

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

4



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento

Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado

ISBN: 978-607-626-036-4

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 Datos Básicos	IX
1. Datos iniciales	1
1.1. Definiciones básicas	1
1.2. Población	1
1.2.1. Población actual	1
1.2.2. Población de proyecto	2
1.3. Vida útil	3
1.4. Periodo de diseño	3
2. Proyectos de agua potable	7
2.1. Definiciones de agua potable	7
2.2. Datos necesarios para el diseño	8
2.2.1. Consumo	8
2.2.2. Demanda	13
2.2.3. Dotación	15
2.2.4. Gastos de diseño	17
2.2.5. Coeficiente de variación	18
2.2.6. Coeficientes de regulación	18
2.2.7. Velocidades máximas y mínimas	19
2.2.8. Cálculo de pérdida de energía	19
2.3. Datos necesarios a recopilar	23
2.4. Ejemplo de aplicación	26
2.4.1. Determinación de parámetros para realizar estudios de agua potable	26
2.4.2. Población	26
2.4.3. Cobertura	26
2.4.4. Tomas de agua potable	27
2.4.5. Consumos	27
2.4.6. Pérdidas físicas	28

2.4.7. Interacción oferta- demanda	29
2.4.8. Gastos	29
2.4.9. Conclusión	29
3. Proyectos de alcantarillado sanitario	33
3.1. Definiciones de alcantarillado sanitario	33
3.2. Datos necesarios para el diseño	34
3.2.1. Aportación de aguas residuales	34
3.2.2. Gastos de diseño	34
3.2.3. Variables hidráulicas permisibles	37
3.2.4. Pérdidas de carga por fricción	38
3.2.5. Tipo de material	42
3.3. Datos necesarios a recopilar	42
3.4. Ejemplo de aplicación	43
4. Proyectos de drenaje pluvial	45
4.1. Definiciones para drenaje pluvial	45
4.2. Diseño de sistemas de drenaje pluvial	48
4.3. Datos necesarios para el diseño	50
4.3.1. Datos de precipitación	50
4.3.2. Periodo de retorno de diseño	55
4.3.3. Asignación del periodo de retorno de diseño	56
4.3.4. Periodo económico de diseño	58
Conclusiones del libro	61
Bibliografía	65
Tabla de conversiones de unidades de medida	67
Ilustraciones	77
Tablas	79

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 DATOS BÁSICOS

Se puede advertir de la más reciente literatura internacional, que la tendencia en los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable, alcantarillado, drenaje pluvial y saneamiento, es la de partir de una adecuada estructuración del proyecto mediante una correcta determinación de los datos básicos de proyecto, especialmente para la población futura, la predicción de la demanda de agua potable, la aportación de aguas residuales y la proyección del drenaje pluvial. Esto se debe a que la disponibilidad de fuentes de abastecimiento accesibles y baratas, es cada día más escasa y las condiciones de los cuerpos receptores y el medio ambiente son cada vez peores, haciendo que la determinación correcta de la demanda de agua a futuro y su adecuado desalojo sea indispensable y de preocupación primordial en todo proyecto.

La experiencia de la ingeniería mexicana muestra que en el tema de las inundaciones urbanas, el drenaje pluvial cobra relevancia, debido a que su correcto diseño y construcción permitirá desalojar las aguas que escurren por las calles con una mejor eficiencia.

Anteriormente se construían sistemas combinados para la recolección de agua sanitaria y pluvial, siendo uno de los múltiples factores que provocan que los sistemas sobrepasen su capacidad de diseño y problemas ambientales asociados, por lo que en la actualidad lo adecuado son sistemas separados. Con los avances tecnológicos que tenemos al alcance, podemos conocer el efecto que tendrá el diseño del sistema y diseñar con estas herramientas con un equilibrio en el costo-beneficio.

El libro se desarrolla considerando: conceptos teóricos y guías de diseño. En esta publicación, se explican los principales conceptos teóricos actuales sobre los datos necesarios para elaborar proyectos de agua potable, alcantarillado y drenaje pluvial.

Al final del documento se ofrece una lista de referencias bibliográficas con el propósito de complementar el contenido del libro y de que el lector interesado tenga la oportunidad de consultar la fuente original. Es importante tomar como referencia los datos del presente libro, ya que tiene influencia en el diseño de los restantes.



1

DATOS INICIALES

1.1. DEFINICIONES BÁSICAS

Censo. Método estadístico que se emplea para poder conocer las características de los habitantes de México y sus viviendas a nivel nacional, estatal, municipal, por localidad, por grupos de manzanas y hasta por manzana.

Clase socioeconómica. Para el diseño, operación y administración de los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, generalmente se realiza una clasificación de los usuarios considerando las características sociodemográficas de los hogares, esto es: tamaño, composición y equipamiento del hogar. En algunos casos, para la estimación del esquema tarifario se consideran los ingresos de los integrantes del hogar. Todo esto fundamentado en el Módulo de Condiciones Socioeconómicas (MCS) de INEGI.

CONAPO. Consejo Nacional de Población, encargado de la planeación demográfica de México a fin de incluir a la población en los programas de desarrollo económico y social que se formulan dentro del sector gubernamental y vincular sus objetivos a las necesidades que plantean los fenómenos demográficos. Entre sus funciones destacan: Analizar, evaluar y sistematizar información sobre fenómenos demográficos; asesorar y asistir en materia de población a toda clase de organismos públicos o privados, nacionales o extranjeros, locales y federales.

INEGI. Instituto Nacional de Estadística y Geografía, es el encargado de generar la información sobre fenómenos demográficos, sociales, económicos y del medio ambiente y su relación con el territorio nacional (México). Las información estadística y geográfica que produce, esta a disposición del Estado y la sociedad.

Proyección. Estimación cuantitativa y cualitativa, de algún escenario posible en el futuro, partiendo de una situación presente, con datos conocidos, y el planteamiento de alguna hipótesis de evolución. Algunos sinónimos son: proyección, predicción, pronóstico, o regulación.

Tasa de crecimiento. Valor índice de la magnitud y velocidad de cambio de una población. Representa el aumento o disminución del número de habitantes durante un cierto periodo. Usualmente se expresa en porcentaje.

1.2. POBLACIÓN

1.2.1. POBLACIÓN ACTUAL

La población actual, se refiere a los datos censales que proporciona el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) para el año en que se hizo el levantamiento de la información. Para los años posteriores al censo, se deberán utilizar los datos de las proyecciones del Con-

sejo Nacional de Población (CONAPO); que es la única dependencia facultada para hacer las proyecciones de la población en México.

Los datos de población se utilizan para obtener: demandas, consumos o aportaciones de agua.

1.2.2. POBLACIÓN DE PROYECTO

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado.

La dinámica de la población es compleja. En ella intervienen las tasas de fecundidad, mortalidad y la esperanza de vida, así como la migración internacional (entre los Estados Unidos de Norteamérica y México principalmente) y la migración nacional entre estados

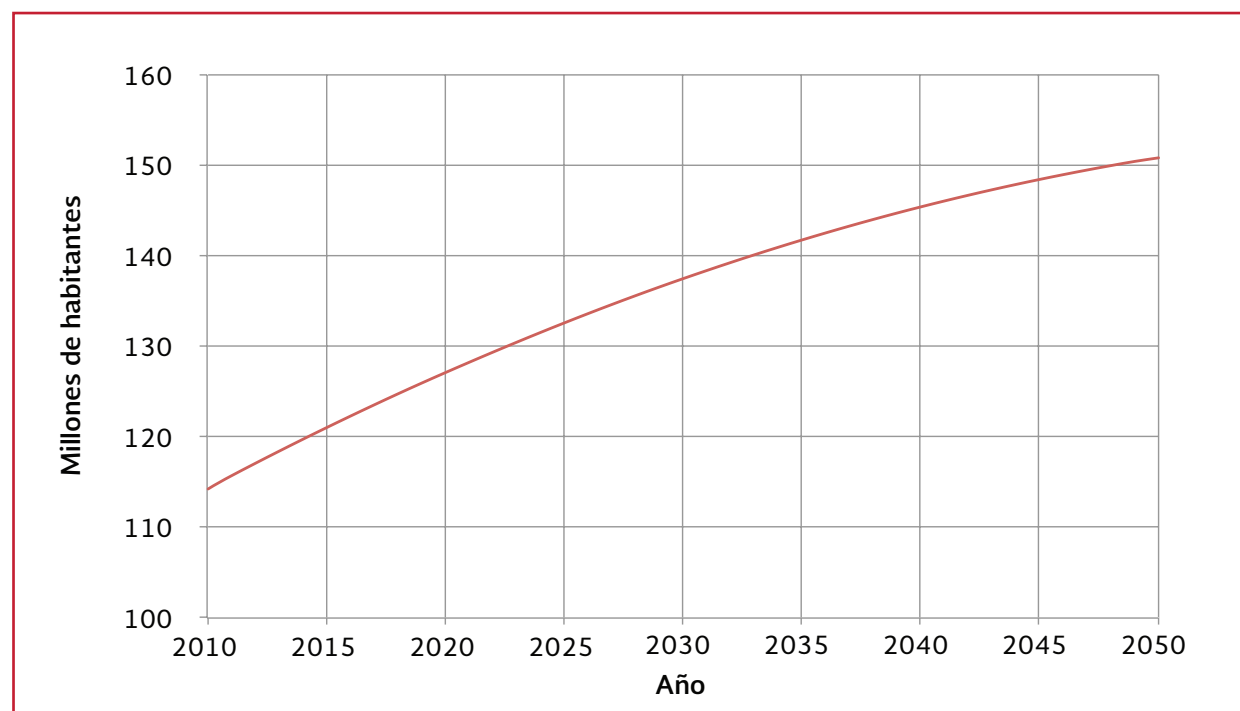
y municipios de un mismo estado. Para entender esta dinámica, la Ilustración 1.1 muestra el crecimiento de la población, proyectado al año 2050; esta gráfica fue elaborada a partir de datos oficiales del CONAPO, disponibles en su página Internet www.conapo.gob.mx y se refieren a México, en dicha página también se pueden conseguir datos, información y proyecciones, desagregados por estados, municipios y localidades.

1.2.2.1. Proyección de la población

Como ya se había mencionado, para la proyección de la población se debe emplear los datos oficiales del CONAPO.

La tasa de crecimiento por lo general es variable en el tiempo, ya que en cuestiones de población es altamente improbable que se mantenga constante esa tasa.

Ilustración 1.1 Proyecciones de la población 2010-2050 (extraído de <http://www.conapo.gob.mx/es/CONAPO/Proyecciones>)



1.3. VIDA ÚTIL

Es el tiempo que se espera que la obra sirva para los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados, que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente o ineficiente.

Este período está determinado por la duración misma de los materiales de los que estén hechos los componentes, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el período de diseño. Otros factores que determinan la vida útil de las obras de agua potable y alcantarillado son la calidad del agua a manejar y la operación y mantenimiento del sistema.

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

La vida útil de las obras depende de los siguientes factores:

- Calidad de la construcción y de los materiales utilizados
- Calidad de los equipos
- Diseño del sistema
- Calidad del agua
- Operación y mantenimiento
- Condiciones ambientales

En la selección de la vida útil, es conveniente considerar que generalmente la obra civil tiene una duración superior a la obra electromecánica y de control.

Asimismo, las tuberías tienen una vida útil mayor que los equipos, pero no tienen la flexibilidad de éstos, puesto que se encuentran regularmente subterráneas.

Tampoco hay que olvidar que la operación y mantenimiento es preponderante en la duración de los elementos, por lo que la vida útil dependerá de la adecuada aplicación de los programas preventivos correspondientes. En la Tabla 1.1 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado, considerando una buena operación y mantenimiento, y suelos no agresivos.

1.4. PERIODO DE DISEÑO

Es el intervalo de tiempo en que la obra proyectada brindará el servicio para el cual fue diseñada, es decir que operará con los parámetros utilizados para su dimensionamiento (población de proyecto, gasto de diseño, niveles de operación, etcétera).

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos y la vida útil de la infraestructura, siendo necesario considerar los flujos de efectivo del organismo operador que habrá de pagar por las obras y su operación, se debe tomar en cuenta que periodos de diseño muy grandes pueden implicar sobredimensionamiento y por ende sobre costos de inversión y de operación que pueden afectar el balance financiero.

Considerando lo anterior, se recomienda que las obras de captación y conducciones, como presas y acueductos, tengan un periodo de diseño de entre 20 y 30 años de operación, mientras que en infraestructura como redes de agua potable

Tabla 1.1 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado

Elemento	Vida útil (Años)
Pozo:	
Obra civil	de 10 a 30
Equipo electromecánico	de 8 a 20
Línea de conducción	de 30 a 40
Planta potabilizadora:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	de 15 a 20
Estación de bombeo:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	de 8 a 20
Tanque:	
Elevado	20
Superficial	40
Red de distribución primaria	de 20 a 40
Red de distribución secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	de 15 a 20

y alcantarillado sean de entre 10 y 20 años. En el caso de infraestructura que se pueda modular como plantas potabilizadoras y de tratamiento, el periodo de diseño también puede considerarse de 20 años pero considerando, de ser el caso, el crecimiento modular de sus componentes.

Los períodos de diseño de las obras y acciones necesarias, para la planificación del desarrollo de los sistemas de agua potable y alcantarillado, se determinan, por un lado, tomando en cuenta que éste es siempre menor que la vida útil de los elementos del sistema; y por otro, considerando que se tendrá que establecer un plan de mantenimiento o sustitución de algún elemento, antes que pensar en la ampliación, mejoramiento o sustitución de todo el sistema.

Los elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado se proyectan con una capacidad prevista hasta el período de diseño. Rebasado el período de diseño, la obra continuará funcio-

nando con una eficiencia cada vez menor, hasta agotar su vida útil.

Para definir el período de diseño de una obra o proyecto se recomienda el siguiente procedimiento:

1. Hacer un listado de todas las estructuras, equipos y accesorios más relevantes dentro del funcionamiento y operación del proyecto
2. Con base en la lista anterior, determinar la vida útil de cada elemento del proyecto, según la Tabla 1.2
3. Definir el período de diseño de acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 1.2 y a la consulta del estudio de factibilidad, que se haya elaborado en la localidad
4. Especificar si en alguno de sus componentes será necesario hacer reinversiones para homologar el periodo de diseño del proyecto

Tabla 1.2 Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado

Elemento	Periodos de diseño (años)
Fuente:	10 hasta 50
Pozo	De 10 a 20 años
Embalse (presa)	Hasta 50 años
Línea de conducción	de 20 a 30
Planta potabilizadora	de 10 a 20 (más crecimiento modular)
Estación de bombeo	de 10 a 20 (más crecimiento modular)
Tanque	de 10 a 20
Distribución primaria	de 10 a 20
Distribución secundaria	Estará en función de la saturación
Red de atarjeas	Estará en función de la saturación
Colector y emisor	De 10 a 20
Planta de tratamiento	de 10 a 20 (más crecimiento modular)



2

PROYECTOS DE AGUA POTABLE

2.1. DEFINICIONES DE AGUA POTABLE

Coefficiente de fricción. Parámetro de diseño hidráulico que permite determinar las pérdidas de energía en una línea de conducción.

Consumo de agua. Volumen de agua utilizado para cubrir las necesidades de los usuarios. Hay diferentes tipos de consumos: doméstico, no doméstico (dividido en comercial e industrial) y público. Este se puede obtener directamente de las mediciones en la toma domiciliaria.

Demanda. Cantidad de agua requerida en las tomas para consumo de una localidad o área de proyecto, considerando los diferentes usuarios (domésticos, comerciales, industriales, turísticos, entre otros) que ahí tienen lugar, más las pérdidas físicas del sistema.

Distrito hidrométrico. Sección de la red de agua potable en la que se controlan las entradas y salidas, para realizar mediciones de consumo y hacer el balance de volúmenes de agua.

Dotación. Cantidad de agua necesaria para satisfacer la demanda de la población en un día medio anual. (Es el cociente de la demanda entre la población de proyecto). Volumen asignado

de agua en fuentes al día por habitante, considerando todos los usuarios.

Estación de bombeo. Sitio en donde se instalan equipos mecánicos para elevar la carga hidráulica por medio de bombas, con el objetivo de conducir el agua desde un sitio hasta otro punto de la red con cierta carga hidráulica y gasto determinado.

Fuente de abastecimiento. Cuerpo de agua, subterráneo o superficial, desde la cual se toma el agua para suministro al sistema de distribución.

Fuga. Pérdida de agua a través de cualquiera de los elementos o uniones de un sistema de agua potable, toma domiciliaria o alcantarillado sanitario.

Gasto. Volumen de agua medido en una unidad de tiempo, generalmente se expresa en litros por segundo.

Golpe de ariete. Fenómeno transitorio consistente en variaciones rápidas de presión y velocidad que acompañan a cualquier cambio repentino en las condiciones de flujo. Las dos causas más frecuentes de estos cambios son el paro no programado de un equipo de bombeo y el cierre brusco de una válvula.

Hermeticidad. Característica de una red de conductos de no permitir el paso del agua a través de sus juntas.

Junta. Sistema de unión entre tubos y piezas especiales.

Línea de conducción. Elemento que sirve para transportar el agua de un lugar a otro de manera continua y puede trabajar a presión en el caso de tuberías o a superficie libre, en caso de canales y tuberías.

Organismo operador. Instancias de las Entidades Federativas o Municipales encargadas de la prestación de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

Pérdida física. Volumen de agua que se extrae en la fuente de agua y que no es consumido por los usuarios.

Periodo de diseño. Lapso para el cual se diseña el sistema.

Planta de bombeo. Es el conjunto motor eléctrico, bomba, conductos que se instalan para la extracción y manejo de cualquier tipo de aguas.

Planta potabilizadora. Sitio en el cual se eliminan del agua los elementos nocivos para la salud humana. La calidad del agua que debe extraerse de una planta potabilizadora debe cumplir con los parámetros establecidos en la NOM-127-SSA1-1994.

Red de distribución. Conjunto de tubería, piezas especiales, válvulas y estructuras que conducen el agua desde los tanques de regulación hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos.

Toma domiciliaria. Instalación que se conecta a la tubería de la red de distribución y permite el suministro de agua potable a los usuarios.

Usuario. Quien recibe el servicio de suministro de agua potable para su consumo, a través de una toma domiciliaria.

Válvula. Accesorio que se utiliza en los sistemas de agua para seccionar y controlar el paso del agua.

2.2. DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO

Para el análisis a un mayor detalle de estos conceptos y su estimación, se sugiere consultar el libro de *Metodologías de Evaluación Socioeconómica y Estructuración de Proyectos de Inversión (Agua Potable, Alcantarillado, Saneamiento, Mejoramiento de Eficiencia y Protección a Centros de Población)* del MAPAS.

2.2.1. CONSUMO

El consumo es la parte del suministro de agua potable que generalmente utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de m^3/d o l/d , o bien cuando se trata de consumo per cápita se utiliza $\text{l}/\text{hab}/\text{día}$. Los organismos operadores lo manejan regularmente en $\text{m}^3/\text{toma}/\text{mes}$

El consumo en zonas rurales varía con respecto a la región. Las condiciones climatológicas e hidrológicas, las costumbres locales y la actividad de los habitantes tienen una influencia directa en la cantidad de agua consumida. Para zonas rurales se recomienda considerar un consumo promedio

diario de 100 l/hab, el cual esta en función del uso doméstico de acuerdo a la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Consumo doméstico en el medio rural

Uso	Consumo diario l/hab
Bebida, cocina y limpieza	30
Eliminación de excretas	40
Aseo personal	30

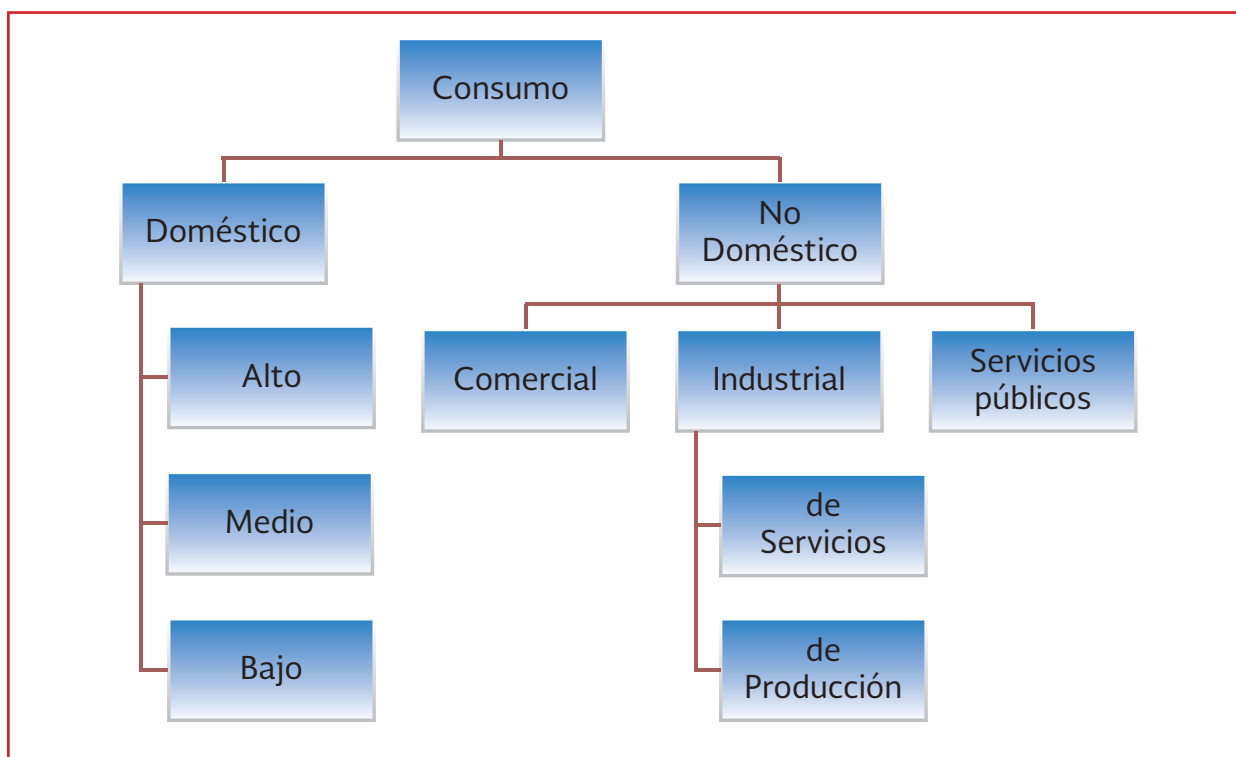
En zonas urbanas el consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no doméstico; el consumo doméstico, se subdivide según la clase socioeconómica de la población en alto, medio y bajo. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos; a su vez, el consumo industrial se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción (fábricas), esta clasificación se resume en la Ilustración 2.1.

2.2.1.1. Consumo doméstico

Se refiere al agua usada en las viviendas. Este consumo depende principalmente del clima y la clase socioeconómica de los usuarios. El consumo doméstico medio de una clase socioeconómica puede presentar diferencias, por diversas causas, entre las que sobresalen: la presión en la red, la intermitencia en el servicio, la suficiencia del abastecimiento de agua, la existencia de alcantarillado sanitario y el precio del agua.

Cuando el análisis se realiza para una red de distribución existente, preferentemente se debe utilizar información de usuarios por tipo de toma y sus respectivos consumos; la obtención del consumo se realiza a través de un análisis de los consumos del organismo operador considerando las tomas con medición y sin tandeo, ya que representa el agua que la población está dispuesta a consumir a la tarifa actual.

Ilustración 2.1 Tipos de consumo de acuerdo con el tipo de usuarios



Este valor se puede extrapolar con motivos de diseño al resto de las tomas para determinar el consumo que se demanda en el sistema. De no ser el caso, se puede proceder a analizar consumos de una ciudad similar en clima y nivel tarifario y aplicar la información del padrón del organismo operador sobre el número de tomas.

En caso de que no se cuente con esta información, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través del Centro de Investigación y Docencia Económicas (CIDE), desarrolló un estudio de sobre consumos de agua potable en zonas urbanas denominado “Estimación de los factores y funciones de la demanda de agua potable en el sector doméstico en México” en localidades mayores de 20 000 habitantes para determinar cuáles son los factores que intervienen en la determinación del consumo de agua potable y sus variaciones de acuerdo al clima, del cual se pueden utilizar los datos de la Tabla 2.2 y Tabla 2.3.

2.2.1.2. Consumo no doméstico

Es el que se utiliza en industrias, comercios y servicios por personas que no habitan en ellas.

Para la estimación consumo unitario de este tipo de usuario, se deben utilizar los datos de medición históricos del organismo operador.

2.2.1.3. Estudio sobre el consumo

Dada la magnitud e importancia del proyecto aunado a una carencia significativa de información, para dar precisión a los estudios y definición del proyecto es recomendable, siempre que sea posible, hacer un estudio para definir los consumos de agua potable en la zona de interés, para lo cual se podrían desarrollar las siguientes actividades, los cuales se muestran en forma enunciativa más no limitativa y deberán ajustarse a cada caso en particular.

Tabla 2.2 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

Clima	Consumo l/hab/d			Subtotal por Clima
	Bajo	Medio	Alto	
Cálido Húmedo	198	206	243	201
Cálido Subhúmedo	175	203	217	191
Seco o Muy Seco	184	191	202	190
Templado o Frío	140	142	145	142

Tabla 2.3 Promedio del consumo de agua potable estimado según nivel socioeconómico* y clima

Clima	Nivel Socioeconómico		
	Bajo	Medio	Alto
	m³/toma/mes		
Cálido Húmedo	24	25	28
Cálido Subhúmedo	20	23	26
Seco o Muy Seco	22	22	22
Templado o Frío	15	16	14

(*) Los niveles socioeconómicos están determinados con base en una clasificación de las viviendas por Área Geoestadística Básica (AGEB).

Para el clima de cada localidad se utilizó el Sistema de Clasificación Climática de Köppen

Fuente: Encuesta sobre el consumo de agua potable en los hogares (CIDE).

El procedimiento específico para determinar un consumo dependerá de: el uso a dar a tal valor del consumo, la exactitud y la amplitud esperada del trabajo, y el tiempo y el presupuesto disponibles.

1. *Objetivo y alcance del estudio de consumos unitarios*

Precisar el objetivo y el alcance del estudio, definiendo el tipo de consumos unitarios requeridos, por ejemplo: consumos mensuales, por tipo de vivienda, por tipo de usuario, por nivel socioeconómico, para un estudio tarifario; o los consumos unitarios instantáneas, mínimos y máximos, para dimensionar infraestructura diversa. Las diferencias zonales en microclima o topografía (presión) producen consumos distintos. Las proyecciones de demandas a largo plazo requieren conocer los consumos unitarios de las futuras industrias y establecimientos de servicios, así como los probables consumos domésticos, por estrato socioeconómico

2. *Información estadística de apoyo disponible*

Elegir la información disponible pertinente. Prioritariamente debe recurrirse a los registros comerciales del servicio local de agua potable, y estudios previos para el sitio; es decir, a fuentes directas. Como fuente indirecta, para contrastar, puede recurrirse a datos bibliográficos de este tema

3. *Normas que rigen ese tipo de consumo*

La legislación vigente puede regir o influir en los consumos unitarios. Existen reglamentos, locales o de mayor cobertura, que afectan los consumos. Por ejemplo al establecer controles para:

estructuras de tarifas; tipos de medidores: presiones mínimas y máximas en la red; continuidad y calidad del servicio de agua; diámetros de las tuberías y conexiones de servicio; muebles sanitarios comercializados; tipo de viviendas; reglamentos contra desperdicios, entre otros

4. *Precisión y confiabilidad necesaria*

El nivel de detalle puede diferir entre una pequeña localidad y una metrópoli. En el segundo caso los errores tendrían graves consecuencias. La precisión y detalle del estudio de consumos deben fijarse y comprometerse de antemano, en los términos de referencia y el alcance para el trabajo (independientemente que lo haga directamente el organismo operador o lo subcontrate)

5. *Variables de influencia y criterios de control*

Los consumos unitarios dependen de circunstancias: climáticas (lluvia, temperatura), habitacionales (estilos de viviendas, densidad urbana), ambientales (topografía, recursos naturales), del estado y características de la infraestructura hidráulica, así como de diversas condiciones sociales, económicas, y legales. Debe haber cuidadosos muestreos, de la influencia de cada variable en el consumo; estudiar impactos de las variables que evolucionaran en la vida del proyecto, o tienen variaciones cíclicas

6. *Técnicas de muestreo a emplear*

Cuando el organismo operador carece de registros completos o confiables, o como una confirmación adicional, pueden recolectarse datos de campo. El procedimiento debe ser estándar (fijo y homo-

géneo durante ese estudio) y apropiado al grado de detalle deseado. Usualmente se hacen muestreos mediante: encuestas a los consumidores (hábitos según temporada, tamaño de la familia, número de baños, riego del jardín, entre otros), o instalando medidores extras en industrias o viviendas; o implantando distritos hidrométricos. Los muestreos a viviendas deben hacerse por estratos socioeconómicos, elegidos aleatoriamente del padrón de usuarios; o directamente según las rutas de lectura y la factibilidad de ensayar diferencias en las variables que afectan el consumo

7. Duración de los sondeos y criterios de validación

Además de la técnica de trabajo y la cantidad de datos a recabar, debe precisarse las temporadas y subdivisiones para el trabajo. Es trascendental la duración de los aforos extra. El plan completo debe revisarse y aprobarse antes de cualquier labor de campo y procesamiento de datos. Deben enfatizarse los criterios para confrontar y validar la información, así las circunstancias para descartar datos que desvirtúen los valores promedio (por ejemplo usuarios con comportamientos radicalmente distintos al del resto, o donde se sospechen errores de monitoreo o fallas del equipo)

8. Equipos de monitoreo o muestreo

Debe planearse y decidirse el tipo de aparatos o instrumentos a usar (manómetros, termómetros, cubos patrón, entre otros), el personal necesario, sus responsabilidades, plan de entrenamiento, estructura jerárquica, considerando siempre un responsable de captura de datos, entre otros. Antes de iniciar de-

ben diseñarse los formatos a llenar, los modelos de encuestas, los programas de cómputo y estructuras de bases de datos necesarios. Para realizar aforos se pueden utilizar equipos como: medidores domiciliarios, aparatos ultrasonidos con almacenaje de datos (*data loggers*), tubos pitot y manómetros, por mencionar algunos. Prever la logística de adquisición, instalación, ajustes y calibración inicial y periódica, a los aparatos, y procesos; así como las frecuencias y criterios de seguridad para transferir datos

9. Recopilación de información y trabajos de campo

Una vez planeada la estrategia de muestreo, con equipos instalados y la logística resuelta; se deben efectuar los monitores, aforos, encuestas, consultas a registros históricos y padrón de usuarios o además investigaciones que resulten del planteamiento. Toda la información recopilada se deberá clasificar, organizar y registrar en los formatos que se hayan definido para cada procedimiento

10. Vaciado y procesamiento

Al terminar las consultas y/o muestreos, analizar e integrar los datos, se deben obtener: promedios, máximos, mínimos y demás estadísticas pertinentes. Analizar los “coeficientes de variación”, “coeficientes de elasticidad” y otros resultados complementarios. Elaborar informe preliminar con metodología empleada, aplicabilidad y representatividad de resultados, época y circunstancias de cada consumo unitario

11. Al terminar las consultas y/o ajustes a los resultados preliminares

La observación del comportamiento estadístico actual, por usuario, no basta para planear acciones; además, deben vislum-

brarse las necesidades reales, y su evolución futura. Muchos factores influyen en los consumos, y deben ponderarse; por ejemplo: descontar los desperdicios y fugas controlables o corregibles mediante dispositivos o equipos de mejor tecnología; o posibles ajustes a la legislación sobre agua; agregar la eventual necesidad insatisfecha, por falta de presión, interrupciones del servicio, baja calidad del agua, entre otros, o desperdicios futuros por deterioro y envejecimiento de redes o instalaciones de los usuarios. Además de hacer ajustes al presente, proyectar el comportamiento futuro, de cada tipo de público

12. Presentación de resultados y sensibilidad

Finalmente, elaborar un informe mostrando y describiendo cada consumo unitario y su evolución en el tiempo. Cuando los términos de referencia lo piden, los resultados deben mostrar los coeficientes de elasticidad y por variación cíclica, además de analizar la sensibilidad de los valores ante cambios en las condiciones. Generalmente deben incluirse recomendaciones para lograr que, en el futuro, exista un comportamiento deseable en los consumos

Una vez determinado cada uno de los consumos por tipo de servicio, se calcula el consumo total, sumando todos los valores correspondientes a consumos domésticos y no domésticos, por clase y por tipo, de acuerdo a la Ecuación 2.1.

$$C_T = C_{dr} + C_{dm} + C_{dp} + C_c + C_i + C_p + C_e$$

Ecuación 2.1

donde:

C_T	=	Consumo promedio diario total, en m ³
C_{dr}	=	Consumo promedio diario doméstico residencial, en m ³
C_{dm}	=	Consumo promedio diario doméstico clase media, en m ³
C_{dp}	=	Consumo promedio diario doméstico clase popular, en m ³
C_c	=	Consumo promedio diario comercial, en m ³
C_i	=	Consumo promedio diario industrial, en m ³
C_p	=	Consumo promedio diario público, en m ³

2.2.2. DEMANDA

2.2.2.1. Demanda actual

La demanda actual es la suma de los consumos para cada tipo de usuario más las pérdidas físicas. Los consumos por tipo de usuarios se definieron en el apartado 2.2.1; por su parte, las pérdidas físicas se describen en el siguiente apartado.

2.2.2.2. Pérdidas físicas

Las pérdidas físicas se refieren al agua que se escapa por fugas en líneas de conducción, tanques, red de distribución, y tomas domiciliarias.

Para su estimación, lo más recomendable es realizar un estudio de fugas, el cual debe incluir trabajos de campo. Lo más común es utilizar el valor que resulta de la división entre los valores

de la facturación y la producción de agua potable, aunque este factor también abarca todo lo referente al agua no contabilizada, como pueden ser errores de macro y micro medición y tomas clandestinas.

A este respecto, en estudios de campo (Enríquez et al. 1993), se ha definido que estas pérdidas se determinan a partir de muestreos de inspección y aforo (fugas en tomas domiciliarias); de medición en sectores controlados, llamados distritos hidrométricos (fugas en tuberías principales y secundarias y pérdidas en tomas clandestinas); y de verificación de un grupo de micromedidores domiciliarios (pérdidas por mala medición).

El volumen promedio diario de pérdidas físicas, V_p , que se considera para el cálculo de las demandas y dotaciones será el obtenido con la Ecuación 2.2.

$$V_p = V_{fr} + V_{ft} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

donde:

- V_p = Volumen de pérdidas por día, en m^3
- V_{fr} = Volumen de fugas en red por día, en m^3
- V_{ft} = Volumen de fugas en tomas domiciliarias por día, en m^3

Las pérdidas de agua dependen de factores tales como: la presión de trabajo en conductos, la calidad de la tubería y los accesorios, el proceso constructivo, el tipo de material, la antigüedad de los elementos del sistema y el mantenimiento preventivo y correctivo que se les practique a los elementos del sistema.

De acuerdo con experiencias nacionales e internacionales, se estima que en localidades

donde se tenga implementado un programa de detección y control de fugas, se puede aspirar a reducir el porcentaje de fugas entre el 1 por ciento y el 2 por ciento anualmente; aunque las experiencias en México indican que en el mediano o largo plazo se puede aspirar a valores de eficiencia de entre 25 y 30 por ciento, con un ritmo de valores promedio de disminución de 1 por ciento anual.

En ciudades que desarrollan un programa de detección y control de fugas de manera eficaz y eficiente, las pérdidas pueden disminuirse a valores cercanos al 20 por ciento, que es el resultado obtenido en algunas ciudades europeas y nacionales.

2.2.2.3. Proyección de la demanda

Para efectos de diseño es importante determinar la demanda futura. Esta demanda se calcula con base en los consumos de las diferentes clases socioeconómicas, la actividad comercial, industrial, la demanda actual, el pronóstico de crecimiento de la población y su actividad económica.

Para la estimación de la demanda se debe considerar lo siguiente:

La proyección del volumen doméstico total se realiza multiplicando los valores de las proyecciones de población de cada clase socioeconómica (de ser el caso), por sus correspondientes consumos per cápita para cada año, dentro del periodo de proyecto. El número de tomas a lo largo del tiempo tendrá congruencia con el crecimiento determinado por CONAPO para la población. Este mismo criterio es aplicable a poblaciones rurales.

Para la proyección de la demanda no doméstica, se deberá analizar el crecimiento histórico de tomas de los últimos años por cada tipo de usuario, siendo un análisis útil su comparación con el crecimiento doméstico, ya que en muchos casos existe una correlación entre el crecimiento de la población con los otros tipos de usuarios. Lo anterior se puede analizar revisando la proporción anual de cada tipo de toma no doméstica con el número de tomas domésticas en un periodo de preferencia no menor a 5 años.

En este caso se encuentran los sectores comercial, industrial y turístico, los cuales deberán ser consideradas para la proyección de la demanda, teniendo cuidado al analizar los proyectos en fase de planeación o prospectiva, ya que regularmente no se dan en la proporción estimada debido a que su desarrollo no depende necesariamente de la viabilidad de la disponibilidad del agua.

En los casos cuando las demandas comercial, industrial y turística sean poco significativas con relación a la demanda doméstica, y no existan proyectos de desarrollo para estos sectores, las primeras podrían incluirse en el análisis como parte de la demanda doméstica.

En lo referente a las pérdidas físicas de agua, su valor se estima a partir del cálculo de la situación actual y se proyecta su optimización anual conforme a lo explicado en apartado 2.2.2.2, de forma de que vayan disminuyendo en el periodo de análisis. Lo anterior implica que la dotación unitaria de agua deberá ir disminuyendo, observándose en algunos casos que si el crecimiento poblacional es bajo, esta optimización puede resultar en una estabilización o inclusive disminución de la demanda total.

El cálculo de la demanda se hace, multiplicando los consumos unitarios correspondientes a cada tipo de servicio: por el número de habitantes (o tomas), número de comercios, cantidad de producción de las industrias y número de servicios; sumando el valor de la pérdida diaria de agua en el periodo de un año. Lo anterior implica que, especialmente para diseñar infraestructura para incremento de oferta de agua potable, ya no se manejan exclusivamente variables de población y dotación propuestas para tal fin.

2.2.3. DOTACIÓN

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual; sus unidades están dadas en l/hab al día.

La dotación media de una localidad se obtiene a partir de los consumos registrados por el organismo operador o de un estudio de demandas, dividiendo el consumo total, que incluye servicio doméstico, comercial, industrial y de servicios públicos, más las pérdidas físicas de agua, entre el número de habitantes de la localidad. Cabe hacer la aclaración que para el diseño de los elementos de un sistema de agua potable, se calculará la dotación particular que le corresponde a cada zona, pudiéndose considerar el análisis del número de tomas (habitacional: alta, media o baja; comercial o industrial).

Para fijar la dotación de un proyecto de una nueva fuente es necesario realizar todo el análisis previamente señalado para la proyección de consumos y pérdidas en un periodo de al menos 20 años de operación, ya que para este tipo

de proyectos no es válido partir de una dotación constante. Por otro lado, para el diseño de redes se puede realizar el análisis de la situación actual y tomarla como referencia para la dotación de proyecto, ajustándola o teniendo en consideración la optimización correspondiente de un uso sustentable del agua.

Para efectos de diseño de la red de distribución, la dotación deberá corresponder únicamente al valor obtenido de dividir la demanda doméstica, más la comercial, entre el número de habitantes de cada zona, y las demandas industriales y de servicios públicos se asignarán de manera concentrada en cada tramo de la red, conforme estén conectadas y dependiendo del volumen diario demandado. Esto implica que estas últimas demandas (en m³/día) deberán convertirse en cada caso a unidades de litros por segundo.

2.2.3.1. Análisis de la Oferta

El análisis consiste en determinar las condiciones actuales en que se generan los bienes o servicios que el proyecto va a producir. Debe conocerse la infraestructura de producción disponible, considerando aspectos como capacidad de producción y operación, localización, ventajas, desventajas de su utilización, así como la calidad de los bienes y servicios producidos.

Además, es necesario analizar y determinar las variables que afectan la oferta y su proyección a lo largo del tiempo, como sequías, lluvias intensas, fenómenos meteorológicos extremos, contaminación, abatimientos y estacionalidad, ya que estos factores pueden cambiar las condiciones originales de las fuentes de abastecimiento y poner en riesgo el abastecimiento proyectado.

Indudablemente los modelos hidrológicos son de gran utilidad ya que mediante una serie de datos históricos permitan determinar escenarios de explotación sustentable con un grado aceptable de confiabilidad, como puede ser las perspectivas de abastecimiento con el nivel de explotación actual de las fuentes o cuáles serían los escenarios sustentables de extracción para no tener disminuciones o cambios significativos en la oferta. Se debe procurar considerar una oferta sustentable para el largo plazo. La oferta no deberá ser mayor a la asignación de agua potable, salvo que esta sea viable de incrementarse mediante la obtención de derechos disponibles.

Además, para obtener una proyección adecuada de la oferta de agua potable, se deben restar otros posibles usos, concesiones y asignaciones.

Aguas subterráneas

Para la estimación de la oferta de aguas subterráneas, hay que considerar la situación actual del acuífero (sobre explotación/equilibrio/con disponibilidad) para estimar el caudal viable para la proyección de la oferta en las fuentes. En México, la gran mayoría de los proyectos de incremento de oferta de agua están relacionados con ciudades con problemas de sobre explotación y/o mala calidad de los mantos acuíferos que provoca limitación en su explotación, observándose abatimientos significativos.

Cuando se trata de abatimientos anuales poco significativos se deberá ajustar la producción de proyecto, mantenerla constante o revisar si no se debe a la ubicación de los pozos que estén sobre poniendo conos de abatimiento, aunque por lo regular no se justifica la sustitución total de la fuente.

Al definir cuál sería el gasto viable de proyectarse para cada fuente, se debe realizar de acuerdo a las condiciones hidrológicas y de explotación para tener un escenario realista de la oferta.

Para proyectar la producción futura de las fuentes subterráneas, se considera su evolución en un periodo significativo y se asume que prevalecerán las condiciones observadas como pueden ser los abatimientos sistemáticos, aunque siempre el análisis hidrológico es la mejor alternativa de proyección, ya que determinaría un valor constante para todo el periodo como caudal sustentable, el cual podría ser menor en forma significativa al actual.

Fuentes superficiales

Cuando se trate de fuentes superficiales la proyección también deberá comprender un análisis histórico muy amplio de los caudales, ya que su capacidad depende de varios factores. Es recomendable proceder con una simulación hidrológica para proyectar los caudales, a menos que la información histórica indique que el comportamiento haya sido en forma muy constante y que sea adecuado para la proyección.

2.2.3.2. Interacción Oferta-Demanda

Se debe describir de forma detallada la interacción de la oferta sustentable y la demanda proyectada, se puede realizar la comparación entre ambas para determinar el déficit y necesidades de la población. En el caso de una nueva fuente de agua potable es recomendable considerar un periodo de análisis de 30 años de operación más la estimación de los años para su construcción.

Este balance arroja al final del periodo de análisis, el gasto medio anual que se requiere incrementar para la población de estudio, el cual servirá para los cálculos de una nueva fuente.

2.2.4. GASTOS DE DISEÑO

La Tabla 2.4 muestra los gastos utilizados para el diseño de las estructuras en los sistemas de abastecimiento de agua potable.

Tabla 2.4 Gasto de diseño para estructuras de agua potable

Tipo de estructura	Diseño con gasto máximo diario	Diseño con gasto máximo horario
Obra de captación	X	
Línea de conducción antes del tanque de regulación	X	
Tanque de regulación	X	
Línea de alimentación a la red		X
Red de distribución		X

Por su parte, las fuentes de abastecimiento se analizan con el gasto medio anual, aunque la capacidad de la infraestructura no sea de tal forma, ya que debe absorber las variaciones diarias y horarias de la demanda.

Los gastos medio diario, máximo diario y máximo horario se determinan con base en la dotación. La utilización de los coeficientes de variación, indican que el tamaño de los elementos del sistema, será tal que permita satisfacer las variaciones de los gastos diarios y horarios (según la obra de que se trate, Tabla 2.4), durante su funcionamiento, hasta alcanzar el periodo de diseño.

2.2.4.1. Gasto medio diario

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio, es el caudal que se debe obtener anualmente de las fuentes de abastecimiento y se determina con base en la dotación (apartado 2.2.3).

2.2.4.2. Gasto máximo diario y horario

Los gastos máximo diario y máximo horario, son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y a la hora de máximo consumo en un año tipo, respectivamente.

Los gastos máximo diario y máximo horario se obtienen a partir del gasto medio con la Ecuación 2.3 y Ecuación 2.4.

$$Q_{Md} = CV_d Q_{med} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

$$Q_{Mh} = CV_h Q_{Md} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

donde:

- Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s
- Q_{Mh} = Gasto máximo horario, en l/s
- CV_d = Coeficiente de variación diaria
- CV_h = Coeficiente de variación horaria
- Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s

2.2.5. COEFICIENTE DE VARIACIÓN

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborales y otras actividades de la población.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante todo el

año, ni día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria lo adecuado es hacer un estudio de demanda de la localidad, pero si no se puede llevar a cabo lo anterior se podrán considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios que reportan en IMTA (1993), los cuales se presentan en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Coeficiente de variación diaria y horaria

Concepto	Valor
Coeficiente de variación diaria (CV_d)	1.20 a 1.40
Coeficiente de variación horaria (CV_h)	1.55

Para la determinación del coeficiente de variación diaria, es conveniente en primera instancia analizar los registros de las mediciones de las fuentes para determinar el orden de dicho factor, el cual debe estar dentro del rango establecido.

En lo que respecta al diseño de acueductos que son parte de fuentes de abastecimiento de una ciudad, si la ciudad tiene en total dos o más fuentes, no necesariamente habrá que aplicar este factor ya que la diversidad de las fuentes puede permitir absorber la variabilidad de la demanda.

2.2.6. COEFICIENTES DE REGULACIÓN

La regulación tiene por objeto cambiar el régimen de suministro (captación-conducción), que normalmente es constante, a un régimen de demandas (de la red de distribución), que siempre es variable. El tanque de regulación es la estructura destinada para cumplir esta función, y debe pro-

porcionar un servicio eficiente, bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regulación, se debe revisar, para cada localidad, la necesidad o no, de un volumen adicional para emergencias o condiciones particulares, de ser el caso, este volumen debe justificarse plenamente en sus aspectos técnicos y económicos.

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos. Este tema se aborda a detalle en el libro de *Diseño de redes de agua potable*, de MAPAS.

Es por ello importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques, el número de horas, de alimentación o, bombeo, como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico).

La CONAGUA y el IMTA analizaron demandas para diferentes ciudades del país (Tabla 2.6 e Ilustración 2.2) y para pequeñas comunidades, menores a 20 000 habitantes (Tabla 2.7 e Ilustración 2.3). Asimismo, el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS), elaboró un estudio en la ciudad de México (Tabla 2.8 e Ilustración 2.4). Las variaciones del consumo promedio están expresadas como porcentajes horarios del gasto medio (Ochoa, *et al.* 1993).

Dicha información permite un mejor entendimiento sobre los coeficientes de variación de la demanda.

2.2.7. VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS

Las velocidades permisibles del líquido en un conducto están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos transitorios. Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad mínima de escurrimiento se fija, para evitar la precipitación de partículas de arrastre en el agua. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión en las paredes de las tuberías. En la Tabla 2.9 Velocidades máximas y mínima permisible en tuberías se presentan valores de estas velocidades para diferentes materiales de tubería.

2.2.8. CÁLCULO DE PÉRDIDA DE ENERGÍA

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

$$h_f = f \frac{LV^2}{D2g} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

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/s²
- h_f = pérdida de energía por fricción, en m

El coeficiente de pérdidas esta en función del la rugosidad de las paredes de la tubería, sin embargo, ésta no es homogénea a lo largo de

Tabla 2.6 Coeficientes de variación horaria para distintas ciudades de México (Ochoa., et al. 1993)

$t \text{ (h)}$	q/q_{med}	$t \text{ (h)}$	q/q_{med}
0	0.606	12	1.288
1	0.616	13	1.266
2	0.633	14	1.216
3	0.637	15	1.201
4	0.651	16	1.196
5	0.828	17	1.151
6	0.938	18	1.121
7	1.199	19	1.056
8	1.307	20	0.901
9	1.372	21	0.784
10	1.343	22	0.710
11	1.329	23	0.651

Ilustración 2.2 Coeficientes de variación horaria para distintas ciudades de México (Ochoa., et al. 1993)

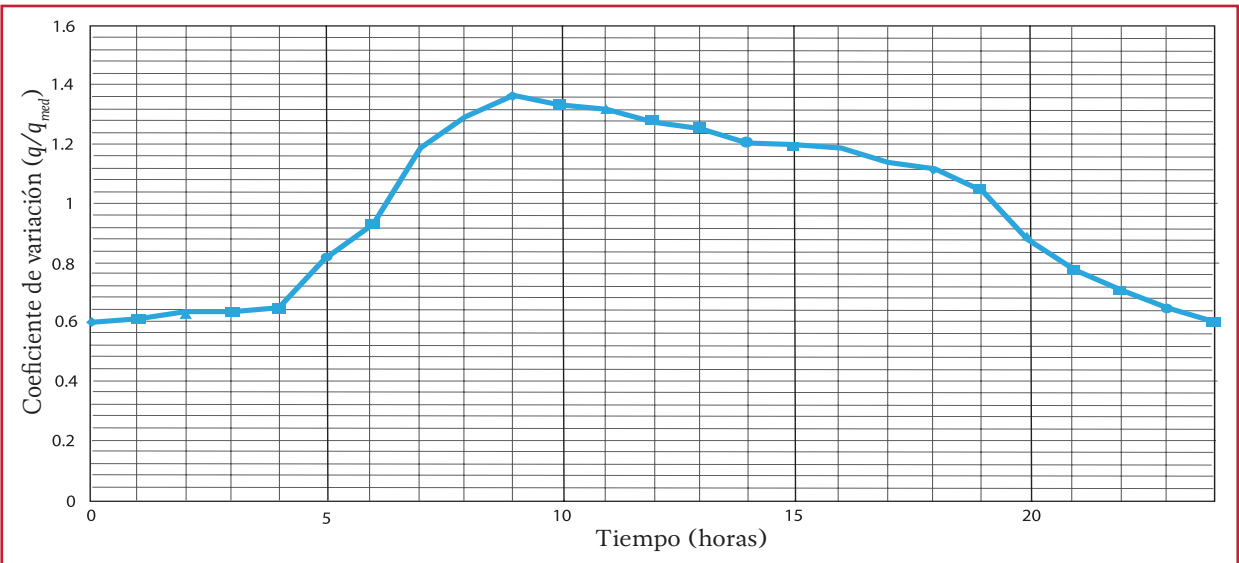


Tabla 2.7 Coeficientes de variación horaria para pequeñas comunidades

$t \text{ (h)}$	q/q_{med}	$t \text{ (h)}$	q/q_{med}
0	0.45	12	1.20
1	0.45	13	1.40
2	0.45	14	1.40
3	0.45	15	1.30
4	0.45	16	1.30
5	0.60	17	1.20
6	0.90	18	1.00
7	1.35	19	1.00
8	1.50	20	0.90
9	1.50	21	0.90
10	1.50	22	0.80
11	1.40	23	0.60

Ilustración 2.3 Coeficientes de variación horaria para pequeñas comunidades

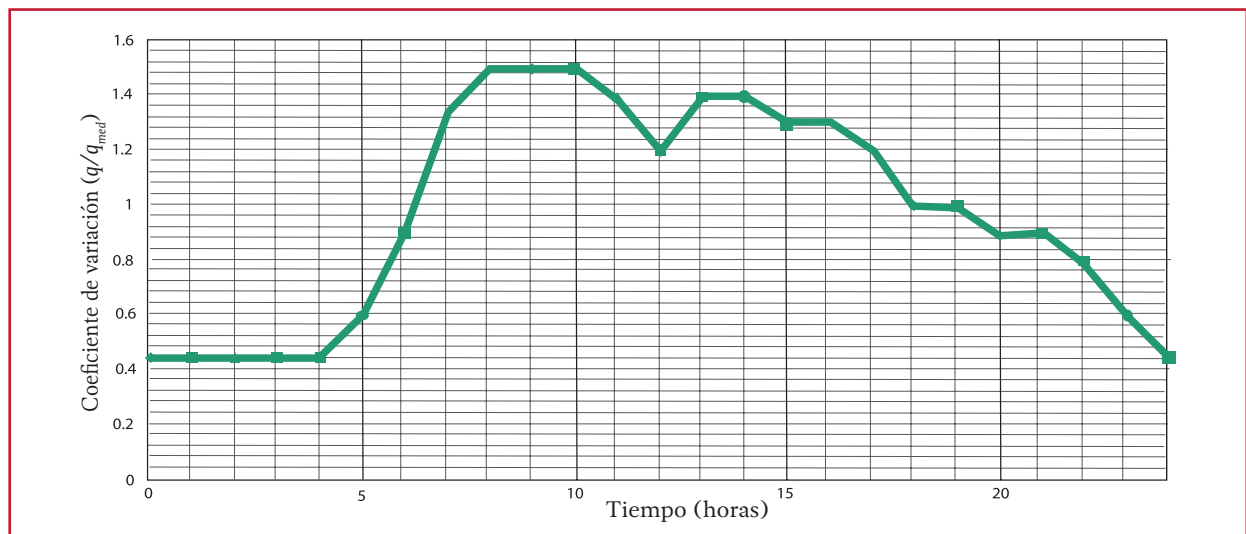


Tabla 2.8 Coeficientes de variación horaria para la ciudad de México (Ochoa., et al. 1993)

t (h)	q/q_{med}	t (h)	q/q_{med}
0	0.570	12	1.495
1	0.560	13	1.430
2	0.550	14	1.350
3	0.560	15	1.250
4	0.580	16	1.175
5	0.650	17	1.125
6	0.800	18	1.100
7	1.000	19	1.075
8	1.300	20	1.000
9	1.425	21	0.780
10	1.475	22	0.650
11	1.500	23	0.600

Ilustración 2.4 Coeficientes de variación horaria para la ciudad de México (Ochoa., et al. 1993)

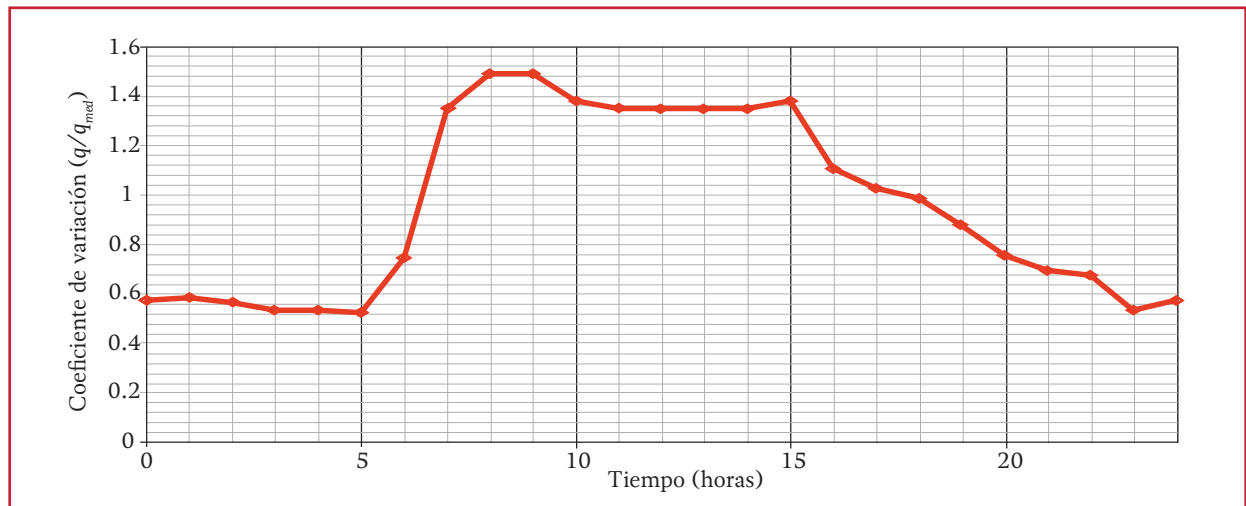


Tabla 2.9 Velocidades máximas y mínima permisible en tuberías

Material de la tubería	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.00	0.30
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.50	0.30
Concreto presforzado	3.50	0.30
Acero con revestimiento	5.00	0.30
Acero sin revestimiento	5.00	0.30
Acero galvanizado	5.00	0.30
Asbesto cemento	5.00	0.30
Fierro fundido	5.00	0.30
Hierro dúctil	5.00	0.30
Polietileno de alta densidad	5.00	0.30
PVC (policloruro de vinilo)	5.00	0.30

Nota: Las velocidades altas incrementan la magnitud de los fenómenos transitorios. La velocidad máxima en la tabla ha sido establecida considerando que se han resuelto los problemas asociados a fenómenos transitorios. En el libro "Fenómenos transitorios en líneas de conducción" se explican más detalladamente los estudios correspondientes.

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 en los conductos de concreto o asbesto-cemento, o bien el tipo de costura o remachado en tuberías de acero, por ejemplo, además el efecto de las incrustaciones y acumulamientos, por la acción corrosiva del agua (Sotelo, 2002).

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:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

donde:

- V = Velocidad media del flujo, en m/s
- D = Diámetro de la tubería, en m
- ν = Viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

Coolebrook y While presentaron una ecuación empírica para números de Reynolds mayores a

4 000 (Zona de transición y turbulencia completa, observe la Ilustración 2.5) en tubos comerciales.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Ecuación 2.7

donde:

- ϵ = Rugosidad absoluta de la pared interior del tubo (mm)

Con base en estos resultados, Moody (1944), presentó el diagrama universal para determinar el coeficiente de fricción, f , en tuberías de rugosidad comercial que transporta cualquier líquido (Ilustración 2.5).

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 2.10 presenta algunos valores de rugosidad absoluta para diversos materiales. 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.

2.3. DATOS NECESARIOS A RECOPIRAR

Con base en los puntos anteriores, en resumen se puede decir que para la determinación de los datos básicos, para diseño de sistemas de agua potable de una localidad, es conveniente obtener la mayor cantidad de la siguiente información:

1. Problemática que origina el proyecto
2. Población actual y las correspondientes proyecciones de población (CONAPO)
3. Número de habitantes por vivienda (densidad de población), de la localidad en estudio
4. Población por estrato socioeconómico (de ser el caso)
5. Plan de desarrollo urbano en la localidad (última versión)
6. Padrón de usuario del Organismo Operador, por tipo de usuario y cobertura del servicio
7. Facturación del padrón de usuarios del organismo operador incluyendo

volúmenes consumidos y cobranza por tipo de usuario, dividido en los que tienen micromedición y los que no cuentan con ella, al menos de tres años y preferentemente de cinco

8. Temperatura media anual
9. Características del uso del agua en la población
10. Información general de la red, como diámetro y material de tuberías de las redes de agua potable (existente)
11. Trabajos de topografía, geotecnia y mecánica de suelos existentes en donde se instalará la nueva infraestructura (o ingeniería existente de ser el caso)
12. Plan maestro de la localidad o estudio de factibilidad (en su caso)
13. Plano de topografía de la región
14. Plano de catastro del sistema de agua potable
15. Plano del funcionamiento de la red de agua potable
16. Descripción y plano de ubicación de las fuentes actuales, incluyendo conducción y potabilización
17. Volúmenes anuales de producción de cada una, de al menos cinco años
18. Asignaciones de agua
19. Balances publicados de los acuíferos

Los datos anteriores se pueden obtener de diversas fuentes, tales como oficinas de planificación municipal, INEGI, oficinas de catastro estatal y municipal, oficinas de Obras Públicas Municipales, organismo operador del sistema de agua potable y alcantarillado de la localidad, Gerencias de la CONAGUA, entre otros.

Ilustración 2.5 Diagrama universal de Moody, coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo (modificado de Moody, 1944)

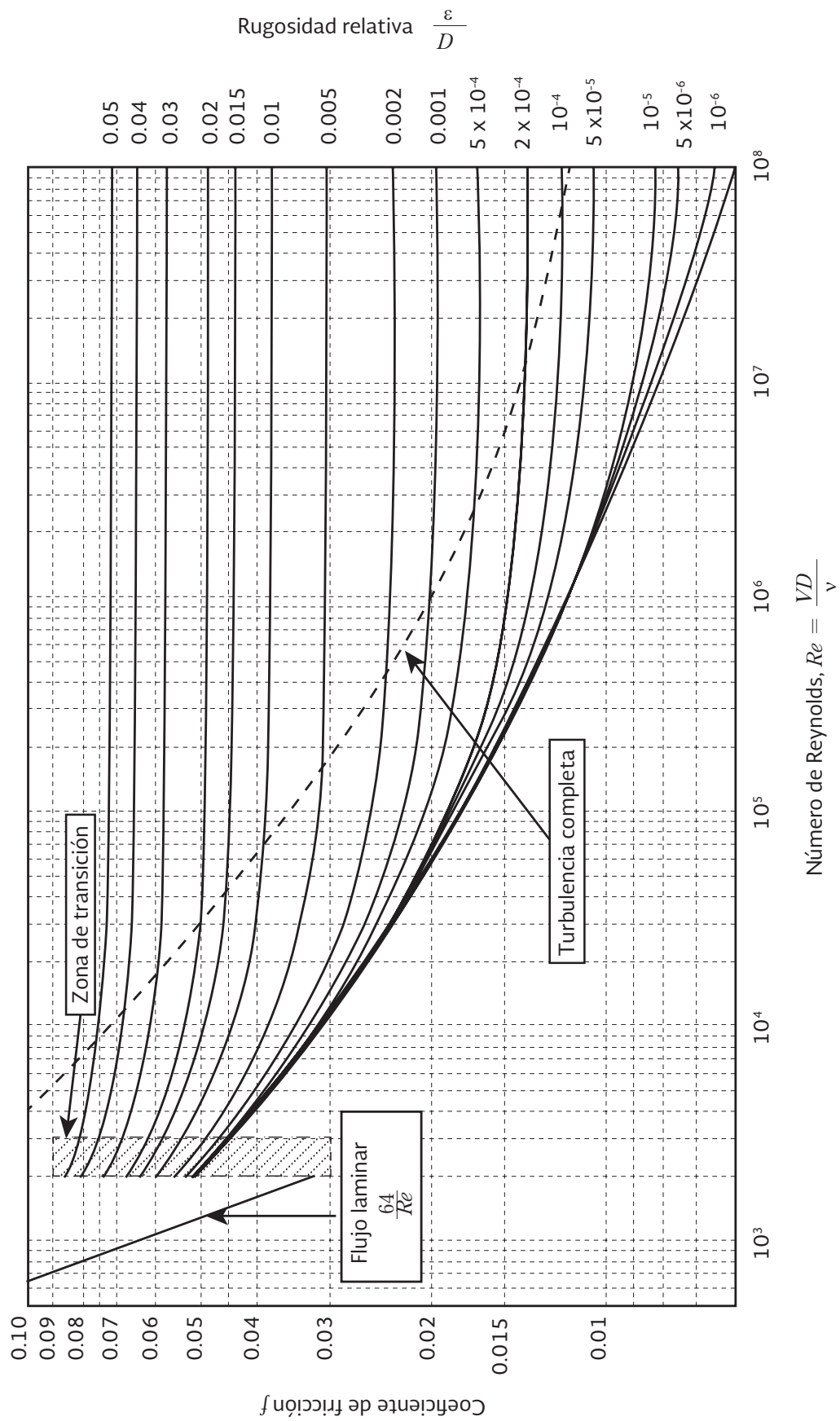


Tabla 2.10 Rugosidades absolutas para algunos materiales (Sotelo, 2002)

Material	$\epsilon(\text{mm})$
Tubos lisos	
Vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Fierro forjado	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido, centrifugado	0.05
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2 a 3.5
Fierro fundido para agua potable con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm.	1 a 4
Fierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado, nuevo	0.05
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
Tubos de acero de calidad normal	
Nuevo	0.05 a 0.1
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3 a 0.4
Acero soldado, con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6 a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1
Acero soldado, con doble hilera transversal de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con doble costura longitudinal de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado, con costura doble de remaches transversales, muy oxidado.	
Acero remachado, de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con mucho tiempo de servicio	2
Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales	
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4
No metálicos	
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015

Tabla 2.10 Rugosidades absolutas para algunos materiales (Sotelo, 2002) (continuación)

Material	$\epsilon(\text{mm})$
Concreto centrífugado, nuevo	0.16
Concreto centrífugado, con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10
Concreto armado en tubos y galerías, con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Conducto de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6
Concreto con acabado normal	1 a 3

2.4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para ilustrar los procedimientos indicados anteriormente, se presentan ejemplos, en la determinación de los datos básicos, utilizados en la estimación del gasto de diseño para una obra de incremento de oferta de agua potable.

NOTA: Las observaciones, comentarios, conclusiones y recomendaciones expuestos, son exclusivamente con fines de ejemplo.

2.4.1. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA REALIZAR ESTUDIOS DE AGUA POTABLE

En la elaboración del estudio para el mejoramiento de los servicios de agua potable de una ciudad, es necesario obtener un diagnóstico de la situación actual y futura, mediante la determinación de los siguientes parámetros:

- Población de proyecto
- Consumos de agua por tipo de servicio
- Demanda de agua actual y futura
- Dotación
- Gastos

2.4.2. POBLACIÓN

Para la proyección deben utilizarse los datos de fuentes oficiales, que son los publicados por el CONAPO y del INEGI. En caso de que se publique un nuevo censo o conteo y no se hayan actualizado las proyecciones de CONAPO, estas se pueden ajustar con la nueva información poblacional del INEGI con las tendencias de crecimiento de CONAPO.

Ya no es necesario utilizar métodos adicionales de proyección basados en datos históricos, en caso de que no existan proyecciones de CONAPO para el sitio específico se pueden inferir con base a las del municipio al que pertenezca.

2.4.3. COBERTURA

La cobertura se puede obtener del INEGI o del organismo operador, aunque puede haber diferencias significativas, aun considerando el índice de hacinamiento (habitantes por vivienda) publicado por INEGI, por lo que en algunos casos se requiere un análisis de los datos del organismo.

2.4.4. TOMAS DE AGUA POTABLE

Una de las formas de simplificar la problemática de la población, índice de hacinamiento y cobertura, es utilizar las tomas de agua potable de los diferentes tipos de usuarios y proyectarlas en el tiempo, con el mismo comportamiento estadístico determinado por CONAPO para el periodo de evaluación. Lo anterior implica que para fines de proyecto, los valores de cobertura e índice de hacinamiento permanecen constantes.

Para el caso de las tomas domésticas, se puede partir del último dato reportado por el organismo operador, para posteriormente aplicar la proyección del comportamiento previsto por CONAPO.

Para el caso de las tomas no domésticas no se puede aplicar el mismo comportamiento, aunque se ha observado que sí se encuentran correlacionados. Se puede realizar su proyección partiendo del comportamiento de los últimos años en la localidad de preferencia, con datos de al menos 4 o 5 años (Tabla 2.11).

Como se observa en el ejemplo de esta localidad, la correlación entre el crecimiento de las tomas domésticas con las no domésticas es de alta significancia estadística, por lo que se procedió a utilizar el promedio con la finalidad de proyectarlas.

Si no hubiera una correlación adecuada, se puede utilizar el número de tomas no domésticas por tipo de usuario de varios años y obtener una tendencia de crecimiento.

2.4.5. CONSUMOS

El consumo es la cantidad de agua que está dispuesta a consumir la población bajo un esquema de no restricción en la oferta, con medición y pago y considerando las tarifas vigentes.

Debido a lo comentado en lo referente a la población y tomas domésticas, podemos considerar el consumo en m^3 /toma al mes en lugar de l/hab al día, además de que la información del Organismo Operador está registrada de esa forma.

Para que un consumo sea susceptible de ser representativo de la disponibilidad de consumo por parte de los usuarios, especialmente el doméstico, debe de ser un valor que corresponda a usuarios con medición y cobro con tarifa dependiente del nivel de consumo, para evitar el desperdicio de agua, ya que los usuarios con cuota fija al tener un costo marginal igual con cero en el agua, se tiende a desperdiciarla. Al contrario, se requiere que no exista restricción en la oferta (tandeo) para no subestimar su valor.

En el caso de las tomas domésticas y que exista este tipo de inconsistencias, deberán ser retiradas de la base de datos de análisis, para obtener un consumo promedio que refleje la disposición de consumo real. Se deberá ser cauto en el sentido de que no sea un porcentaje muy importante porque podría perder la representatividad, o en su caso hacer un muestreo.

Existen ciudades que en el sector doméstico, carecen casi en su totalidad de medición o servicio continuo, lo que hace imposible la obtención

Tabla 2.11 Correlación de las tomas no domésticas con las tomas domésticas

Tomas		2007	2008	2009	2010
Domésticas		158 606	165 768	171 328	176 938
Comerciales		11 058	11 422	11 786	12 352
Industriales		1 700	1 740	1 780	1 820
Gobierno		460	482	504	526
Correlación con las tomas domésticas					
Tomas	2007	2008	2009	2010	Promedio
Comerciales	7.0%	6.9%	6.9%	7.0%	6.9%
Industriales	1.1%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%
Gobierno	0.3%	0.3%	0.3%	0.3%	0.3%

de un consumo representativo. Para estos casos es recomendable asociarlos con localidades que si cumplan con las condiciones establecidas, aunado a características de clima y tarifa similares. Como una referencia se puede considerar la producción, un nivel de pérdidas físicas estimado (considerando además el número de tomas y la cobertura de servicios, principalmente). Como un dato de referencia, se ha observado que el nivel de consumo doméstico mensual en el país oscila entre 12 y 20 m³/toma, dependiendo del clima, tarifas y tipos de uso.

Regularmente en las tomas no domésticas se toma el promedio del padrón de usuarios que tengan medición, dada la diversidad de tomas comerciales o industriales que pueden existir y que tienen consumos por demás diversos.

Para el ejemplo se consideraron los valores de consumo mostrados en la Tabla 2.12, los cuales fueron obtenidos de la facturación.

Tabla 2.12 Consumos de agua potable para los tipos de usuario

Toma	Consumo
	m ³ /toma/mes
Domésticas	14.39
Comerciales	27.42
Industriales	250.2
Gobierno	205.32

Se observa que los consumos corresponden a consumos típicos domésticos pero con gran actividad industrial de alto consumo de agua.

2.4.6. PÉRDIDAS FÍSICAS

Para incluir todo lo referente a las pérdidas físicas ocasionadas por fugas, usuarios clandestinos y errores o falta de medición, principalmente, en México se considera el término "Agua no contabilizada". Los estudios de evaluación de pérdidas de agua elaborados en diversas ciudades del país, indican que en los sistemas de abastecimiento de agua potable, las pérdidas físicas son de aproximadamente del 40 por ciento; (CONAGUA, 2007).

Salvo que un estudio haya determinado las fugas en las tomas domiciliarias y en las líneas de conducción mediante muestreos y mediciones, es muy difícil poder desglosar este valor. Por lo anterior y con fines de proyección se considera este porcentaje, que corresponde a la diferencia entre el volumen producido en las fuentes contra el volumen facturado, es decir, el consumido por los diferentes usos en la ciudad.

Un proyecto de incremento de oferta de agua no puede ser concebido si no existe un programa

que permita la reducción de las pérdidas físicas, por lo que, en la proyección de la situación actual se debe de considerar su disminución gradual hasta índices del 30 o 25 por ciento, dependiendo de la localidad y nivel actual de pérdidas, tal como se estableció en el apartado 2.2.2.2.

Como valor de referencia, es poco viable que en los primeros años del periodo, la disminución promedio anual de las pérdidas físicas llegue al 1 por ciento promedio anual, debido a la complejidad e inversiones que se requieren, sin embargo deben realizarse estas acciones e inversiones, puesto que se trata de un programa a corto, mediano y largo plazo que permitirá alcanzar los niveles esperados de pérdidas físicas al término del periodo establecido. Este tema se aborda con detalle en el libro de *Mejora de eficiencia física del MAPAS*.

Es importante señalar que ha habido casos que la disminución de las pérdidas físicas ha permitido desfazar la construcción de nuevas fuentes, ya que la simple recuperación de caudales permite cubrir el déficit actual o el crecimiento de la población por algunos años. Una vez considerados todos los parámetros anteriores se puede llegar a la proyección de la Tabla 2.13, de donde se puede observar que al final del periodo de análisis se llega a una demanda total de 3.96 m³/s.

2.4.7. INTERACCIÓN OFERTA- DEMANDA

Describir de forma detallada la interacción de la oferta y la demanda considerando las optimi-

zaciones, la cual debe proyectarse para todo el periodo de evaluación del PPI.

Una vez que se cuente con las proyecciones de la oferta y la demanda, se puede realizar la comparación entre ambas para determinar su condición (déficit o superávit) y a partir de esta las necesidades de la población, lo cual se puede observar en la Tabla 2.14.

2.4.8. GASTOS

La obtención de los gastos medio, máximo diario y horario, y la capacidad de regulación se dan, para zonas habitacional – comercial, el gasto máximo diario y horario se obtienen, con la Ecuación 2.4 y Ecuación 2.5 respectivamente.

2.4.9. CONCLUSIÓN

Para el análisis y proyección de la oferta se debe considerar análisis hidrológicos para definir tendencias y caudales sustentables de extraer a largo plazo, así como asignaciones de agua a los prestadores de servicios, ya que en muchas ocasiones explotan un volumen superior a su asignación y en otras el potencial hídrico de las fuentes es menor a la asignación. Por esta razón, en el ejemplo se considera la disminución de la extracción de los pozos sobre explotados (Pozo 2 y pozo 3).

Entonces, se requiere de una oferta adicional de agua de 2.2 m³/s, para satisfacer a la población de proyecto, este valor representa el gasto medio para el nuevo proyecto.

Tabla 2.13 Proyección de la demanda de agua potable sin proyecto

Año	Población CONAPO	Cobertura	Población cubierta	Tomas domésticas	Consumo doméstico	Tomas comerciales	Consumo comercial	Demanda comercial
	(Hab)	(%)	(Hab)	(tomas)	m ³ /toma/mes	(tomas)	m ³ /toma/mes	
2010	627 816	96%	602 703	158 606	16.39	11 058	27.42	0.12
2011	649 402	97%	629 920	165 768	16.39	11 422	27.42	0.12
2012	671 180	97%	651 045	171 328	16.39	11 786	27.42	0.12
2013	693 156	97%	672 361	176 938	16.39	12 352	27.42	0.13
2014	715 342	97%	693 882	182 601	16.39	12 655	27.42	0.13
2015	737 732	97%	715 600	188 317	16.39	13 052	27.42	0.14
2016	760 338	97%	737 528	194 087	16.39	13 451	27.42	0.14
2017	783 152	97%	759 657	199 911	16.39	13 855	27.42	0.15
2020	806 190	97%	782 004	205 792	16.39	14 263	27.42	0.15
2022	924 424	97%	896 691	235 972	16.39	16 354	27.42	0.17
2025	1 046 186	97%	1 014 800	267 054	16.39	18 509	27.42	0.20
2030	1 168 908	97%	1 133 841	298 381	16.39	20 680	27.42	0.22
2035	1 306 026	97%	1 266 845	333 382	16.39	23 105	27.42	0.24

Año	Tomas industriales	Consumo industrial	Demanda industrial	Tomas Gobierno	Consumo Gobierno	Demanda Gobierno	Consumo del sistema	Pérdidas del sistema	Demanda Total
	(tomas)	m ³ /toma/mes	(m ³ /s)	(tomas)	m ³ /toma/mes	(m ³ /s)	(m ³ /s)	%	
2010	1 700	250.2	0.16	460	205.32	0.04	1.320	38.00%	2.13
2011	1 740	250.2	0.17	482	205.32	0.04	1.375	38.00%	2.22
2012	1 780	250.2	0.17	504	205.32	0.04	1.420	38.00%	2.29
2013	1 820	250.2	0.18	526	205.32	0.04	1.467	38.00%	2.37
2014	1 912	250.2	0.18	535	205.32	0.04	1.516	37.30%	2.42
2015	1 972	250.2	0.19	552	205.32	0.04	1.563	36.60%	2.47
2016	2 033	250.2	0.20	569	205.32	0.05	1.611	35.90%	2.51
2017	2 094	250.2	0.20	586	205.32	0.05	1.659	35.20%	2.56
2020	2 155	250.2	0.21	603	205.32	0.05	1.708	34.50%	2.61
2022	2 471	250.2	0.24	692	205.32	0.05	1.958	31.00%	2.84
2025	2 797	250.2	0.27	783	205.32	0.06	2.216	27.50%	3.06
2030	3 125	250.2	0.30	874	205.32	0.07	2.476	25.00%	3.30
2035	3 491	250.2	0.34	977	205.32	0.08	2.767	25.00%	3.69

Nota: Datos 2010-2013 años base obtenidos de información de un organismo operador

Tabla 2.14 Proyección de la oferta-demanda de agua potable

Año	Oferta (m³/s)					Demanda (m³/s)	Balance (m³/s)
	Batería de pozos 1 acuífero en equilibrio	Batería de pozos 2 ligeramente sobre explotado	Batería de pozos 3 altamente sobre explotado	Fuente superficial	Total		
2014	0.105	0.185	1.37	0.5	2.16	2.42	-0.26
2015	0.105	0.185	1.34	0.5	2.13	2.47	-0.34
2016	0.105	0.185	1.27	0.5	2.06	2.51	-0.45
2017	0.105	0.17	1.19	0.5	1.97	2.56	-0.60
2018	0.105	0.17	1.02	0.5	1.80	2.61	-0.82
2020	0.105	0.17	0.93	0.5	1.70	2.84	-1.14
2025	0.105	0.17	0.86	0.5	1.63	3.06	-1.43
2030	0.105	0.17	0.80	0.5	1.57	3.30	-1.73
2035	0.105	0.17	0.71	0.5	1.49	3.69	-2.20



3

PROYECTOS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

3.1. DEFINICIONES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Aportación. Volumen de agua residual desechada por el usuario después de su uso.

Atarjea. Tubería por la cual son transportadas las aguas residuales provenientes de los albañales y conducciones hacia los subcolectores o colectores.

Coefficiente de fricción. Parámetro de diseño hidráulico que permite determinar las pérdidas de energía en un colector.

Descarga. Conjunto de elementos que sirven para conectar el sistema interno de desagüe de una vivienda, comercio o industria con el sistema de atarjeas.

Diámetro nominal. Medida que corresponde a la denominación comercial del tamaño de los componentes usados en los sistemas de alcantarillado.

Fuga. Salida o pérdida de agua a través de cualquiera de los elementos o uniones de un sistema de alcantarillado sanitario.

Hermeticidad. Característica de una red de conductos de no permitir el paso del agua a través de sus juntas.

Organismo operador. Instancias de las Entidades Federativas o Municipales encargadas de la prestación de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

Pozo de visita. Estructura que permite la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tubos y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente, así como para las ampliaciones o reparaciones de la tubería incidente (de diferente material o tecnología).

Red de atarjeas. Conjunto de tubería cuyo objeto es recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores e interceptores.

Sistema de Alcantarillado. Red de conductos, generalmente tubería, a través de las cuales se deben evacuar en forma eficiente y segura las aguas residuales domésticas, y de establecimientos comer-

ciales o pluviales, conduciéndose a una planta de tratamiento y finalmente, a un sitio de vertido.

Tubería. Es la unión de dos o más tubos.

3.2. DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO

3.2.1. APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado. La mayoría de los autores e investigadores están de acuerdo en que esta aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen que no se tributa a la red de alcantarillado, como el utilizado para el consumo humano, riego de jardines, lavado de coches, entre otros.

Aunque es viable considerar como aportación de aguas residuales entre el 70 y el 75 por ciento de la dotación de agua potable, en l/hab al día, considerando que el restante se consume antes de llegar a las atarjeas (IMTA, 1993²), 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.

En las localidades que tienen zonas industriales con un volumen considerable de agua residual, se debe obtener el porcentaje de aportación para cada una de estas zonas, independientemente de las anteriores.

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 podría calcular multiplicando el dato de la dotación obtenido como se indica en el inciso 2.2.3, en l/hab al día, 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 considerables 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.

Como se había comentado, es preferible obtener este valor con la relación de volumen de aguas residuales medido y el consumo de agua facturado, aunque en caso de tener escasa micromedición se puede relacionar con el volumen producido. Para los trabajos de campo se puede utilizar la metodología desarrollada por IMTA (1993).

3.2.2. 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.

El gasto medio de aguas residuales se calcula con la Ecuación 3.1, en función de los habitantes servidos y la aportación determinada para 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 y transformadas a l/s.

El coeficiente de aportación se analiza con base en lo explicado en el apartado 3.2.1.

El valor del gasto mínimo de aguas residuales se calcula con la Ecuación 3.2, en ningún caso se permite tener valores inferiores a lo especificado en la Tabla 3.1.

El cálculo del gasto máximo instantáneo (Q_{Minst}) se hace con la Ecuación 3.4. Para determinar este gasto es necesario conocer el gasto medio y el valor del coeficiente de variación (Ecuación 3.3). En zonas industriales y comerciales el coeficiente de variación (M). Se puede calcular utilizando una población equivalente, en función de la dotación media de la zona.

El gasto máximo extraordinario (Q_{Mext}) es el resultado de multiplicar el gasto máximo instantáneo por un coeficiente de seguridad (CS), que garantice el buen funcionamiento del sistema, en caso de presentarse aportaciones no previstas, debido a conexiones al sistema de zonas no consideradas, a las aportaciones de aguas pluviales de las azoteas y patios de las construcciones, o a las causadas por infiltraciones de aguas freáticas a las redes cuando estas no sean herméticas.

3.2.2.1. Gasto medio anual

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.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red, se calcula con:

$$Q_{MED} = \frac{A_p P}{86\ 400} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde:

Q_{MED}	=	Gasto medio de aguas residuales en l/s
A_p	=	Aportación de aguas residuales por día, en l/hab, apartado 3.2.1
P	=	Población, en número de habitantes
86 400	=	Segundos en un día, s/d

Para localidades con zonas industriales, que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, se debe adicionar al gasto medio, el gasto de aportación industrial obtenido.

3.2.2.2. Gasto mínimo

El gasto mínimo, Q_{min} (Ecuación 3.2) 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.

$$Q_{MIN} = 0.5Q_{MED} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

En la Tabla 3.1 se muestran valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa que el límite inferior es de 1.5 l/s, lo que significa que en los tramos

Tabla 3.1 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

iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 l/s, se debe usar este valor en el diseño.

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 existe una tendencia a la implantación de muebles de bajo consumo, que utilizan solamente 6 litros y que arrojan un gasto promedio de 1.0 l/s, por lo que se podrá utilizar este último valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se pueda considerar que en dichos tramos existen este tipo de aparatos.

3.2.2.3. 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):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

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 100 000, 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

Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente M se equipara con los coeficientes de variación del gasto

(Tabla 2.5), que para la estimación del coeficiente de Harmon se considera $CV_d = 1.3$ (valor medio entre 1.2 y 1.4) y $CV_h = 1.55$, lo anterior implica que $M = 1.30 (1.55) = 2.0$.

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

$$Q_{Minst} = MQ_{MED} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q_{Minst} &= \text{Gasto máximo instantáneo, en l/s} \\ M &= \text{Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea} \end{aligned}$$

3.2.2.4. 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 provocadas 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.

En los casos en que se diseñe un sistema nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea que no existan aportaciones pluviales de los predios vecinos, ya que estas serán manejadas por un sistema de drenaje pluvial por separado, el coeficiente de seguridad será uno.

En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo

las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad de 1.5.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta:

$$Q_{Mext} = CSQ_{Minst} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q_{Mext} &= \text{Gasto máximo extraordinario, en l/s} \\ CS &= \text{Coeficiente de seguridad} \end{aligned}$$

En caso de que el alcantarillado sanitario sea separado del alcantarillado pluvial, el coeficiente de seguridad es igual a uno.

3.2.3. VARIABLES HIDRÁULICAS PERMISIBLES

3.2.3.1. Velocidades

La velocidad mínima se considera como aquella velocidad con la cual no se presentan depósitos de sólidos suspendidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s, considerando el gasto mínimo mencionado en la Tabla 3.1 y su tirante correspondiente.

Adicionalmente, debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de pendientes fuertes y de 1.5 cm en casos normales.

La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de los conductos y estructuras, este límite se establece en función del material de la tubería y

es posible obtenerlo de las características especificadas por los fabricantes y que debe estar apegado a la normatividad correspondiente. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario.

3.2.3.2. Pendientes

El objeto de limitar los valores de pendientes es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la construcción de estructuras de caída libre que además de encarecer notablemente las obras, propician la producción de sulfuro de hidrógeno, gas muy tóxico, que destruye el concreto de los conductos cuando son de este material, y aumenta los malos olores de las aguas residuales, propiciando la contaminación ambiental.

Las pendientes de las tuberías, deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad del inciso anterior.

En los casos especiales en donde las pendientes del terreno sean muy grandes, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías de materiales que soporten velocidades altas y se debe hacer un estudio técnico económico de tal forma que se pueda tener sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

3.2.3.3. Diámetros

- **Diámetro mínimo.** La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que para evitar obstrucciones, el diámetro mínimo en las tuberías debe ser de 20 cm

- **Diámetro máximo.** Está en función de varios factores, entre los que destacan: el gasto máximo extraordinario de diseño, las características topográficas y de mecánica de suelos de cada localidad en particular, el tipo de material de la tubería y los diámetros comerciales disponibles en el mercado

En cualquier caso, la selección del diámetro depende de las velocidades permisibles, aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre.

3.2.4. PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN

En alcantarillado, generalmente se presenta la condición de flujo a superficie libre, para simplificar el diseño del alcantarillado se consideraran condiciones de flujo permanente (Sotelo, 2002).

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se debe utilizar la fórmula de *Manning* (Ecuación 3.6), ya que es la que mejor simula el comportamiento del flujo a superficie libre.

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

V	=	Velocidad, en m/s
R_h	=	Radio hidráulico, en m
S	=	Pendiente del gradiente hidráulico, adimensional
n	=	Coefficiente de "fricción", en $s/m^{1/3}$

El radio hidráulico se calcula con la Ecuación 3.7:

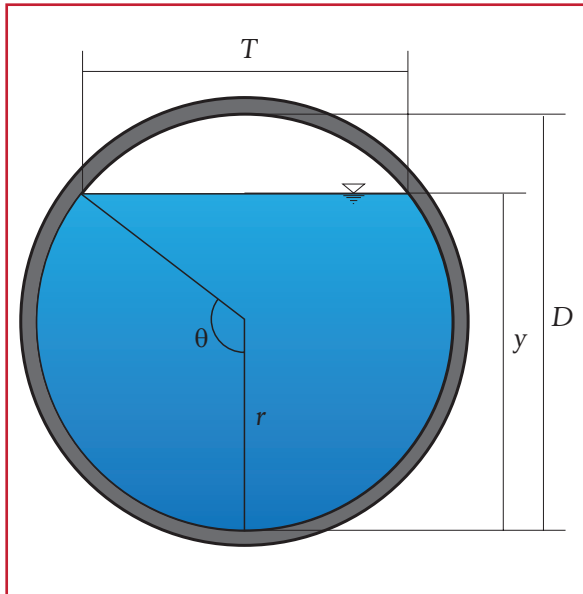
$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

donde:

A = Área transversal del flujo, en m^2
 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 3.1.

Ilustración 3.1 Parámetros geométricos de la sección transversal



$$\theta = \arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$A = \frac{D^2}{4} \left[\theta - \frac{1}{2} \sin(2\theta) \right] \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$$P = D\theta \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$T = D \sin(\theta) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

donde:

T = Ancho de superficie libre (m)
 D = Diámetro interior (m)
 y = Tirante de la sección (m)

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 3.2 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 3.3 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 3.2 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para conducciones a superficie libre

Material	Coeficiente 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 3.3 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre

Material	Coeficiente 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)
Poliétileno de alta densidad (PEAD) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Poliétileno 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)

Para simplificar los cálculos se han obtenido relaciones entre las diferentes variables hidráulicas de interés en una tubería de sección circular, teniendo como base las calculadas a sección llena con la fórmula de *Manning*, con respecto a las correspondientes a un tirante determinado (Ilustración 3.2). Por otra parte, también se dispone de tablas de diferentes parámetros hidráulicos (Tabla 3.4).

De la Ilustración 3.2 se observa que el gasto máximo que se puede conducir se da con un tirante cercano al 95 por ciento del diámetro de la tubería.

Ejemplo

Calcular el gasto que puede conducir una tubería de concreto a superficie libre con un tirante igual al 80 por ciento del diámetro. La pendiente de la tubería es 0.004 y el diámetro de ella es de 1.2 metros.

Solución

$$Q = AV$$

$$Q = \frac{1}{n} A R h^{2/3} S^{1/2}$$

$$\frac{nQ}{S^{1/2}} = A R h^{2/3}$$

Para hacer uso de la Tabla 3.4 (adimensional), se dividen ambos lados de la ecuación por $D^{8/3}$.

$$\frac{nQ}{S^{1/2} D^{8/3}} = \frac{A R h^{2/3}}{D^{8/3}}$$

Para la tubería de concreto en uso, se considera el coeficiente de rugosidad de *Manning* es $n = 0.013$. De la Tabla 3.4, para una relación $y/D=0.8$, puede obtenerse el valor de la relación:

$$\frac{A R h^{2/3}}{D^{8/3}} = 0.3045$$

por lo que:

$$\frac{nQ}{D^{8/3} S^{1/2}} = 0.3045$$

$$Q = \frac{0.3045}{n} D^{8/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{0.3045}{0.013} (1.2)^{8/3} (0.004)^{1/2} = 2.41 \frac{m^3}{s}$$

Separando las variables conocidas de las incógnitas:

Ilustración 3.2 Características del flujo con una sección circular parcialmente llena

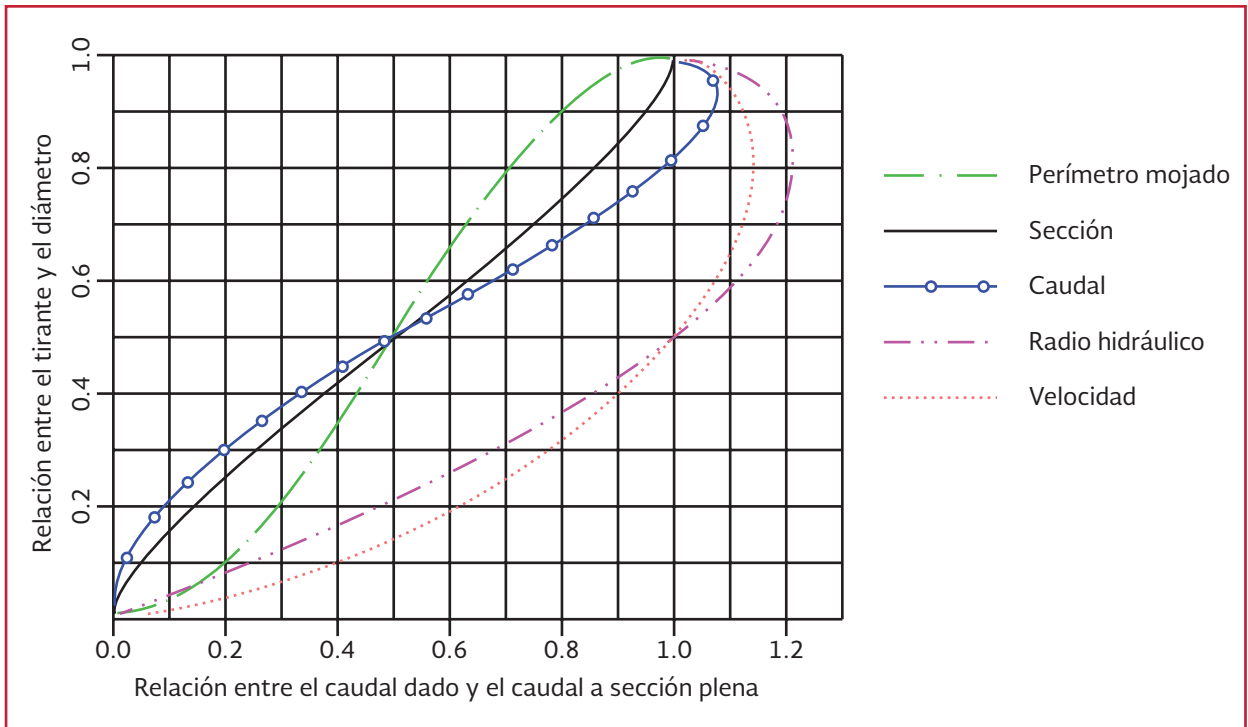


Tabla 3.4 Elementos hidráulicos en canales de sección circular (Modificado de Sotelo, 2009)

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{8/3}}$	$\frac{T}{D}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{A R_h^{2/3}}{D^{8/3}}$	$\frac{T}{D}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.0000	0.1990	0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.0359	0.8417
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.0002	0.2800	0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.0394	0.8542
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.0005	0.3412	0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.0427	0.8660
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.0009	0.3919	0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.0464	0.8773
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.0015	0.4359	0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.0497	0.8879
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.0022	0.4750	0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.0536	0.8980
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.0031	0.5103	0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.0571	0.9075
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.0040	0.5426	0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.0610	0.9165
0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.0052	0.5724	0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.0650	0.9250
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.0065	0.6000	0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.0690	0.9330
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.0079	0.6258	0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.0736	0.9404
0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.0095	0.6499	0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.0776	0.9474
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.0113	0.6726	0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.0820	0.9539
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.0131	0.6940	0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.0864	0.9600
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.0152	0.7141	0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.0909	0.9656
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.0173	0.7332	0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.0955	0.9708
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.0196	0.7513	0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.1020	0.9755
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.0220	0.7684	0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.1050	0.9798
0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.0247	0.7846	0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.1100	0.9837
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.0273	0.8000	0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.1147	0.9871
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.0301	0.8146	0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.1196	0.9902
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.0333	0.8285	0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.1245	0.9928

Tabla 3.4 Elementos hidráulicos en canales de sección circular (Modificado de Sotelo, 2009) (continuación)

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{AR_h^{2/3}}{D^{8/3}}$	$\frac{T}{D}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R_h}{D}$	$\frac{AR_h^{2/3}}{D^{8/3}}$	$\frac{T}{D}$
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.1298	0.9950	0.73	0.6143	2.0488	0.2995	0.2751	0.8879
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.1348	0.9968	0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.2794	0.8773
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.1401	0.9982	0.75	0.6318	2.0944	0.3017	0.2840	0.8660
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.1452	0.9992	0.76	0.6404	2.1176	0.3025	0.2888	0.8542
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.1505	0.9998	0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.2930	0.8417
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	0.1558	1.0000	0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.2969	0.8285
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.1610	0.9998	0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.3008	0.8146
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.1664	0.9992	0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.3045	0.8000
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.1715	0.9982	0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.3082	0.7846
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.1772	0.9968	0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.3118	0.7684
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.1825	0.9950	0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.3151	0.7513
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.1878	0.9928	0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.3182	0.7332
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.1933	0.9902	0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.3212	0.7141
0.58	0.4723	1.7315	0.2728	0.1987	0.9871	0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.3240	0.6940
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.2041	0.9837	0.87	0.7254	2.4038	0.3017	0.3264	0.6726
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.2092	0.9798	0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.3286	0.6499
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.2146	0.9755	0.89	0.7380	2.4655	0.2996	0.3307	0.6258
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.2199	0.9708	0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.3324	0.6000
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.2252	0.9656	0.91	0.7504	2.5322	0.2963	0.3336	0.5724
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.2302	0.9600	0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.3345	0.5426
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.2358	0.9539	0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.3350	0.5103
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.2407	0.9474	0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.3353	0.4750
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.2460	0.9404	0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.3349	0.4359
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.2510	0.9330	0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3340	0.3919
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.2560	0.9250	0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3322	0.3412
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.2608	0.9165	0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.3291	0.2800
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.2653	0.9075	0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.3248	0.1990
0.72	0.6054	2.0264	0.2984	0.2702	0.8980	1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.3117	0.0000

3.2.5. TIPO DE MATERIAL

Para determinar el tipo de material de tubería más adecuado para el proyecto, se hará un análisis cualitativo y cuantitativo de los conceptos que intervienen en su instalación, operación y mantenimiento, en donde se incluyen costos de adquisición, instalación, mantenimiento y fletes, así como disponibilidad de proveedores en la región, tiempo de entrega de materiales y accesorios, durabilidad de material, facilidad de

reparación y acoplamiento con otros materiales, eligiendo al que ofrezca las mejores condiciones técnico económicas.

3.3. DATOS NECESARIOS A RECOPIRAR

En la determinación de los datos básicos, para diseño de alcantarillado sanitario de una localidad, es conveniente obtener previamente al cálculo la mayor cantidad de la siguiente información:

- Problemática del sistema de alcantarillado que da origen al proyecto
- Datos de INEGI y CONAPO para la localidad
- Número de habitantes por vivienda (densidad de población), de la localidad en estudio.
- Padrón de usuarios de tomas y descargas del Organismo Operador por tipo de usuario de al menos tres años y preferentemente de cinco años
- Producción de agua potable y facturación de agua potable por tipo de usuario de al menos tres años y preferentemente de cinco años
- Plano general de la infraestructura de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales de la localidad
- Plan de desarrollo urbano en la localidad (última versión)
- Facturación del padrón de usuarios del organismo operador incluyendo volúmenes consumidos por tipo de usuario de al menos tres años
- Datos generales sobre diámetro y material de tuberías del alcantarillado sanitario existente
- Tipo de suelo en donde se instalará la nueva infraestructura
- Plan maestro de la localidad o estudio de factibilidad
- Plano de topografía de la región
- Plano del funcionamiento del alcantarillado sanitario
- Planes de tratamiento de aguas residuales y reusos posibles

Los datos anteriores se pueden obtener de diversas fuentes, tales como, oficinas de planificación municipal, INEGI, oficinas de catastro estatal y

municipal, oficinas de Obras Públicas Municipales, organismo operador del sistema de agua potable y alcantarillado de la localidad y Gerencias de la CONAGUA, entre otros.

3.4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

La aportación de aguas residuales = 75 por ciento de la dotación, en l/hab al día, obtenido de una correlación entre la producción de agua potable, población y coberturas de agua potable y alcantarillado (el cálculo de la dotación se puede consultar en el apartado 2.2). El gasto medio se calcula con la Ecuación 3.1. El gasto mínimo se obtiene con la Ecuación 3.2. El coeficiente de Harmon para poblaciones acumuladas mayores de 63 500 es 2.0. El gasto máximo instantáneo se tiene con la Ecuación 3.4.

El gasto máximo extraordinario se calcula con la Ecuación 3.3; el coeficiente de seguridad se considera de 1.5, ya que el sistema de alcantarillado existente no es del tipo hermético y se prevén aportaciones extraordinarias de origen pluvial (ver Tabla 3.5).

En los casos en que se vaya a analizar una zona que implique un caudal industrial significativo respecto al doméstico, se sugiere incluir dicha aportación habiéndose calcula en forma independiente.

En la zona industrial, el coeficiente de variación (M) se calcula utilizando la Ecuación 3.5 y una población equivalente que se obtiene a partir de la demanda media de agua industrial (l/d).

$$Población_{equiv} = \frac{Q_{ind}}{Cons_{prom}} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Por lo tanto, la población equivalente, considerando un consumo de 100 l/hab al día (Tabla 3.6) será:

donde:

$Población_{equiv}$ = Población equivalente del caudal de aguas residuales
 Q_{ind} = Caudal de aguas residuales medido, en l/s
 $Cons_{prom}$ = Consumo promedio doméstico diario obtenido de facturación, en l/hab

$$Población_{equiv} = \frac{3\,831\,000 \frac{l}{d}}{100 \frac{l}{hab/d}} = 38\,310 \text{ hab}$$

Para el cálculo de gasto máximo extraordinario, el coeficiente de seguridad se considera de 1.2, ya que se tiene un sistema independiente de alcantarillado pluvial; el sistema de alcantarillado no es del tipo hermético.

Tabla 3.5 Aportación de aguas residuales en zonas habitacionales

Concepto	Años				
	2010	2015	2020	2025	2030
Población	261 952	305 542	370 215	448 578	543 527
Dotación diaria, en l/hab	227	219	212	204	197
Aportación diaria de aguas residuales, en l/hab	170	164	159	153	148
Gasto medio de aguas residuales Q_{MED} (l/s)	515	580	681	794	931
Gasto mínimo de aguas residuales Q_{min} (l/s)	258	290	341	397	466
Coefficiente de Harmon	2	2	2	2	2
Gasto máximo instantáneo Q_{Minst} (l/s)	1 031	1 160	1 363	1 589	1 862
Gasto máximo extraordinario Q_{Mext} (l/s)	1 546	1 740	2 044	2 383	2 793

Tabla 3.6 Aportación de aguas residuales en zonas industriales

Concepto	Años				
	2010	2015	2020	2025	2030
Generación de agua industrial (m³/d)	3 831	4 185	4 577	4 702	4 835
Población equivalente	38 310	41 850	45 770	47 020	48 350
Generación media de agua (l/s)	44	48	53	54	56
Aportación de aguas residuales (l/s)	33	36	40	41	42
Gasto medio de aguas residuales Q_{MED} (l/s)	15	17	21	22	24
Gasto mínimo de aguas residuales Q_{min} (l/s)	7	9	11	11	12
Coefficiente de Harmon	1	1	1	1	1
Gasto máximo instantáneo Q_{Minst} (l/s)	16	19	22	23	25
Gasto máximo extraordinario Q_{Mext} (l/s)	19	22	27	28	30

4

PROYECTOS DE DRENAJE PLUVIAL

4.1. DEFINICIONES PARA DRENAJE PLUVIAL

Alcantarilla. Conducto subterráneo para conducir agua de lluvia, aguas servidas o una combinación de ellas.

Alcantarilla pluvial. Conjunto de alcantarillas que transportan aguas de lluvia.

Canal. Conducto abierto o cerrado que transporta agua de lluvia a superficie libre.

Carga hidráulica. Suma de las cargas de velocidad presión y posición.

Coeficiente de escurrimiento. Coeficiente que representa la parte de la lluvia que escurre superficialmente de forma efectiva.

Coeficiente de fricción. Parámetro que representa la resistencia al flujo debido a la fricción en las paredes de las canalizaciones y tuberías, entre los más comunes está el de Manning.

Cuenca. Es la unidad básica en un estudio hidrológico y se define como aquella área de terreno donde el agua de lluvia que cae sobre su superficie y que no se infiltra, evapora, es

conducida hasta un punto de salida (cuenca abierta) o de almacenamiento como presas, lagos, estanques, etc. (cuenca cerrada), remarcando que el tamaño dependerá de donde se fije el punto de salida.

Cuneta. Estructura hidráulica descubierta, estrecha y de sentido longitudinal destinada al transporte de aguas de lluvia, usualmente ubicada a los lados de un camino.

Drenaje. Medio empleado para retirar del terreno el exceso de agua no utilizable.

Drenaje Pluvial Urbano. Está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo; su objetivo es la evacuación de las aguas pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven, de ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas estancadas.

Duración de la lluvia. Es el intervalo de tiempo que media entre el principio y el final de la lluvia o evento de precipitación, para el drenaje pluvial urbano usualmente

Estructuras de captación. Recolectan y vierten las aguas del escurrimiento superficial en los sistemas de alcantarillado pluvial, se utilizan sumideros o bocas de tormenta como estructuras de captación, aunque también pueden existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae en techos y patios. En los sumideros (ubicados convenientemente en sitios bajos del terreno y a cierta distancia en las calles) se colocan una rejilla o coladera para evitar el ingreso de objetos que obstruyan los conductos, por lo que son conocidas como coladeras pluviales.

Estructuras de conducción. Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia las estructuras de descarga. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos conocidos como colectores (ya sean tuberías o canales), respectivamente.

Estructuras de conexión y mantenimiento. Son estructuras que facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado, pues además de permitir la conexión de varios colectores, incluso de diferente diámetro o material o geometría, también disponen del espacio suficiente para que una persona baje hasta el nivel de los colectores y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos. Tales estructuras son conocidas como pozos de visita.

Estructuras de descarga. Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.

Estructuras de unión. Cámara subterránea utilizada en los puntos de convergencias de dos o más conductos pero que no está provista de acceso desde la superficie, se diseña para prevenir la turbulencia en el escurrimiento dotándola de una transición suave.

Frecuencia de lluvias. Es el número de veces que se repite una precipitación de intensidad dada en un período de tiempo determinado, es decir la periodicidad de ocurrencia de una lluvia determinada.

Instalaciones completarías. Se considera dentro de este grupo a todas aquellas instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de alcantarillado, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento, entre ellas se tiene a los cárcamos de bombeo, plantas de tratamiento, disipadores de energía, estructuras de cruce, de regulación y detención.

Intensidad de la lluvia. Es el caudal de la precipitación pluvial en una superficie, es decir una lámina de lluvia por unidad de tiempo, se mide en milímetros por hora (mm/hora).

Hidrología. Se encarga del estudio de los procesos de ocurrencia, circulación y distribución del agua sobre la superficie terrestre, así como su interacción con el medio ambiente.

Hietograma. Distribución temporal de la lluvia expresada en forma gráfica (diagrama de barras), compuesta por intervalos de tiempo previamente determinados. En el eje de las abscisas se anota el tiempo y en el eje de las ordenadas la altura de precipitación e intensidades, normalmente expresada en (mm), o mm/h respectivamente.

Hidrograma unitario. Es el hidrograma resultante de una lluvia efectiva unitaria generalmente de un 1mm. De intensidad constante con distribución espacial homogénea y una duración determinada.

Lagunas de retención. Son pequeños almacenamientos de agua pluvial con estructuras de descarga regulada, que acumulan el volumen de agua producida por el incremento de caudales pico y que el sistema de drenaje existente no puede evacuar sin causar daños.

Lluvia efectiva. Es la cantidad de agua que escurre superficialmente, generada por una precipitación después de haberse, infiltrado, evaporado, almacenado, en charcos o haber sido interceptada y retenida por la vegetación.

Obra de captación. Estructura que permite la entrada de las aguas hacia el sistema pluvial.

Período de retorno. Es el número de años en que un evento puede ser igualado o excedido en promedio y a la larga. También es conocido como intervalo de recurrencia

Pozo de visita. Estructura de forma cilíndrica generalmente de 1.50 m. de diámetro, contruidos de mampostería o con elementos de concreto, prefabricados o contruidos en el sitio, puede tener recubrimiento de material plástico o no, en la base del cilindro se hace una sección semicircular la cual es encargada de hacer la transición entre un colector y otro. Se usan al inicio de la red, en las intersecciones, cambios de dirección, cambios de diámetro, cambios de pendiente, su separación está en función del diámetro de los conductos y tiene la finalidad de facilitar las labores de inspec-

ción, limpieza y mantenimiento general de las tuberías así como proveer una adecuada ventilación.

Precipitación. Fenómeno atmosférico que consiste en el aporte de agua a la tierra en forma de lluvia, llovizna, nieve o granizo.

Rejilla. Estructura usualmente metálica con aberturas generalmente de tamaño uniforme utilizadas para retener sólidos suspendidos o flotantes en aguas de lluvia o aguas residuales y no permitir que tales sólidos ingresen al sistema.

Registro. Estructura subterránea que permite el acceso desde la superficie, a un conducto subterráneo continuo con el objeto de revisar, dar mantenimiento o repararlo.

Sistemas de evacuación por gravedad. Son aquellos que descargan libremente al depósito de drenaje, ya sea natural o artificial.

Sumidero o Coladera. Estructura destinada a la captación de las aguas de lluvias, localizados generalmente antes de las esquinas con el objeto de interceptor las aguas antes de la zona de tránsito de los peatones.

El diseño de los sistemas de drenaje pluvial es un proceso que evoluciona a medida que se desarrolla el análisis. Los elementos principales del proceso incluyen la recopilación de datos, la coordinación interinstitucional, el desarrollo preliminar, Refinamiento del diseño hidráulico, y la integración de la documentación final de diseño.

El diseño de los sistemas de drenaje pluvial requiere la recopilación de ciertos datos básicos que incluye la siguiente información:

- Mapeo de cuencas identificando las características topográficas, los límites de las cuencas hidrográficas, los patrones de drenaje existentes, así como la cobertura del suelo
- Identificación del uso de suelo a partir de la cartografía existente y esperada durante el periodo de proyecto. Esta información suele estar disponible a partir de zonificación o planificación de los planes de desarrollo municipal
- Información histórica de inundaciones en el sitio; este tipo de información puede estar disponible en los organismos operadores, el servicio meteorológico nacional, las oficinas de protección civil y la propia Conagua. Los ayuntamientos y pobladores también pueden ser capaces de proporcionar esta información
- Caracterización de la infraestructura de alcantarillado pluvial existente, incluyendo el tamaño, forma, material, edad, condición, et. Esta información puede estar disponible en el propio organismo operador; si no está disponible, será necesario llevar a cabo campañas de campo para integrar esta información
- Funcionamiento y eficacia del sistema de drenaje existente. Esta información puede estar disponible con el personal del organismo. Si la información no está disponible para el sistema existente, será necesario que el diseñador, a partir de la información recopilada, realice este análisis

4.2. DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL

El diseño de un sistema de drenaje pluvial se realiza en varias etapas e involucra distintos áreas de la ingeniería, a continuación se presenta una breve descripción de estas etapas y la Ilustración 4.1 presenta el procedimiento en forma esquemática, cada uno de los puntos indicados se explicará a detalle en los capítulos correspondientes.

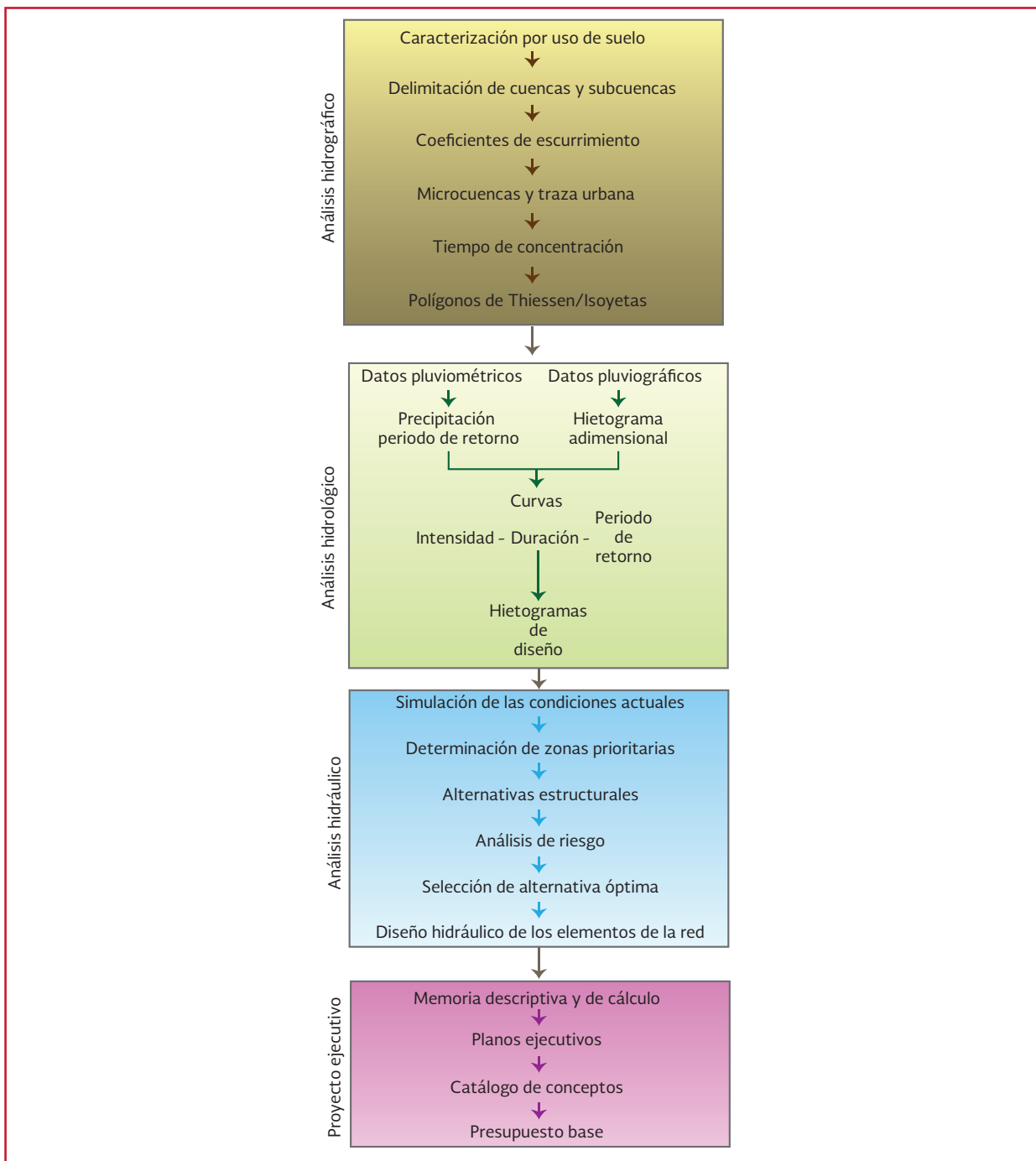
1. **Análisis Hidrológico.** En esta etapa, se recopilan los datos de precipitación histórica, de las estaciones climatológicas cercanas al sitio de estudio y por medio de análisis hidrológicos, estadísticos y probabilísticos se transforman en una serie de gráficos, llamados hietogramas, que para cada periodo de retorno establecido, definen la intensidad de precipitación, la duración y su variación a lo largo del tiempo.
2. **Análisis Hidrográfico.** Una vez caracterizada la precipitación en la zona de estudio, se debe evaluar el comportamiento del flujo sobre la superficie del terreno; por medio de estudios hidrográficos y geomorfológicos se transforman las precipitaciones, obtenidas en la primera etapa, en escurrimiento superficial y se analiza su recorrido a lo largo de la cuenca, sub cuencas y microcuencas de la zona en estudio.
3. **Análisis hidráulico.** Con los valores obtenidos en la etapa anterior se analizan los efectos del escurrimiento en la comunidad y se proponen alternativas de solución o mitigación de los riesgos

asociados, todo esto a través de análisis hidráulicos y modelos de simulación matemática.

Una vez definida la alternativa más adecuada, se realiza en diseño geométrico e hidráulico de los distintos elementos que conforman la red de drenaje pluvial.

4. **Integración del proyecto ejecutivo.** Al final se desarrolla el proyecto ejecutivo que es la base para construir el sistema diseñado, En este aspecto, el capítulo seis presenta recomendaciones generales para su integración

Ilustración 4.1 Esquema general del diseño de sistemas de drenaje pluvial



4.3. DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO

4.3.1. DATOS DE PRECIPITACIÓN

4.3.1.1. Datos pluviométricos

La Comisión Nacional del Agua, a través del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), a la

fecha de publicación de este libro, tiene una red instalada de cinco mil 420 estaciones, de las cuales tres mil 200 se encuentran operando y dos mil 220 están suspendidas. Estas últimas a pesar de ya no seguir generando datos, aún tienen información histórica, útil para la caracterización de la precipitación. La Ilustración 4.2 muestra la distribución espacial de las estaciones, identificando en color amarillo las

Tabla 4.1 Ejemplo de registros pluviométricos

CNA-SMN-SCDI				
CLIMATOLOGÍA ESTADÍSTICA				
DATOS CONTENIDOS EN LA BASE DE DATOS CLIMATOLÓGICA, A JULIO DE 2014				
ESTACIÓN:	17003			
NOMBRE:	CUAUTLA (SMN)			
ESTADO:	MORELOS			
MUNICIPIO:	CUAUTLA			
SITUACIÓN:	OPERANDO			
ORGANISMO:	CONAGUA-SMN			
CVE-OMM:	NULO			
LATITUD:	18.8042			
LONGITUD:	-98.9508			
ALTITUD:	1,303 msnm			
EMISIÓN:	26/09/2014			
FECHA	PRECIP	EVAP	TMAX	TMIN
	mm	mm	°C	°C
20/04/1926	0	Nulo	28.4	20.3
21/04/1926	0	Nulo	27.4	17.3
22/04/1926	13	Nulo	29.4	19.3
23/04/1926	7	Nulo	29.9	20.3
24/04/1926	0	Nulo	28.4	16.3
28/04/1926	0	Nulo	32.4	18.3
29/04/1926	0	Nulo	32.4	19.3
30/04/1926	Nulo	Nulo	Nulo	15.3
16/06/1926	0.5	Nulo	29.4	Nulo
17/06/1926	2.8	Nulo	29.4	17.3
18/06/1926	3	Nulo	29.4	17.8
19/06/1926	0.5	Nulo	28.4	17.3
20/06/1926	0.5	Nulo	27.8	18.3
21/06/1926	7	Nulo	29.4	18.3
22/06/1926	1	Nulo	27.3	17.3
23/06/1926	66	Nulo	27.9	18.3
24/06/1926	1.5	Nulo	28.4	16.3

que se encuentran operando y en color rojo aquellas que están suspendidas.

La información histórica registrada por estas estaciones se encuentra en una base de datos llamada CLICOM y gracias a la evolución de los equipos de cómputo y sistemas de comunicación, actualmente se puede consultar a través de Internet o en un medio de almacenamiento portátil, de la forma mostrada en la Tabla 4.1. Para realizar esta consulta, se cuentan con dos plataformas que se presentan a continuación.

- a. **Normales climatológicas.** Para poder consultar la información histórica de estas estaciones, el Servicio Meteorológico Nacional cuenta con una herramienta en línea para el acceso a la información climatológica de las estaciones registradas; ésta se encuentra

disponible en el sitio de Internet del SMN (<http://smn.cna.gob.mx>). Al seleccionar cada una de las estaciones se despliega una ventana con el contenido de información disponible para la estación seleccionada. Los valores mostrados dependerán de la disponibilidad de cada estación. La Ilustración 4.3 muestra la ventana emergente que contiene la información básica para una estación dada

- b. **Extractor rápido de información climatológica (ERIC).** Por su parte el IMTA desarrollo una la aplicación portátil que permite la extracción de la información contenida en la base de datos CLICOM. La información disponible es para seis mil 63 estaciones, aunque se cuenta con información de registros diarios solo para cinco mil 466 de ellas (Ilustración 4.4)

Ilustración 4.2 Red de estaciones climatológicas

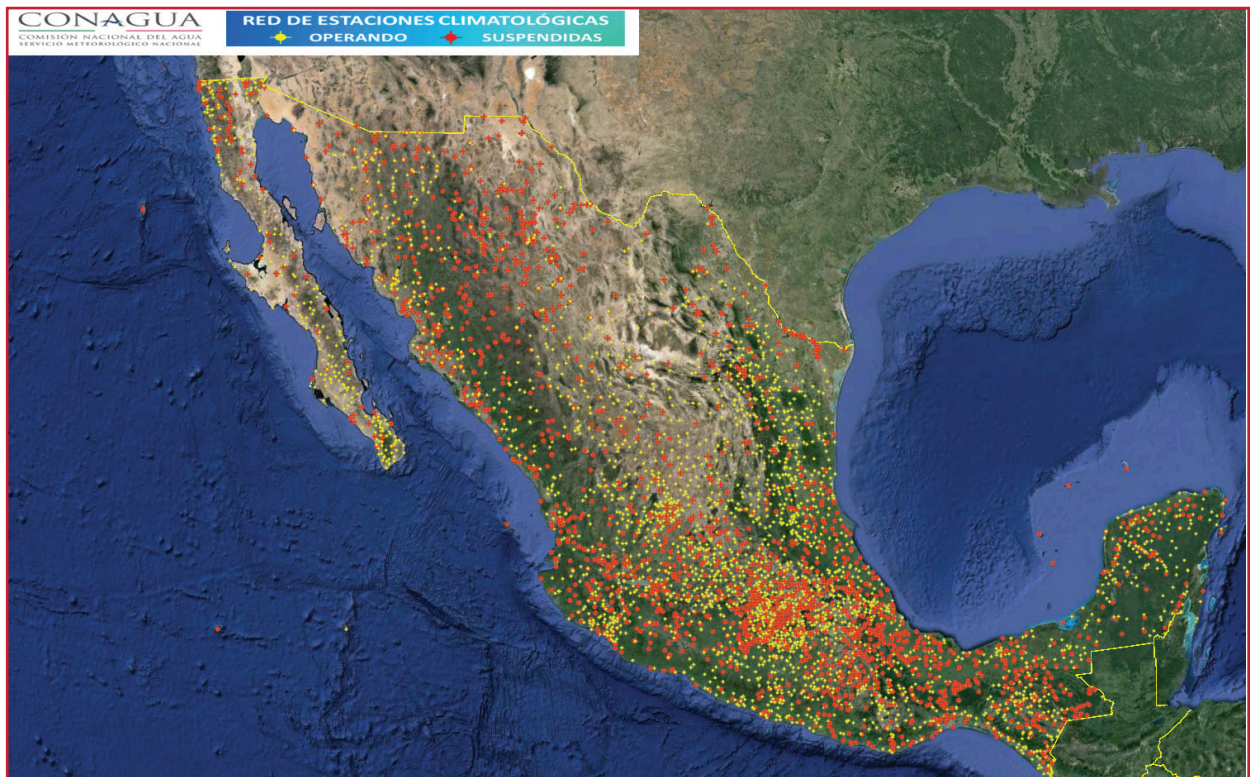
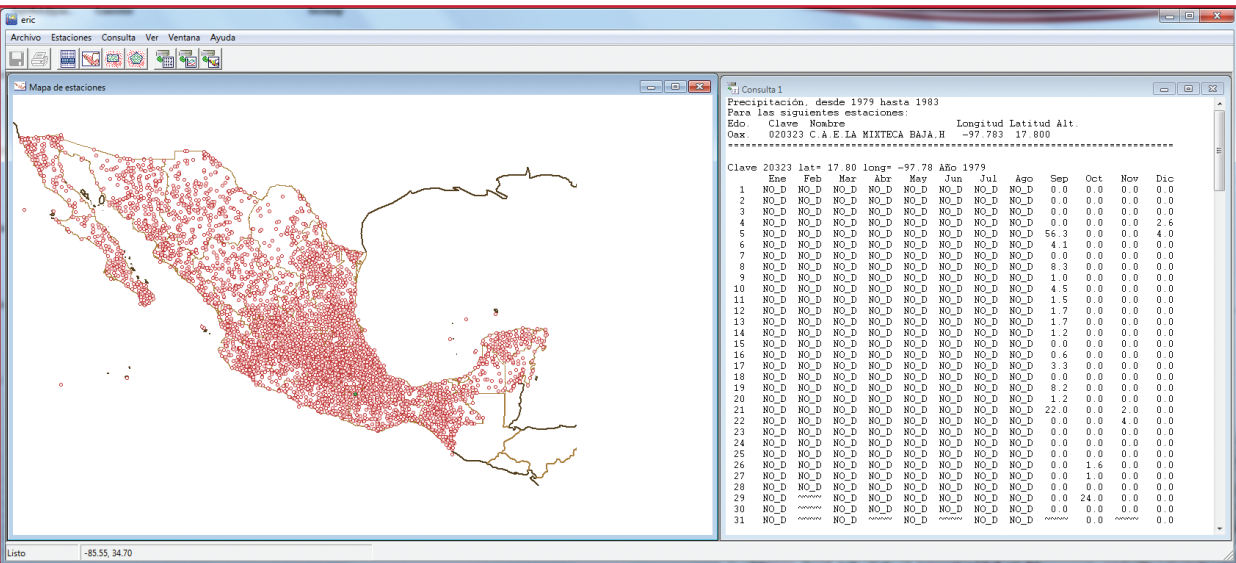


Ilustración 4.3 Información presentada para una estación climatológica



Algunas estaciones tienen información desde 1900, aunque la mayoría de los datos (88.4 por ciento) corresponden a periodos desde 1960 a hasta 2013. En promedio se cuenta con más de

Ilustración 4.4 Programa de consulta ERIC III



26 años de información por estación (IMTA. 2009).

4.3.1.2.Datos pluviográficos

A demás de las estaciones climatológicas, presentadas en el apartado anterior, la Comisión Nacional del Agua, a través del SNM administra la información de 272 estaciones Meteorológicas Automáticas que registran y transmiten información meteorológica de forma automática de los sitios donde están estratégicamente colocadas. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas Variables Meteorológicas. Existen dos tipos de estructura donde van montadas las estaciones:

- **Estación Sinóptica Meteorológica (ESI-ME).** Es un conjunto de dispositivos eléctricos que realizan mediciones de las variables meteorológicas de manera automática; generan una base de datos y reportes cada tres horas; presentan información meteorológica de tiempo presente y pasado de manera codificada.

- **Estación Meteorológica Automática (EMA).** Registran y transmiten información meteorológica de forma automática. Su función principal es la recopilación y monitoreo de algunas Variables Meteorológicas para generar datos corresponde a la lámina acumulada durante 10 minutos. esta información es enviada vía satélite en intervalos de 1 o 3 horas por estación.

La hora que se utiliza para registrar los datos es el horario TUC o UTC (Tiempo Universal Coordinado) por esta razón deberá tener en

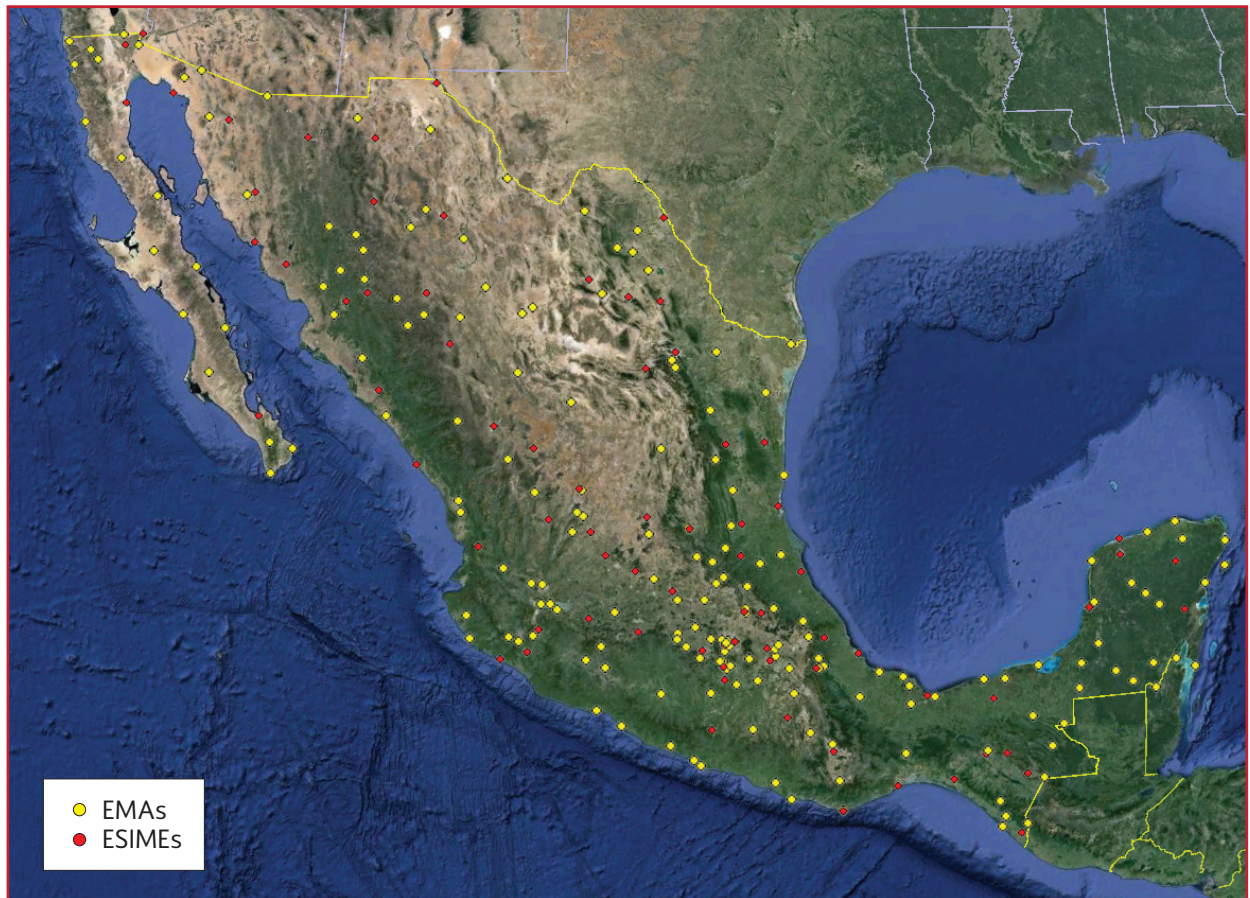
consideración este factor para la correcta interpretación de los datos desplegados

El área representativa de las estaciones es de 5 km de radio aproximadamente, en terreno plano, excepto en terreno montañoso.

La Ilustración 4.5 muestra la distribución espacial de las estaciones meteorológicas a lo largo de México.

La información histórica registrada por estas estaciones se encuentra en la base de datos CLICOM. La consulta, se realiza a tra-

Ilustración 4.5 Red de Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA) y Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME)



vés de la página de Internet de SMN (<http://smn.cna.gob.mx/emas>), para datos registrados las últimas 24 horas (Ilustración 4.6). Para acceder a los datos históricos de estas estaciones, se debe realizar una solicitud directa al SMN, con sede en la ciudad de México.

La información disponible es a partir de 1999 en algunas estaciones. En promedio se cuenta con 15 años de información por estación a la fecha de publicación de este libro.

4.3.1.3. Selección de estaciones

Al igual que en el caso de las estaciones climatológicas se deben seleccionar las estaciones más cercanas a la zona de estudio, como recomendación oficial el área de influencia de cada estación es de 5 kilómetros, sin embargo la cantidad de estaciones instaladas aún no permite cubrir el área de influencia de todas las zonas pobladas del país, por lo que en sitios donde no se cuente con una EMA o ESIME, se deberá recopilar información pluviográfica en archivos históricos de distintas dependencias como protección civil, comisiones estatales de agua, organismos de cuenca, entre otras.

Cuando el estudio se realice en una región donde se cuente con la información histórica pluviográfica se debe proceder de la siguiente manera.

4.3.1.4. Clasificación de tormentas por duración

La información histórica recopilada se debe caracterizar por ocurrencia de precipitación y su duración. De acuerdo con la región, se deberán definir intervalos de duración, por

ejemplo, lluvias con una duración menor a 30 minutos, lluvias con duración menor a 60 minutos pero mayor a 30 minutos, duración menor a 90 minutos y mayor a 60 minutos, duración menor a 2 horas y con una duración mayor a las dos horas. La definición de los intervalos de duración se establece en función de los datos registrados, de la siguiente manera. Identificar en todo el registro la mayor duración presentada.

Considerando que los registros con los que se cuenta son cada 10 minutos y que una precipitación menor a este tiempo rara vez causa problemas de inundación, se puede establecer un límite menor de 30 minutos como primer intervalo.

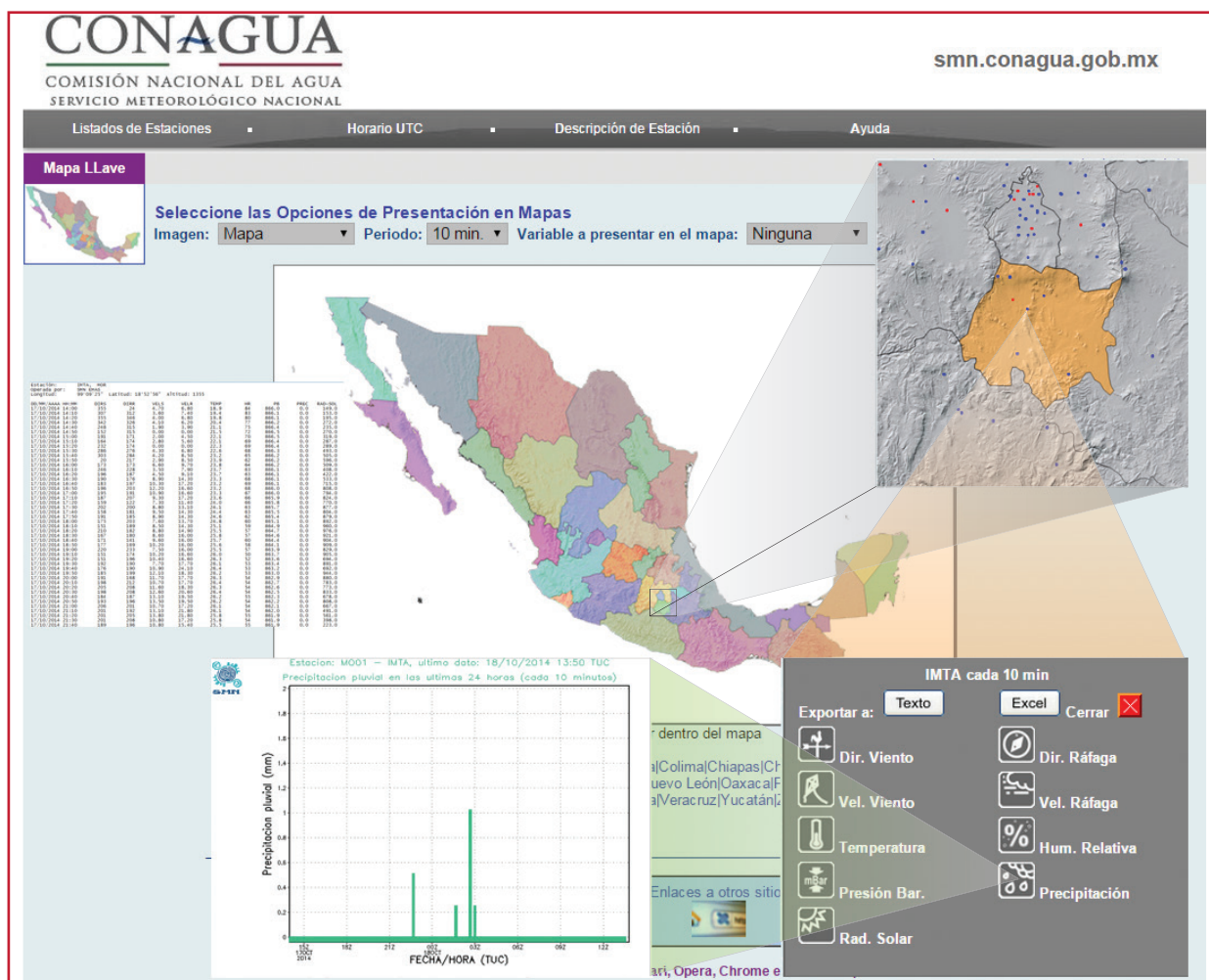
Si la duración mayor registrada, es menor a dos horas, entonces se deben establecer intervalos de 30 minutos.

Si la duración es mayor a dos horas, entonces los intervalos deberán incrementarse al doble, en cada bloque a partir de las dos horas, es decir, se tendrán bloques de 30, 60, 90, 120, 240, 480 minutos, hasta cubrir el tiempo máximo registrado.

Una vez establecidos los intervalos, se deberán contabilizar el número total de lluvias registrada y agruparlas dentro de los bloques correspondientes.

Es importante relacionar la información registrada con eventos de inundación presentados en la zona de influencia, esta información nos brinda la posibilidad de establecer la capacidad de drenaje natural de la cuenca o del sistema de drenaje existente, además permitirá evaluar la efectividad de las acciones estructurales y no estructurales de mitigación propuestas.

Ilustración 4.6 Pagina de consulta de información para EMAs y ESIMEs



4.3.2. PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

La elección del periodo de retorno de diseño, en un sistema de drenaje pluvial, influye en el nivel de protección contra inundaciones y por consiguiente en la capacidad del sistema y el riesgo o probabilidad de falla de la obra.

El costo de una obra se incrementa en proporción al nivel de protección deseado hasta cierto punto, a partir del cual, el costo de la obra crece demasiado sin tener mejoras sustanciales en el nivel de

protección, a este punto se le denomina. Periodo económico de diseño.

Se acostumbra expresar el nivel de protección en función del periodo de retorno del evento de diseño de las obras o simplemente el periodo de retorno de diseño. El periodo económico de diseño resulta difícil de determinar debido a que depende de factores difíciles de cuantificar como son: el costo de la obra; los daños, perjuicios e inconvenientes que puedan tenerse al presentarse una falla, el costo de mantenimiento y, particularmente, el riesgo de pérdida de vidas humanas.

4.3.3. ASIGNACIÓN DEL PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

Cuando el sistema de drenaje pluvial se diseña para periodos de diseño mayores a 10 años, las obras resultantes son costosas, además, el sistema estaría funcionando la mayor parte de su vida útil muy por debajo de su capacidad.

Por razones de economía, se ha propuesto usar periodos de retorno de diseño desde 1 hasta 10 años, ya que se logra un funcionamiento adecuado del sistema durante lluvias ordinarias, aunque se tengan encharcamientos e inundaciones que provoquen ligeros daños y molestias a la población durante lluvias extraordinarias.

En la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3 se presenta la recomendación para la selección del periodo de retorno, en función del tipo de uso de suelo y el tipo de infraestructura desarrollada. La selección final del periodo de retorno de diseño puede estar influenciada por factores, tales como:

- Rendimiento hidráulico
- Costos de construcción y de operación
- Requisitos de mantenimiento
- La necesidad de reducir el daño potencial de inundación en base a un proceso de evaluación de riesgos
- Seguridad
- Estética
- Metas regionales de planificación
- Requisitos legales y estatutarios

Se recomienda que en el diseño de sistemas de drenaje no se utilice un periodo de retorno por debajo de 2 años para las categorías de desarrollo residencial e industrial, o por debajo de 1 año para espacios abiertos, Parques, etcétera.

Para el diseño de emisores y canales de descarga de drenaje, cuando se tenga certeza de la calidad y de las condiciones de rugosidad de la superficie del canal y que además se cuente con buen mantenimiento se puede adoptar un $Tr = 50$ años. Esto puede aplicarse en canales revestidos de concreto en zonas de fácil acceso y condiciones de suelo estables.

Para el caso de conducciones, donde es difícil de predecir las condiciones reales de flujo, por ejemplo, cuando la rugosidad de la superficie es variable o en canales no revestidos, el Tr debe ser de 100 años.

Al seleccionar el Tr de diseño, se debe tener en cuenta la proyección de crecimiento poblacional, durante la vida útil de la obra, es decir, el crecimiento demográfico, si bien es cierto que el drenaje pluvial no está en función del número de habitantes, si está supeditado a las características de la cuenca y un aumento de la población implica cambios en las características del escurrimiento y el no considerar este factor, puede ocasionar fallas en el funcionamiento.

4.3.3.1. Selección del periodo de retorno en función de la evaluación de riesgos

En algunos casos es necesario considerar un periodo de retorno mayor a los presentados en la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3, cuando la operación de un elemento del sistema de drenaje se considera crítico, ya que su falla podría dar lugar a:

- Riesgo a la vida de los habitantes
- Graves daños a la infraestructura local
- Daños a las vías de acceso o de evacuación ante un fenómeno meteorológico

Tabla 4.2 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial en zonas urbanas (Conagua, 1996)

Zonas urbanas	Tr (años)
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 – 5
Poblanos medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 – 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 – 25

Tabla 4.3 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de actividad económica (Adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)

Tipo	Descripción	Tr (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo.	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones, restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etcétera	2
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m ² (hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas de mediana densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m ² (hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m ² (hectárea)	2
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etcétera	1

Tabla 4.4 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de infraestructura (Conagua, 1996)

Drenaje Pluvial Estructura	Tr (años)
Aeropuertos y estaciones de ferrocarril y de autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos locales que comunican poblados pequeños	10 a 25
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos	25 a 50
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos primarios que comunican poblados grandes	50 a 100
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 a 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 a 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 a 25

En la mayoría de los casos, estos riesgos de seguridad estarán asociados con las siguientes condiciones:

- Desalojo de agua pluvial por un puente, sifón invertido o descargas a altas velocidades

- Falla estructural de carreteras, vías de ferrocarril, terraplenes o la falla de una presa

En estos casos, el diseño y la selección del periodo de retorno se deben basar en procedimientos similares a los utilizados para el análisis de falla de una presa.

Al evaluar los efectos potenciales de un escurrimiento con periodo de retorno mayor a los indicados en la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3, se debe considerar cuando menos lo siguiente:

- Inundaciones provocadas por el exceso de agua
- Efectos adversos en comunidades y cuencas vecinas
- Potencial de daños a la propiedad irremparable (por ejemplo, daños a sitios históricos o erosión severa que amenaza la integridad estructural de las edificaciones)

4.3.3.2. Periodo de retorno para protección de infraestructura comunitaria esencial

La Tabla 4.5 presenta periodos de retorno específicos para diseñar sistemas de drenaje que sirvan como protección para instalaciones estratégicas como: hospitales, estaciones de bomberos, protección civil, Policía y toda instalación que se considere como prioritaria ante la ocurrencia de un siniestro (albergues).

4.3.4. PERIODO ECONÓMICO DE DISEÑO

Es el periodo de retorno de un evento para el cual se tiene la relación costo beneficio más favorable. Las condiciones y características para

elegir un diseño u otro se deberían basar en un análisis de costo-beneficio, donde se comparen los costos de construcción contra los costos que provoca el fallo de la red de drenaje.

En el diseño de una red de drenaje se debe plantear, cuál es el costo de construcción de la infraestructura necesaria para el correcto funcionamiento, evaluado para una serie de lluvias de proyecto con diferentes periodos de retorno. Como resultado, se obtiene una curva de costos creciente con respecto al periodo de retorno.

Esta información se debe comparar con la referente a los costos de los daños provocados por la falta de capacidad de la red durante su vida útil. Para ello se evalúan los daños causados por las posibles lluvias de mayor magnitud (mayor periodo de retorno) a la de diseño de la red. Cabe destacar aquí, que es complicado evaluar los daños, igual que la estimación de los posibles sucesos de lluvia que puedan provocar inundaciones a lo largo de la vida útil. Estos daños aumentan cuanto menor es el periodo de retorno de diseño de la red, y disminuyen al incrementar el periodo de retorno de las lluvias empleadas para el diseño de la red de drenaje. Se trata, por tanto, de una curva decreciente, observe la Ilustración 5.1.

El costo total de la infraestructura durante su vida útil es la suma de los costos de construcción y de los daños durante ese tiempo (podrían

Tabla 4.5 Periodos de retorno para protección de infraestructura comunitaria esencial

Tipo de infraestructura	Tr (años)
Hospitales, servicios de emergencia, centros de mando, Protección Civil	500
Albergues, policía, museos, bibliotecas, instalaciones de almacenamiento para los registros de valor históricos o culturales, casas hogar, infraestructura de servicios públicos los servicios críticos	200
Vías de acceso	50

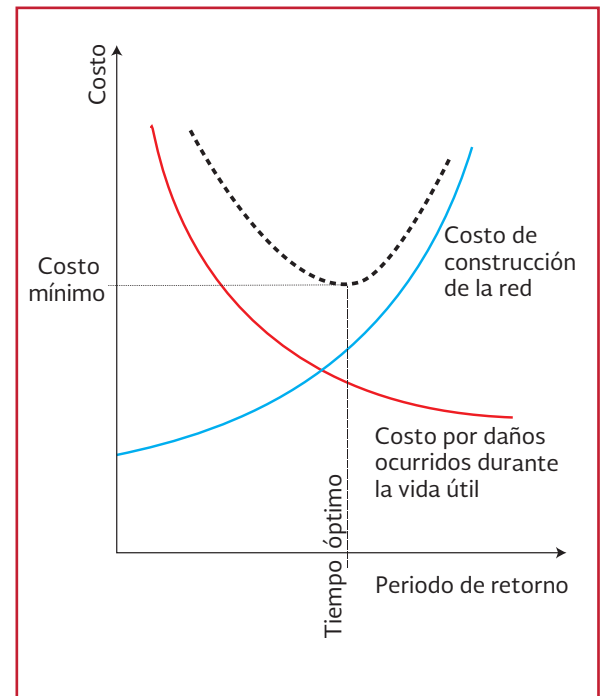
también incluirse los costos de mantenimiento y explotación). La suma de estos dos componentes da como resultado una curva cuyo mínimo señala el periodo de retorno más económico para el diseño de la red de drenaje.

Aunque un análisis costo-beneficio es un procedimiento sólido y congruente para el problema de decisión del nivel de riesgo, no se utiliza de manera habitual por los inconvenientes que presenta la evaluación de los daños y porque el uso de lluvias de proyecto de periodos de retorno T_r años para el diseño de las redes, no garantiza probabilidades de inundación de T años, siendo ese un planteamiento determinista de la respuesta del sistema.

Por un lado, se está avanzando en el estudio de los costos asociados a los daños, y existen proyectos de investigación en algunos países en la línea de permitir su utilización con bases de datos más ajustadas y fiables. Aun así, no es fácil ser objetivos al cuantificar los daños, pues aunque algunas valoraciones por parte de compa-

ñías de seguros o de servicios públicos sea una información muy precisa, los daños de carácter local o individual, derivados de los problemas en la vida cotidiana por falta de movilidad, accesos y tiempo perdido, son muy subjetivos.

Ilustración 5.1 Análisis costo-beneficio para el diseño de una red de drenaje





CONCLUSIONES DEL LIBRO

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo múltiples problemas, dentro de los cuales se considera como prioritarios el abastecimiento de agua potable, el desalojo de las aguas residuales mediante el alcantarillado sanitario y el desalojo de las aguas pluviales.

Para el diseño o ampliación de proyectos de agua potable y alcantarillado, se requiere un conjunto de datos básicos que están en función del tamaño de la población, el clima, las condiciones socioeconómicas y los hábitos de consumo de agua de los diferentes tipos de usuarios en cada comunidad. Por su parte, los proyectos de drenaje pluvial requieren de registros históricos de la precipitación y su correspondiente escurrimiento en la zona de estudio.

El desarrollo de un buen proyecto de ingeniería inicia con la recopilación de datos, tanto históricos como proyectados. En México el INEGI nos proporciona información de las características de la comunidad y la evolución histórica del crecimiento de la población y los servicios a los que tiene acceso; mientras que el CONAPO provee la proyección de la población a futuro. Por otra parte, los datos requeridos para la estimación de precipitaciones y escurrimientos pluviales, necesarios para el diseño de redes de drenaje pluvial, son brindados por la CONAGUA, a través del Servicio Meteorológico Nacional.

El responsable de la proyección de un sistema debe tener la preparación, la experiencia y el criterio adecuados para realizar una correcta interpretación de la información recopilada y traducirla en un proyecto de infraestructura que satisfaga el servicio para el que fue concebido, del tamaño adecuado, en el tiempo proyectado y de la forma prevista.

Para apoyar en esta tarea, este libro establece la información mínima requerida para estimar los datos básicos necesarios en el diseño de una red de agua potable, de alcantarillado sanitario o de drenaje pluvial. A través de una serie de recomendaciones generales se busca guiar al diseñador para la correcta recopilación, clasificación y tratamiento de los registros históricos disponibles; se brindan referencias para realizar de forma adecuada los estudios de campo necesarios para la generación de la información faltante y se proporcionan las metodologías de proyección que permitan estimar de forma conveniente los datos a utilizar en el proyecto.

Con los datos generados es posible generar los proyectos de infraestructura requeridos para satisfacer las demandas de agua de la población, dentro del horizonte de proyecto, con las fuentes de suministro disponible, actual y futura, siempre buscando que los proyectos realizados sean factibles técnica y económicamente.

En el diseño de los sistemas de agua potable y alcantarillado, se debe tomar en cuenta la conservación del medio ambiente y de los recursos naturales. El agua es un bien cada vez más escaso y de difícil acceso. De ahí la importancia de establecer proyectos sustentables de agua potable, alcantarillado sanitario y de tratamiento de aguas residuales que permitan disminuir los niveles de contaminación de los cuerpos de agua, considerar el reuso del agua tratada y la recuperación de los mantos acuíferos.

Complementariamente, el crecimiento de las ciudades y el deterioro de las cuencas naturales incrementa la posibilidad de inundaciones que ponen en riesgo la vida de los habitantes y afecta a la infraestructura de las comunidades. Por lo que el diseño y construcción de redes de drenaje pluvial debe aminorar estos riesgos. Para ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran los datos básicos presentados en este libro, a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas que permitan la conservación y mantenimiento de las redes de drenaje. Dichos métodos pueden tener variación a juicio del proyectista, que varía principalmente en la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, por lo que, a través de este libro, se busca homologar criterios y apegarse a la normatividad oficial vigente.

Actualmente, con el uso de las herramientas informáticas, a través de modelos de simulación matemáticos, es posible recrear escenarios futuros a un costo reducido; estas tecnologías permiten, de manera rápida, diseñar y proyectar diferentes condiciones de diseño y operación de las distintas redes (agua potable, drenaje pluvial o alcantarillado sanitario). Sin embargo debe tenerse muy en cuenta que cualquier modelo de simulación será tan bueno como los datos que lo alimenten, por lo que una inadecuada estimación de los datos básicos, generará escenarios equivocados. En estimaciones muy exageradas se puede provocar la construcción de sistemas sobredimensionados, mientras que en estimaciones escasas puede dar por resultado sistemas deficientes o que se podrían saturar a corto plazo. Ambos casos representan inversiones inadecuadas que generalmente imposibilitan su recuperación, esto en detrimento de los propios organismos operadores.

El Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento es una serie de cincuenta y cinco libros que se interrelacionan y se complementan entre sí y que en su conjunto tratan de abarcar todos los aspectos de la planeación, administración, diseño, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, alcantarillado, saneamiento y control de aguas pluviales. De esta serie, el libro de Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado, es la base y el punto de partida para el diseño, operación y mantenimiento de los diferentes sistemas presentados en los demás libros, lo cual refuerza la importancia de una correcta interpretación y estimación de la información contenida en este documento.

Finalmente es de suma importancia hacer énfasis en 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 redes de distribución de agua potable, alcantarillado y saneamiento.



BIBLIOGRAFÍA

- Agresty, A., & Finlay, B. (1986). *Statistical Methods for Social Sciences*. San Francisco: Deller Publishing Company.
- Aparicio, F. (1989). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, D.F: Limusa.
- ASCE/EWRI (2006). *Standard Guidelines for Design of Urban Subsurface Drainage*. American Society of Civil Engineers, Virginia.
- AWWA (2014). *Manual of Water Supply Practices "Fiberglass Pipe Design"*. American Water Works Association, Denver, CO.
- Barfuss, S., Tullis, J. (1988). "Friction Factor Test on High Density Polyethylene Pipe," *Hydraulics Report No. 208*, Utah Water Research Laboratory, Utah State University, Logan.
- Bishop, R., Jeppson, R. (1975). "Hydraulic Characteristics of PVC Sewer Pipe in Sanitary Sewers," *Utah State University, Logan, UT*, September.
- California Department of Transportation (2014). *Highway Design Manual*. Departamento del transporte de California, EUA.
- Campos-Aranda, F. (2010). *Introducción a la Hidrología Urbana*. Editorial Printengo, San Luis Potosí.
- Chow, V., Maidment, D., & MArrys, L. (1964). *Handbook of Applied Hidrology*. McGraw-Hill, New York.
- Chow, V. (1994) *Hidráulica de canales abiertos*. Traducido por Juan G. Saldarriaga, McGraw Hill, Segunda edición, Colombia.
- Clyde, C. (1980). "Manning Friction Coefficient Testing of 4-, 10-, 12-, and 15-inch Corrugated Plastic Pipe," *Hydraulics Report No. 36*, Utah Water Research Laboratory, Utah State University, Logan, UT.
- CPPA (2000). *Hydraulic Considerations For Corrugated Polyethylene Pipe*. Polyethylene Pipe Association, Washington, DC.
- CONAGUA (1996). *Norma hidrológica. Subdirección General Técnica, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, (INFORME OMM/PROMMA No.85)*, México DF.
- CONAGUA (2007). *Sectorización en Redes de Agua Potable*. Semarnat, México D.F.
- Dangerfield B, J. (1983). *Water Supply and Sanitation in Developing Countries*. London, England: The Institution of Water Engineers and Scientist.
- Department of Energy and Water Supply (2013), *Queensland Urban Drainage Manual*, City East Qld. Department of Energy and Water Supply.
- Enríquez Z, S., Vázquez L, A., & Ochoa A, L. (1993). *Control de fugas en sistemas de distribución, Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. México: Comisión Nacional del Agua.
- Gobierno del Distrito Federal. (1987). *DDF Reglamento de construcción para el Distrito Federal*. México, D.F.
- Guerrero A, O. (1994). *Ecuación modificada de Colebrook-White*. Tesis Doctoral.
- Hidalgo L, M., & Ochoa A, L. (1992). *Concepción actual de la demanda de agua potable*. XXIII Congreso de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y ambiental. Cuba.

- INEGI. (2013). Catastro. Recuperado el 28 de Agosto de 2013, de <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/catastro/>
- IMTA (1993). Estudio de Actualización de Dotaciones en el País. Semarnat, Jiutepec, Morelos
- IMTA (1993²). Aportaciones en alcantarillado, Informe final, proyecto UI-9302. Jiutepec Morelos: Conagua.
- Kamand F, Z. (1988). Hydraulic Friction Factors for Pipe Flow. Journal of Irrigation and Drainage Engineering.
- Kindler , J., & Rusell C, S. (1984). Modeling Water Demands. Academic Press (Harcourt Brace Jovannovich).
- Nanía, L. (2008). Modelos de flujo en calle y criterios de peligro. En Curso de Hidrología urbana. pp. 64-69. FLUMEN, Barcelona.
- NOM-127-SSA1-1994. (s.f.). Norma Oficial Mexicana "Modificación a la Norma Oficial Mexicana, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización".
- NOM-001-CONAGUA-2011 (s.f.). Norma Oficial Mexicana "Sistemas de agua potable, toma domiciliaria y alcantarillado sanitario - Hermeticidad - Especificaciones y métodos de prueba".
- Neale, L., Price, R.E. (1964). "Flow Characteristics of PVC Sewer Pipe," ASCE Journal of the Sanitary Engineering Division, Div. Proc 90SA3, p 109-129, 1964.
- Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. (1979). Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas. SAHOP.
- Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. (s.f.). Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. AHOP.
- SGIHUI, & CNA. (s.f.). Especificaciones de diseño y construcción para sistemas de alcantarillado, utilizando tubería conjunta hermética. México D.F.: Gerencia de Normas Técnicas.
- Sotelo, G. (2002). Hidráulica General, Fundamentos. México, D.F.: Editorial Limusa. Vol 1.
- Sotelo, G. (2009). Hidráulica de canales. Facultad de Ingeniería, UNAM., México, D.F.
- Soto, G., & Guaycochea, D. (2007). Curso taller de hidráulica aplicada al transporte de hidrocarburos líquidos por ducto. México D.F.: UAM Azc.
- Tullis, J. (1991). "Friction Factor Test on 24-Inch Helical Corrugated Pipe," Hydraulics Report No. 279, Utah Water Research Laboratory, Utah State University, Logan, UT, April.
- Tzatchkov, V., & García M, C. (1991). Pérdidas locales y distribuidas en acueductos y evaluación de medidores de caudal. Jiutepec Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Tecnología Hidráulica Urbano Industrial.
- USBR, (1985). "Test for Friction Factors in 18- and 24-Diameter Corrugated Tubing," U.S. Bureau of Reclamation, Engineering and Research Center letter and test results, October 25.
- UNNO. (2013). Universidad Nacional del Nordeste, Facultad de Ingeniería. Obtenido de <http://ing.unne.edu.ar/pub/aguasubterranea.pdf>

TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m ³	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m ³ /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm ³ /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 ³	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
Sistema Inglés	Sistema métrico	
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 ² = 100 mm ²	0.15	in ²
1 m ² = 10 000 cm ²	1.19	yd ²
1 hectárea (ha) = 10 000 m ²	2.47	acres
1 km ² = 100 ha	0.38	mi ²
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ²	6.45	cm ²
1 ft ² = 144 in ²	0.09	m ²
1 yd ² = 9 ft ²	0.83	m ²
1 acre = 4 840 yd ²	4 046.90	m ²
1 milla ² = 640 acres	2.59	km ²

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ³	0.06	in ³
1 dm ³ = 1 000 cm ³	0.03	ft ³
1 m ³ = 1 000 dm ³	1.30	yd ³
1 litro (L) = 1 dm ³	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ³	16.38	cm ³
1 ft ³ = 1 728 in ³	0.02	m ³
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

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

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

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm²	kg _f /cm²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada²	lb/ plg², PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m³	kg _f /m³	9.80	N/m³	N/m³
libra /ft³	lb/ft³	157.08	N/m³	N/m³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	ν	1	stoke	m²/s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
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/s²

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

Volumen								
de / a	cm ³	m ³	L	ft ³	gal. EUA	acre-ft	in ³	yd ³
cm ³	1.000		0.001				0.061	
m ³		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 ³		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 ³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd ³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm ³ /s	gal/día	gal/min	l/min	m ³ /día	m ³ /h	ft ³ /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm ³ /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 ³ /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m ³ /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft ³ /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo		
de	a	gal/min/pie
gal/min/pie		1.000
		0.206
		1.000
		4.840
		1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie²			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
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
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986

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 ²	lb/in ²	mm de Hg	in de Hg	m de H ₂ O	ft de H ₂ O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm ²		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in ²		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 ² /s	gal/día/pie	m ² /día
cm ² /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m ² /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	epm a ppm	ppm a epm	epm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO ₃
calcio Ca ⁺²	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe ⁺²	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg ⁺²	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K ⁺¹	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na ⁺¹	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO ₃) ⁻¹	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO ₃) ⁻²	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) ⁻¹	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) ⁻¹	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrito (NO ₂) ⁻¹	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO ₄) ⁻³	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO ₄) ⁻²	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO ₃) ₂	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO ₃)	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl ₂)	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) ₂	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO ₄)	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO ₃) ₃	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe ₂ (CO ₃) ₃	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe ₂ (CO ₄) ₃	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO ₃) ₂	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO ₃)	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl ₂)	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) ₂	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO ₄)	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

epm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO₃ = partes por millón de carbonato de calcio



ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Proyecciones de la población 2010-2050 (extraído de http://www.conapo.gob.mx/es/CONAPO/Proyecciones)	2
Ilustración 2.1 Tipos de consumo de acuerdo con el tipo de usuarios	9
Ilustración 2.2 Coeficientes de variación horaria para distintas ciudades de México (Ochoa, <i>et al.</i> 1993)	20
Ilustración 2.3 Coeficientes de variación horaria para pequeñas comunidades	21
Ilustración 2.4 Coeficientes de variación horaria para la ciudad de México (Ochoa, <i>et al.</i> 1993)	21
Ilustración 2.5 Diagrama universal de Moody, coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo (modificado de Moody, 1944)	24
Ilustración 3.1 Parámetros geométricos de la sección transversal	39
Ilustración 3.2 Características del flujo con una sección circular parcialmente llena	41
Ilustración 4.1 Esquema general del diseño de sistemas de drenaje pluvial	49
Ilustración 4.2 Red de estaciones climatológicas	51
Ilustración 4.3 Información presentada para una estación climatológica	52
Ilustración 4.4 Programa de consulta ERIC III	52
Ilustración 4.5 Red de Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA) y Estaciones Sinópticas Meteorológicas (ESIME)	53
Ilustración 4.6 Pagina de consulta de información para EMAs y ESIMES	55



TABLAS

Tabla 1.1 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado	4
Tabla 1.2 Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado	5
Tabla 2.1 Consumo doméstico en el medio rural	9
Tabla 2.2 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante	10
Tabla 2.3 Promedio del consumo de agua potable estimado según nivel socioeconómico* y clima	10
Tabla 2.4 Gasto de diseño para estructuras de agua potable	17
Tabla 2.5 Coeficiente de variación diaria y horaria	18
Tabla 2.6 Coeficientes de variación horaria para distintas ciudades de México (Ochoa., et al. 1993)	20
Tabla 2.7 Coeficientes de variación horaria para pequeñas comunidades	20
Tabla 2.8 Coeficientes de variación horaria para la ciudad de México (Ochoa., et al. 1993)	21
Tabla 2.9 Velocidades máximas y mínima permisible en tuberías	22
Tabla 2.10 Rugosidades absolutas para algunos materiales (Sotelo, 2002)	25
Tabla 2.11 Correlación de las tomas no domésticas con las tomas domésticas	28
Tabla 2.12 Consumos de agua potable para los tipos de usuario	28
Tabla 2.13 Proyección de la demanda de agua potable sin proyecto	30
Tabla 2.14 Proyección de la oferta-demanda de agua potable	31
Tabla 3.1 Gasto mínimo de aguas residuales, relacionado con las descargas sanitarias	36
Tabla 3.2 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para conducciones a superficie libre	40
Tabla 3.3 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre	40
Tabla 3.4 Elementos hidráulicos en canales de sección circular (Modificado de Sotelo, 2009)	41
Tabla 3.5 Aportación de aguas residuales en zonas habitacionales	44
Tabla 3.6 Aportación de aguas residuales en zonas industriales	44
Tabla 4.1 Ejemplo de registros pluviométricos	50
Tabla 4.2 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial en zonas urbanas (Conagua, 1996)	57
Tabla 4.3 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de actividad económica (Adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)	57
Tabla 4.4 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de infraestructura (Conagua, 1996)	57
Tabla 4.5 Periodos de retorno para protección de infraestructura comunitaria esencial	58

