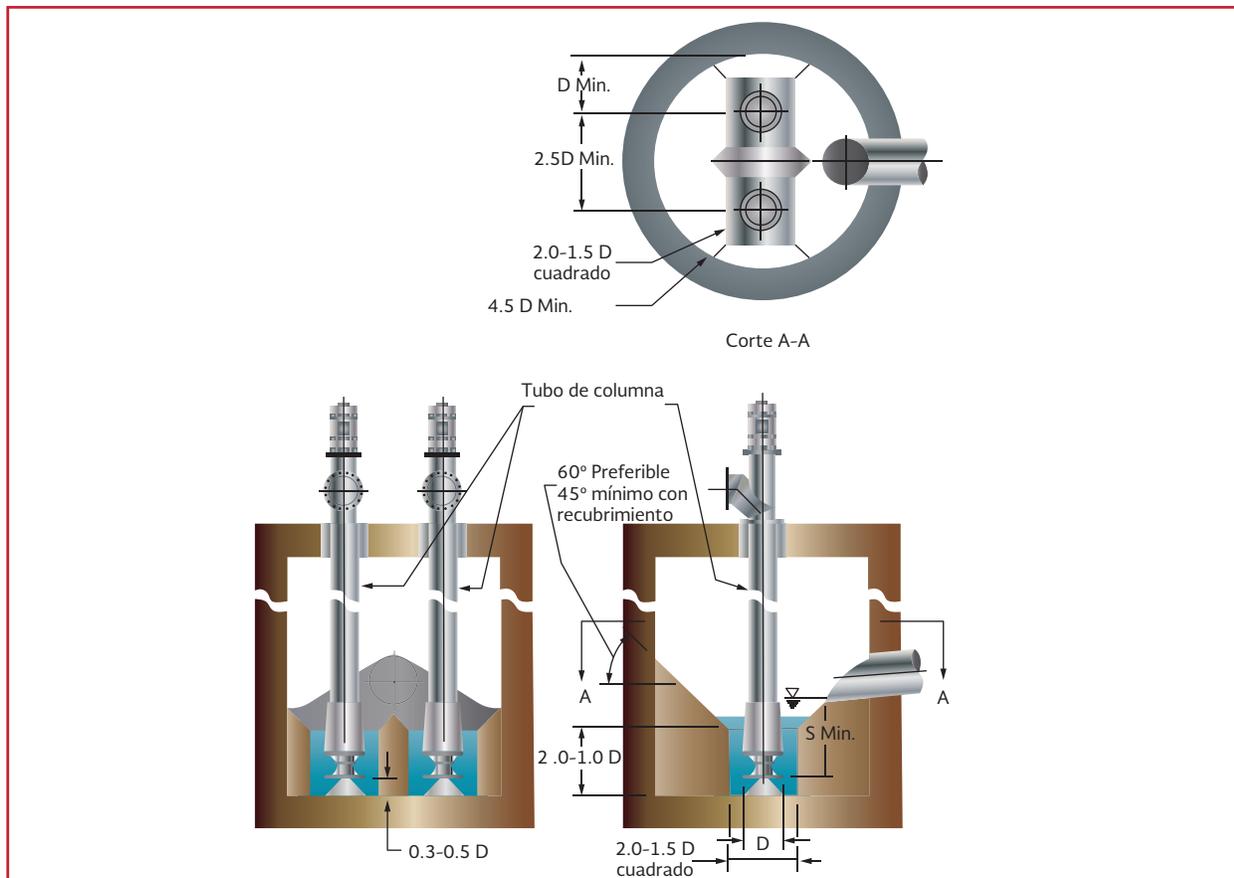


Ilustración 2.12 Cárcamo circular húmedo con bombas horizontales (ANSI/HI 9.8-2012)



### **Accesorios**

El uso de accesorios para bombas y cárcamos que causen atrapamiento de sólidos deben reducirse al máximo.

### **Procedimiento de limpieza y bajo nivel de líquido**

La frecuencia de los ciclos de limpieza depende de las condiciones locales, y por lo tanto deben determinarse por la experiencia en el sitio. La remoción de los sólidos depositados se realiza cada vez que una bomba es activada, pero para ayudar con la remoción de los sólidos flotantes, el colector necesita ser bombeado debajo del nivel mínimo de sumergencia, a un nivel igual a inmersión de 0.5 a 10.0D. Tal nivel de sumergencia es lo suficientemente bajo para crear un vórtice de superficie. Este nivel es llamado nivel bajo del líquido. Bombear bajo estas severas condiciones puede ocasionar ruido, vibraciones y altas cargas en el impulsor y por lo tanto debe ser limitado a los períodos recomendados por los fabricantes. Las bombas deben detenerse tan pronto como se ceban o tan pronto como el sumidero está libre de escombros.

### **2.5.6. CÁRCAMO RECTANGULAR**

La geometría rectangular en los cárcamos no es particularmente utilizada para los líquidos con arrastre de sólidos, pero provisionado especialmente para limpiezas frecuentes, estos cárcamos pueden ser aceptados.

### **Control de sedimentos**

Son posibles diversas maneras de controlar la acumulación de sedimentos, como:

- Diseñar el cárcamo para generar corrientes suficientemente rápidas (ejemplo 1.0 m/s o más) para llevar los sólidos sedimentables hacia la entrada de la bomba.
- Mezclas violentas para suspender los sólidos mientras la mezcla es removida por las bombas principales. Estos métodos incluyen.
  - o Uso de mezcladores sumergidos
  - o Se puede recircular cerca de la mitad de la descarga de vuelta al colector
- Eliminar el agua del colector llevando los sólidos hacia la bomba con una manguera de alta presión
- Aspirar tanto lodos sólidos sedimentados como los flotantes fuera del colector, generalmente con bombas externas
- Eliminando el agua de un lado del colector (si es posible) y remover los sólidos

### **Diseño de colector confinado**

En este arreglo cada campana de succión se coloca en un hueco para aislar la bomba de cualquier perturbación que pudiera generarse por las bombas adyacentes, para restringir el área donde los sólidos pueden establecerse, y para mantener las altas velocidades en la succión para minimizar la cantidad de sólidos que se establecen en el flujo.

Vea la Ilustración 2.13 para el arreglo confinado en el colector.

Todas las succiones deben localizarse  $D/4$  sobre el piso de los cárcamos a menos que se tengan otras recomendaciones por el fabricante. Las paredes laterales de la celda individual debe tener de 1.5 a 2 D de distancia, la profundidad de la celda individual debe tener mínimo 2.0D cuadrada. Un cono debe ser instalado en cada entrada de succión.

### Procedimiento de limpieza

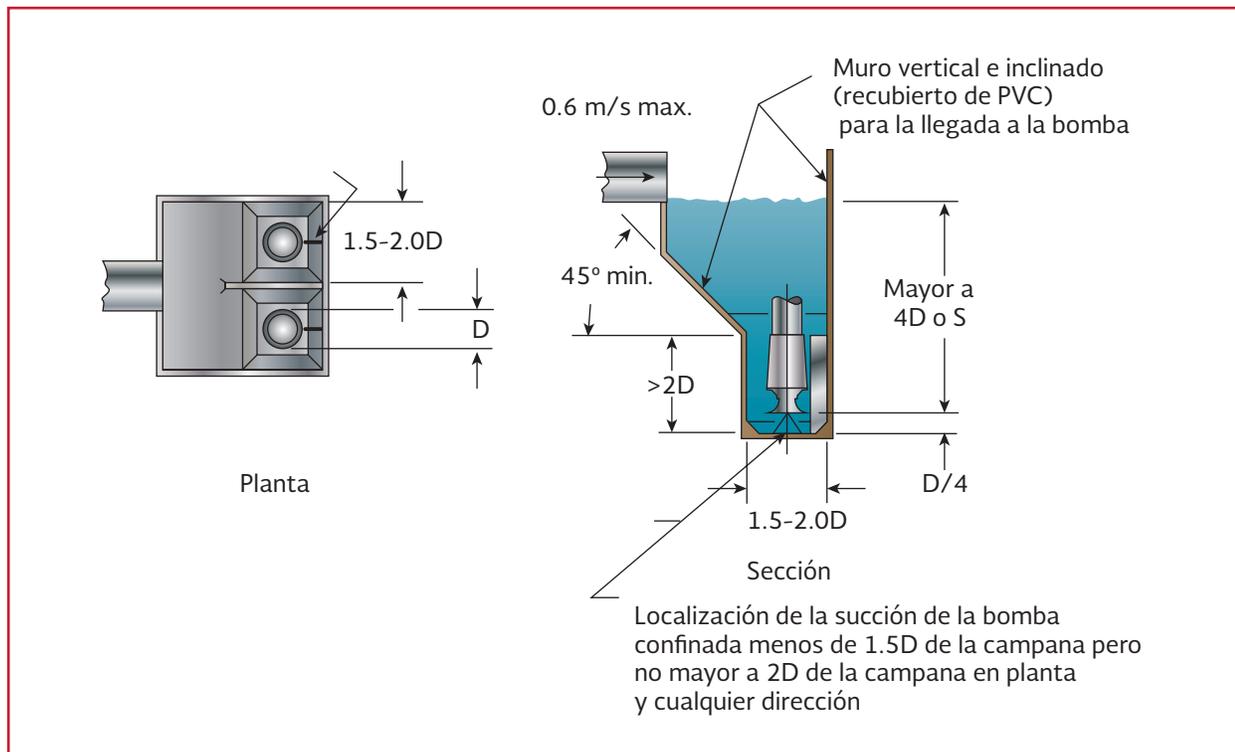
La remoción de los sólidos estables en el colector, de acuerdo con la Ilustración 2.13 se puede lograr operando las bombas una a la vez en su máxima velocidad, por un lapso de dos minutos. Normalmente una bomba debe ser operada a la vez para evitar el descenso excesivo del nivel del líquido.

La mayor parte de los sólidos flotantes son removidos del cárcamo al operar una bomba a la vez a su máxima velocidad mientras que el flujo entrante al colector es restringido del 80 al 60 por ciento de la tasa de flujo que se bombea a máxima velocidad. Ajustar la compuerta es un método normal para restringir el flujo. Mientras que el nivel del líquido en el colector disminuye, corrientes rápidas harán suspender las

mayor parte de los escombros, causando que sean eliminados de la zanja. La bomba eventualmente perderá carga y deberá ser detenida inmediatamente.

Tanto los sólidos estancados como los flotantes son eliminados por el equipo de bombeo y descargados a la línea principal (o conducto de descarga). Este procedimiento de limpieza evita momentáneamente efectos adversos a la bomba, como son vibraciones, operación en seco, y otras condiciones severas. La frecuencia de los ciclos de limpieza depende de las condiciones locales, por lo tanto deben determinarse por la experiencia en el sitio. Normalmente, las operaciones de limpieza deben tomar menos de cinco minutos para realizarse y el tiempo entre ciclos de limpieza será normalmente de una a dos semanas.

Ilustración 2.13 Cárcamo rectangular con bombas confinada (ANSI/HI 9.8-2012)



# 3

## EJEMPLOS DE DISEÑO

Estos sistemas alternativos de alcantarillado o parte de ellos comúnmente son compuestos por elementos prefabricados y algunos son productos de patente, que por su naturaleza no se diseñan, más bien son instalados y puestos en servicio por el fabricante, por lo que la tarea del personal del organismo operador es seleccionar el tipo de sistema más adecuado para resolver el problema que se le presenta y revisar que éste funcione de acuerdo a lo solicitado.

Por tanto en este capítulo se presentan tres ejemplos enfocados a la revisión del funcionamiento hidráulico, considerado principalmente elementos prefabricados.

### 3.1. SISTEMAS ALTERNATIVOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

#### 3.1.1. INTRODUCCIÓN DEL EJEMPLO

El fraccionamiento mostrado en la Ilustración 3.1, cuenta con un total de 38 viviendas, las cuales se encuentran a un nivel topográfico por debajo del nivel de la calle principal.

Estas 38 viviendas cuentan con servicio de agua potable, sin embargo no cuentan con red de al-

cantarillado sanitario y descargan sus aguas residuales a fosas sépticas dentro de los predios.

Por las condiciones topográficas del sitio es poco viable la instalación de una red de alcantarillado convencional, debido a que para esa situación se debe colocar un cárcamo de bombeo en la zona más baja del conjunto habitacional (ver el cárcamo 1 de la Ilustración 3.2), en el cual tendrían que llegar todas las descargas provenientes de las 38 viviendas, para su posterior bombeo hacia la red existente.

Ilustración 3.1 Fraccionamiento para el ejemplo

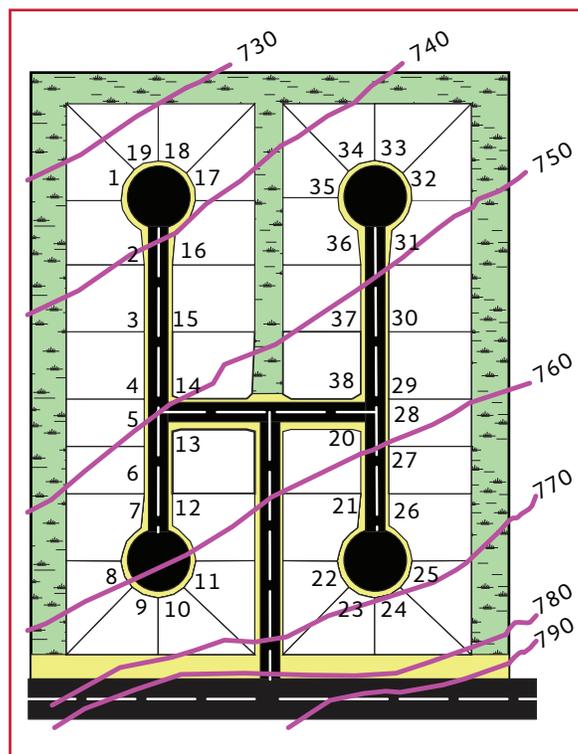
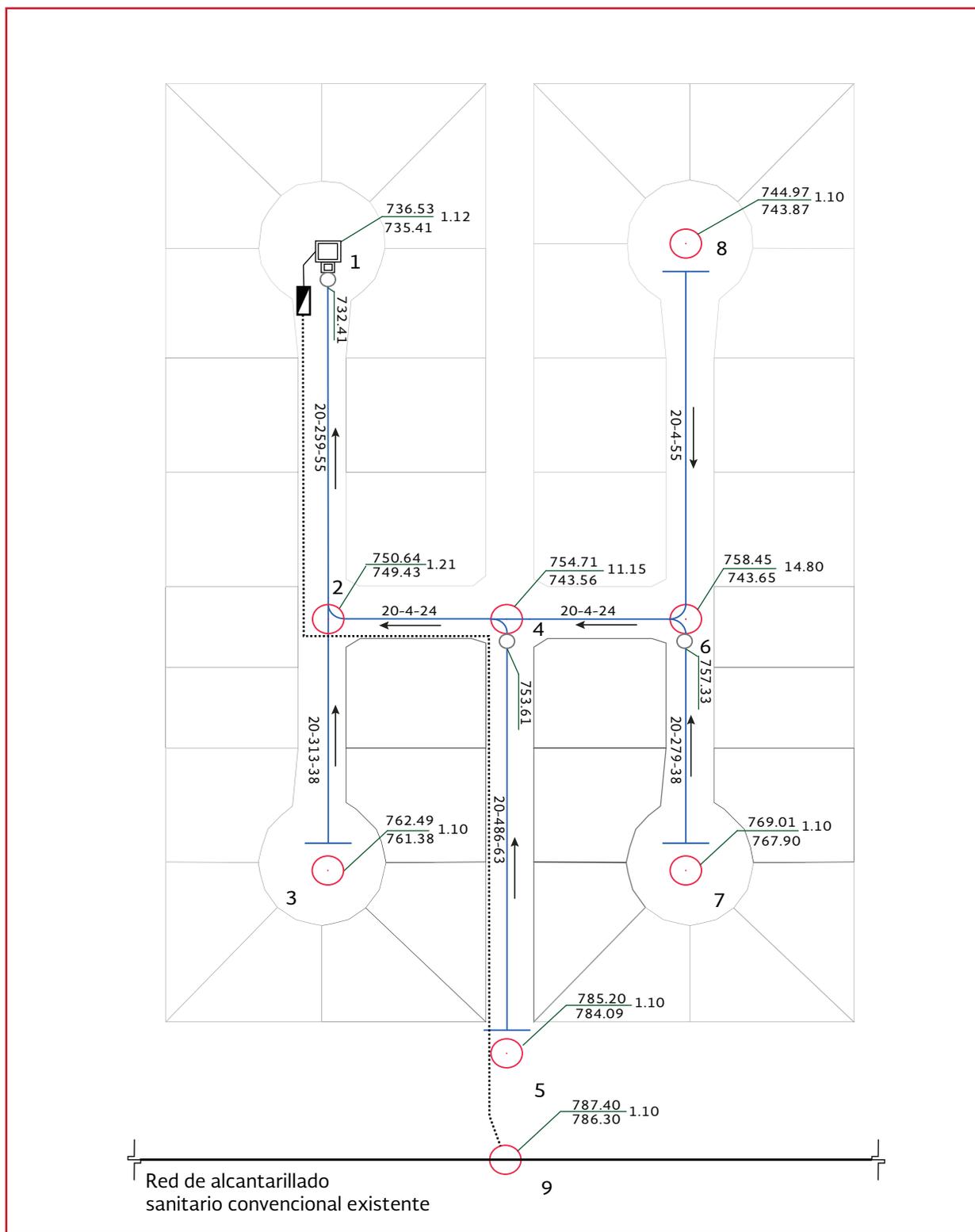


Ilustración 3.2 Propuesta de red convencional con cárcamo de bombeo



Esta alternativa se considera inviable porque la topografía del terreno muestra que algunos pozos requieren de profundidades de hasta 14 metros (pozo 6) para poder conservar la pendiente adecuada de flujo por gravedad. Por otra parte por la cantidad de viviendas y el gasto de aporte que generan, el diámetro mínimo de 20 centímetros para alcantarillado convencional estaría sobredimensionado y la velocidad mínima de arrastre de sólidos sería difícil de alcanzar.

Por estas razones se analizará la implementación de sistemas de alcantarillado alternativo. El primer escenario será considerando SAV y el segundo será un SAP. En este caso el RASAS no es aplicable debido a que no se cumple la consigna principal, que las descargas domiciliarias se encuentren en una cota superior a la disposición final.

### 3.1.2. ESTIMACIÓN DEL GASTO DE APORTACIÓN

Al ser un fraccionamiento existente con servicio de agua potable, fue posible realizar es-

tudios de campo para establecer el consumo promedio en cada vivienda así como sus patrones de consumo, tal como se recomienda en el apartado 2.1.1. El estudio se realizó en las 38 tomas domesticas de agua potable, en un periodo de una semana, con lectura de gasto a cada minuto, por medio de equipos ultrasónicos (observe la Ilustración 3.3 ) y se comparó con los registros de facturación del organismo operador y las lecturas realizadas directamente en el medidor doméstico.

La Tabla 3.1, muestra el consumo promedio para las 38 viviendas así como el gasto de aporte,  $Q_{MED}$ , que corresponde al 75 del primero; el gasto máximo instantáneo,  $Q_{Minst}$ , que se calcula a través de la Ecuación 2.4, considerando un coeficiente de Harmon  $M$ , de 3.8.

Derivado de este análisis se pudo establecer el consumo medio y el patrón de consumo de cada vivienda. La Ilustración 3.4 y la Ilustración 3.5, muestran los patrones de consumo para las viviendas 1 y 26, respectivamente.

Ilustración 3.3 Medición de consumos por medio de equipo ultrasónico



Tabla 3.1 Estimación del gasto medio y máximo instantáneo en función del consumo medido

Predio	Consumo medido	$Q_{MED}$	$Q_{Minst}$	Predio	Consumo medido	$Q_{MED}$	$Q_{Minst}$
	L/s	L/s	L/s		L/s	L/s	L/s
1	0.00381	0.00286	0.0109	21	0.00449	0.00337	0.0128
2	0.00544	0.00408	0.0155	22	0.00531	0.00398	0.0151
3	0.00417	0.00313	0.0119	23	0.00378	0.00284	0.0108
4	0.00486	0.00365	0.0139	24	0.00341	0.00256	0.0097
5	0.00347	0.00260	0.0099	25	0.00490	0.00367	0.0140
6	0.00373	0.00279	0.0106	26	0.00427	0.00321	0.0122
7	0.00537	0.00403	0.0153	27	0.00576	0.00432	0.0164
8	0.00455	0.00342	0.0130	28	0.00380	0.00285	0.0108
9	0.00471	0.00353	0.0134	29	0.00329	0.00247	0.0094
10	0.00335	0.00251	0.0095	30	0.00494	0.00370	0.0141
11	0.00383	0.00288	0.0109	31	0.00417	0.00313	0.0119
12	0.00558	0.00418	0.0159	32	0.00538	0.00404	0.0153
13	0.00413	0.00310	0.0118	33	0.00379	0.00284	0.0108
14	0.00479	0.00360	0.0137	34	0.00326	0.00245	0.0093
15	0.00327	0.00245	0.0093	35	0.00470	0.00353	0.0134
16	0.00377	0.00283	0.0108	36	0.00583	0.00437	0.0166
17	0.00568	0.00426	0.0162	37	0.00370	0.00278	0.0106
18	0.00420	0.00315	0.0120	38	0.00337	0.00252	0.0096
19	0.00358	0.00268	0.0102				
20	0.00478	0.00359	0.0136	<b>Total</b>	0.16525	0.12394	0.47097

Ilustración 3.4 Patrón de consumo para la vivienda 1

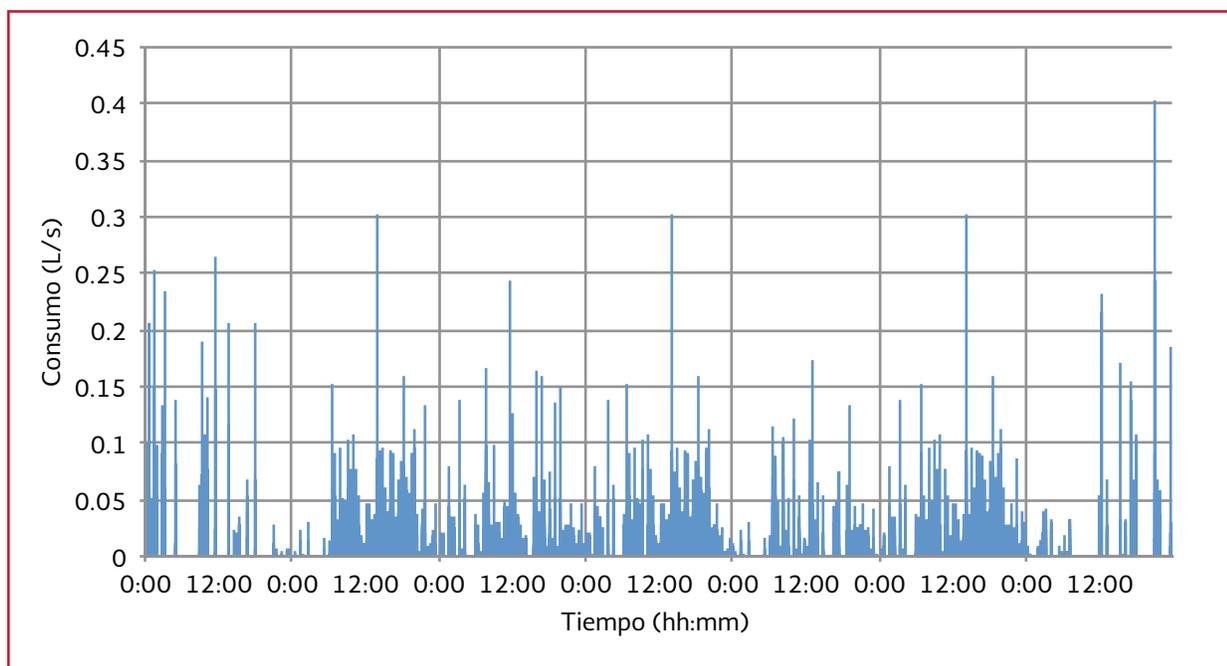
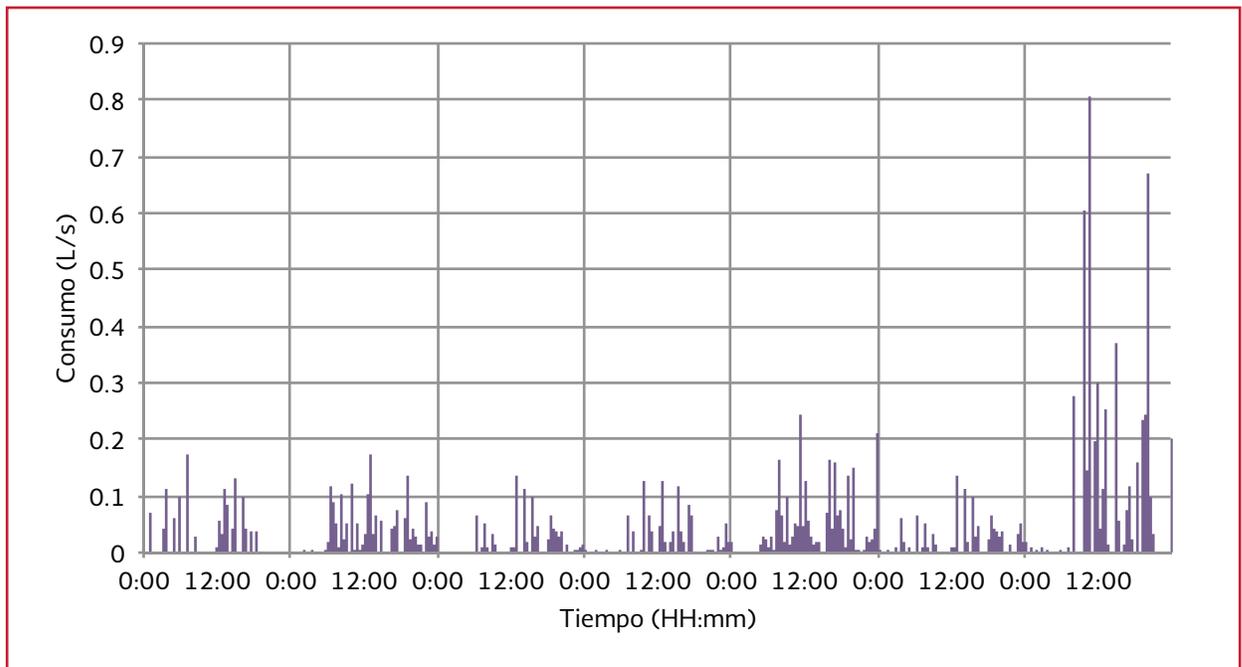


Ilustración 3.5 Patrón de consumo para la vivienda 26



### 3.1.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO POR VACÍO

La Ilustración 3.6, muestra el arreglo propuesto para la red de alcantarillado por vacío, la cual consta de 10 cámaras colectoras, con su respectiva válvula de vacío. La red conducirá el agua residual hasta la estación de vacío que a su vez descargará a la red convencional existente.

#### 3.1.3.1. Consideraciones para el SAV

Para la evaluación hidráulica y dimensionamiento de los elementos que conformarán el sistema de vacío se realizará un modelo de simulación matemática, para el cual se tomarán las siguientes consideraciones:

Para un primer escenario, se considerará una cámara colectora comercial de 200 litros de acuerdo a la Ilustración 3.7.

Ilustración 3.6 Arreglo propuesto para el SAV de ejemplo

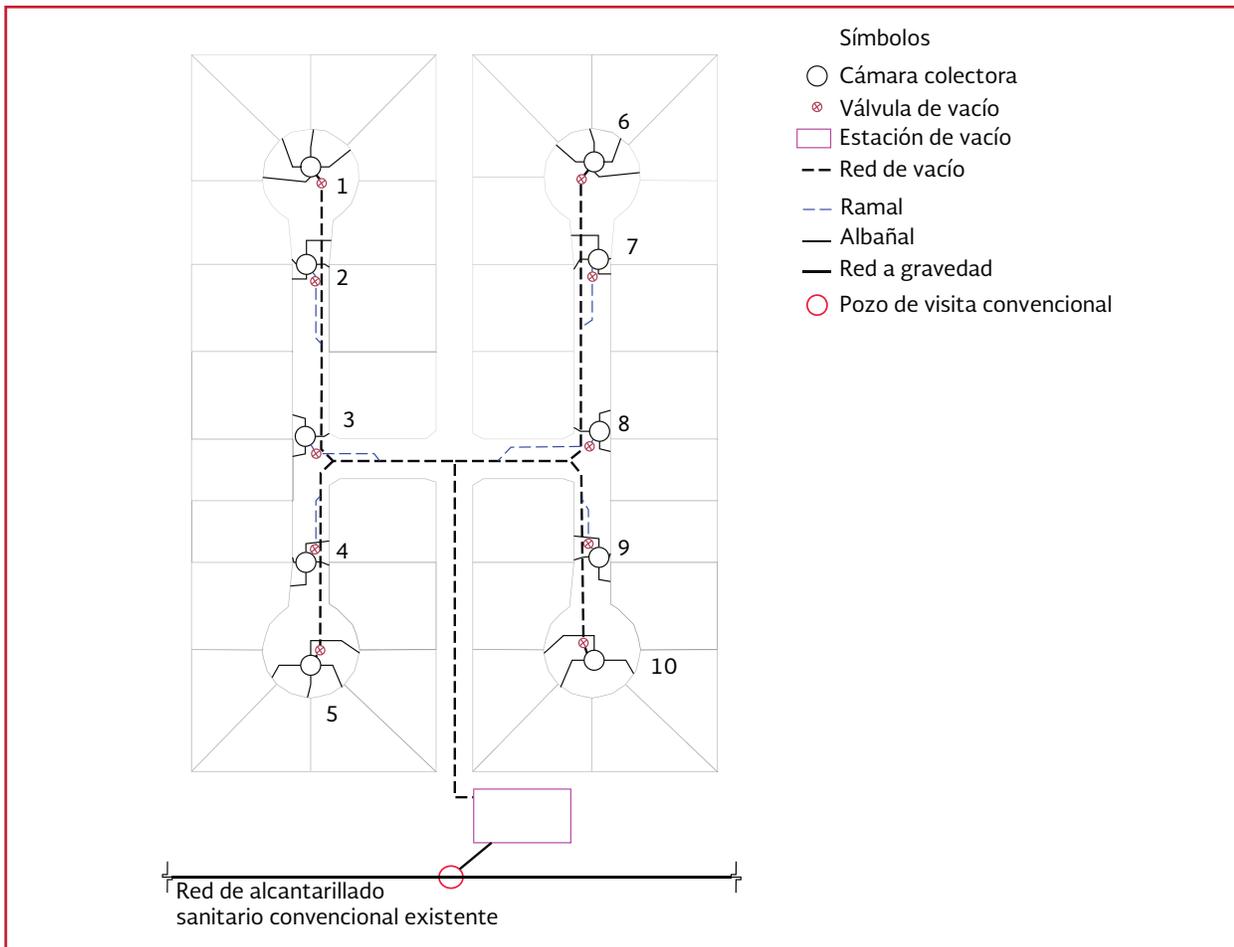
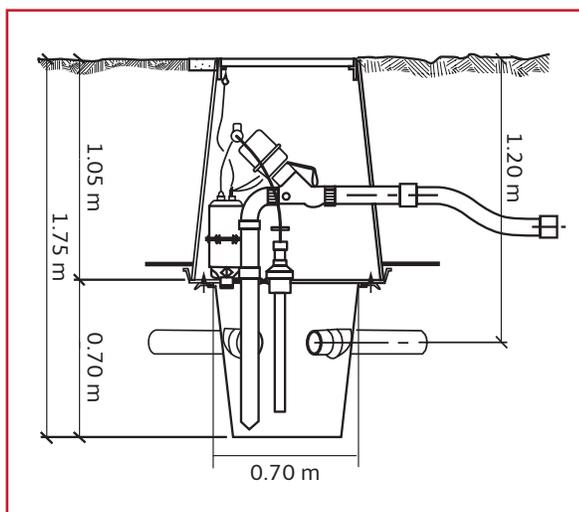


Ilustración 3.7 Cámara colectora para el ejemplo



Tomando en consideración las recomendaciones presentadas en el apartado 2.2.3.1 la red principal se propone inicialmente con tubería de PVC de 10.16 cm (4 pulgadas) y los ramales en tubería de PVC de 76.2 cm (3 pulgadas).

De acuerdo con el apartado 2.2.4.3, la capacidad de las bombas de vacío se calcula con la Ecuación 2.19:

$$Q_{BV} = 6(0.47097) = 2.82 \text{ L/s}$$

La carga de vacío se diseña en función de las pérdidas de energía en la tubería más larga a uti-

lizar, la diferencia de niveles entre el punto más bajo y la estación de vacío y el intervalo de vacío recomendado en el apartado 2.2.4.3.

El diámetro de la tubería principal será de 10.16 cm (4 pulgadas), la velocidad recomendada es de 5.5 m/s (apartado 2.2.1); con lo cual es po-

$$hf = 0.202 \frac{(0.044)^2 (140.78)}{9.81 (0.1016)^5} \left\{ \log \left[ 0.27 \frac{0.0015}{1000 (0.1016)} + 4.62 \left( \frac{1 \times 10^{-6} (0.1016)}{0.044} \right)^{0.9} \right] \right\}^{-2}$$

$$= 27.38 \text{ m}$$

Por tanto la carga de succión resulta:

$$H_v = (785.197 - 736.531) \text{ m} + 27.38 \text{ m} + 0.69 \text{ m}$$

$$= 76.74 \text{ m}$$

Con esta información se integró el modelo de simulación hidráulico en el programa Epanet 2.0<sup>®</sup>, el cual permite realizar simulación de flujo en condiciones de flujo a presión, observe la Ilustración 3.9.

### 3.1.3.2. Análisis de resultados

Del modelo de simulación hidráulica, se puede analizar el funcionamiento de cada elemento modelado y si se considera necesario se pueden realizar ajustes hasta encontrar el funcionamiento óptimo del sistema.

#### **Funcionamiento de las cámaras colectoras**

De acuerdo con el arreglo propuesto en la Ilustración 3.6 cada cámara colectora recibe la descarga de tres o cuatro viviendas; cada una de éstas descarga el gasto de aporte calculado en la

sible calcular el gasto que puede transportar la tubería:

$$Q = VA = 5.5 \left[ \frac{\pi}{4} (0.1016)^2 \right] = 0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Aplicando la Ecuación 2.14, se obtienen las pérdidas de carga en la conducción más larga (140.78 metros, ver Ilustración 3.8):

Tabla 3.1 y de acuerdo con el patrón de consumo asignado.

Las válvulas de vacío operan en función del nivel de agua en la cámara. Para este ejemplo se simuló la condición de apertura cuando el nivel en la cámara llega a 60 cm y se desactiva cuando este nivel baja hasta 10 cm, con lo cual se busca desalojar un volumen de 200 litros por ciclo. La Ilustración 3.10 muestra la variación del nivel en dos cámaras y el tiempo en que tarda en desalojar el flujo el sistema de vacío, que en promedio descarga cada cámara en un ciclo cada seis horas. Nótese que entre las 20:00 hasta las 6:00 horas del siguiente día, las descargas disminuyen de forma significativa, lo cual permite asegurar que el patrón de consumo asignado representa adecuadamente el uso del agua en las viviendas.

#### **Velocidades en la red de vacío**

Como se puede observar en la Ilustración 3.10, una vez que las cámaras llegan a su nivel límite, la válvula de vacío se acciona y la presión negativa en la red, succiona el volumen almacenado en la cámara.

En la Ilustración 3.10, se observa que el funcionamiento de las válvulas de vacío es distinto en cada cámara, puesto que los patrones de consumo son distintos para cada vivienda y por lo tanto las cámaras se llenan en tiempos distintos.

Tal como se observa en la Ilustración 3.11 y en la gráfica de la Ilustración 3.12, la velocidad mínima que se presenta es de 1.5 m/s en la tubería principal y la máxima velocidad calculada es de 4 m/s, las cuales están por debajo del valor recomendado de 5.5 m/s, por lo que podría aumentarse la capacidad del equipo de bombeo buscando llegar al valor recomendado, ya que no es recomendable disminuir el diámetro de las tuberías.

Con estos datos, es posible dimensionar el tanque de recolección, las bombas necesarias para su desalojo y sus tiempos de operación, ver Ilustración 3.13.

Como puede observarse a través de este ejemplo, la versatilidad de los modelos de simulación permite evaluar de forma más eficiente los parámetros hidráulicos de las redes de alcantarillado. Las ecuaciones mostradas en el capítulo 2, sirven para realizar un pre-diseño de la red, la importancia del modelo radica en que puede ajustarse a diferentes condiciones de operación, lo que permite observar el comportamiento de la red y todos sus componentes (cámaras colectoras, válvulas, estaciones de vacío y tuberías) para diferentes escenarios.

Ilustración 3.8 Perfil de la línea entre la cámara colectora 1 y la estación de vacío

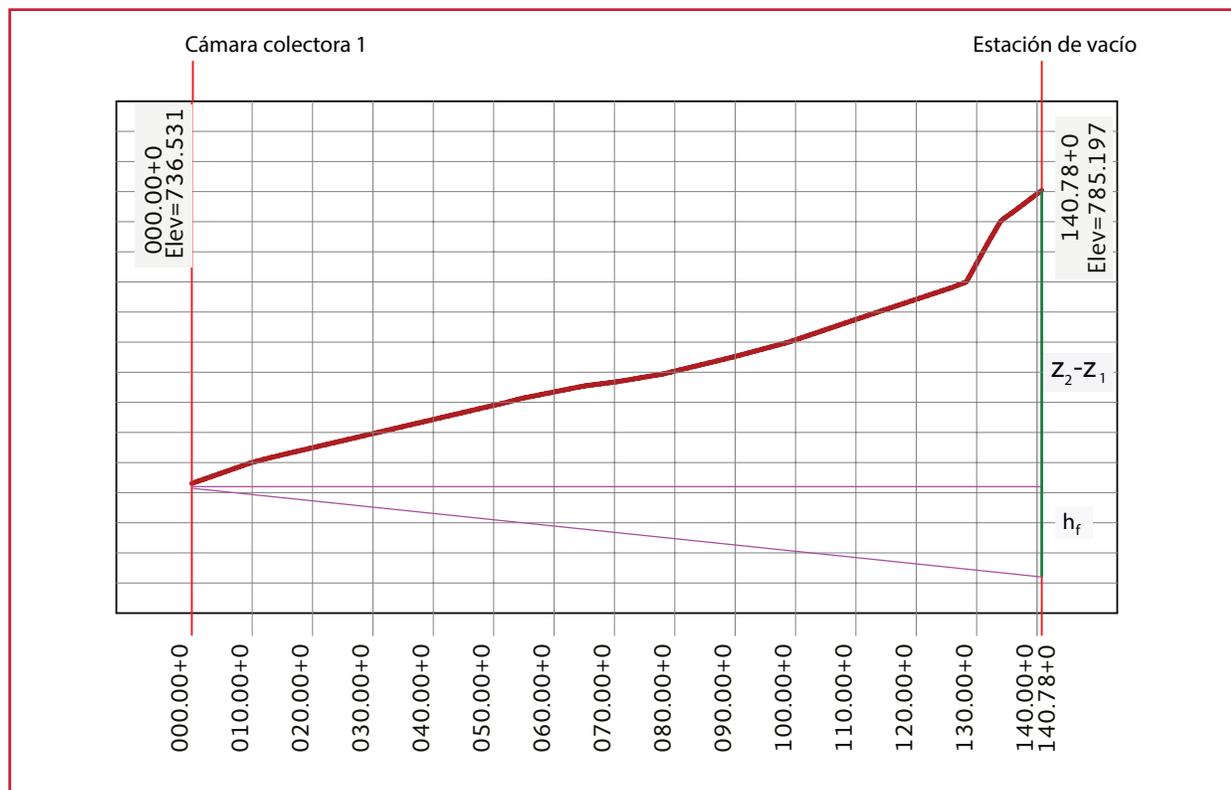


Ilustración 3.9 Modelo de simulación del SAV

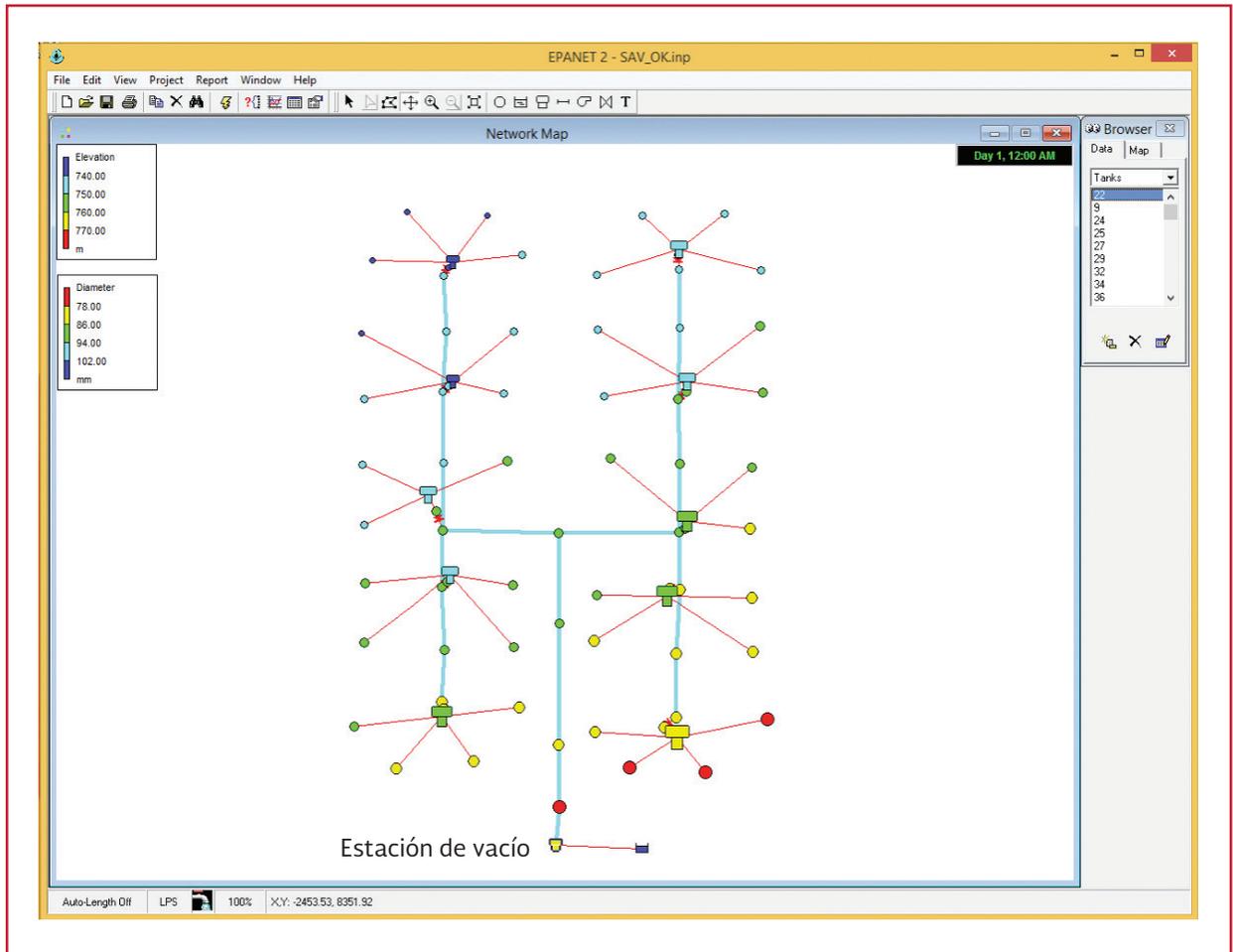
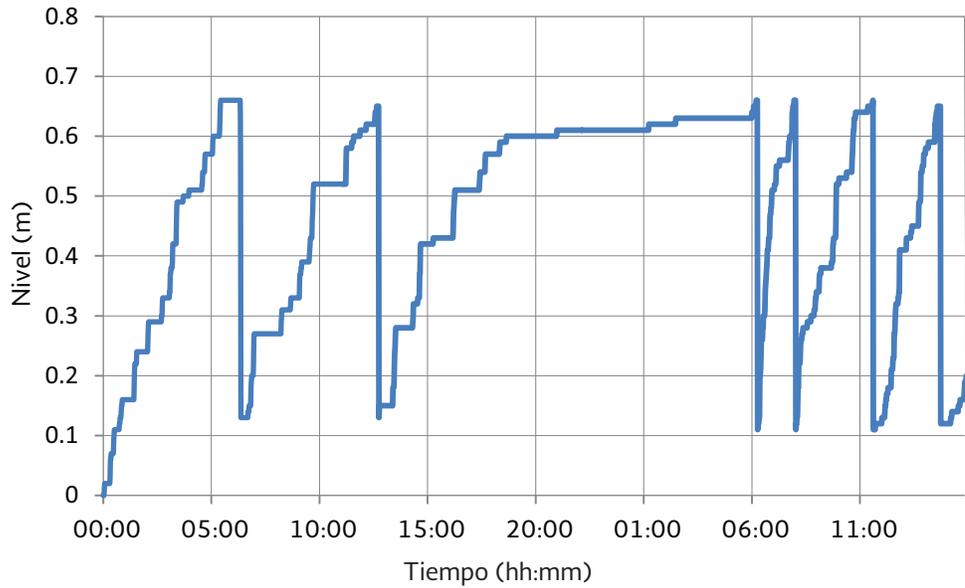
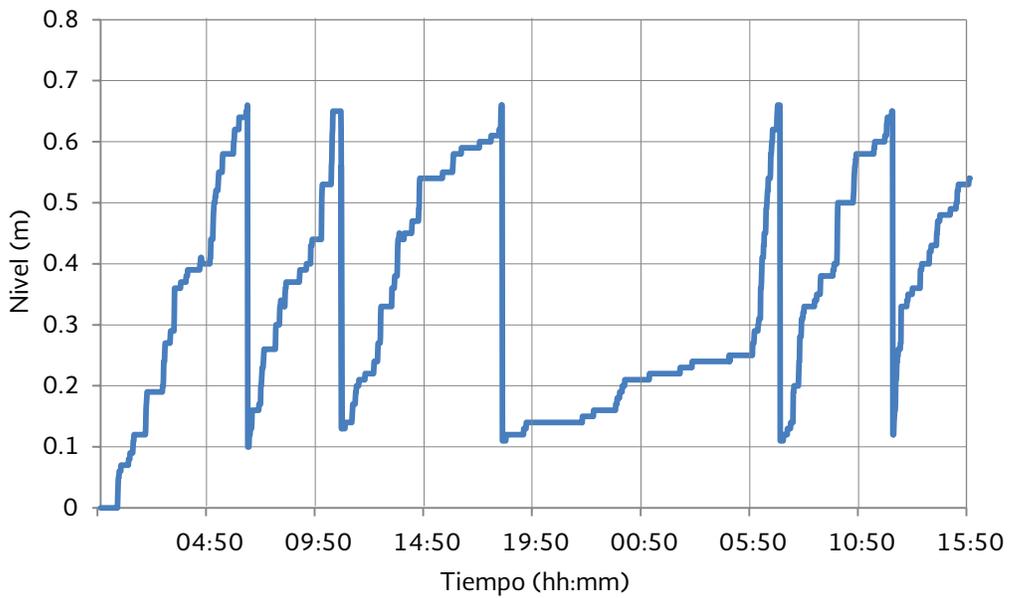


Ilustración 3.10 Niveles en dos cámaras colectoras del modelo



a) Nivel en la cámara 5



b) Nivel en la cámara 9

Ilustración 3.11 Funcionamiento de la red de vacío

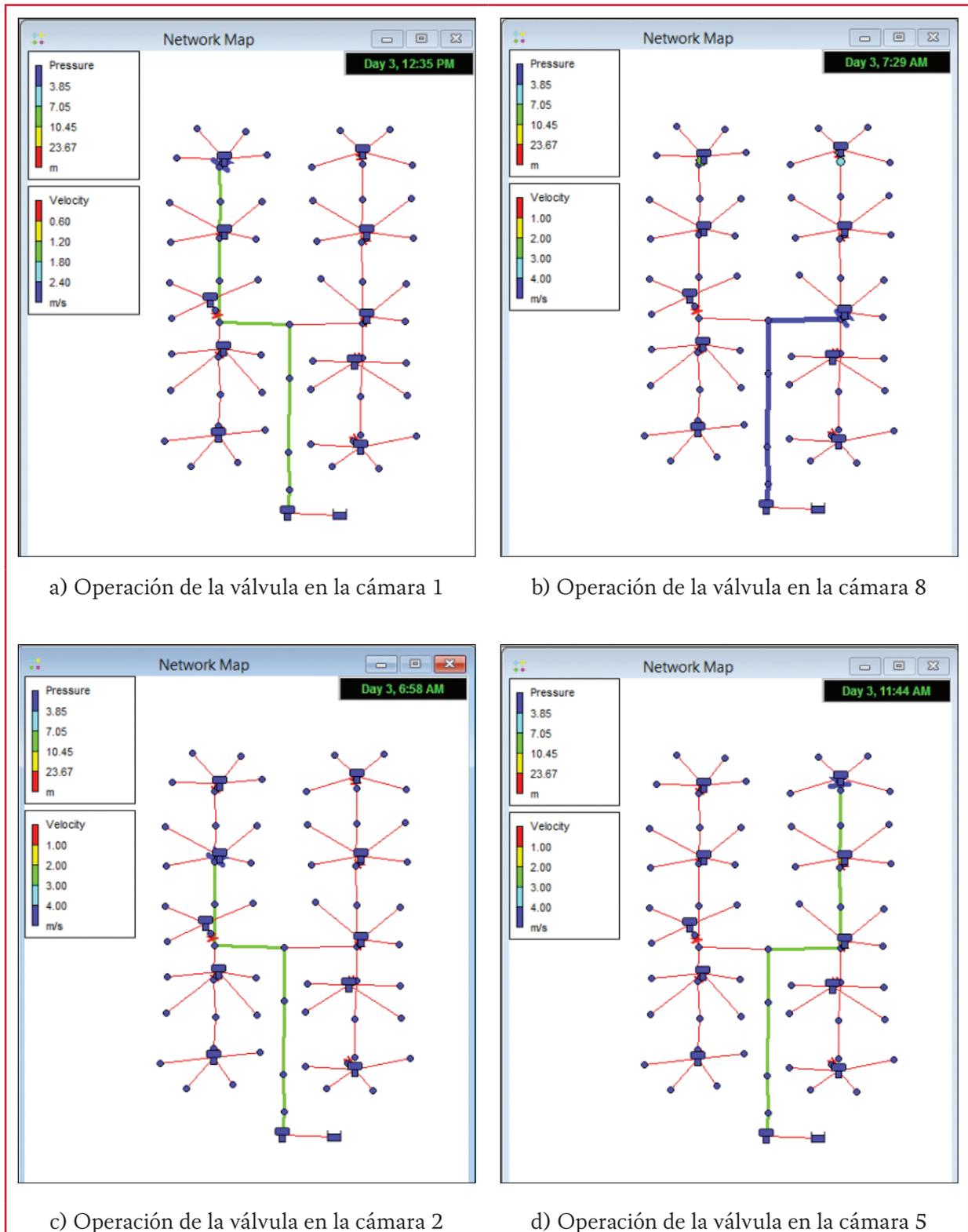


Ilustración 3.12 Velocidades registradas en la tubería principal

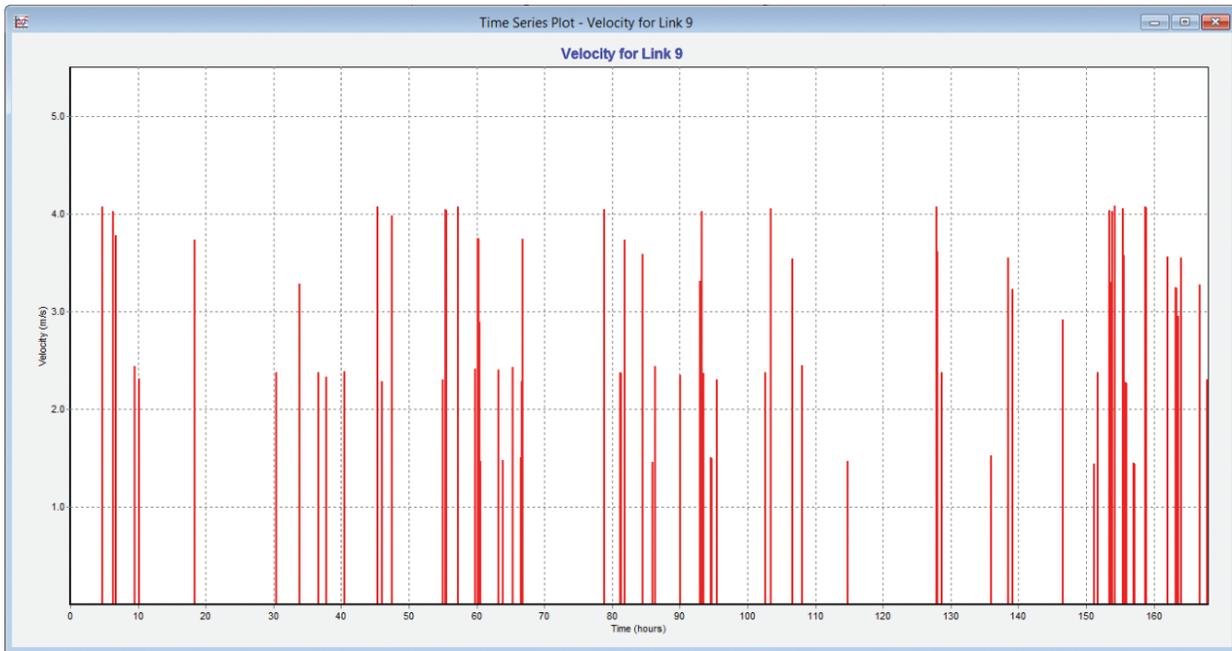
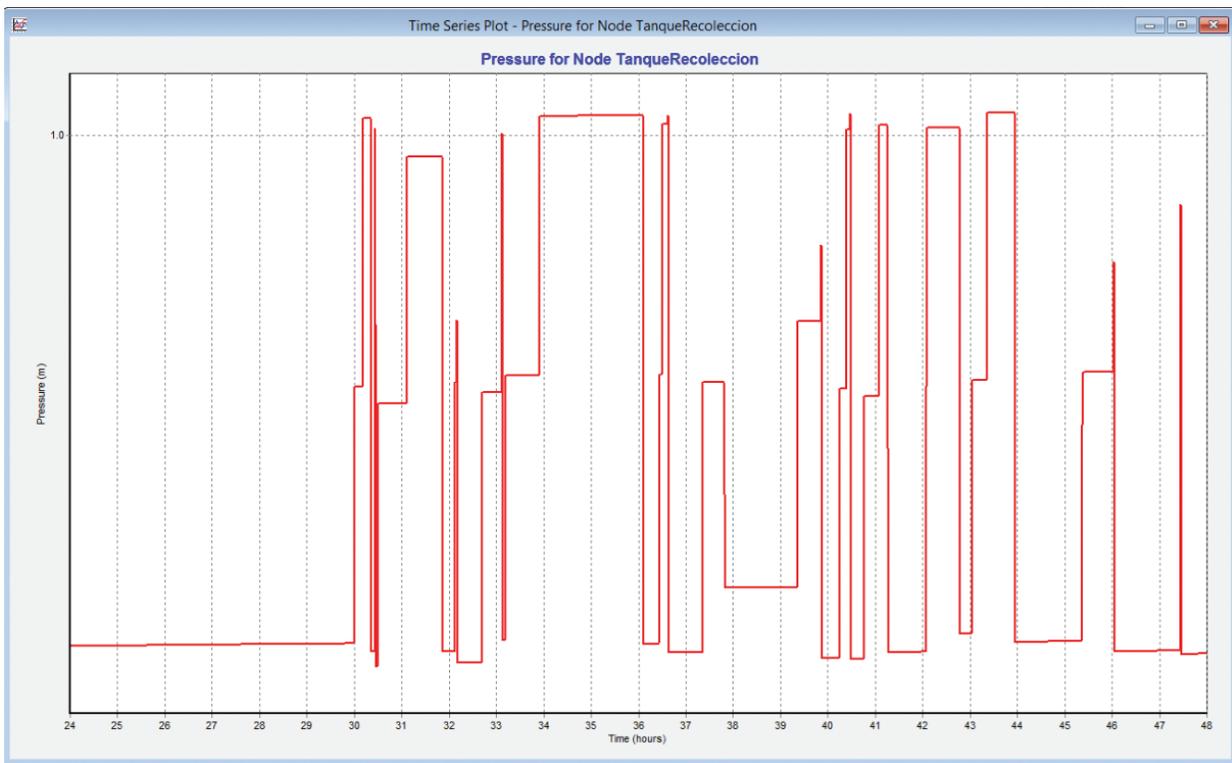


Ilustración 3.13 Funcionamiento del tanque de recolección



### 3.1.4. SISTEMA DE ALCANTARILLADO POR PRESIÓN

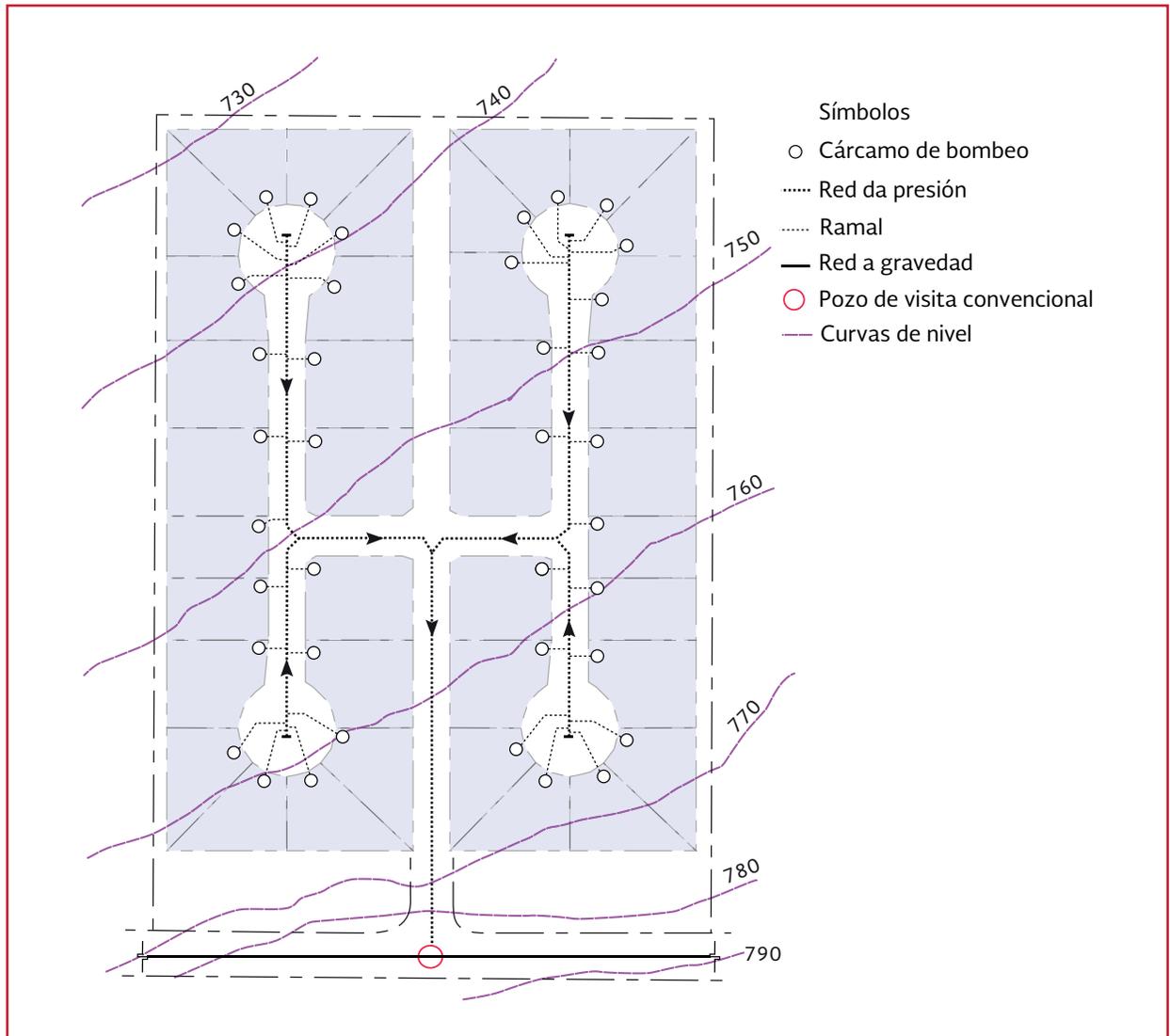
Como segunda alternativa, se propone la instalación de un sistema de alcantarillado por presión, con bomba demoldadora. La Ilustración 3.14, muestra el arreglo propuesto para la red de alcantarillado por presión, la cual considera un cárcamo de bombeo con bomba demoldadora en cada vivienda, la cual desalojará el volumen de agua

residual por medio de una red a presión hasta la red de alcantarillado convencional existente.

#### 3.1.4.1. Consideraciones para el SAP

Para la evaluación hidráulica y dimensionamiento de los elementos que conformarán el sistema por presión se realizará un modelo de simulación matemática, para el cual se tomarán las siguientes consideraciones:

Ilustración 3.14 Arreglo propuesto para el SAP de ejemplo



Considerando los datos de la Tabla 3.1, el gasto máximo instantáneo promedio de las 38 viviendas resulta:

$$Q_{Mins\ prom} = 0.0124 \frac{L}{s}$$

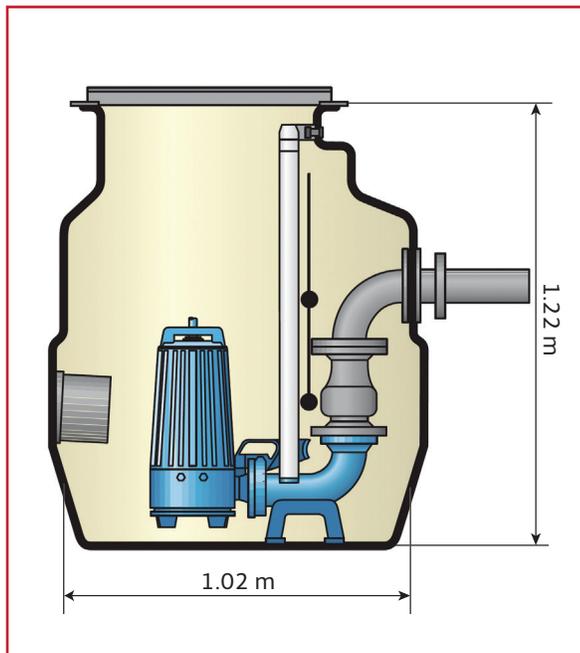
Para un periodo de 24 horas:

$$Q_{Mins\ prom} = 0.0124 \frac{L}{s} \left( 86400 \frac{s}{día} \right) 1071.36 \frac{L}{día}$$

Para un primer escenario, se considerara que el equipo de bombeo descargará el cárcamo dos veces por día, se propone un cárcamo de bombeo comercial de 700 litros, con bomba demoleadora que permite reducir los sólidos presentes en el

$$hf = 0.202 \frac{(0.0228)^2 (140.78)}{9.81 (0.0762)^5} \left\{ \log \left[ 0.27 \frac{0.0015}{1000 (0.0762)} + 4.62 \left( \frac{1 \times 10^{-6} (0.0762)}{0.0228} \right)^{0.9} \right] \right\}^{-2} = 32.90 \text{ m}$$

Ilustración 3.15 Cárcamo de bombeo prefabricado (Adaptado de T-TPump, 2010)



agua residual de hasta 3 pulgadas, de acuerdo a la Ilustración 3.15.

Tomando en consideración que se recomienda una velocidad de 5 m/s para evitar taponamientos y autolimpieza, el diámetro de las tuberías principales se propone inicialmente de 7.62 cm (3 pulgadas), por tanto el gasto necesario que debe desalojar la bomba resulta:

$$Q = VA = 5 \left[ \frac{\pi}{4} (0.0762)^2 \right] = 0.0228 \frac{m^3}{s} = 22.8 \frac{L}{s}$$

Aplicando la Ecuación 2.14, se obtienen las pérdidas de carga en la conducción más larga (140.78 metros, ver Ilustración 3.16):

Por tanto la carga de succión resulta:

$$h_B = (785.197 - 736.531) + 32.90 = 81.56 \text{ m}$$

Con esta información se integró el modelo de simulación hidráulico en el programa Epanet 2.0®, el cual permite realizar simulación de flujo en condiciones de flujo a presión, ver la Ilustración 3.17.

#### 3.1.4.2. Análisis de resultados

##### **Funcionamiento de las cámaras colectoras**

De acuerdo con el arreglo propuesto en la Ilustración 3.14 cada cárcamo de bombeo recibe la descarga de una vivienda; cada una de éstas descarga el gasto de aporte calculado en la Tabla 3.1 y de acuerdo con el patrón de consumo asignado.

Ilustración 3.16 Perfil de la línea entre el cárcamo de bombeo y la descarga

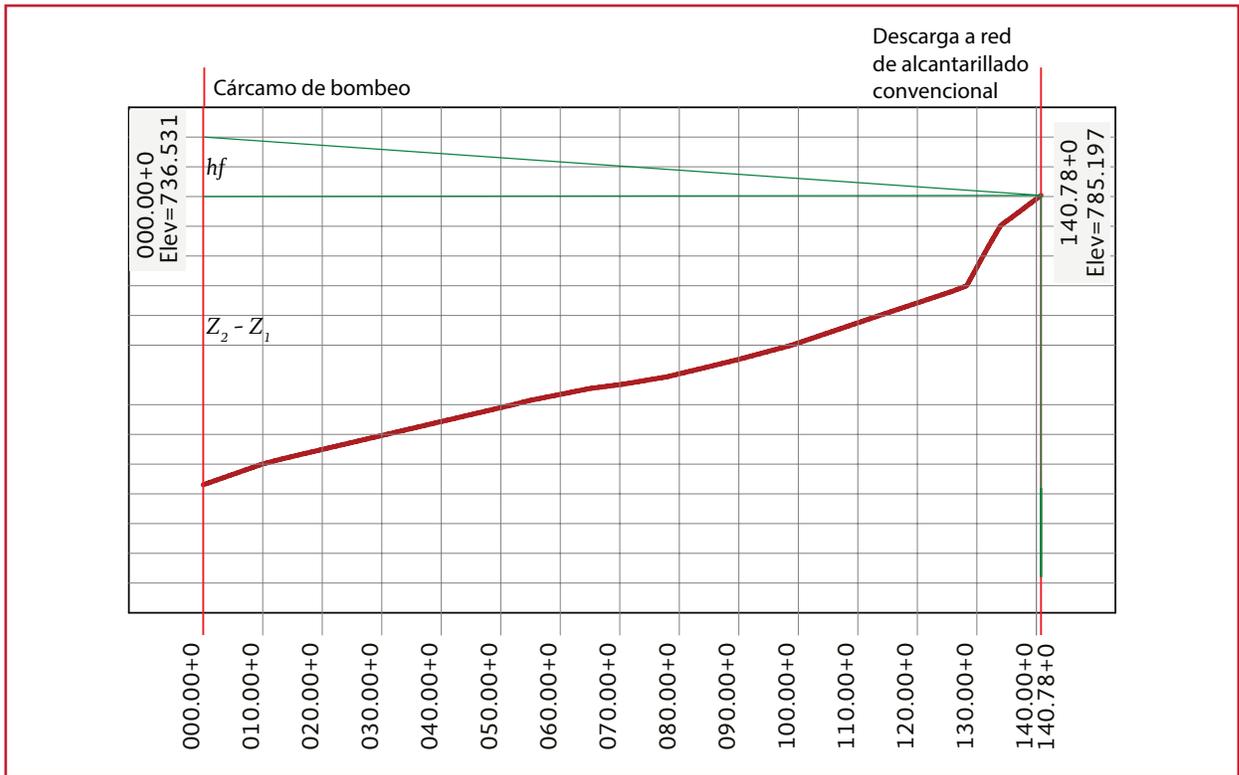
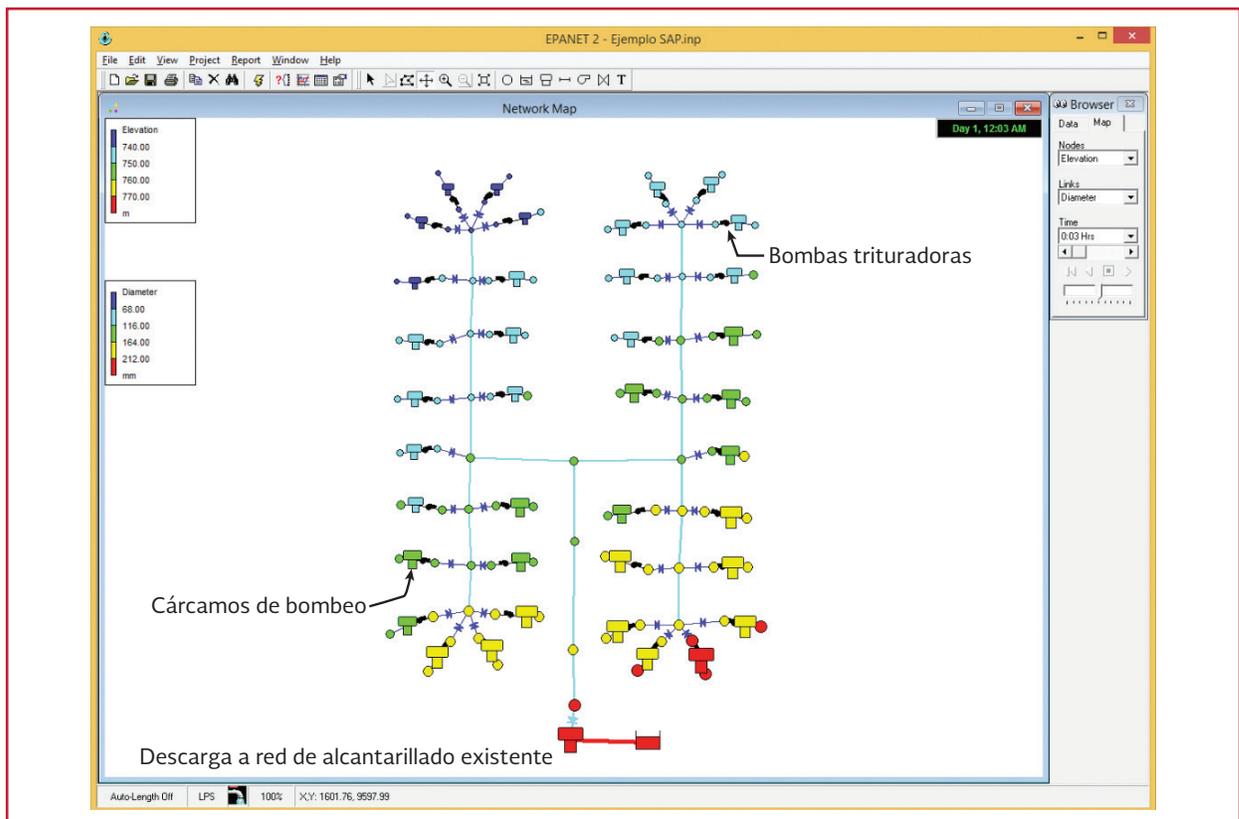


Ilustración 3.17 Modelo de simulación del SAP



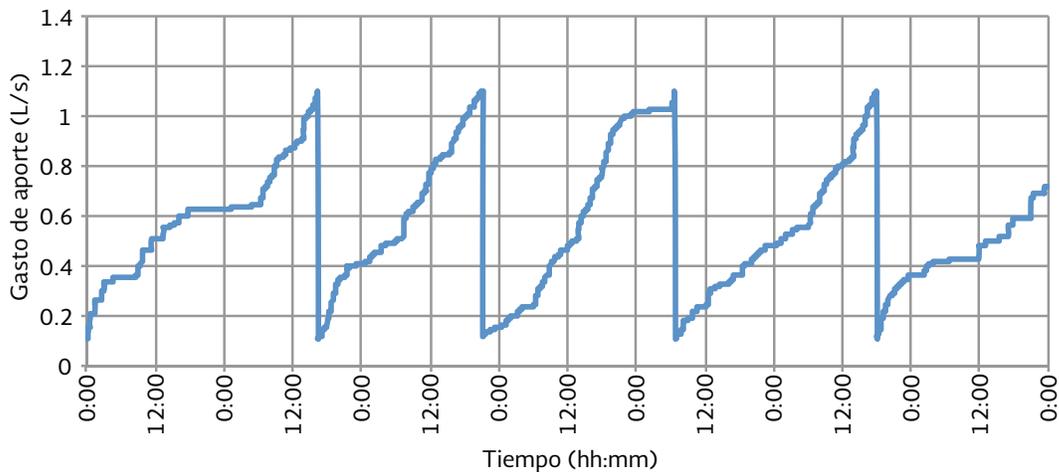
Las bombas operan en función del nivel de agua en el cárcamo. Para este ejemplo se simuló la condición de arranque cuando el nivel en el cárcamo llega a 80 cm y se desactiva cuando este nivel baja hasta 20 cm, con lo cual se busca desalojar un volumen de 470 litros por ciclo. La Ilustración 3.18 muestra la variación del nivel en dos cárcamos y la diferencia en tiempos de descarga en cada uno de ellos.

### Velocidades en la red de vacío

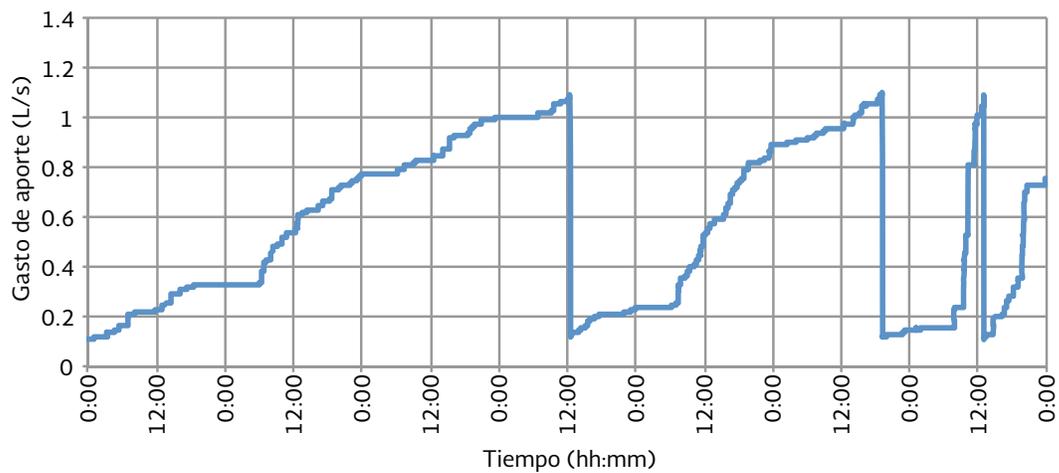
Como se puede observar en la Ilustración 3.18, una vez que las cárcamos llegan a su nivel límite, la bomba se acciona y el flujo es desalojado por la red.

En la Ilustración 3.20, se observa que ese fenómeno se presenta de forma aislada en cada vi-

Ilustración 3.18 Niveles en dos cárcamos del modelo



a) Nivel en el cárcamo 5



b) Nivel en el cárcamo 18

vienda, puesto que los patrones de consumo son distintos para cada una y por lo tanto los cárcamos se llenan en tiempos distintos.

Tal como se puede apreciar en la Ilustración 3.19 y la Ilustración 3.20 en la gráfica de la, la

velocidad mínima que se presenta es de 2 m/s en la tubería principal y la máxima velocidad calculada es de 4.8 m/s, las cuales están dentro del rango adecuado para evitar azolves y taponamientos en la tubería.

Ilustración 3.19 Velocidades registradas en la tubería principal

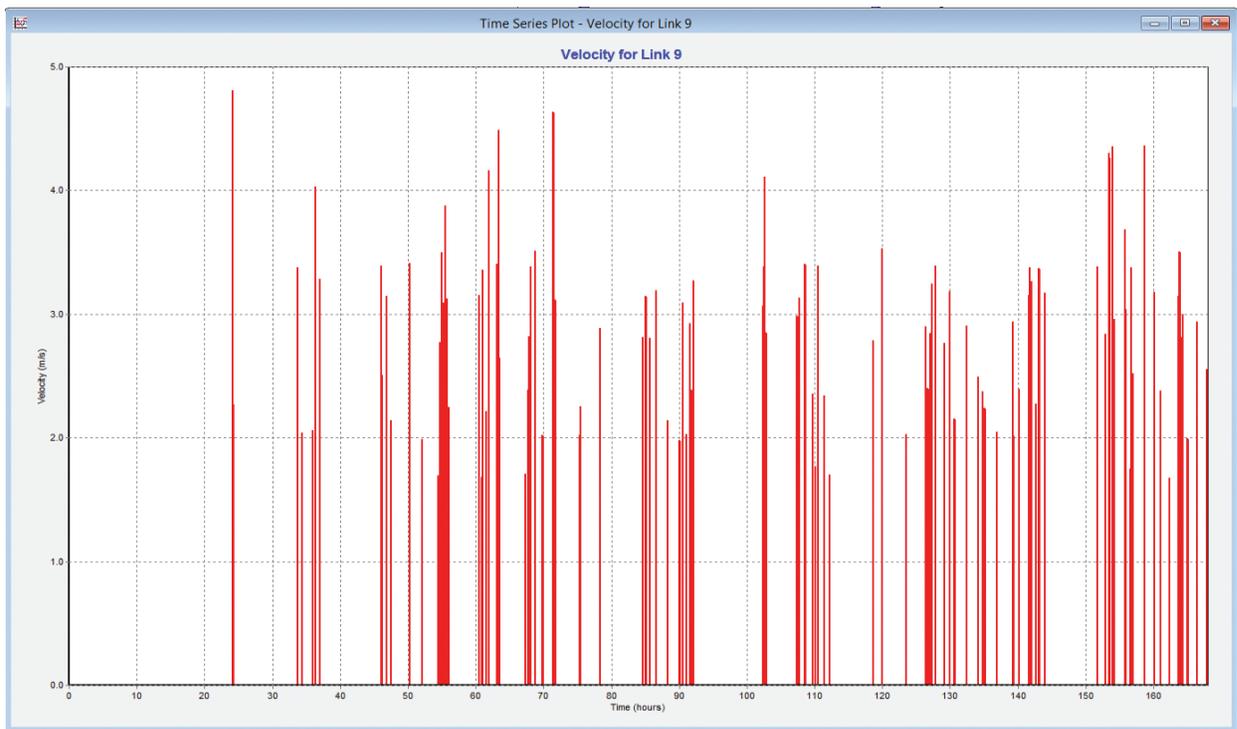
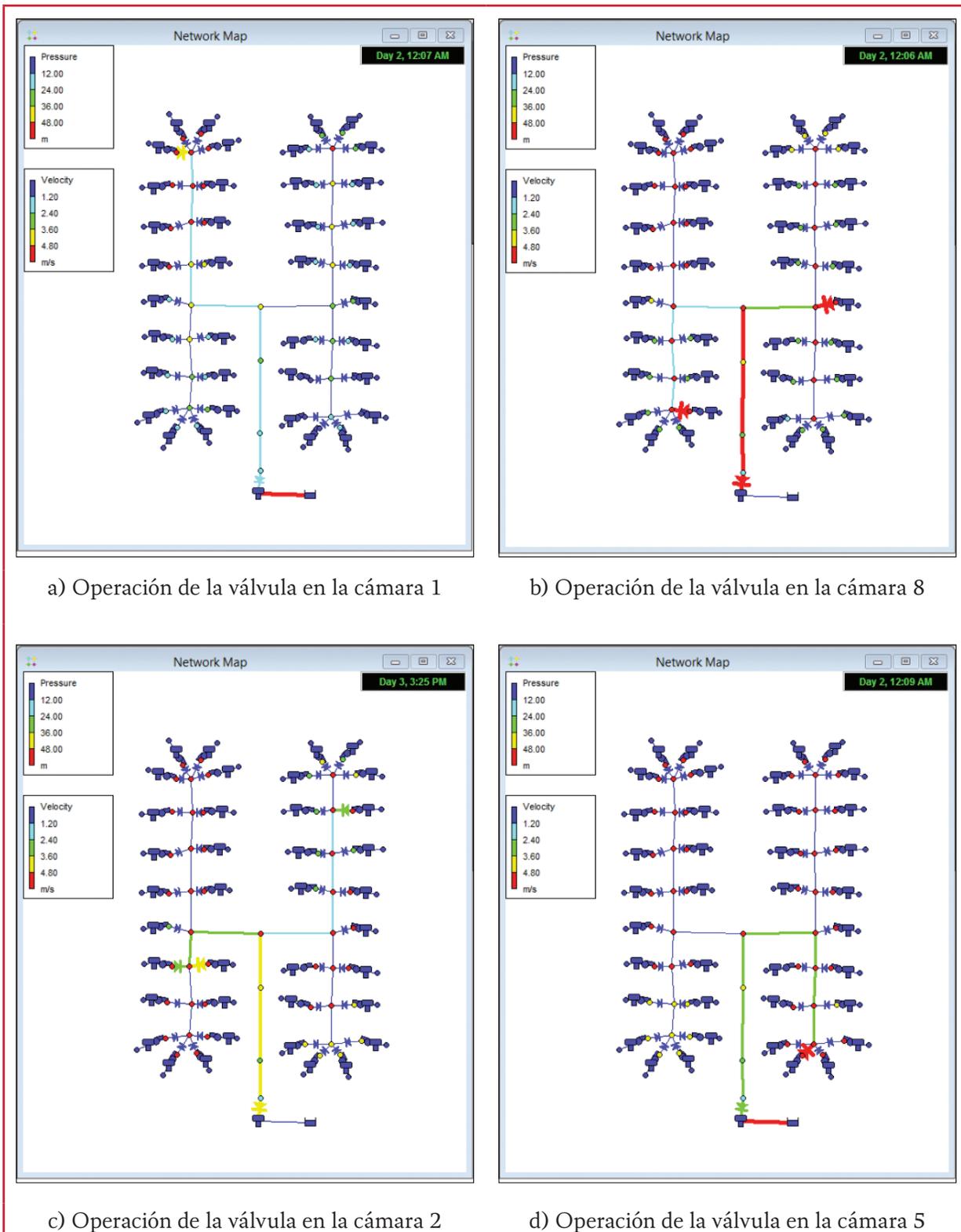


Ilustración 3.20 Funcionamiento de la red a presión



## 3.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO MIXTO

### 3.2.1. INTRODUCCIÓN DEL EJEMPLO

En este ejemplo se presentará la aplicación de los tres sistemas alternativos para alcantarillado sanitario, en condiciones particulares.

Considérese la unidad habitacional de la Ilustración 3.21 donde se requiere diseñar la red de alcantarillado sanitario que recoja las descargas de 141 viviendas y las traslade hasta un humedal para su tratamiento y posterior descarga.

De estos predios, 73 están destinados a clase alta, 65 a clase media y tres serán de tipo comercial; además de acuerdo con la configuración de las calles se propone el trazo del colector principal tal como se muestra en la Ilustración 3.22.

De los trabajos de topografía realizados en el lugar (para más detalles consulte *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado, Parte I* de MAPAS), el perfil de la lí-

nea principal mostrada es el de la Ilustración 3.23.

### 3.2.2. DISEÑO CONVENCIONAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Entonces, de acuerdo con el apartado 2.1.1, el gasto medio de aporte se calcula como:

$$Q_{MED} = \frac{A_p P}{86\ 400}$$

De acuerdo con el tipo de usuario y considerando un índice de hacinamiento de 3.7 (obtenido de CONAPO para la zona de estudio), el gasto de aporte se calcula como:

$$Q_p = 0.75(\text{Consumo}_i)$$

Debido a que el número de habitantes es de:

$$Hab = 3.7(141) = 522$$

El coeficiente de Harmon  $M$  es constante e igual a 3.8. La Tabla 3.2, presenta el cálculo del gasto medio e instantáneo por clase socioeconómica. Por su parte, la Ilustración 3.24 muestra la asignación de predios a cada tramo propuesto para la red.

Tabla 3.2 Cálculo del gasto medio e instantáneo

Tipo	Consumo	Gasto de aporte	Gasto por vivienda	Gasto medio por vivienda	Gasto máximo instantáneo		
	L/(hab d)	L/(hab d)	l/d	L/s	L/s		
Alto	202	151.5	560.550	0.00648785	0.02465382		
Medio	191	143.25	530.025	0.00613455	0.02331128		
Comercial*	930	697.5	697.500	0.00807292	0.03067708		
Tipo	Consumo	Gasto de aporte	Gasto por vivienda	Gasto medio por vivienda	Gasto máximo instantáneo	Número de viviendas	Gasto de aporte
	L/(hab d)	L/(hab d)	l/d	L/s	L/s		L/s
Alto	202	151.5	560.550	0.00648785	0.02465382	73	1.78
Medio	191	143.25	530.025	0.00613455	0.02331128	65	1.51
Comercial*	930	697.5	697.500	0.00807292	0.03067708	3	0.092
					Total	141	3.40

\*El consumo se determinó en función del consumo promedio de los usuarios comerciales de la zona de estudio, tal como se menciona en el libro de *Datos Básicos*, este valor debe estimarse para cada comunidad.

Ilustración 3.21 Comunidad para el ejemplo



Ilustración 3.22 Tipo de predios y trazo de línea principal

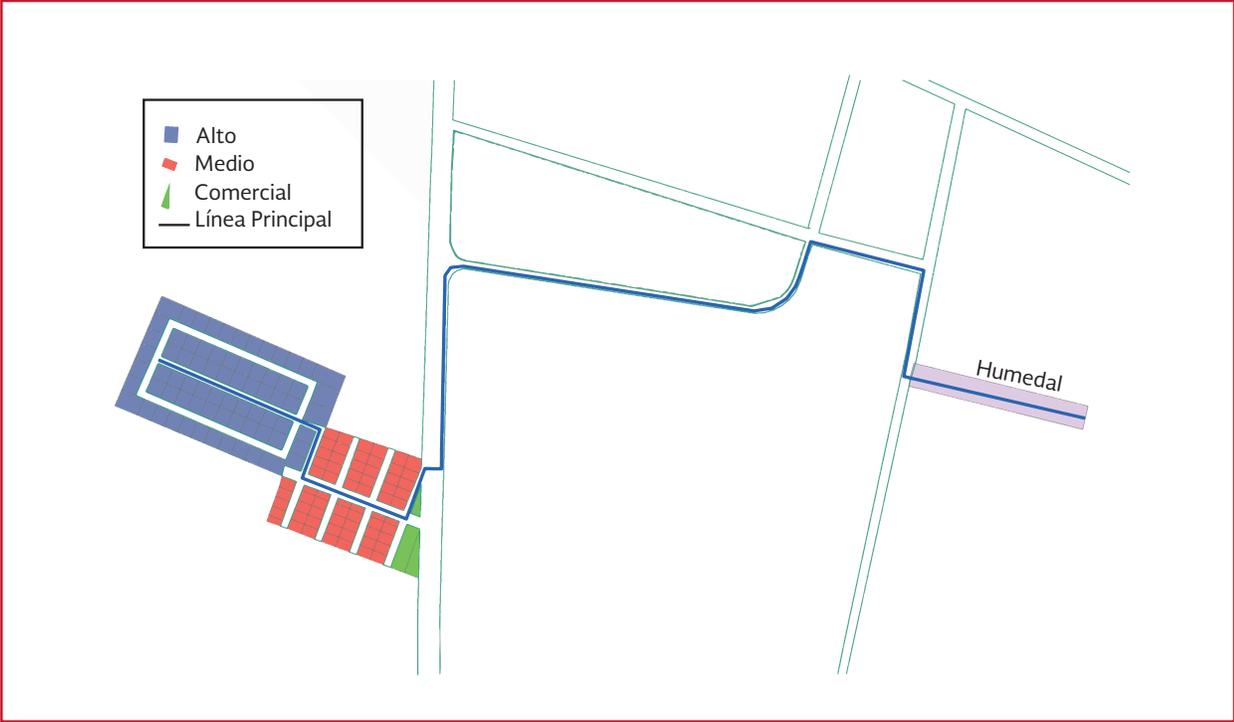


Ilustración 3.23 Perfil del terreno para la línea principal

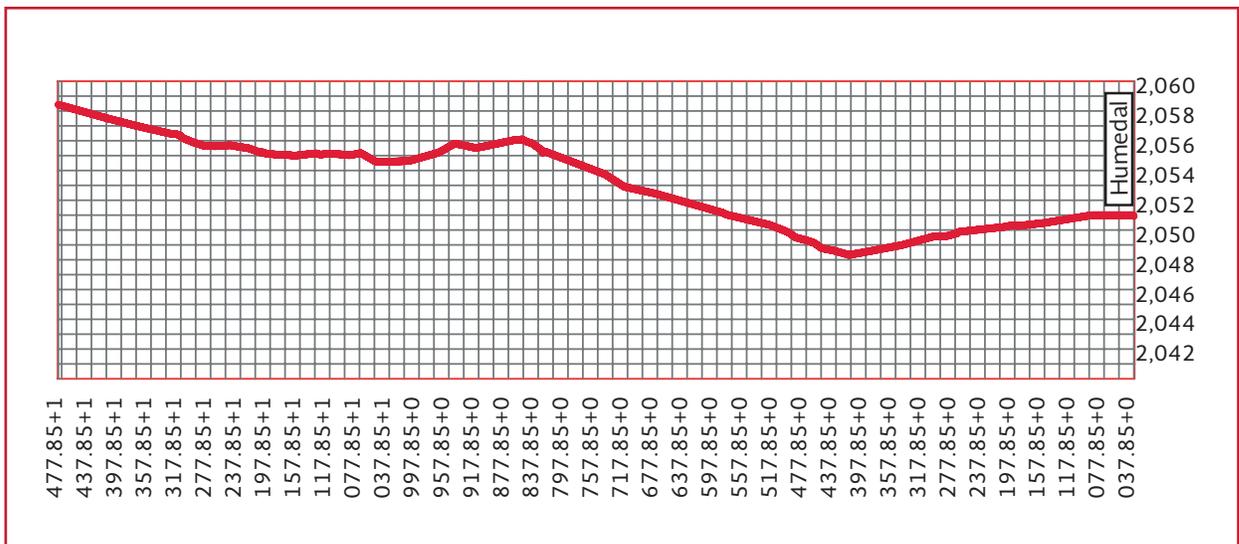


Ilustración 3.24 Asignación de predios por tramo de tubería



De acuerdo con el procedimiento tradicional presentado en el libro *Alcantarillado Sanitario de MAPAS*, el arreglo de la red resulta como se presenta en la Ilustración 3.25 e Ilustración 3.26 y los resultados se presentan en la Tabla 3.3.

Por otra parte, la Tabla 3.4 muestra la relación entre el gasto máximo previsto y el gasto máximo que es capaz de conducir el conducto.

Ilustración 3.25 Diseño de la red de alcantarillado de acuerdo al método tradicional (Parte 1)

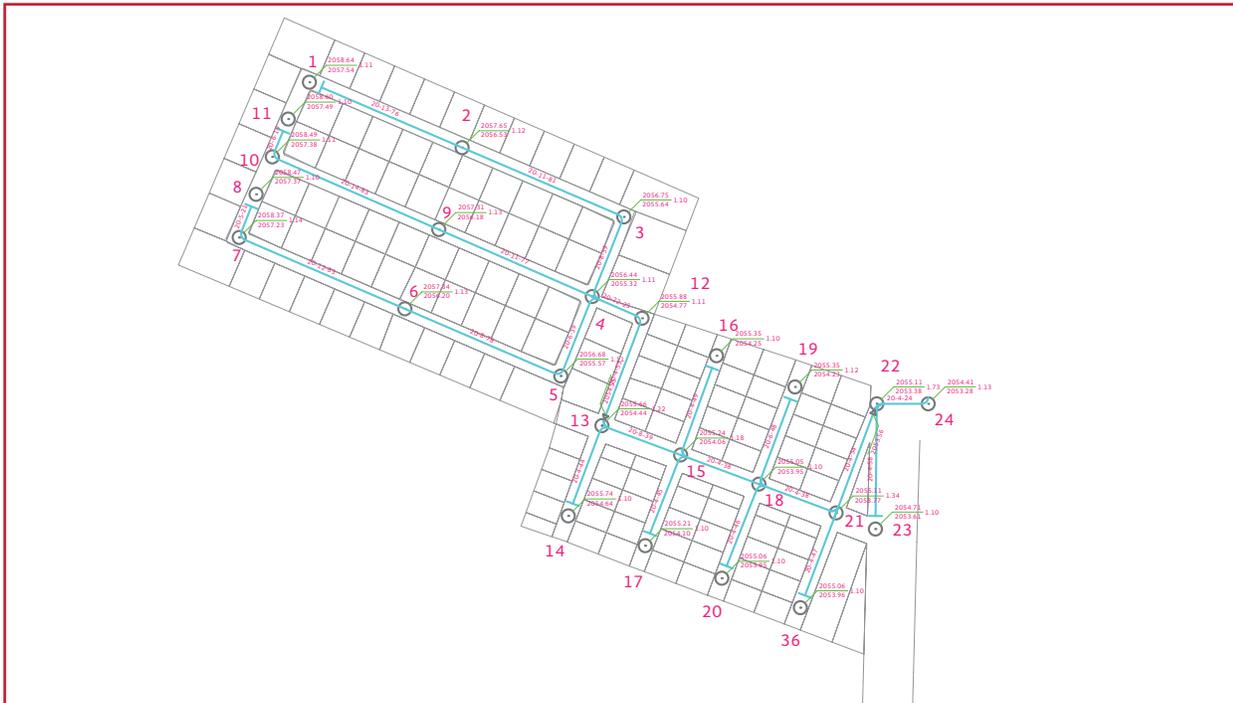


Ilustración 3.26 Diseño de la red de alcantarillado de acuerdo al método tradicional (Parte 2)

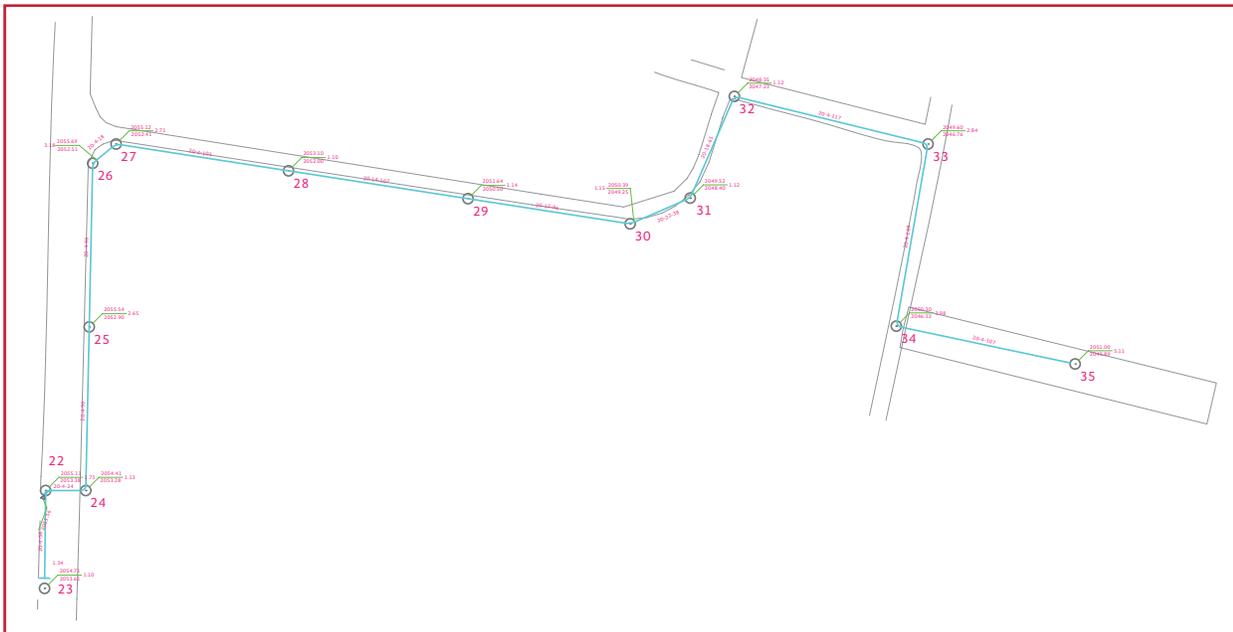


Tabla 3.3 Resultados del análisis en estado permanente

Tramo	Longitud (m)	Gastos		Cotas terreno		Pendiente		Diámetro			Tubo lleno			Volúmenes		
		Tramo (m)	Q <sub>med</sub> (l/s)	Q <sub>Max.Prev</sub> (l/s)	Inicial (m)	Final (m)	Terreno (m/km)	Propuesta (m/km)	Cálculo (cm)	Comercial		Q (l/s)	V (l/s)	Excavación (m³)	Plantilla (m³)	Relleno (m³)
										(cm)	in					
8-7	21.30	0.00	0.01	2058.47	2058.37	5.07	5	1.03	20.32	8"	34.95	1.08	16.04	1.60	14.44	
7-6	82.86	0.01	0.06	2058.37	2057.34	12.42	12	1.58	20.32	8"	54.14	1.67	63.42	6.21	57.20	
6-5	78.03	0.02	0.10	2057.34	2056.68	8.38	8	2.10	20.32	8"	44.21	1.36	59.58	5.85	53.73	
11-10	18.86	0.00	0.01	2058.60	2058.49	5.64	6	0.95	20.32	8"	38.28	1.18	14.24	1.41	12.83	
10-9	83.45	0.01	0.06	2058.49	2057.31	14.08	14	1.53	20.32	8"	58.48	1.80	63.01	6.26	56.75	
9-4	76.96	0.02	0.10	2057.31	2056.44	11.40	11	1.97	20.32	8"	51.84	1.60	58.79	5.77	53.02	
1-2	76.34	0.01	0.04	2058.64	2057.65	13.03	13	1.39	20.32	8"	56.35	1.74	57.50	5.73	51.77	
2-3	80.83	0.02	0.09	2057.65	2056.75	11.17	11	1.88	20.32	8"	51.84	1.60	61.23	6.06	55.17	
3-4	39.38	0.02	0.11	2056.75	2056.44	7.81	8	2.16	20.32	8"	44.21	1.36	29.74	2.95	26.78	
5-4	39.30	0.03	0.13	2056.68	2056.44	6.25	6	2.39	20.32	8"	38.28	1.18	29.71	2.95	26.77	
4-12	24.95	0.08	0.36	2056.44	2055.88	22.39	22	2.76	20.32	8"	73.31	2.26	18.87	1.87	16.99	
12-13	52.70	0.08	0.39	2055.88	2055.66	4.19	4	3.92	20.32	8"	31.26	0.96	39.85	3.95	35.90	
14-13	44.28	0.01	0.03	2055.74	2055.66	1.87	4	1.41	20.32	8"	31.26	0.96	34.89	3.32	31.56	
17-15	44.77	0.01	0.03	2055.21	2055.24	-0.67	4	1.42	20.32	8"	31.26	0.96	37.20	3.36	33.84	
13-15	38.59	0.10	0.43	2055.66	2055.24	10.90	8	3.59	20.32	8"	44.21	1.36	30.66	2.89	27.76	
16-15	48.51	0.01	0.03	2055.35	2055.24	2.38	4	1.46	20.32	8"	31.26	0.96	37.93	3.64	34.29	
20-18	46.50	0.01	0.03	2055.06	2055.05	0.16	4	1.44	20.32	8"	31.26	0.96	38.10	3.49	34.61	
15-18	38.35	0.11	0.51	2055.24	2055.05	4.87	4	4.34	20.32	8"	31.26	0.96	30.63	2.88	27.76	
19-18	47.66	0.01	0.03	2055.35	2055.05	6.26	6	1.34	20.32	8"	38.28	1.18	36.09	3.57	32.51	
18-21	37.88	0.13	0.59	2055.05	2055.11	-1.68	4	4.57	20.32	8"	31.26	0.96	31.55	2.84	28.71	
36-21	46.57	0.01	0.03	2055.06	2055.11	-1.11	4	1.44	20.32	8"	31.26	0.96	39.19	3.49	35.70	
21-22	53.54	0.14	0.64	2055.11	2055.11	0.12	4	4.74	20.32	8"	31.26	0.96	54.01	4.02	50.00	
23-22	57.57	0.01	0.03	2054.71	2055.11	-6.90	4	1.56	20.32	8"	31.26	0.96	56.87	4.32	52.56	
22-24	23.59	0.15	0.69	2055.11	2054.41	29.41	4	4.86	20.32	8"	31.26	0.96	23.56	1.77	21.79	
24-25	96.31	0.16	0.75	2054.41	2055.54	-11.72	4	5.00	20.32	8"	31.26	0.96	129.19	7.22	121.96	
25-26	96.29	0.18	0.80	2055.54	2055.69	-1.57	4	5.14	20.32	8"	31.26	0.96	203.20	7.22	195.98	

Tabla 3.3 Resultados del análisis en estado permanente (continuación) (Continuación)

Tramo	Longitud	Gastos		Cotas terreno		Pendiente		Diámetro			Tubo lleno		Volúmenes			
		Tramo	Q <sub>med</sub> (l/s)	Q <sub>Max Prev</sub> (l/s)	Inicial (m)	Final (m)	Terreno (m/km)	Propuesta (m/km)	Cálculo (cm)	Comercial		Q (l/s)	V (l/s)	Excavación (m³)	Plantilla (m³)	Relleno (m³)
										(cm)	in					
26-27	17.82	0.18	0.81	2055.69	2055.12	32.32	4	5.17	20.32	8"	31.26	0.96	37.82	1.34	36.49	
27-28	102.61	0.19	0.87	2055.12	2053.10	19.68	4	5.30	20.32	8"	31.26	0.96	139.11	7.70	131.42	
28-29	106.79	0.20	0.93	2053.10	2051.64	13.69	14	4.30	20.32	8"	58.48	1.80	81.67	8.01	73.66	
29-30	96.49	0.22	0.99	2051.64	2050.39	12.90	13	4.46	20.32	8"	56.35	1.74	75.32	7.24	68.08	
30-31	38.42	0.22	1.01	2050.39	2049.52	22.66	22	4.07	20.32	8"	73.31	2.26	29.76	2.88	26.87	
31-32	65.24	0.23	1.05	2049.52	2048.35	17.93	18	4.29	20.32	8"	66.31	2.04	50.02	4.89	45.12	
32-33	117.28	0.24	1.11	2048.35	2049.60	-10.63	4	5.82	20.32	8"	31.26	0.96	165.55	8.80	156.76	
33-34	108.77	0.26	1.18	2049.60	2050.30	-6.49	4	5.94	20.32	8"	31.26	0.96	270.05	8.16	261.89	
34-35	107.47	0.27	1.24	2050.30	2051.00	-6.49	4	6.05	20.32	8"	31.26	0.96	358.23	8.06	350.17	

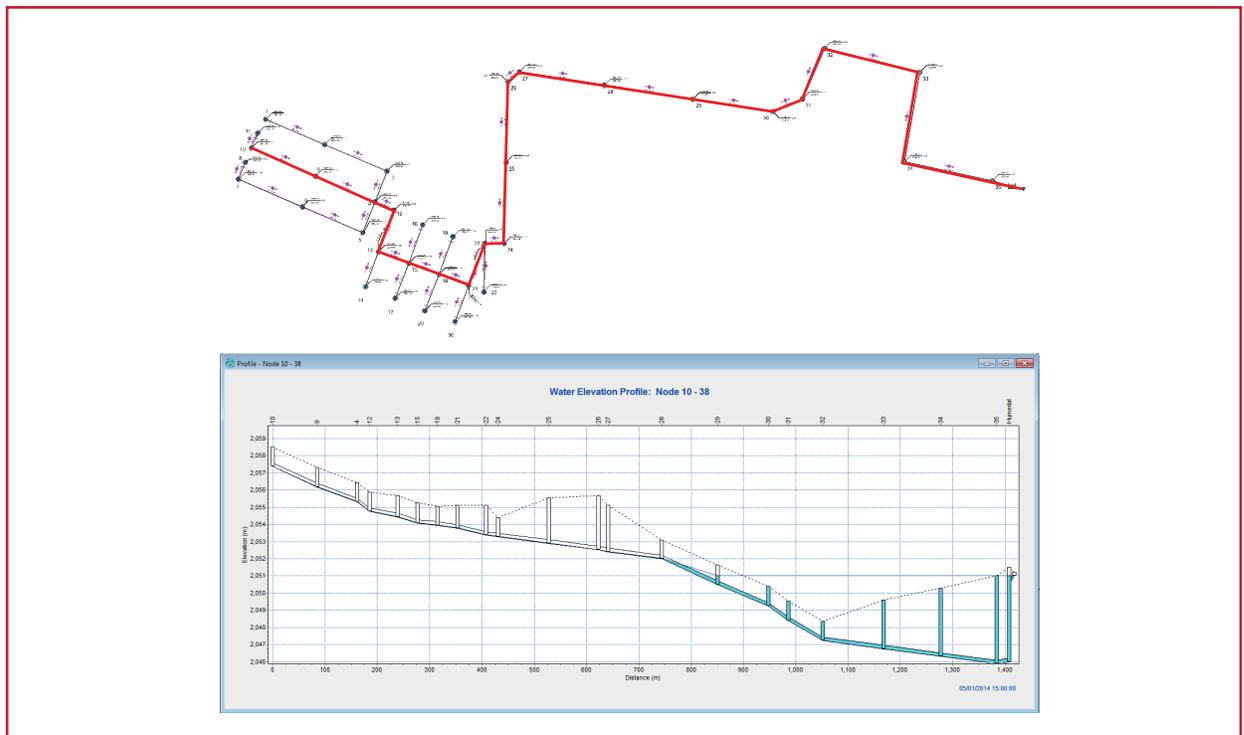
Tabla 3.4 Relación del gasto máximo previsto y el gasto máximo que la tubería es capaz de transportar

Tramo	$Q_{Max\ Prev} / Q_{Tubo\ lleno}$	Tramo	$Q_{Max\ Prev} / Q_{Tubo\ lleno}$	Tramo	$Q_{Max\ Prev} / Q_{Tubo\ lleno}$
8-7	0.03 %	14-13	0.08 %	24-25	2.38 %
7-6	0.11 %	17-15	0.08 %	25-26	2.56 %
6-5	0.24 %	13-15	0.98 %	26-27	2.59 %
11-10	0.03 %	16-15	0.09 %	27-28	2.78 %
10-9	0.10 %	20-18	0.09 %	28-29	1.59 %
9-4	0.20 %	15-18	1.63 %	29-30	1.75 %
1-2	0.08 %	19-18	0.07 %	30-31	1.38 %
2-3	0.17 %	18-21	1.87 %	31-32	1.58 %
3-4	0.25 %	36-21	0.09 %	32-33	3.56 %
5-4	0.33 %	21-22	2.06 %	33-34	3.76 %
4-12	0.49 %	23-22	0.11 %	34-35	3.96 %
12-13	1.24 %	22-24	2.21 %		

Complementariamente al análisis dinámico a través del programa SWMM 5.0®, se observa el comportamiento del flujo a lo largo del colector principal. Nótese que a partir del pozo 32, la conducción debe trabajar a presión, debido a la topografía (Ilustración 3.27). Para mantener una pendiente positiva que permita el flujo por gravedad, a la llegada en el humedal se debe considerar un cárcamo de 5.11 metros de pro-

fundidad del cual se deberá extraer el agua residual a través de bombeo. Esta situación también obliga a que la profundidad de excavación para la tubería y los pozos de visita sea de hasta 3 metros en el tramo 25 - 28 y de hasta 5.11 metros en el último tramo. Observe de la Tabla 3.5 que en estos tramos los volúmenes de excavación y relleno son mucho mayores que en el resto de la red.

Ilustración 3.27 Tirante máximo en el colector principal



### 3.2.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO A PRESIÓN CON BOMBA DEMOLEDORA

Considerando el mismo escenario que en el ejemplo anterior, ahora se propone un sistema de alcantarillado a presión con una bomba demoleadora dentro de un cárcamo, ubicado en el punto donde se encuentra el pozo número 22, el cual alimentará a un sistema de tuberías a presión.

#### 3.2.3.1. Diseño de cárcamo

Capacidad necesaria para una retención de 15 min, de acuerdo con el apartado 2.5.1:

$$V_{\text{carcamo}} = 15 \text{ min} \left( 3.4 \frac{L}{s} \right) \left( 60 \frac{s}{\text{min}} \right) \left( \frac{1 m^3}{1000 L} \right) = 3.6 m^3$$

Por tanto se propone un cárcamo circular con diámetro de  $D = 1.5 \text{ m}$ .

Considerando la geometría presentada en la Ilustración 3.28 se tiene que la capacidad neta existente si las bombas comienzan a funcionar cuando el líquido llega a 2.70 y cesan de funcionar cuando el nivel del líquido desciende a 0.95 resulta:

$$V_{\text{carcamo}} = 15 \text{ min} \left( 3.4 \frac{L}{s} \right) \left( 60 \frac{s}{\text{min}} \right) \left( \frac{1 m^3}{1000 L} \right) = 3.6 m^3$$

Dicha capacidad es suficiente para cumplir con la retención de 15 minutos.

A través del modelo de simulación podemos evaluar el funcionamiento del cárcamo y proponer una curva para el equipo de bombeo (Ilustración 3.29).

### 3.2.3.2. Diseño hidráulico del equipo de bombeo

Inicialmente se propone un equipode bombeo más uno de respaldo que se debe desalojar el total del volumen acumulado en 2.5 minutos, por tanto el gasto a desalojar resulta:

$$Q_B = \frac{15 \text{ min} \left( 3.4 \frac{L}{s} \right) \left( \frac{60 s}{\text{min}} \right)}{2.5 \text{ min} \left( \frac{60 s}{\text{min}} \right)} = 20.4 \frac{L}{s}$$

Por otra parte la longitud de la conducción a presión resulta de 1 033.31 metros con el perfil mostrado en la Ilustración 3.30. Entonces el planteamiento de la conservación de energía, sin considerar pérdidas secundarias, resulta:

$$H_B = (2055.116 - 2051.00) + h_f = 4.116 + h_f$$

A través de la ecuación simplificada de Swamee-Jain se tiene que:

$$h_f = 0.202 \frac{Q^2 L}{g D^5} \left\{ \log \left[ 0.27 \frac{\epsilon}{D} + 4.62 \left( \frac{v D}{Q} \right)^{0.9} \right] \right\}^{-2}$$

$$h_f = 0.202 \frac{(0.0204)^2 (1033.31)}{9.81 (0.1016)^5} \left\{ \log \left[ 0.27 \frac{(0.0015)}{1000 (0.1016)} + 4.62 \left( \frac{1^{-6} (0.1016)}{0.0204} \right)^{0.9} \right] \right\}^{-2} = 28.05 m$$

Por tanto:

$$H_B = 4.116 + 28.05 = 32.17 m$$

El análisis hidráulico, a través del modelo de simulación de Epanet 2.0® de la conducción se presenta en la Ilustración 3.31.

Ilustración 3.28 Dimensiones del cárcamo

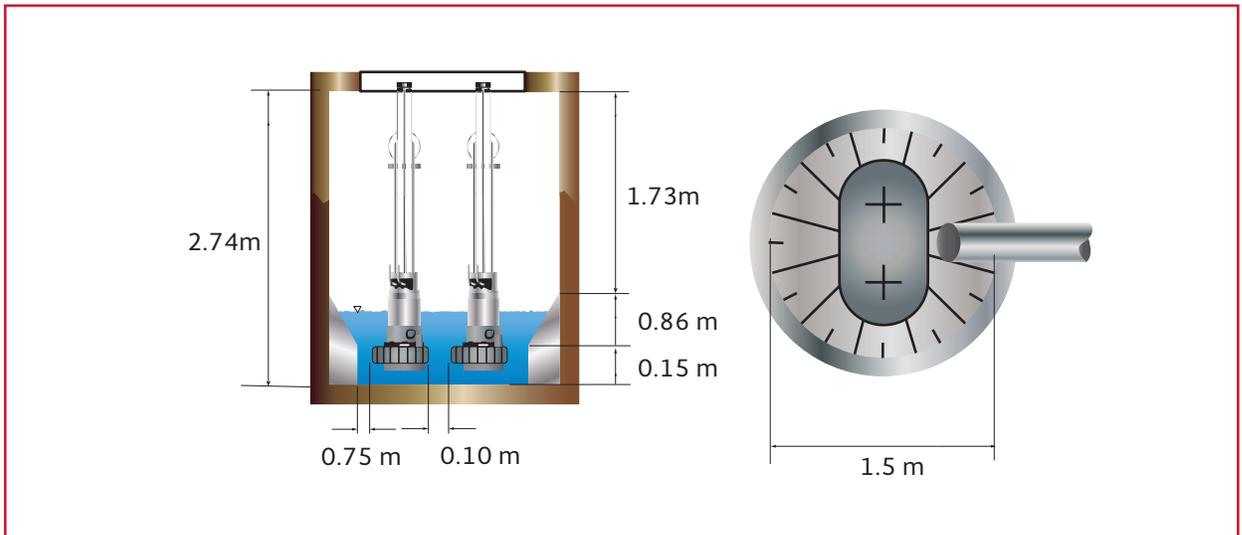


Ilustración 3.29 Funcionamiento del cárcamo en el modelo de simulación

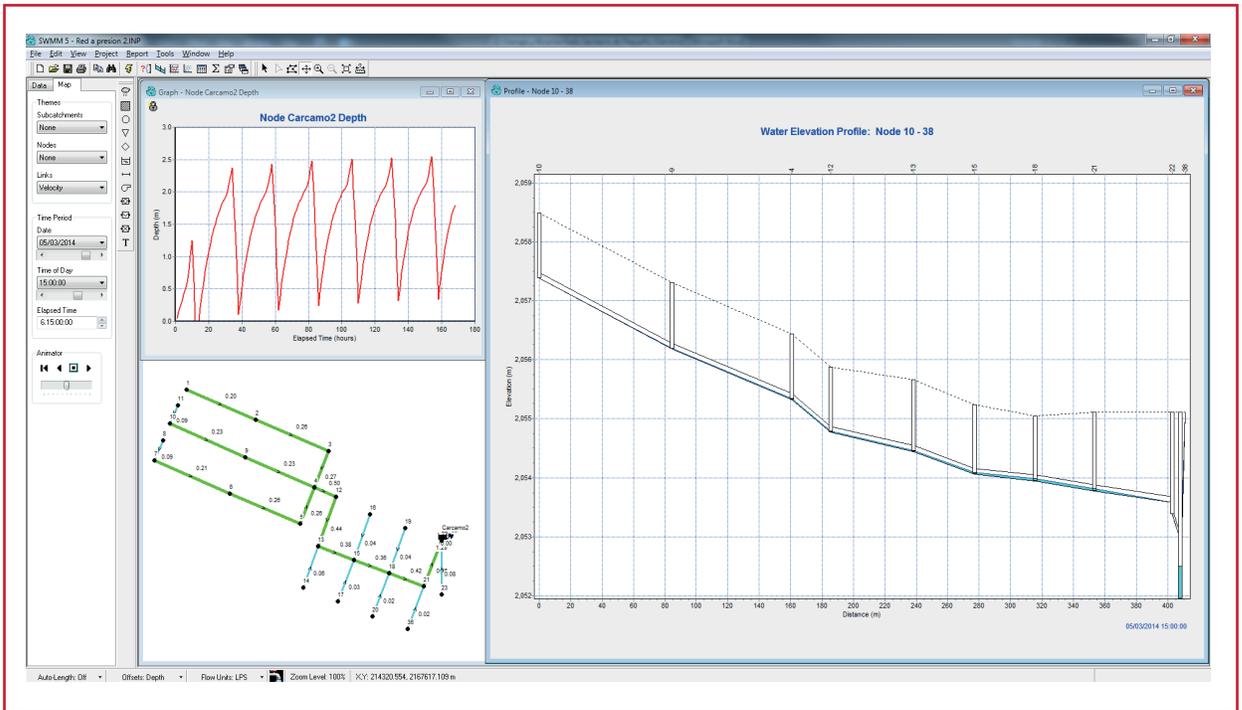


Ilustración 3.30 Perfil de la línea a presión

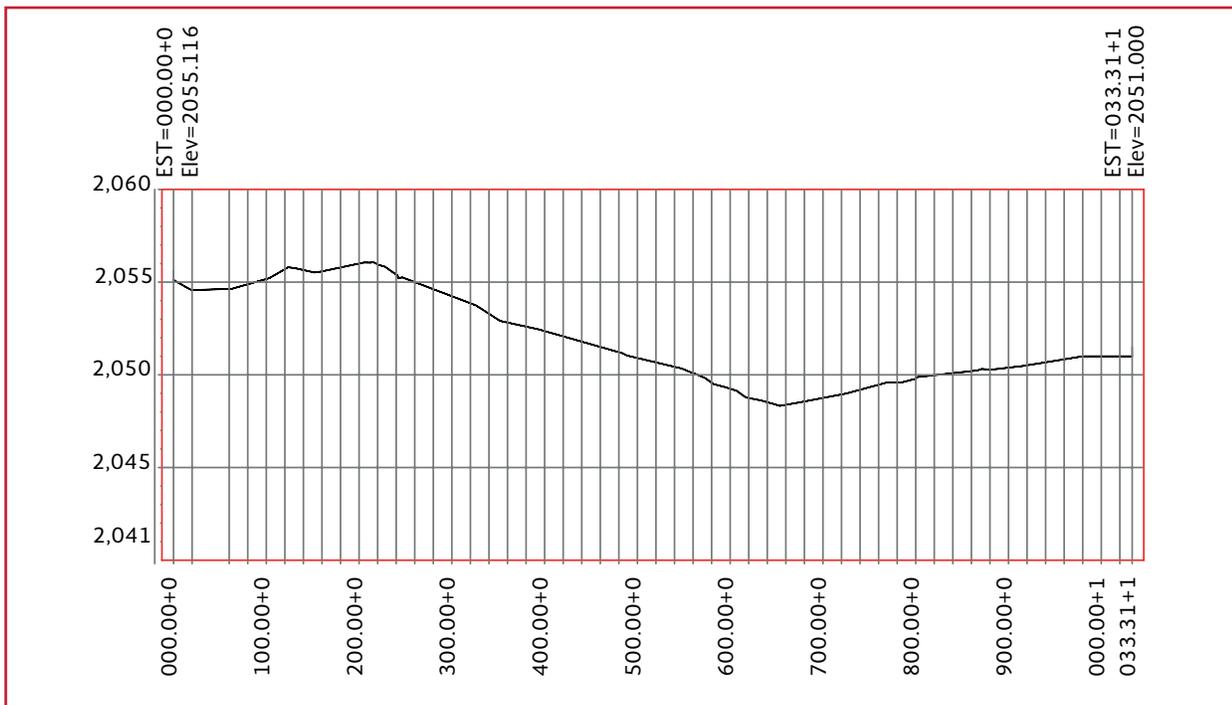
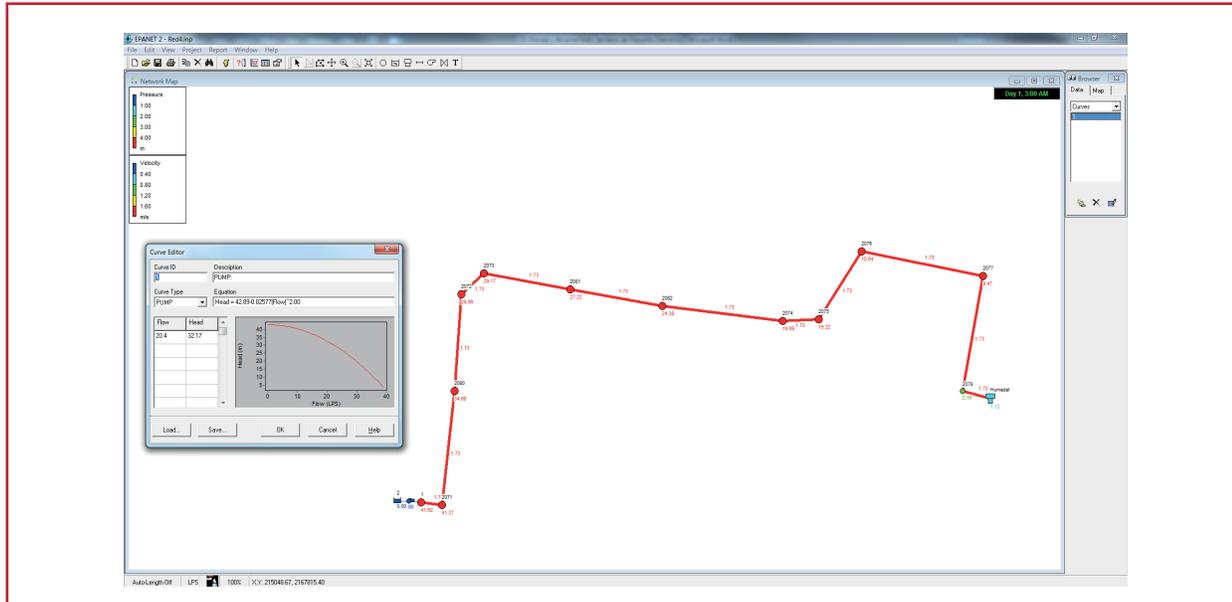


Ilustración 3.31 Resultados de la línea a presión



Como puede observarse la velocidad es mucho mayor a la mínima requerida para evitar azolves y al ser una línea a presión. El diámetro de cuatro pulgadas (0.1016 m) es adecuado para el funcionamiento y como no se requiere una pendiente constante, los volúmenes de excavación y relleno son menores que en el caso anterior (Tabla 3.5).

Por supuesto debe considerarse las implicaciones de instalar un sistema de estas características de acuerdo con la relación beneficio-costos; considere que un SAP reduce el costo de inversión inicial, sin embargo para su operación, implica consumo energético y requiere de mayor mantenimiento que el sistema convencional.

Tabla 3.5 Comparación de volúmenes de excavación y relleno entre en sistema convencional y SAP

Tramo	Longitud	Volúmenes			
		Tradicional		SAP	
		Excavación	Relleno	Excavación	Relleno
	<i>m</i>	<i>m<sup>3</sup></i>	<i>m<sup>3</sup></i>	<i>m<sup>3</sup></i>	<i>m<sup>3</sup></i>
22-24	23.59	23.56	21.79	14.16	13.96
24-25	96.31	129.19	121.96	57.79	57.00
25-26	96.29	203.20	195.98	57.77	56.99
26-27	17.82	37.82	36.49	10.69	10.55
27-28	102.61	139.11	131.42	61.57	60.73
28-29	106.79	81.67	73.66	64.08	63.21
29-30	96.49	75.32	68.08	57.90	57.11
30-31	38.42	29.76	26.87	23.05	22.74
31-32	65.24	50.02	45.12	39.14	38.62
32-33	117.28	165.55	156.76	70.37	69.42
33-34	108.77	270.05	261.89	65.26	64.38
34-35	107.47	358.23	350.17	64.48	63.61
Total		1563.47	1490.19	586.25	578.33

### 3.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SIN ARRASTRE DE SÓLIDOS

Una segunda alternativa será considerar un RASAS, para esto cada vivienda debe contar con un tanque séptico que evite el ingreso de sólidos al sistema de alcantarillado, tal como se muestra en la Ilustración 1.23.

Bajo esta consideración, el diámetro de la red de atarjeas y el colector principal se puede reducir. Para un primer análisis se propone tubería de cuatro pulgadas (0.1016 m) para toda la red, observe la Ilustración 3.32, Ilustración 3.33 e Ilustración 3.34.

Del análisis dinámico del sistema se puede observar que en la zona del colector a superficie libre (Ilustración 3.35) se alcanza la velocidad mínima de 0.3 m/s en el colector principal (Ilustración 3.36).

Complementariamente, el análisis de la conducción a presión muestra que para el gasto máximo se presenta la velocidad mínima necesaria para evitar azolves (Ilustración 3.37).

Garantizando que cada vivienda cuente con su propio tanque séptico es posible reducir el diámetro de la tubería, lo cual reduce significativamente el costo de la obra. Sin embargo para garantizar un adecuado funcionamiento por gravedad los volúmenes de excavación y relleno no se reducen significativamente, en comparación con el caso tradicional (Tabla 3.6).

Esta reducción de diámetro representa una reducción del 12.5 por ciento del volumen de excavación y del 13.1 por ciento del volumen de relleno; esto complementado con la reducción en costo por diámetro de tubería.

A diferencia del SAP, un RASAS no requiere equipos de bombeo ni el mantenimiento preventivo y correctivo de la red, sin embargo, se debe cuidar que los tanques sépticos instalados en cada vivienda garanticen que no habrá ingreso de sólidos que puedan afectar el funcionamiento del sistema. Por ello, el mantenimiento preventivo y correctivo debe enfocarse en los tanques sépticos de las viviendas, ya sea por parte del organismo operador o por parte de los propios usuarios.



Ilustración 3.34 Configuración de la red considerando un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro por gravedad (Parte 3)

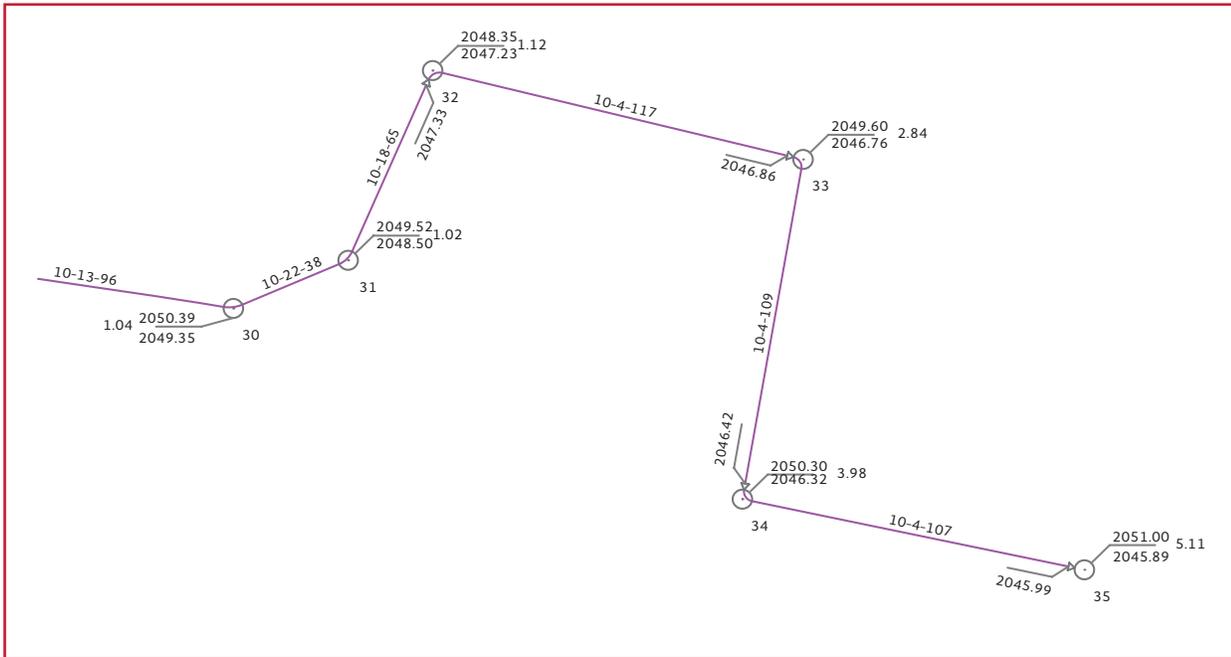


Ilustración 3.35 Perfil de la conducción a superficie libre

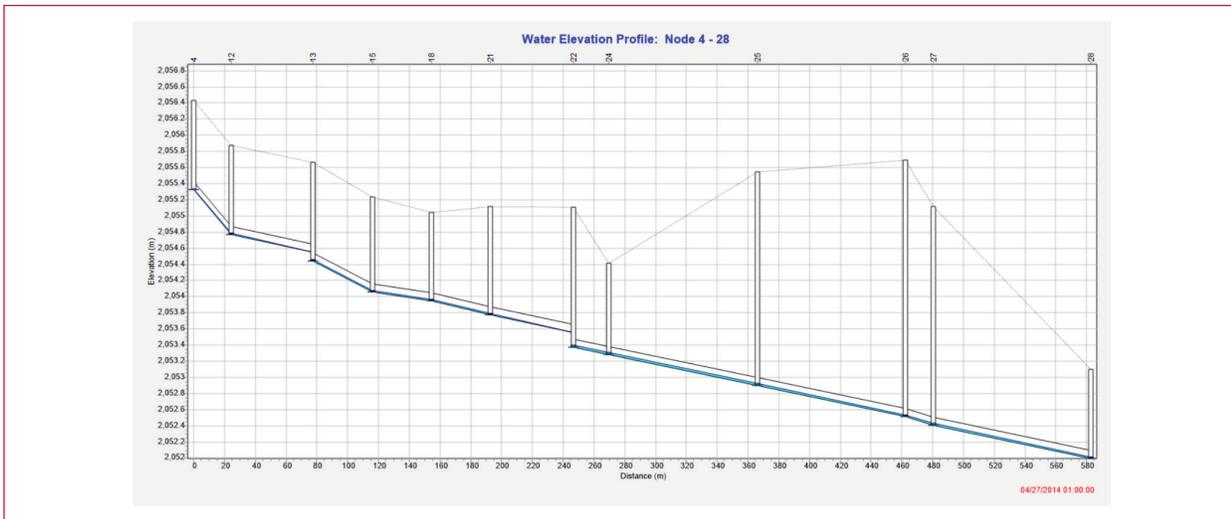


Ilustración 3.36 Velocidades máximas en el colector principal

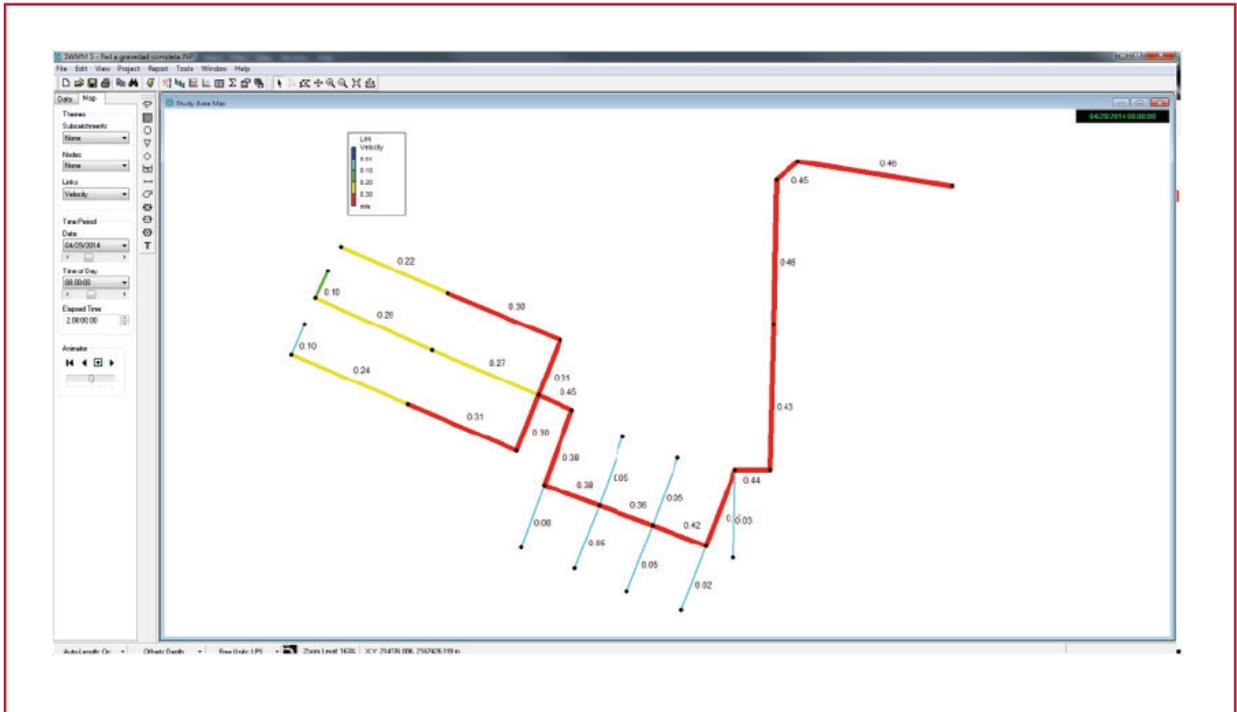


Ilustración 3.37 Velocidades máximas en la conducción a presión

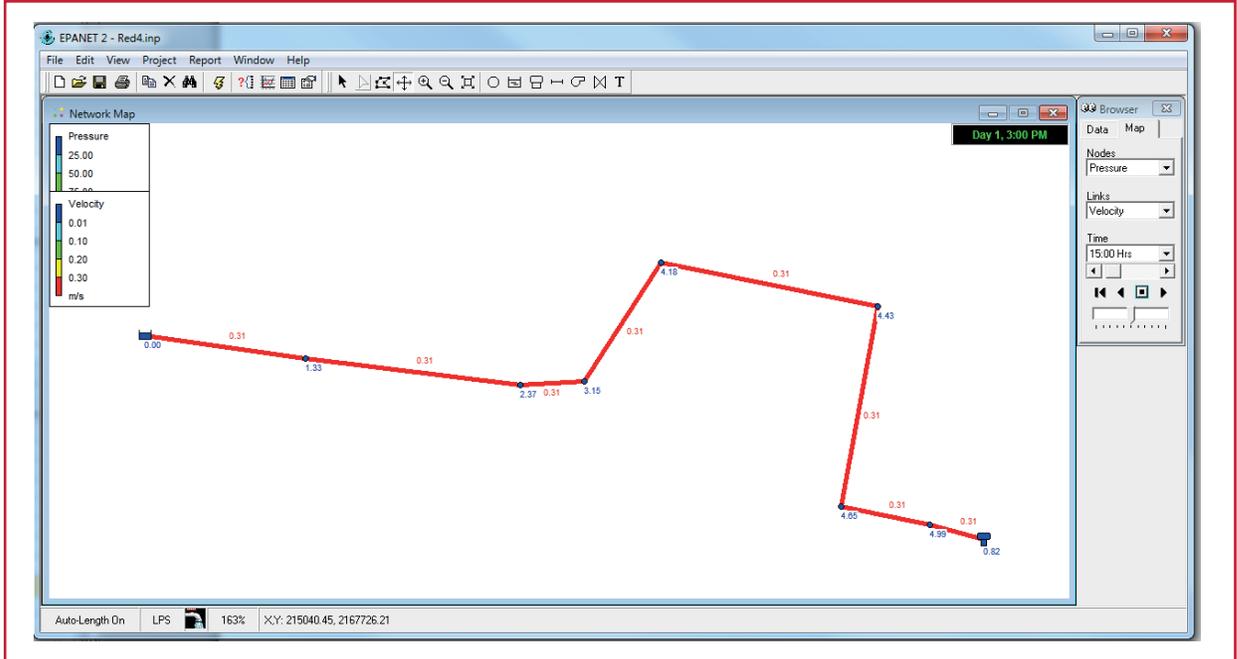


Tabla 3.6 Comparación de volúmenes de excavación y relleno entre en sistema convencional y RASAS

Tramo	Volúmenes			
	Tradicional		SAPDG	
	Excavación	Relleno	Excavación	Relleno
	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
8-7	16.04	14.44	8.01	6.42
7-6	63.42	57.20	30.45	24.65
6-5	59.58	53.73	42.38	36.91
11-10	14.24	12.83	7.10	5.68
10-9	63.01	56.75	30.67	24.83
9-4	58.79	53.02	41.79	36.41
1-2	57.50	51.77	28.05	22.71
2-3	61.23	55.17	43.85	38.19
3-4	29.74	26.78	24.93	22.18
5-4	29.71	26.77	29.54	26.60
4-12	18.87	16.99	15.83	14.09
12-13	39.85	35.90	39.85	35.90
14-13	34.89	31.56	21.70	18.60
17-15	37.20	33.84	23.68	20.54
13-15	30.66	27.76	25.87	23.17
16-15	37.93	34.29	23.43	20.04
20-18	38.10	34.61	24.09	20.83
15-18	30.63	27.76	30.63	27.76
19-18	36.09	32.51	21.71	18.38
18-21	31.55	28.71	31.55	28.71
36-21	39.19	35.70	25.09	21.83
21-22	54.01	50.00	54.01	50.00
23-22	56.87	52.56	38.88	34.85
22-24	23.56	21.79	23.56	21.79
24-25	129.19	121.96	129.19	121.96
25-26	203.20	195.98	203.20	195.98
26-27	37.82	36.49	37.82	36.49
27-28	139.11	131.42	139.11	131.42
28-29	81.67	73.66	68.63	61.15
29-30	75.32	68.08	63.44	56.68
30-31	29.76	26.87	25.04	22.35
31-32	50.02	45.12	42.04	37.48
32-33	165.55	156.76	165.55	156.76
33-34	270.05	261.89	270.05	261.89
34-35	358.23	350.17	358.23	350.17
Total	2502.56	2340.84	2188.97	2033.37

## CONCLUSIONES

El alcantarillado por medios no convencionales se considera particularmente útil en zonas donde las condiciones topográficas y la dispersión de la población hacen poco rentable la instalación de una red de alcantarillado convencional, donde la construcción de un sistema de alcantarillado convencional presenta grandes desventajas constructivas, técnicas y económicas el uso de sistemas alternativos puede llegar a ser una opción viable.

En este libro se abordaron las características principales de tres tipos principales de alcantarillado no convencionales como son: Sistema de Alcantarillado por Vacío (SAV), Sistema de Alcantarillado por Presión (SAP) y Redes de Alcantarillado Sin Arrastre de Sólidos (RASAS). Al finalizar la lectura de este manual el diseñador cuenta con los elementos básicos esenciales para poder tomar una decisión mas eficiente que brinde las mayores ventajas de aplicar la conveniencia de aplicar uno u otro, o la combinación de dos o más de estos, así como su interacción con los sistemas de alcantarillado convencionales.

Las características hidráulicas asociadas a los sistemas de alcantarillado alternativo muestran la importancia de tomar en forma adecuada los datos necesarios para el diseño y las principales consideraciones particulares en cada uno de los tres tipos de sistemas de alcantarillado no convencional presentados. Finalmente los ejemplos de diseño de alcantarillado sanitario, alcantarillado mixto y alcantarillado de arrastre de sólidos, buscan sensibilizar al diseñador en el funcionamiento de cada uno de los sistemas presentados y la manera de interactuar entre ellos y los métodos convencionales. Con esto se pretende fortalecer la toma de decisión en la selección del sistema de alcantarillado sanitario, requerido en algún sitio y bajo alguna situación en específico.

Los organismos operadores deben buscar en ésta selección, no separarse de su responsabilidad de ofrecer a la ciudadanía los servicios básicos de agua potable, alcantarillado y saneamiento necesarios para una calidad de vida satisfactoria y de considerar en cada situación las implicaciones de operación y mantenimiento que cada sistema requiere.

Recuerde que los procedimientos, datos, modelos matemáticos y programas de cómputo presentados en este libro obedecen a la experiencia vertida a lo largo del tiempo por parte de los especialistas en la materia y de los proyectos en que se han trabajado. Sin embargo, en ningún caso debe considerarse esta información como reglamento o norma oficial; más bien debe ser considerada como una guía para el diseño de sistemas alternativos de alcantarillado sanitario.

## BIBLIOGRAFÍA

- Airvac. (2008). Airvac System, Design Manual, Rochester, Indiana.
- Albornoz, P., (2008) *Análisis de las condiciones hidráulicas de los flujos de aguas residuales en conductos de alcantarillado de pequeño diámetro*, Tesis. Mérida, Yucatán: Universidad Autónoma de Yucatán.
- ANSI/HI 9.8-2012. Rotodynamic pumps for pump intake design, American National Standards Institute, Inc. Parsippany, New Jersey
- Bell, F. (1969). Generalized rainfall-duration-frequency relationships. *Journal of Hydraulic Division* (Vol. 95).
- California Department of Transportation. (2010). *Highway Design Manual*. California: California Department of Transportation.
- CENAPRED. (2004). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos*. México, D. F.: Centro Nacional de Prevención de Desastres. 380-390.
- Davis, D. (1974). Storm Drainage and Urban Region Flood Control Planning. USACE. California: The Hydrologic Engineering Center.
- Engineering Concepts, Inc., (2010), *Wastewater collection system alternatives*, Kapoho Beach Lots, Farm Lots, and Vacationland Estates Wastewater Feasibility Report.
- EPA (1972), *A pressure sewer system demonstration*, Office of research and monitoring, Washington, D.C, EEUU.
- EPA (1977), *Alternatives for small wastewater treatment system, Pressure sewer/Vacuum sewer*, Office of research and monitoring, Washington, D.C, EEUU.
- EPA (1991), *Alternative Wastewater collection systems*, Office of research and monitoring, Washington, D.C, EEUU.
- EPA (2010), Folleto informativo de sistemas descentralizados Alcantarillado por gravedad de diámetro reducido, Office of research and monitoring, Washington, D.C, EEUU.
- Espadas A., García J. y Castillo B., (2007). *Redes de alcantarillado sin arrastre de sólidos: una alternativa para la ciudad de Mérida, Yucatán, México*, Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 11-1, pp.61-67, ISSN: 1665-529X.
- Grundfos aguas residuales (S/A). *Bombas sumergibles trituradoras de aguas fecales*, Madrid, España
- IMTA. (2008). *Elaboración de un modelo de simulación hidráulica y de un sistema de información geográfica del sistema de drenaje pluvial de la zona conurbada de Guadalajara*

- ra, Jalisco. IHS/IMTA7/07082006/1. Jiutepec, Morelos.
- IMTA. (2013). *Programa para el manejo integral del agua pluvial de la ciudad de Chetumal, Quintana Roo*. HC1235.3. Jiutepec, Morelos.
- INEGI. (2013). *Catastro*. Consultado en agosto 28, 2013, en <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/catastro/>
- Mays, L.W. (1996). *Water Resources Handbook*. Nueva York: McGraw-Hill.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (MVCyS),. (2009), *Guía de diseño de alcantarillado por vacío*, dirección nacional de saneamiento, Lima, Perú
- Plastics Pipe Institute, Inc. (s.f.). *Hydraulic Considerations for Corrugated Polyethylene Pipe*. Plastics Pipe Institute, Inc.
- Russell, D. (2006). *Tratamiento de aguas residuales. Un enfoque práctico*. Georgia: Editorial Reverté.
- SEGOB. (2013). *Secretaría de Gobernación, e-local.gob.mx*. Consultado en octubre 10, 2013, en La Administración y Reglamentación del desarrollo urbano municipal : [http://www.e-local.gob.mx/wb/ELOCAL/ELOC\\_La\\_administracion\\_y\\_reglamentacion\\_del\\_desar2](http://www.e-local.gob.mx/wb/ELOCAL/ELOC_La_administracion_y_reglamentacion_del_desar2)
- TT Pumps. (2010) *Package Pumping Stations for surface water & sewage*, Woore, Cheshire, UK
- United States Environmental Protection Agency. Office of Water Washington, D.C., (2000). *Decentralized Systems Technology Fact Sheet, Small Diameter Gravity Sewer*. PA 832-F-00-038.
- United States Environmental Protection Agency. Office of Water Washington, D.C., (1991). *Manual Alternative Wastewater Collection Systems*. EPA/625(1-91/024).

# TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m <sup>3</sup>	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m <sup>3</sup> /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm <sup>3</sup> /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m <sup>3</sup>	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

## Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
<b>Sistema Inglés</b>	<b>Sistema métrico</b>	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

## Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm <sup>2</sup> = 100 mm <sup>2</sup>	0.15	in <sup>2</sup>
1 m <sup>2</sup> = 10 000 cm <sup>2</sup>	1.19	yd <sup>2</sup>
1 hectárea (ha) = 10 000 m <sup>2</sup>	2.47	acres
1 km <sup>2</sup> = 100 ha	0.38	mi <sup>2</sup>
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in <sup>2</sup>	6.45	cm <sup>2</sup>
1 ft <sup>2</sup> = 144 in <sup>2</sup>	0.09	m <sup>2</sup>
1 yd <sup>2</sup> = 9 ft <sup>2</sup>	0.83	m <sup>2</sup>
1 acre = 4 840 yd <sup>2</sup>	4 046.90	m <sup>2</sup>
1 milla <sup>2</sup> = 640 acres	2.59	km <sup>2</sup>

## Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm <sup>3</sup>	0.06	in <sup>3</sup>
1 dm <sup>3</sup> = 1 000 cm <sup>3</sup>	0.03	ft <sup>3</sup>
1 m <sup>3</sup> = 1 000 dm <sup>3</sup>	1.30	yd <sup>3</sup>
1 litro (L) = 1 dm <sup>3</sup>	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in <sup>3</sup>	16.38	cm <sup>3</sup>
1 ft <sup>3</sup> = 1 728 in <sup>3</sup>	0.02	m <sup>3</sup>
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

## Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

## Temperatura

$$^{\circ}C = \frac{5}{9}(^{\circ}F - 32)$$

$$^{\circ}F = \frac{9}{5}(^{\circ}C) + 32$$

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
<b>Longitud</b>				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
<b>Presión/esfuerzo</b>				
Kilogramo fuerza/cm <sup>2</sup>	kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup>	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada <sup>2</sup>	lb/ plg <sup>2</sup> , PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H <sub>2</sub> O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
<b>Fuerza/ peso</b>				
kilogramo fuerza	kg <sub>f</sub>	9.80	newton	N
<b>Masa</b>				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
<b>Peso volumétrico</b>				
kilogramo fuerza/m <sup>3</sup>	kg <sub>f</sub> /m <sup>3</sup>	9.80	N/m <sup>3</sup>	N/m <sup>3</sup>
libra /ft <sup>3</sup>	lb/ft <sup>3</sup>	157.08	N/m <sup>3</sup>	N/m <sup>3</sup>
<b>Potencia</b>				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
<b>Viscosidad dinámica</b>				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
<b>Viscosidad cinemática</b>				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m <sup>2</sup> /s (St)
<b>Energía/ Cantidad de calor</b>				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
<b>Temperatura</b>				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s<sup>2</sup>

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	ha	mi <sup>2</sup>	acre	ft <sup>2</sup>	in <sup>2</sup>
cm <sup>2</sup>	1.00						0.001	0.155
m <sup>2</sup>	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km <sup>2</sup>			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi <sup>2</sup>			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft <sup>2</sup>	929.03	0.09					1.000	0.007
in <sup>2</sup>	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	L	ft <sup>3</sup>	gal. EUA	acre-ft	in <sup>3</sup>	yd <sup>3</sup>
cm <sup>3</sup>	1.000		0.001				0.061	
m <sup>3</sup>		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft <sup>3</sup>		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in <sup>3</sup>	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd <sup>3</sup>		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm <sup>3</sup> /s	gal/día	gal/min	l/min	m <sup>3</sup> /día	m <sup>3</sup> /h	ft <sup>3</sup> /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm <sup>3</sup> /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m <sup>3</sup> /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m <sup>3</sup> /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft <sup>3</sup> /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie <sup>2</sup>	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie <sup>2</sup>			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	mm de Hg	in de Hg	m de H <sub>2</sub> O	ft de H <sub>2</sub> O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm <sup>2</sup>		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in <sup>2</sup>		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm <sup>2</sup> /s	gal/día/pie	m <sup>2</sup> /día
cm <sup>2</sup> /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m <sup>2</sup> /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.117	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/5^{\circ}\text{C}+32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R}=4/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=(9/4^{\circ}\text{R})+32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=273.15+^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra}=459.67+^{\circ}\text{F}$
Rankine a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=5/9^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	eppm a ppm	ppm a epm	eppm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO <sub>3</sub>
calcio Ca <sup>+2</sup>	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe <sup>+2</sup>	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg <sup>+2</sup>	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K <sup>+1</sup>	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na <sup>+1</sup>	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO <sub>3</sub> ) <sup>-1</sup>	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO <sub>3</sub> ) <sup>-2</sup>	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) <sup>-1</sup>	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) <sup>-1</sup>	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrito (NO <sub>2</sub> ) <sup>-1</sup>	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO <sub>4</sub> ) <sup>-3</sup>	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO <sub>4</sub> ) <sup>-2</sup>	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO <sub>3</sub> )	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl <sub>2</sub> )	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) <sub>2</sub>	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO <sub>4</sub> )	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO <sub>3</sub> ) <sub>3</sub>	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe <sub>2</sub> (CO <sub>3</sub> ) <sub>3</sub>	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe <sub>2</sub> (CO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub>	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO <sub>3</sub> )	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl <sub>2</sub> )	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) <sub>2</sub>	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO <sub>4</sub> )	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

eppm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO<sub>3</sub> = partes por millón de carbonato de calcio



# ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado por vacío (Adaptado de Airvac, 2008)	2
Ilustración 1.2 Descarga domiciliaria convencional	3
Ilustración 1.3 Típica configuración de las descargas a gravedad y la cámara de vacío (adaptado de Airvac, 2008)	3
Ilustración 1.4 Cámara colectora para SAV	4
Ilustración 1.5 Respiradero a la salida de una descarga domiciliaria	6
Ilustración 1.6 Respiradero directo a cámara colectora	6
Ilustración 1.7 Arreglo de una cámara colectora con dos válvulas de vacío (Adaptada de Airvac, 2008)	7
Ilustración 1.8 Válvula de vacío	9
Ilustración 1.9 Ubicación de válvula de seccionamiento	11
Ilustración 1.10 Conexión de la cámara colectora a la red principal	11
Ilustración 1.11 Caja de operación para válvulas (Elevación)	13
Ilustración 1.12 Caja de operación para válvulas (Planta)	13
Ilustración 1.13 Estación de vacío comercial VIAVAC ( <a href="http://www.viavac.net">http://www.viavac.net</a> )	15
Ilustración 1.14 Arreglo de una estación de vacío (EPA, 1991)	16
Ilustración 1.15 Niveles de operación en tanque de recolección	17
Ilustración 1.16 Arreglo general de un sistema de alcantarillado por presión (adaptado de EPA 1977)	20
Ilustración 1.17 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado por presión con bomba demoledora	21
Ilustración 1.18 Ejemplo de bombas sumergibles demoledoras ( <a href="https://www.sulzer.com/es">https://www.sulzer.com/es</a> )	21
Ilustración 1.19 Cárcamo de bombeo prefabricado <a href="http://www.ttpump.com">www.ttpump.com</a>	22
Ilustración 1.20 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado por presión por paso	23
Ilustración 1.21 Tanque séptico de un solo compartimento	23
Ilustración 1.22 Ejemplo de tanques sépticos prefabricados de materiales plásticos	24
Ilustración 1.23 Diseño clásico de un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro por gravedad	25
Ilustración 1.24 Esquema de un registro de limpieza e inspección o caja de visita (Adaptado de EPA, 1991)	27
Ilustración 2.1 Diagrama universal de Moody, coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo (modificado de Moody, 1944)	40
Ilustración 2.2 Parámetros geométricos de la sección transversal	41
Ilustración 2.3 Detalle de escalón para arreglo "diente de sierra"	44

Ilustración 2.4 Diagrama de referencia para la Tabla 2.7	45
Ilustración 2.5 Perfil en zonas con pendiente ligera	45
Ilustración 2.6 Perfil en zonas con pendiente negativa	46
Ilustración 2.7 Perfil en zonas con pendiente positiva	46
Ilustración 2.8 Red cerrada de tubos	50
Ilustración 2.9 Cárcamo con canal (ANSI/HI 9.8-2012)	59
Ilustración 2.10 Cárcamo circular seco (ANSI/HI 9.8-2012)	61
Ilustración 2.11 Cárcamo circular húmedo con bombas sumergibles (ANSI/HI 9.8-2012)	62
Ilustración 2.12 Cárcamo circular húmedo con bombas horizontales (ANSI/HI 9.8-2012)	62
Ilustración 2.13 Cárcamo rectangular con bombas confinada (ANSI/HI 9.8-2012)	64
Ilustración 3.1 Fraccionamiento para el ejemplo	65
Ilustración 3.2 Propuesta de red convencional con cárcamo de bombeo	66
Ilustración 3.3 Medición de consumos por medio de equipo ultrasónico	67
Ilustración 3.4 Patrón de consumo para la vivienda 1	68
Ilustración 3.5 Patrón de consumo para la vivienda 26	69
Ilustración 3.6 Arreglo propuesto para el SAV de ejemplo	70
Ilustración 3.7 Cámara colectora para el ejemplo	70
Ilustración 3.8 Perfil de la línea entre la cámara colectora 1 y la estación de vacío	72
Ilustración 3.9 Modelo de simulación del SAV	73
Ilustración 3.10 Niveles en dos cámaras colectoras del modelo	74
Ilustración 3.11 Funcionamiento de la red de vacío	75
Ilustración 3.12 Velocidades registradas en la tubería principal	76
Ilustración 3.13 Funcionamiento del tanque de recolección	76
Ilustración 3.14 Arreglo propuesto para el SAP de ejemplo	77
Ilustración 3.15 Cárcamo de bombeo prefabricado (Adaptado de T-TPump, 2010)	78
Ilustración 3.16 Perfil de la línea entre el cárcamo de bombeo y la descarga	79
Ilustración 3.17 Modelo de simulación del SAP	79
Ilustración 3.18 Niveles en dos cárcamos del modelo	80
Ilustración 3.19 Velocidades registradas en la tubería principal	81
Ilustración 3.20 Funcionamiento de la red a presión	82
Ilustración 3.21 Comunidad para el ejemplo	84
Ilustración 3.22 Tipo de predios y trazo de línea principal	84
Ilustración 3.23 Perfil del terreno para la línea principal	85
Ilustración 3.24 Asignación de predios por tramo de tubería	85
Ilustración 3.25 Diseño de la red de alcantarillado de acuerdo al método tradicional (Parte 1)	86
Ilustración 3.26 Diseño de la red de alcantarillado de acuerdo al método tradicional (Parte 2)	86
Ilustración 3.27 Tirante máximo en el colector principal	89
Ilustración 3.28 Dimensiones del cárcamo	91
Ilustración 3.29 Funcionamiento del cárcamo en el modelo de simulación	91

Ilustración 3.30 Perfil de la línea a presión	92
Ilustración 3.31 Resultados de la línea a presión	92
Ilustración 3.32 Configuración de la red considerando un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro por gravedad (Parte 1)	95
Ilustración 3.33 Configuración de la red considerando un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro por gravedad (Parte 2)	95
Ilustración 3.34 Configuración de la red considerando un sistema de alcantarillado de pequeño diámetro por gravedad (Parte 3)	96
Ilustración 3.35 Perfil de la conducción a superficie libre	96
Ilustración 3.36 Velocidades máximas en el colector principal	97
Ilustración 3.37 Velocidades máximas en la conducción a presión	97



# TABLAS

Tabla 1.1 Recomendaciones de arreglo, en función del flujo (Adaptada de Airvac, 2008)	8
Tabla 1.2 Longitud máxima de tubería, en función del diámetro (Airvac, 2008)	10
Tabla 1.3 Dimensiones generales para cajas de válvula	14
Tabla 1.4 Tipo de caja en función del diámetro de la válvula	14
Tabla 1.5 Ventajas y desventajas de los sistemas alternativos de alcantarillado	30
Tabla 1.6 Condiciones para la selección de un sistema de alcantarillado sanitario	34
Tabla 2.1 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante	36
Tabla 2.2 Gasto mínimo de aguas residuales, relacionado con las descargas sanitarias	37
Tabla 2.3 Rugosidades absolutas para algunos materiales (Extracto de Sotelo, 2002)	39
Tabla 2.4 Valores del coeficiente de rugosidad $n$ de Manning para conducciones a superficie libre	42
Tabla 2.5 Valores del coeficiente de rugosidad $n$ de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre	42
Tabla 2.6 Flujo recomendado por diámetro de tubería PVC SDR 21	44
Tabla 2.7 Parámetros generales para el trazo de la conducción (Ilustración 2.4)	44
Tabla 2.8 Factor de longitud $A$	47
Tabla 3.1 Estimación del gasto medio y máximo instantáneo en función del consumo medido	68
Tabla 3.2 Cálculo del gasto medio e instantáneo	83
Tabla 3.3 Resultados del análisis en estado permanente	87
Tabla 3.4 Relación del gasto máximo previsto y el gasto máximo que la tubería es capaz de transportar	89
Tabla 3.5 Comparación de volúmenes de excavación y relleno entre en sistema convencional y SAP	93
Tabla 3.6 Comparación de volúmenes de excavación y relleno entre en sistema convencional y RASAS	98



