



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

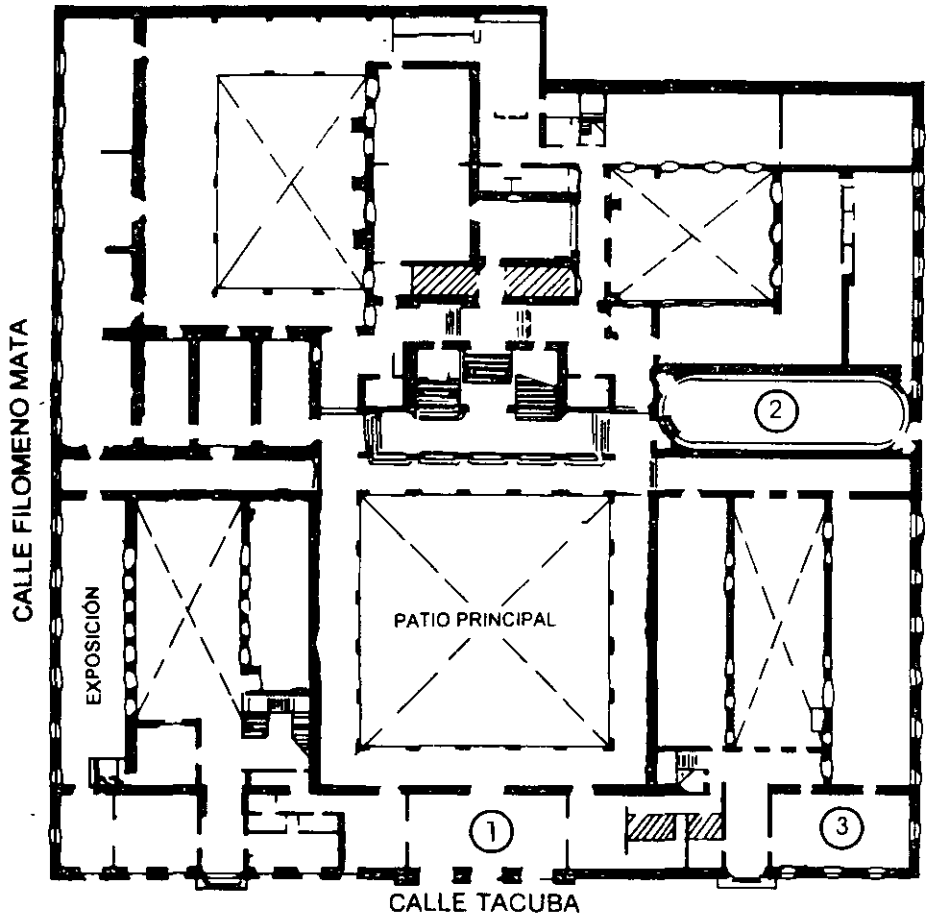
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

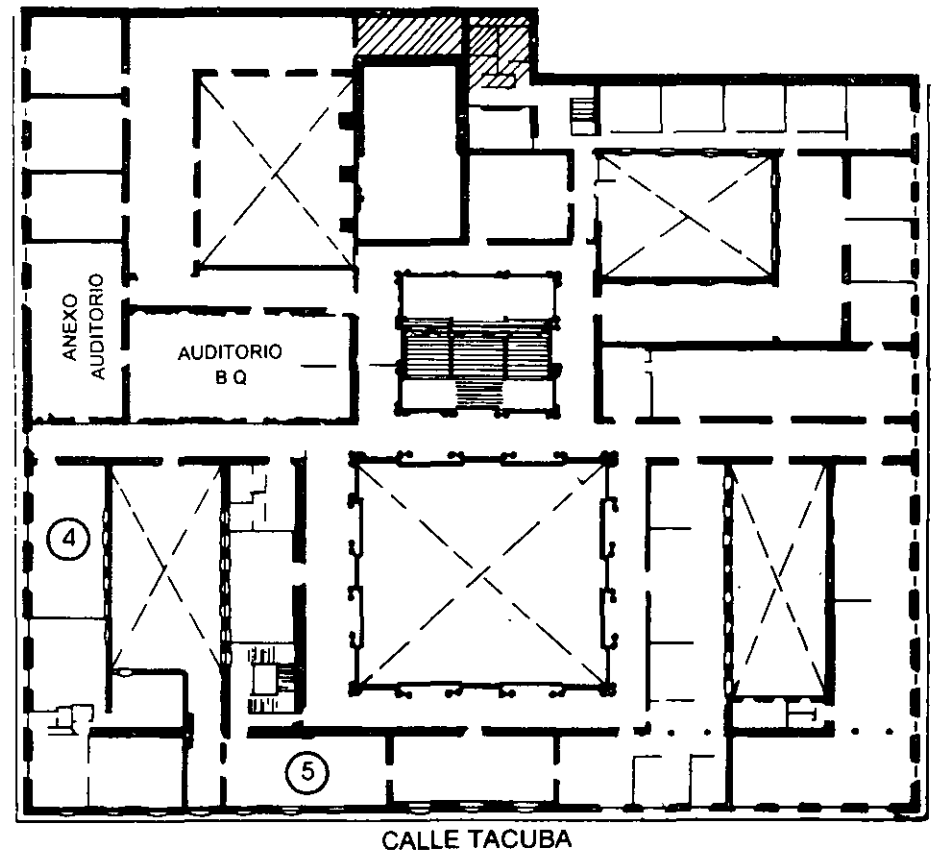
Atentamente

División de Educación Continua.

PALACIO DE MINERIA

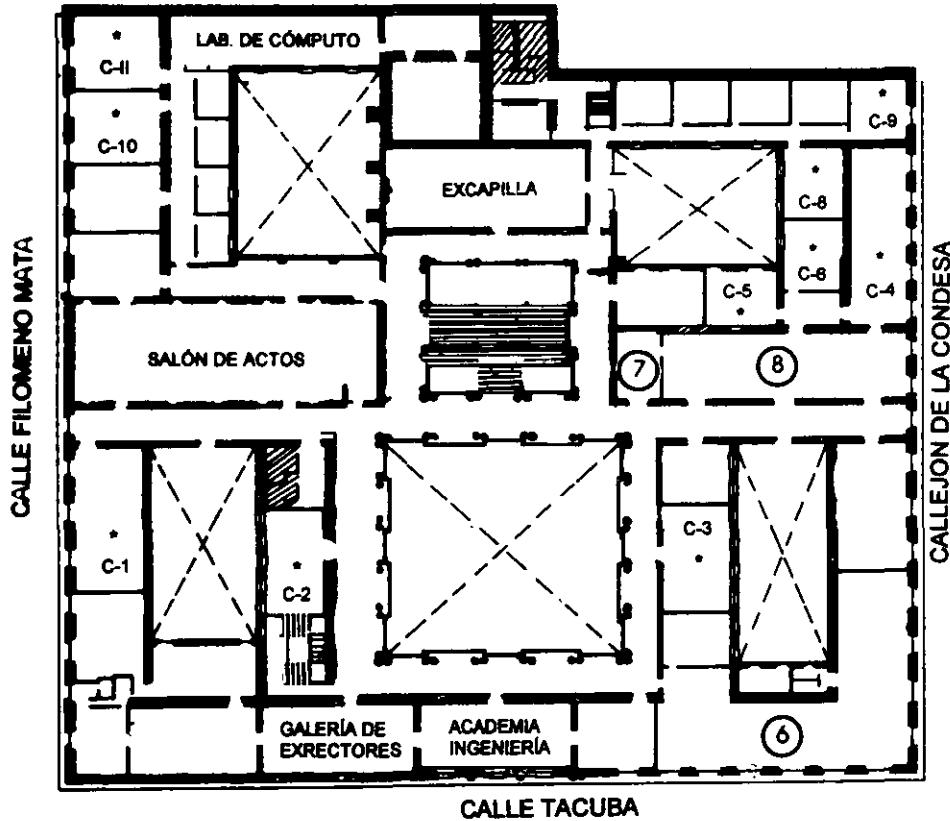


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
 2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
 3. LIBRERÍA UNAM
 4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
 5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
 6. OFICINAS GENERALES
 7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
 8. SALA DE DESCANSO
- SANTARIOS
- * AULAS

1er. PISO



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**



**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTÍNUA
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM**

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE AGUAS
MUNICIPALES**

MODULO 1:

***ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE SISTEMAS DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, CON ÉNFASIS EN
LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN***

COORDINADOR:

DR. ÓSCAR ARTURO FUENTES MARILES

PROFESORES:

M. EN I. JUAN JAVIER CARRILLO SOSA.

M. EN I. FAUSTINO DE LUNA CRUZ

M. EN I. ISMENE L. A. ROSALES PLASCENCIA

MÉXICO, D.F.

ABRIL - MAYO DE 2002

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS SISTEMAS

1.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

La ubicación de las ciudades puede plantear problemas de abastecimiento que en ocasiones llegan a ser críticos, al no contar con los recursos hidráulicos necesarios.

Desde la antigüedad, el hombre se ha establecido cerca de las fuentes de abastecimiento de agua, lo que le ha permitido subsistir y atender las demandas crecientes, haciendo uso del recurso disponible, con el tratamiento adecuado, ya que para la mayoría de sus actividades es indispensable el agua potable.

En general, el agua no está disponible en condiciones naturales, al alcance de todo usuario para consumo. Requiere de procesamientos y transporte, en algunos casos de almacenamiento para adecuarla al régimen de demanda. El valor del agua como recurso depende de su localización, calidad y disponibilidad.

El agua una vez utilizada se transforma en agua residual. Ésta puede pasar por las etapas de recolección, conducción, tratamiento y disposición.

Se considera al sistema hidráulico urbano como un conjunto de procesos continuos, que incluyen las acciones básicas de abastecimiento de agua potable así como las de desalajo de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reúso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidrológico con los usuarios (figura 1.1)

Se llama *Red de distribución de agua potable* al conjunto de tuberías, accesorios y estructuras instalados en una localidad, mediante las cuales se entrega el agua a los predios en servicio. Las tuberías se conectan entre sí por medio de piezas especiales, y se aíslan por tramos mediante válvulas de seccionamiento que permiten la operación y el control de la red en condiciones de seguridad y servicio adecuados.

Las redes de distribución son las encargadas de entregar el agua directamente a los consumidores. El abastecer de agua a una comunidad por medio de una red, requiere de un sistema extensivo de tuberías, reservas de almacenamiento, sistemas de bombeo y contar con los accesorios necesarios. En otras palabras, el término *Sistema de distribución* es empleado para describir el conjunto de los medios utilizados para el abastecimiento de agua, desde la fuente de origen hasta el punto final de consumo.

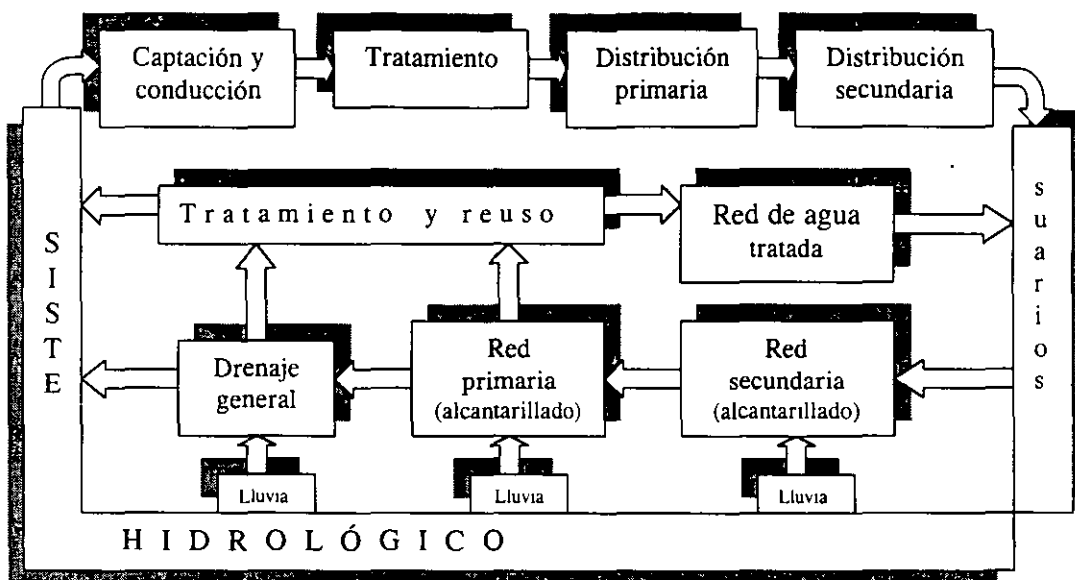


Figura 1.1 Sistema hidráulico urbano

1.1.1 Componentes del sistema de distribución

Como el agua potable no se encuentra disponible en condiciones naturales en la cantidad necesaria para contar con ella en las ciudades, se requiere de un sistema de abastecimiento.

Los principales componentes del sistema de abastecimiento de agua potable son: la fuente u origen (cuenca de aportación), la captación (presas, pozos, etc.), la conducción, el tratamiento de potabilización, la regularización y la distribución (ver figura 1.2).

Dentro de las redes de los sistemas de distribución, los principales componentes son: tuberías, válvulas, hidrantes públicos para extinguir el fuego y desde luego las conexiones de servicio hacia las edificaciones (tomas domiciliarias). Las reservas o almacenamiento y los sistemas de bombeo, son considerados por separado. El tamaño y ubicación de los componentes están en función del sitio que se va a abastecer.

Dependiendo de la relación topográfica entre el sitio de consumo y la fuente de abastecimiento, el agua puede ser transportada por canales, acueductos, túneles y tuberías. Para abastecer de agua a los consumidores con una presión adecuada, es necesario utilizar ya sea la conducción por gravedad, por bombeo o una combinación de ambas.

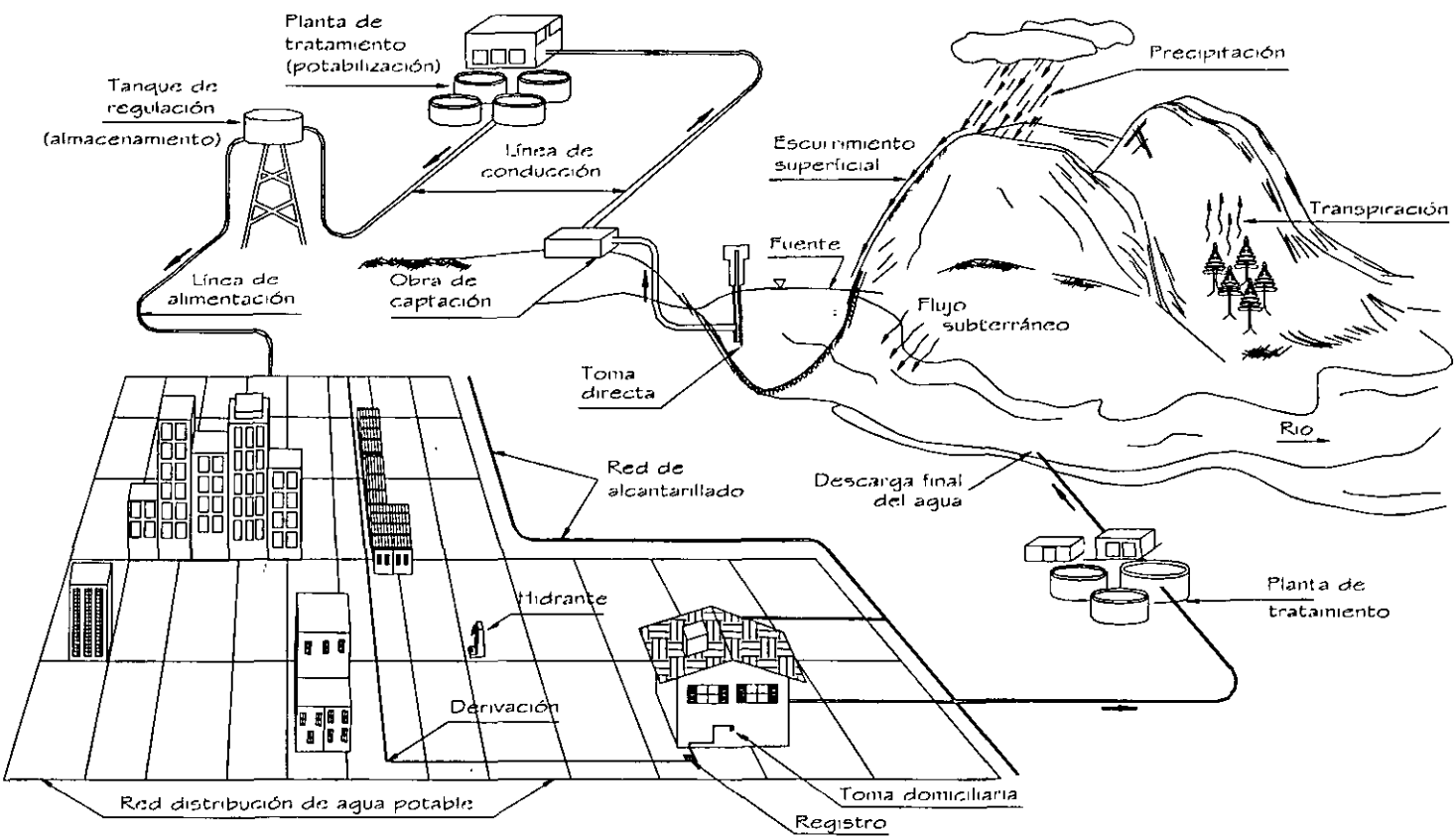


Figura 1.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

Fuente u origen de abastecimiento

El agua en la naturaleza esta disponible en las formas siguientes: superficial, subterránea, atmosférica y salada.

El agua de lluvia se puede colectar por medio de los techados o de cuencas preparadas, para el abastecimiento de una comunidad reducida. Este empleo del agua es escaso, generalmente se utiliza en regiones semiáridas.

Captación

La captación consiste en las obras civiles que conjuntamente con los dispositivos electromecánicos incorporan el agua aprovechable a un mismo sitio, ya sea por gravedad o por bombeo. Este elemento del sistema se tendrá que diseñar de tal forma que evite la contaminación del agua.

Conducción

Por lo general, debido a que la fuente esta situada a una larga distancia de la población por abastecer, será necesario transportar el agua en conductos abiertos o cerrados, proporcionándose la energía necesaria por gravedad o bombeo.

Se denomina línea de conducción a la obra destinada al transporte de agua potable de la obra de captación hacia un punto específico, pudiendo ser éste un cárcamo, un tanque de regularización, una planta de potabilización, etc.

Tratamiento

Una planta de tratamiento es la obra en ingeniería civil con las unidades necesarias para modificar favorablemente las condiciones de cierta agua.

Dentro de las unidades de la planta, se manejan determinados procesos capaces de proporcionar las condiciones de calidad necesarias en una agua cruda para obtener un agua adecuada para usos generales, ya sean, doméstico, industrial, comercial y servicios.

El carácter y grado del tratamiento necesario, dependerán de la naturaleza del agua; la que, a su vez, está influenciada por su origen y la calidad final deseada. Si el agua procede de fuentes superficiales, normalmente requerirá de procesos de tratamiento. En algunos casos, el agua subterránea también es tratada; mientras más protegida se encuentre la fuente de

abastecimiento, estará menos expuesta a una contaminación y, por consiguiente, será menor el tratamiento requerido.

Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para el consumo humano, se le llama *potabilización* y *planta potabilizadora* a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable; el agua tendrá que ser estéticamente aceptable y económica.

La *planta potabilizadora* puede ser diseñada para tratar agua cruda de cualquier tipo de fuente. Dependiendo de la calidad del agua cruda y de la calidad final deseada para el agua tratada, serán necesarios uno o más procesos.

En general, el concepto de *tratamiento potable* es coagular las partículas suspendidas que causan turbiedad, sabor, olor y color para que puedan ser removidas por sedimentación y filtración.

En las aguas superficiales abundan contaminantes peligrosos, cuando son más o menos turbias, es necesaria la coagulación, sedimentación, filtración y desinfección.

El *almacenamiento* y la *sedimentación simple* son todavía utilizados, a pesar de que estos sistemas no forman ya parte de las instalaciones de tratamientos modernas en las que se consigue una sedimentación más rápida, así como la eliminación de partículas coloidales, por medio de la *coagulación química* seguida de *filtración*.

La eliminación o reducción de sabores y olores se consigue por *aireación*, *agentes químicos oxidantes* y *absorbentes*. El ablandamiento¹, la *oxidación*, y la *precipitación* del hierro y manganeso, la *estabilización* para prevenir la corrosión o incrustación en los sistemas de distribución y la *desinfección*, constituyen métodos de tratamiento comunes. Algunas técnicas más complejas, tal como el *intercambio iónico*, *ósmosis inversa*, *electrodialisis* y *destilación*, son empleadas en algunas poblaciones e industrias en las que las características de las aguas sin tratar o la calidad del agua tratada son tales que necesitan su uso.

La descripción de cada uno de los procesos, así como el diseño de las unidades necesarias escapa a el alcance de este curso.

Regularización

Desde los sistemas primitivos se sentía la necesidad de contar con un almacenamiento de agua para que se disponga de la misma en distintos periodos de tiempo, llegando a ser en la actualidad, parte esencial de cualquier sistema de agua.

¹ El *ablandamiento* es la eliminación de cationes divalentes, generalmente calcio y magnesio.

Con este elemento, se proporciona agua para necesidades urgentes tales como la extinción de incendios, en caso de averías accidentales en la distribución o fallas de la corriente eléctrica.

El almacenamiento para la distribución permite que la planta de tratamiento de agua siga trabajando durante el período de tiempo en el que no se tiene una demanda alta, es decir, equilibra el suministro de agua con la demanda. En el caso de que hubiese equipo de bombeo, ayuda a igualar el rendimiento de las bombas durante su lapso de trabajo.

En la mayoría de los casos es necesaria una estación elevadora para obtener la presión suficiente y lograr que el agua fluya a través de la red de distribución. Son utilizadas bombas para elevar el agua después de ser tratada. Las bombas pueden descargar toda o parte del agua en depósitos elevados o no, que suministran el agua necesaria en emergencias.

Los depósitos elevados generalmente son de acero y su capacidad dependerá de las características de la carga requerida en el sistema. Cuando el depósito no se encuentra elevado, el sistema de bombas se encontrará directamente acoplado a la salida del mismo para la distribución del agua.

Distribución

La obra de distribución del agua se inicia en el tanque de regularización y consiste en una red de tuberías por medio de las cuales se reparte y se entrega el agua hasta las casas de los usuarios. Está constituida por dos partes principales:

- a) Instalaciones de servicio público, que comprende la red y las tomas domiciliarias.
- b) Instalaciones particulares, o sea, la red interior de los domicilios.

La finalidad principal de un sistema de distribución es suministrar el agua con los siguientes requisitos: en cantidad suficiente, en calidad adecuada, con la presión requerida en toda la zona por abastecer, con un servicio continuo y que el costo sea accesible a la economía de los usuarios.

Los factores determinantes en el diseño de la red son los siguientes:

- *Topografía de la localidad.* Es conveniente diseñar una sola red de distribución que abastezca cualquier punto de una localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una red única que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de distinta procedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos; otra porque no sea posible situar el tanque de regularización de modo que domine toda la zona por abastecer

para dar presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y más bajos es mayor a 50 m.

- *Planimetría de la localidad.* Este factor es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada concentrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías, tomando como base el plano de predios habitados, el que se obtendrá el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.
- *Gasto por distribuir.* La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario, el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúe de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5 para los demás.
- *Situación y características del tanque de regularización.* La localización del depósito regulador tiene gran influencia y puede tener las variantes que se muestran en la figura 1.3, al igual que si se trata de un tanque superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.
- *Situación de la captación con respecto a la red.* La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan, influyen de manera notable en el diseño de la red. Los casos más comunes que se presentan están indicados en la figura 1.3.

Existen diversos procedimientos para determinar el comportamiento hidráulico de una red de distribución de agua potable. Éste consiste en calcular los gastos que fluyen en las tuberías y las presiones en algunos puntos de la red. Algunos procedimientos proporcionan resultados poco satisfactorios; sin embargo, pueden ser tomados como una base para la aplicación posterior de métodos más precisos.

Cuando la fuente de abastecimiento cuenta con la suficiente elevación con respecto al punto de consumo, de tal forma que la presión deseada puede ser mantenida, la conducción del agua puede ser por gravedad. Con los sistemas de conducción a gravedad, es posible abastecer de agua a más de un almacenamiento de reserva dentro del sistema. Una ventaja de este tipo de conducción, es que el sistema se vuelve económico.

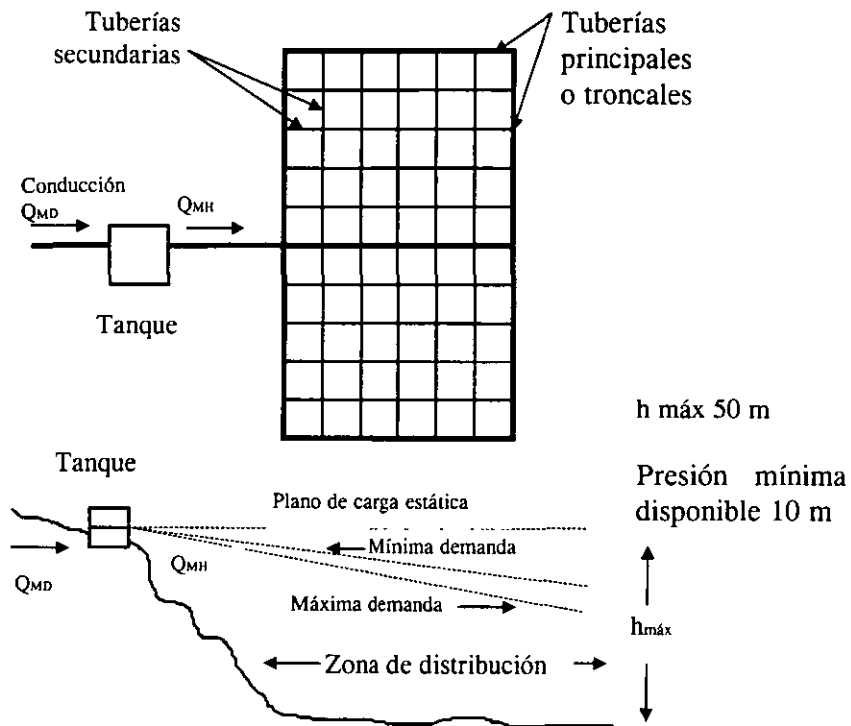


Figura 1.3a Sistema por gravedad

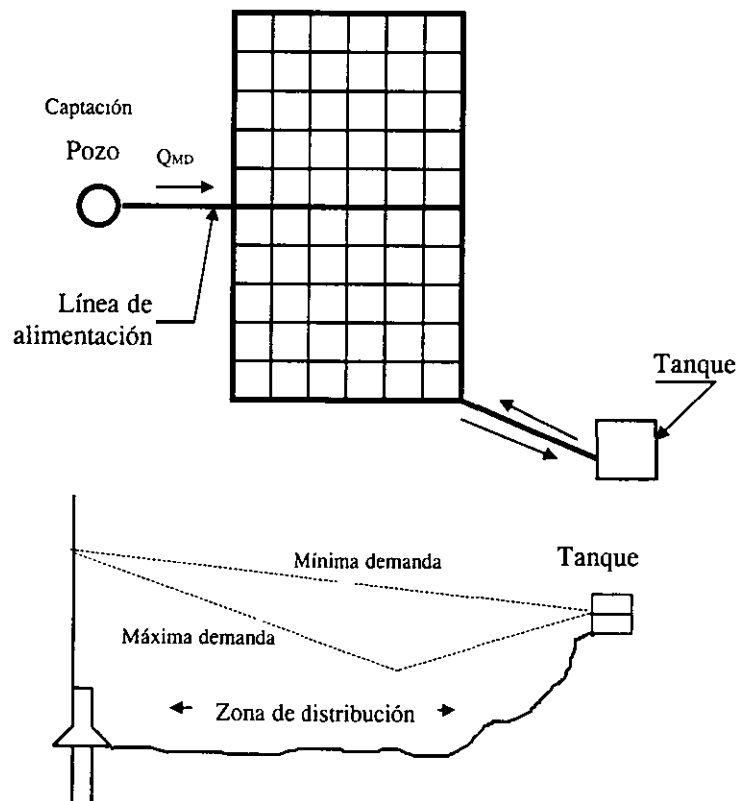


Figura 1.3b Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización

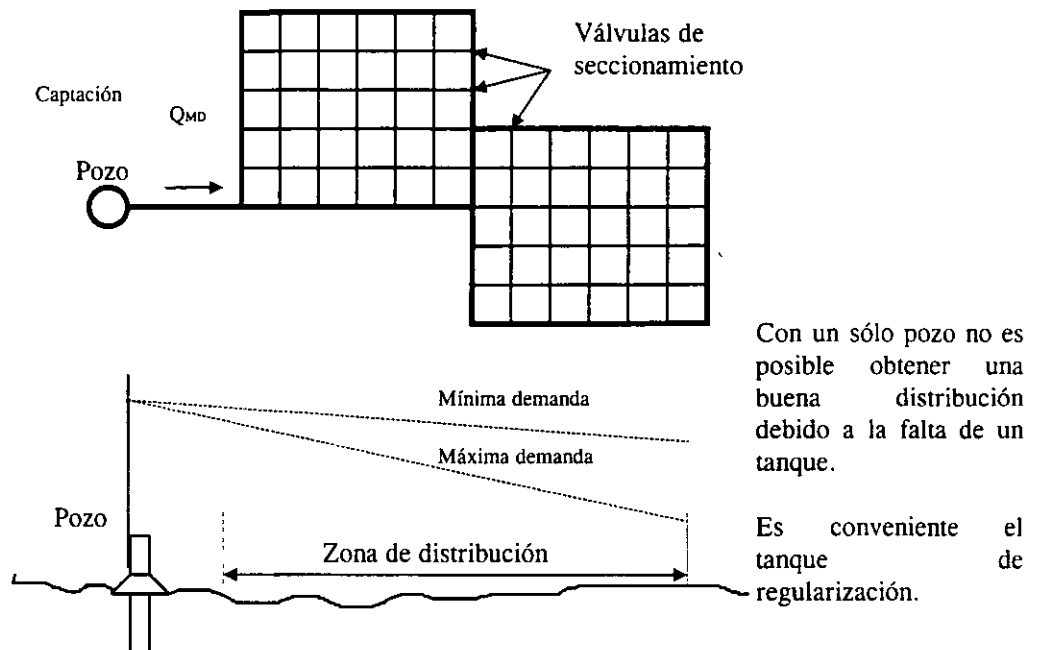


Figura 1.3c Sistema abastecido directamente por bombeo

En un sistema de conducción por bombeo, es utilizado un equipo para proporcionar la carga de presión necesaria para distribuir el agua hacia los consumidores y los almacenamientos de reservas.

En el almacenamiento por bombeo de un sistema de abastecimiento, las reservas son utilizadas para mantener la presión adecuada durante períodos de alto consumo de demanda, y bajo condiciones de emergencia como incendios o grandes fallas dentro del sistema. Durante períodos de bajo consumo de agua, el exceso de agua (o sobrante) es bombeado y almacenado en una reserva; para que sea útil durante el abastecimiento de agua en los *picos* de demanda; las bombas pueden estar operando en porcentajes de su capacidad.

El principal elemento del sistema de abastecimiento de agua, es la red de distribución del agua. Más de la mitad de la inversión total de éste se debe a la red.

Para lograr un sistema de agua público capaz de satisfacer las necesidades de una población es fundamental contar con un buen diseño, una construcción adecuada y un mantenimiento constante de la red de distribución.

Al conjunto de tuberías dispuestas una tras otra formando una figura cerrada dentro de la cual un fluido puede volver a su punto de partida después de recorrer todos sus componentes se le llama *circuito*.

Al punto que señala la unión de dos o más tuberías, o bien al extremo de un tubo no conectado a otro, se le denomina *nudo*.

Se dice que una red de tuberías es *cerrada* cuando los conductos están conectados de modo tal que se presenta por lo menos un circuito. Es el tipo de red más recomendable para localidades urbanas, por su gran flexibilidad de operación, ya que el sentido de escurrimiento se controla por medio de válvulas de seccionamiento. Con este tipo de redes se obtiene una distribución uniforme de las presiones disponibles.

La red *abierta* se presenta cuando las tuberías están unidas sin formar ningún circuito. Se recomienda para localidades urbanas pequeñas y rurales donde no se justifique la instalación de tubería en todas las calles, cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos cerrados y principalmente para zonas con predios más dispersos.

En cualquiera de los casos anteriores, el proyectista debe estudiar cuidadosamente la localización de las tuberías con base en el plano de predios habitados. Éste se obtendrá en el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.

Generalmente los sistemas de distribución, con base en su configuración se clasifican en: sistema ramificado, sistema en malla y sistema combinado.

- *Sistema ramificado*. Consiste en una línea de alimentación principal que suministra el agua a todos los ramales que de ella se derivan. Es el tipo de sistema que presenta mayores desventajas por la inactividad del flujo en los extremos de los ramales y el escaso control del mismo flujo (figura 1.4)

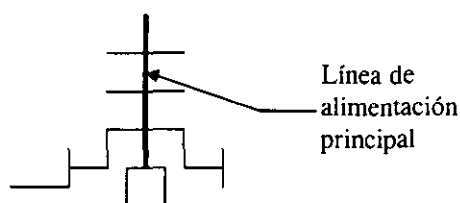


Figura 1.4 Sistema ramificado

- *Sistema en malla*. Aquí todas las tuberías están interconectadas y no hay extremos inoperantes ya que el flujo del agua circula en todas direcciones del sistema. El sistema descrito se distingue en la figura 1.5, en donde la alimentación puede ser mediante una sola línea (a) o un circuito (b).

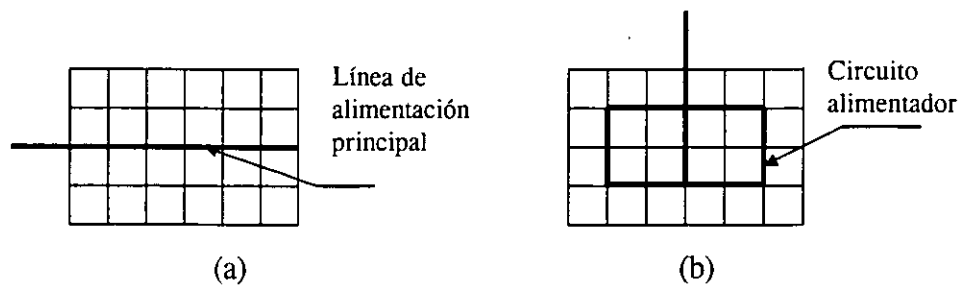


Figura 1.5 Sistema en malla

- *Sistema combinado.* Por razones topográficas o por una mala planeación del proyecto, en ocasiones son necesarias ampliaciones que obligan a dejar ramas abiertas en el sistema, por lo que se le denomina combinado. Existe la ventaja de suministrar agua a una zona de servicio desde más de una dirección, lo que se conoce como "alimentadores en circuito" (figura 1.6).

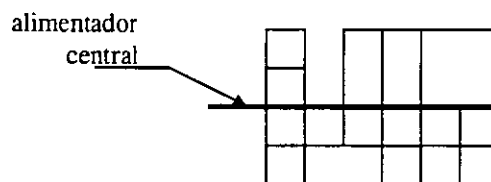


Figura 1.6 Sistema combinado

Entre otros elementos que integran un sistema de distribución se encuentran: tuberías, válvulas de regulación, bombas, tomas domiciliarias, líneas principales, bocas de incendio, medidores, etc.

Las tuberías dependiendo de su posición y de la magnitud de su diámetro se clasifican en:

- *Tuberías de alimentación.* El número de estas tuberías estará en función del número de tanques que suministren el agua a la red denominados "tanques de regularización", comenzarán en este punto y terminarán en la primera derivación, todo esto es válido cuando la red trabaja por gravedad, si por el contrario se trata de un sistema por bombeo, las líneas de alimentación tendrán origen en las estaciones de bombeo y terminarán como las anteriores.
- *Tuberías primarias.* Llamadas también principales (figura 1.3a), son las segundas en cuanto a dimensión, ya que en estas descargan las líneas de alimentación y son las encargadas de distribuir el agua a las líneas secundarias.

- *Tuberías secundarias.* Son las encargadas de cubrir en su totalidad el área de servicio, proporcionando a las tomas domiciliarias el gasto requerido en la edificación (figura 1.3a).
- *Tomas domiciliarias.* Son las líneas terminales de una red de distribución localizadas en los predios servidos y son las que alimentan directamente a las instalaciones hidráulicas de las edificaciones (figura 1.2).

Dentro de los accesorios con los que se cuenta, las válvulas de compuerta juegan un papel muy importante en este tipo de sistema, ya que gracias a ellas, se podrá dar mantenimiento constante o en caso de ser necesario realizar alguna reparación suspendiendo provisionalmente la operación en sectores de la red. Son de igual importancia las válvulas de expulsión de aire y de retención, colocándose las primeras en los puntos altos de la tubería para evitar que el aire que se acumule en éstos sitios ocasionando una estrangulación de la sección que pueda llegar a interrumpir el flujo de agua existiendo el riesgo de una expulsión repentina. Por otro lado las válvulas de retención impiden el flujo de agua en la tubería en un sentido.

La inversión total del proyecto por persona varía según las condiciones locales, tales como el origen, el que precise tratamiento o no, la topografía del lugar, etc.

1.1.2 Aspectos hidráulicos para el diseño

La red de distribución debe proporcionar el agua suficiente en la cantidad adecuada donde se requiera por la población dentro de la zona de abastecimiento en cualquier momento, siendo el principal motivo del análisis hidráulico del sistema.

El cálculo de las presiones en una red de distribución tiene gran trascendencia. Por un lado deben ser lo suficientemente altas para cumplir con los gastos de demanda de los usuarios, en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de seis pisos; y por otro lado, no deben ser muy grandes para no causar problemas como: daño a la red interior de las edificaciones, excedencia en los costos, incremento en las fugas a través de la red, etc. Los valores de presión que generalmente se aplican se muestran en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Valores de presión usuales en la red de distribución
Fuente: César, 1992.

ZONAS	PRESIÓN DISPONIBLE en kg/cm ²
Residencial de 2 ^a	1.5 a 2.0
Residencial de 1 ^a	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 4.0
Industrial	3.0 a 4.0

De acuerdo con la reglamentación correspondiente del Distrito Federal, la presión máxima debe ser de 50 m de columna de agua en todos los casos y la mínima no debe ser menor de 15 mca en poblaciones urbanas pequeñas hasta de 15,000 habitantes actuales y de 10 mca (López, 1994) en poblaciones rurales. En caso de tratarse de un sistema que trabaja por gravedad, partiendo de la elevación máxima del agua en el tanque se procederá a calcular la presión máxima. En relación con los cruceros de las tuberías primarias las presiones resultantes se calcularán respecto al nivel de la calle.

Cuando se recurra al caso de instalar hidrantes para toma pública, la presión en estos debe de ser como mínimo 3.0 m y se localizarán preferentemente en la periferia de la ciudad, procurando instalar el menor número de ellos.

Para hacer una apropiada estimación del gasto a conducir a una área de servicio, así como calcular de manera precisa la presión requerida en un sistema de distribución, permitirá juzgar si es adecuado su funcionamiento; es decir, que los habitantes de dicha área contarán con el agua necesaria para sus actividades.

Si el sistema de distribución trabaja por gravedad, el diseño de la línea de alimentación se hará con el gasto máximo horario y, si la presión es suministrada por un equipo de bombeo el diseño de la misma línea se hará con el gasto máximo diario.

Una vez que el estudio hidráulico se hace para una determinada área de servicio, se debe particularizar el análisis en cada punto de consumo de la red para lograr un diseño eficiente del sistema de distribución.

El trazo de la red, deberá ser lo más directo posible a los puntos de alimentación con las siguientes finalidades: obtener un buen funcionamiento hidráulico y tener una reducción de costos en la instalación. Sin embargo, quedará en función de la topografía, grado y tipo de desarrollo del área, calles y localización de las obras de tratamiento y regularización. Luego de contar con el trazo de la red, se procederá al dimensionamiento, el cual estará determinado por el gasto a transportar en cada tubería. Se definirá el diámetro de las tuberías, y accesorios como piezas especiales o dispositivos que ayudarán a reducir los

fenómenos transitorios, así como tener un funcionamiento correcto durante la vida útil del sistema.

2. ESTUDIOS BÁSICOS PARA EL PROYECTO

2.1 Antecedentes

Los sistemas de distribución de agua potable requieren de una serie de datos básicos para su elaboración que van desde la delimitación de la zona a servir, hasta la vida útil del proyecto. Cada aspecto considerado es fundamental para la planeación, diseño y construcción de cada uno de los componentes del sistema.

2.2 Datos geográficos

El conocimiento de la geografía del lugar en el que se va a realizar el proyecto es importante para la planeación de la ubicación física de las estructuras que conforman el sistema.

En algunos casos se requiere información de detalle para el desplante de estructuras o el trazo de líneas de conducción, por ejemplo; por ello, es necesario contar con información topográfica adecuada al tipo de proyecto.

Para el trazo de líneas de conducción, es recomendable contar con secciones transversales equidistantes a cada 20 metros con cadenamientos laterales a cada 1 metro con longitud lateral de al menos 10 metros o lo necesario para referir detalles orográficos de importancia. En cuanto a la planimetría, planos a escala 1 a 2,000 son necesarios para el trazo de redes de distribución.

En algunos casos, es necesario contar con datos de la geología del sitio. Esta información es necesaria para el diseño de la cimentación de tanques superficiales o para el atraque de tuberías, entre otros. Servirá también para estimar los costos de excavación, cuando se trata de tuberías enterradas, en función del tipo de material del suelo en el que se va a construir.

Establecer el tipo de clima en la zona de estudio es uno de los criterios importantes para la selección de la dotación de agua potable *per cápita*.

2.3 Datos sociales

El tipo de población a servir es útil para calcular la demanda de agua en el sistema. De este modo, es posible, mediante el conocimiento de los estratos sociales que conforman la población a servir, calcular el caudal demandado de agua con base en los hábitos de consumo de cada uno.

Aspectos de las actividades económicas del lugar, son importantes para realizar los análisis de relación beneficio-costos. A partir de ellos se escoge el horizonte de proyecto (vida útil

de la obra). Esta información va de la mano con el cálculo del número de habitantes a servir para ese año. En el capítulo 3 se presentan en forma detallada los métodos para el cálculo de las proyecciones de población.

2.4 Datos de las fuentes

La disponibilidad de agua y la cantidad que aportan las posibles fuentes son básicos para realizar el balance hidráulico en el sistema. Cuando se desconoce la producción de agua de pozos o manantiales, se requiere efectuar aforos, de preferencia en la temporada de estiaje, para contar con información para determinar si la demanda será satisfecha con la oferta disponible de agua.

La Normatividad en materia de calidad del agua juega un papel fundamental, pues de acuerdo con el uso que se le va a dar, es probable que se requiera un tratamiento para su mejoramiento. En caso de ser necesario, los parámetros de calidad del agua determinarán el tipo y nivel de tratamiento requerido.

También, la calidad del agua es importante para establecer el grado de deterioro posible por incrustaciones dentro de los conductos con el uso. Así, el ingeniero proyectista deberá anticipar el posible aumento de las pérdidas de energía en el sistema debido a cambios en la rugosidad absoluta del material y garantizar, mediante análisis hidráulicos que tomen en cuenta la modificación de la rugosidad a través del tiempo, que el sistema funcionará adecuadamente dentro de su período de diseño (vida útil).

3 CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO

El diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable se basa en una estimación de la población futura a la que se servirá, denominada proyecto. El número de habitantes de esta población corresponde al que se tendrá al último día del período de su vida útil.

Los factores básicos del cambio en la población son dos: el aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes y la migración neta, o sea, la ganancia o pérdida de población que resulten del movimiento de las familias hacia adentro y hacia fuera del área donde se ubican.

Como las tasas de natalidad y muerte no se mantienen constantes a través del tiempo, las estimaciones de población de un año a otro encierra cierta incertidumbre.

Es importante señalar que las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de la población, tanto en el aumento natural como en la migración neta. Más que el área para la cual se haga la estimación, se requiere tomar en cuenta, tanto las fuerzas socioeconómicas internas como las externas. Además influyen las condiciones de las áreas metropolitanas sobre las comunidades suburbanas.

Los servicios urbanos en una comunidad (agua, alcantarillado, calles pavimentadas, comercios, zonas de recreación), lugar para vivir, los sitios de trabajo, son factores importantes del crecimiento de la población.

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es el desarrollo que han tenido en el pasado. La fuente de información más importante en México son los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática que hace cada 10 años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a modelos matemáticos, como son el aritmético, geométrico, parabólico, etc. Estos y otro tipo de métodos se explican a continuación.

3.1 Modelo Aritmético

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para lapsos iguales y, en consecuencia la velocidad de crecimiento, o sea la relación del aumento del número de habitantes con respecto al período de tiempo es una constante; expresado como ecuación, se tiene:

$$\frac{dP}{dt} = K_a$$

o bien:

$$dP = K_a dt \quad (3.1)$$

donde P es la población ; t es el tiempo y K_a una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc.). Integrando la ecuación 3.1 se obtiene

$$\int_0^1 dP = K_a \int_0^1 dt$$
$$P_1 - P_0 = K_a (t_1 - t_0) \quad (3.2)$$

De la ecuación 3.2 se encuentra K_a así:

$$K_a = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0} \quad (3.3)$$

Para un tiempo T cualquiera; $T = t$ y $P = P_2$ se tiene la ecuación lineal

$$P = P_0 + K_a (T - t_0) \quad (3.4)$$

Donde el índice "0" se considera para los datos iniciales (P_0 , población en el tiempo t_0).

3.2 Modelo Geométrico

El modelo geométrico el crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo, o sea

$$\frac{dP}{dt} = K_G P$$

ó bien

$$\frac{dP}{P} = K_G dt \quad (3.5)$$

donde K_G es la velocidad de crecimiento cuando la población P es la unidad.

Integrando la ecuación 3.5 se establece

$$\int_0^1 \frac{dP}{P} = K_G \int_0^1 dt$$

$$\ln P_1 - \ln P_0 = K_G (t_1 - t_0) \quad (3.6)$$

Y de la ecuación 3.6

$$K_G = \frac{\ln P_1 - \ln P_0}{t_1 - t_0} \quad (3.7)$$

Para un tiempo T cualquiera, $T=t_2$ y $P=P_2$:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G (T-t_0) \quad (3.8)$$

Cuando se supone un crecimiento geométrico, los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se calculan con un crecimiento aritmético.

Tomando antilogaritmos a la ecuación 3.8 se obtiene:

$$P = P_0 e^{K_G t} \quad (3.9)$$

La ecuación 3.9 es la conocida como de capitalización con interés compuesto; es decir, con el interés periódico aumenta el capital anterior y como $e^{K_G} \approx 1 + K_G$, si $i = K_G$ entonces $e^{K_G} = 1 + i$ donde i es la tasa de interés y la expresión anterior queda

$$P = P_0 (1 + i)^t \quad (3.10)$$

Ambas expresiones, la 3.8 y la 3.10 corresponden al modelo geométrico de crecimiento, aunque comúnmente se ha aceptado el referirse a la expresión 1.10 como método de interés compuesto.

3.3 Método de incrementos diferenciales

Este método considera que la segunda diferencia entre los datos de población es constante esto equivale a ajustar los datos a los de una parábola de segundo grado. Para aplicar el método se requiere que los datos sean equidistantes.

Ejemplo:

Dados los datos censales siguientes, calcular la población para los años 1980, 1990 y 2000.

Datos Censales	
Año	Población
1970	172000
1980	249000
1990	292000

Solución:

De la ecu. 3.10 se tiene $i = \sqrt[n]{\frac{P}{P_0}} - 1$, de modo que

$$i_{70-80} = \sqrt[10]{\frac{249000}{172000}} - 1 = 0.03768$$

esto es, 3.768% anual

Para el siguiente periodo

$$i_{80-90} = \sqrt[10]{\frac{292000}{249000}} - 1 = 0.0160$$

ó 1.60% anual

Una tasa promedio anual será:

$$i_{anual} = \frac{3.768 + 1.60}{2} = 2.684\%$$

Con estas tasas, se obtiene la población para 2010

$$P_{2010} = 292000 (1 + 0.02684)(2010 - 1990)$$

$$P_{2010} = 495,951 \text{ hab.}$$

3.4 Modelo geométrico decreciente

Cuando la población tiende a un valor máximo denominado “de saturación”, la población puede llegar a ese valor máximo de saturación, entre otras por las limitaciones de recursos económicos, naturales o, del área urbanizable. La velocidad de crecimiento sería directamente proporcional a la población faltante de saturación, es decir:

$$\frac{dP}{dt} = K_D(L - P) \quad (3.11)$$

donde L es la población máxima o de saturación. La función de población se obtiene integrando la expresión 1.11:

$$\int_0^1 \frac{dP}{L - P} = K_D \int_0^1 dt - \ln(L - P) \Big|_0^1 = K_D(t_1 - t_{01}) - \ln \frac{(L - P_1)}{(L - P_0)} = K_D(t_1 - t_{01})$$

de donde

$$K_D = \frac{-\ln \frac{(L - P_1)}{(L - P_0)}}{t_1 - t_0} \quad (3.12)$$

Para una población P en el tiempo futuro T , tomando como datos iniciales P_0 al tiempo t_0 y P al tiempo T , se tiene:

$$-\ln \frac{(L - P)}{(L - P_0)} = K_D(T - t_0)$$

o bien

$$\ln \frac{L - P}{L - P_0} = -K_D(T - t_0)$$

$$\frac{L-P}{L-P_0} = e^{-K_D(T-t_0)}$$

$$L-P = (L-P_0)e^{-K_D(T-t_0)}$$

$$-P = -L + (L-P_0)e^{-K_D(T-t_0)}$$

$$P = L - (L-P_0)e^{-K_D(T-t_0)}$$

Restando P_0 a ambos lados de la igualdad

$$P - P_0 = (L - P_0) - (L - P_0)e^{-K_D(T-t_0)}$$

asociando

$$P = P_0 + (L - P_0)(1 - e^{-K_D(T-t_0)}) \quad (3.13)$$

3.5 Modelo logístico o biológico

Este modelo se usa para la planeación a largo plazo cuando los recursos son fijos, en consecuencia tiende a una población máxima limitada, generalmente para grandes ciudades o países. La concepción del modelo corresponde al crecimiento que tienen las moscas o cualquier otro insecto en un espacio fijo y con alimentación limitada, en donde al inicio la velocidad de crecimiento aumenta hasta un cierto valor a partir del cual decrece tendiendo al valor nulo por disminución de alimento y contaminación del medio. La teoría para la población la formuló P.F. Verhulst (1844) y la aplicó R. Pearl (1924) a los estudios demográficos. La curva de crecimiento de población tiene forma de S (figura 3.6). Se le denomina comúnmente como el "Método de la S logística".

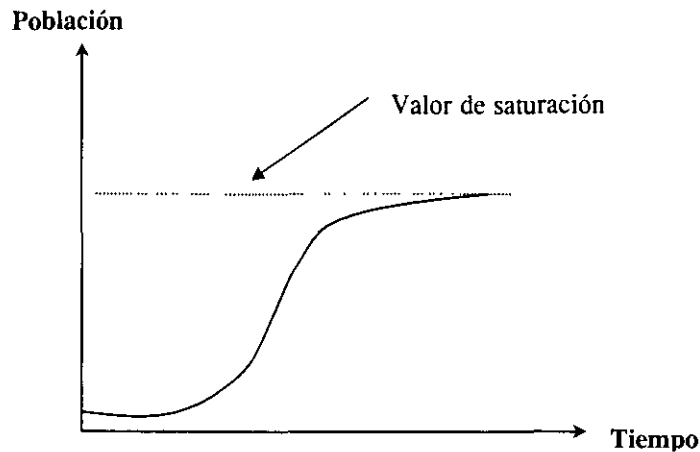


Figura 3.6 Curva logística de crecimiento.

Por supuesto, a lo largo del tiempo las condiciones de desarrollo de una ciudad cambian y cualquier punto de la curva puede ser el arranque de otra nueva para otros factores de crecimiento, tales como desarrollos turísticos, recursos naturales por explotar (bosques, tierras de cultivo, etc.), afectaciones que se sufren por desarrollos cercanos o regionales, políticas demográficas o ejecución de obras de infraestructura.

El modelo matemático se plantea con la ecuación diferencial

$$\frac{dP}{dt} = K_B P(L - P) \quad (3.14)$$

3.6 Modelo de polinomio cúbico

Este método considera que la curva de crecimiento se aproxima a la de un polinomio cúbico del tipo:

$$P = a + bt + ct^2 + dt^3 \quad (3.15)$$

En donde t representa al tiempo en años

Para aplicar este método se requiere contar con al menos cuatro datos.

3.7 Método de extensión de la curva a ojo.

Este método consiste en hacer una gráfica con los datos de población en papel milimétrico. Se forma un par de ejes coordenados cartesianos: el de las ordenadas para los datos de población y el de las abscisas para las fechas a que corresponden dichos datos.

Una vez que se tienen los puntos localizados, se unen por medio de una línea que será la curva representativa de la población. Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior, hasta el tiempo futuro deseado, encontrado así la población en el eje de las ordenadas.

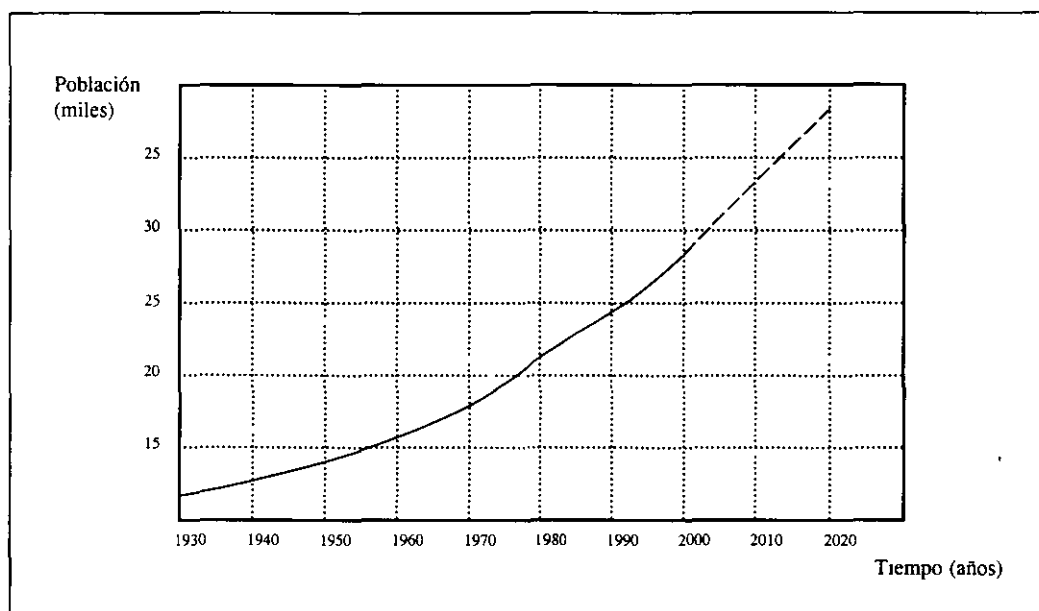


Figura 3.7 Método de extensión de la curva a ojo

3.8 Método de comparación con otras poblaciones

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo similar. La población comparada deberá ser mayores a la estudiada en el momento que se haga el proyecto.

El método comienza con el dibujo de la gráfica semejante al método anterior, sólo que ahora se hace en papel con rayado semilogarítmico. El eje de las abscisas, en escala natural, representará los tiempos y el eje de las ordenadas, en escala logarítmica, la población. Una vez dibujada la población en estudio y las semejantes a ésta se tomarán todas las curvas a partir del último registro de la población en estudio y se pasarán paralelas, haciendo coincidir la parte inicial de éstas con la parte final de la estudiada. A través de estas líneas se traza una intermedia que sea representativa de la población futura.

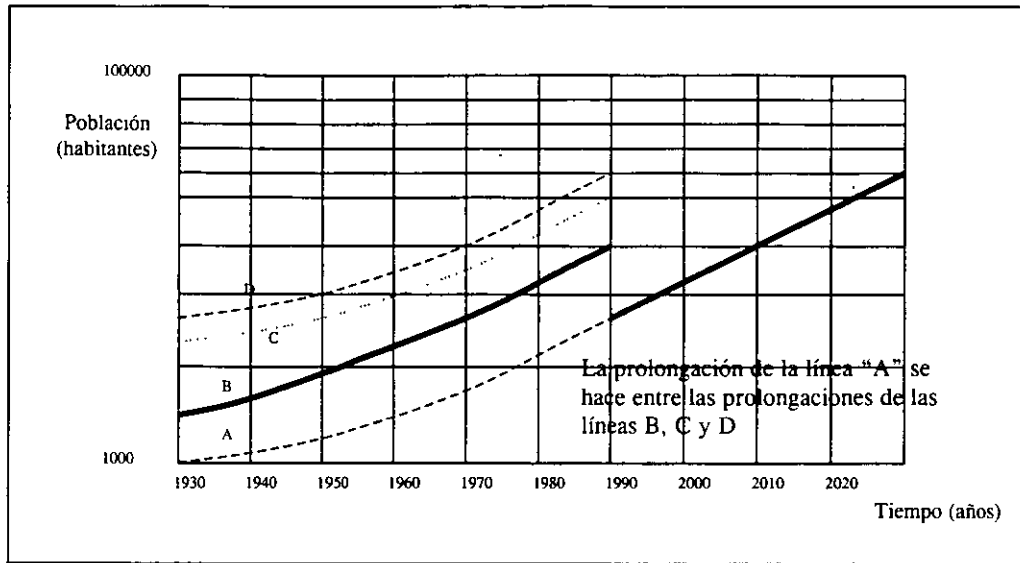


Figura 3.8 Método de comparación con otras poblaciones

3.9 Predicción de series cronológicas

A diferencia de los métodos anteriores, en este se utiliza toda la información disponible que se considera representativa y adecuada (información seleccionada).

La tendencia de una serie cronológica puede ser descrita por un recta si en cada intervalo de tiempo la serie aumenta o disminuye en una cantidad constante. Para determinar la recta se utiliza el método de los mínimos cuadrados.

3.10 Método de los mínimos cuadrados

Una relación lineal entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación general es $y = a + bx$. El método de los mínimos cuadrados es un procedimiento matemático utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes "a" y "b" en la ecuación. El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años(x) y número de habitantes(y).

Para tomar en cuenta los distintos requerimientos de los usuarios domésticos, también se considera su nivel socioeconómico con base en el número de salarios mínimos que aportan al ingreso familiar; una manera, podría en: en popular (menos de 3 salarios mínimos), en medio (entre 3 y 7 salarios mínimos), en medio alto (7 y 17 salarios mínimos) y en residencial (más de 17 salarios mínimos).

4 DOTACIONES Y COEFICIENTES DE DISEÑO

La demanda de agua en un sistema de abastecimiento de agua potable está integrada por la suma del consumo total de los usuarios más las pérdidas físicas de caudal que se presentan en los distintos componentes del mismo (fugas).

4.1 Consumo

Como se puede observar en la figura 4.1, existen diferentes tipos de consumo, de acuerdo al tipo de uso que se le da al agua.

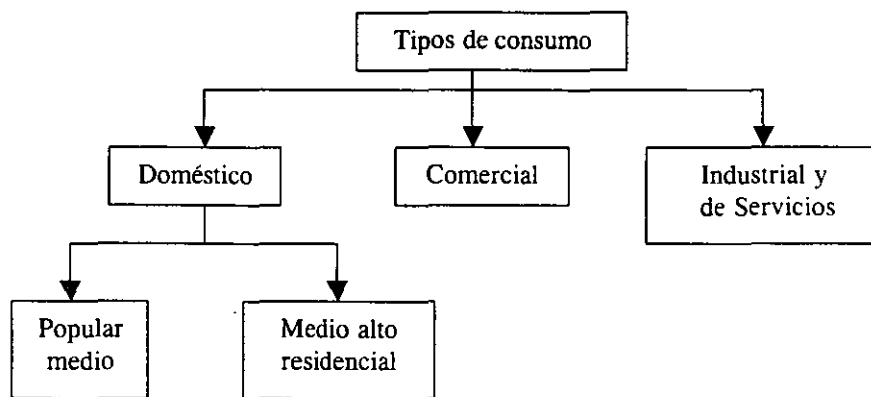


Figura 4.1 Tipos de consumo de agua

Como lo muestra la figura anterior, las tuberías de servicio suministran agua a habitaciones, propiedades mercantiles o comerciales, establecimientos industriales y edificios públicos.

Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones; así, en las ciudades se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. En efecto, las condiciones climatológicas e hidrológicas de la región considerada, las costumbres locales y el género de actividad de los habitantes tienen una influencia directa en las cantidades de agua consumida. Específicamente, los factores que determinan el consumo son los que se describen a continuación:

Cantidad de agua disponible; la dificultad para contar con el agua de las fuentes de abastecimiento limita en ocasiones la cantidad que se distribuye. Cuando son abundantes los abastecimientos subterráneos dentro de las comunidades, o son fácilmente accesibles otras fuentes de agua, se estimula a los consumidores fuertes a desarrollar suministros

propios para sus usos especiales, tales como acondicionamiento de aire, condensación y procesos de manufactura.

Tamaño de la población; a medida que una población crece, aumentan sus necesidades de agua, destinada principalmente a usos públicos e industriales.

Requerimientos de la población; el consumo per-cápita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población, así como de las características de dicha actividad.

Clima; los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de agua, ya que en general, elevan éste cuando el clima es cálido y lo disminuyen cuando el clima es frío; los climas calientes y áridos por un mayor consumo de agua en el aseo personal, acondicionamiento de aire e irrigación. Los climas fríos, mediante el agua descargada a través de las llaves para evitar que las tuberías de servicio y los sistemas de distribución se congelen y en este caso, también se incrementa el consumo debido al uso de calefacción.

Nivel económico; los niveles elevados de vida significan un consumo alto de agua prácticamente para todas las actividades, para la cocina, cuartos de baño y lavandería, riego de prados y jardines, lavado de carros y calefacción unitaria o central. A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua.

Existencia de alcantarillado; cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de deshecho se eliminan fácilmente, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.

Cuando los sistemas de alcantarillado no se amplían conforme a los sistemas de distribución de agua, las instalaciones privadas para evacuación de aguas negras pueden sobrecargarse y sufrir averías.

Clase de abastecimiento; el consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento de agua, es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario.

Calidad del agua; el consumo de agua aumenta cuando su calidad es mejor debido a que se diversifican sus usos.

Presión en la red; la presión en la red afecta el consumo a través de los derroches y pérdidas. Una presión excesiva aumenta la cantidad de agua consumida, debido a las pérdidas en las juntas y en los derroches en piezas defectuosas.

Control de consumo; cuanto menos cuesta el agua, mayor es ordinariamente su consumo, particularmente para fines industriales. Además, el uso de medidores provoca una disminución en el consumo de agua ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

Para tomar en cuenta los distintos requerimientos de los usuarios domésticos, también se puede considerar el nivel socioeconómico de los usuarios con base en el número de salarios mínimos que aportan al ingreso familiar; de esta manera, el tipo doméstico se divide de la siguiente manera: en popular (menos de 3 salarios mínimos), en medio (entre 3 y 7 salarios mínimos), en medio alto (entre 7 y 17 salarios mínimos) y en residencial (más de 17 salarios mínimos).

Para calcular el consumo, es necesario estimar la población correspondiente a cada tipo de usuario y la dotación promedio a cada uno de ellos.

4.2 Dotación

Se denomina dotación a la cantidad de agua estimada que requiere un ser humano para satisfacer principalmente sus necesidades de alimentación y de higiene; en otras palabras, se entiende por dotación a “la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todo el consumo de agua que hace éste en un día medio anual”. La dotación de agua potable, si el sistema de abastecimiento es eficiente, es función del clima, del número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas y desperdicios.

Como ya se mencionó, la dotación varía de acuerdo con el clima y los hábitos de consumo del usuario; este último se plantea en términos de su nivel socioeconómico.

Se considera para fines de proyecto, en primer lugar la aplicación de los datos experimentales que se recaben en la población en cuestión, esto es, de los registros de consumo con que cuente el usuario o el organismo operador en el período de tiempo en el que se maneje (ya sea mensual o bimestral), se recaba toda la información posible para calcular un promedio de la dotación diaria por habitante en la zona de interés, por lo que también se requiere conocer el número de habitantes por registro.

Otra forma de estimar la dotación de agua potable, es que se adapten los valores de otras comunidades en condiciones similares o, a falta de éstos, se acatan normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima. En la tabla 4.1 se indica los valores aplicables a las poblaciones del país, expresada en litros por habitante por día (l/ hab/d).

Tabla 4.1 Dotación de agua potable (l/hab/d)

Fuente: (Normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana. Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, SRH, 1974).

NÚMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	Cálido	Templado	Frío
2500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor de 150,000	350	300	250

Un estudio que se realizó en 1997 en el Distrito Federal, permitió estimar la dotación con un valor promedio cercano a 196 (l/hab/d), además, se calculó el porcentaje que representa el consumo por tipo de usuario con respecto al consumo total en el mismo año. El consumo doméstico representó el 73.77%, el comercial, industrial y de servicios el 26.23% (figura 4.2).

Porcentaje del consumo, por tipo de usuario con respecto al total

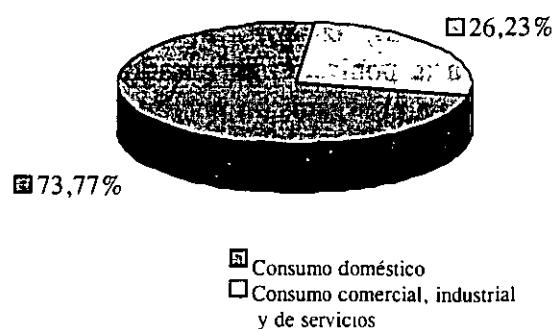


Figura 4.2 Porcentajes del consumo de agua en el Distrito Federal en 1997

Las cifras de la tabla 4.2 toman en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como se especifica.

A los datos de la tabla 4.2 hay que agregar lavado de coches a razón de 20 a 200 litros por vehículo, el riego de patios y jardines que usan de 1 a 7 litros diarios por metro cuadrado y el uso de aire acondicionado a razón de 100 a 500 litros diarios por habitante.

Tabla 4.2 Fluctuaciones del consumo doméstico de agua (l/hab/d)

Fuente: César, 1991.

Para bebida, cocina y limpieza	DE 20 A 30
Descarga de Muebles sanitarios	De 30 a 45
Para baño de Regadera	De 20 a 30
Total	De 70 a 105

Un desglose del consumo doméstico de agua proporciona los diferentes usos en la siguiente forma: 41% para descarga de sanitarios; 37% para lavado y baños; 6% para uso culinario; 5% para agua potable; 4% para lavado de ropa; 3% para limpieza general del hogar; 3% para lavado del jardín; 1% para lavado del carro familiar (figura 4.3).

En Estados Unidos, en una típica ciudad se proporciona una dotación de 340 l/hab/d, sin embargo el promedio de las comunidades residenciales de Norteamérica es de 378.5 l/hab/d y de 547.8 l/hab/d o más en ciudades industriales grandes. En la tabla 4.3, como parámetros de comparación, se pueden observar algunas ciudades del mundo y sus dotaciones respectivas.

A falta de mediciones de consumo, son suficientes las dotaciones medias ya citadas, sin recurrir a cálculos teóricos para deducir cifras probables. Es importante anotar que la instalación del alcantarillado repercute en el aumento de consumo de agua.

Porcentaje del empleo del agua en las diferentes actividades domésticas

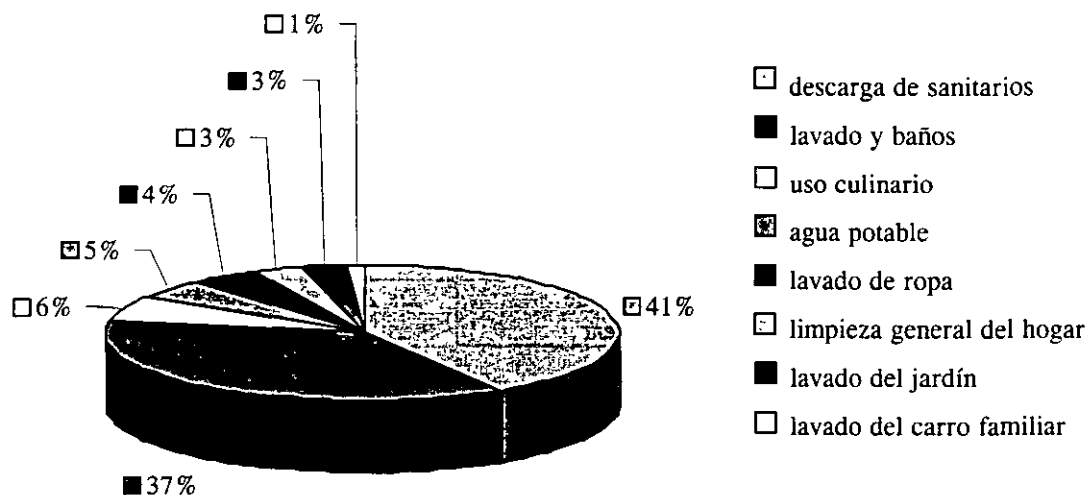


Figura 4.3 Desglose del consumo doméstico de agua

Tabla 4.3 Ejemplos de dotación media en algunas ciudades del mundo

Fuente: Twort, Law y Crowley; 1985.

CIUDAD	TÍPICA DEMANDA (l/hab/d)	CIUDAD	TÍPICA DEMANDA (l/hab/d)
Filadelfia	741	París	249
San Francisco	608	Hamburgo	229
Sydney	491	Bruselas	178
Milán	400	Pequeñas poblaciones de Italia	100-200
Turín	425	Belfast	495
Roma	651	Estocolmo	328
Dinamarca	340	Hamilton	667
Londres	314	Liverpool	349
Japón	303	Barcelona	267
Berlín	268	Jerusalén	291
Tel Aviv	281	Copenhague	311

4.3 Variaciones

El consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y las horas del día. Existen máximos de estación durante el calor y la sequía del verano, cuando se consumen grandes volúmenes de agua para refrescar al hombre y a sus animales domésticos, regar prados y jardines, llenar albercas y chapoteaderos y alimentar a las lavadoras o enfriar los condensadores del equipo de acondicionamiento de aire.

Un típico consumo en invierno es aproximadamente un 80% del consumo diario promedio anual, mientras que en verano es un 30% más grande. Generalmente se presentan variaciones como ésta, por tal razón se tiene que valorar para cada comunidad, ya que las diferencias pueden ser significantes dependiendo de los cambios de clima por estación. La máxima demanda diaria puede estar considerada a ser el 180% del promedio diario, con variaciones del 120 al 400%.

En ciudades con climas fríos, ocurren máximos de estación durante el frío extremo en el invierno cuando se deja correr agua al drenaje, para evitar que los servicios y tuberías domésticos se congelen y cuando existen muchas fugas en las unidades de las tuberías, porque los metales se contraen con el frío.

Entre los usos de estación del agua se encuentra el proceso de productos agrícolas en el tiempo de cosecha y los cambios de consumo entre los abastecimientos subterráneos privados en el verano y suministros superficiales públicos durante el invierno, para obtener provecho de temperaturas inferiores.

Deben conocerse las variaciones normales de consumo, para diseñar apropiadamente las tuberías de abastecimiento, los depósitos de servicio y las líneas de distribución. Además, deberá haber márgenes adecuados por consumos súbitos, fuertes e imprevisibles, para combatir incendios.

Conforme menor es la comunidad, más variable es la demanda; cuanto más corto es el período de flujo, mayor es la desviación de la media.

Las cantidades abastecidas a diferentes comunidades pueden tener amplias variaciones, debido a factores que ya antes se mencionaron: diferencias en clima, estándares de vida, amplitud del alcantarillado, tipo de actividad mercantil, comercial e industrial, costo del agua, disponibilidad de abastecimientos privados del agua, calidad o propiedades del agua para usos domésticos, industriales y otros, presiones del sistema de distribución, totalidad de la medición y administración del sistema.

4.4 Curvas de demanda horaria

La demanda de agua de una comunidad varía considerablemente en el curso de un día. El consumo de agua es más elevado durante las horas en que se le usa para la higiene personal, la limpieza, cuando se realiza la preparación de alimentos y el lavado de la ropa. Durante la noche, el uso del agua será el más bajo.

La demanda diaria de agua en una comunidad variará durante el año debido al patrón estacional del clima, la situación de trabajo (por ejemplo, época de cosecha) y a otros factores, tales como ocasiones culturales o religiosas. Las cifras típicas para el uso común y otros requerimientos de agua, son cantidades promedio. Por lo general, se calcula la demanda máxima diaria añadiendo del 10 al 30 por ciento a la demanda diaria promedio. Así el factor pico para la demanda diaria (k_1) será de 1.1 a 4.

Para la Ciudad de México, la ley de variación horaria fue determinada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de las mediciones de presiones de la red. La demanda horaria se estableció al relacionar el gasto instantáneo Q al gasto promedio Q_m en el día. Las relaciones obtenidas (Q/Q_m) se consignan en la tabla 4.4. La curva de variación horaria se muestra en la figura 4.4.

Tabla 4.4 Ley de variación horaria en el D. F.
Fuente: CNA 1996.

T (h)	Q/Q_m	T (h)	Q/Q_m
0-1	0.570	12-13	1.495
1-2	0.560	13-14	1.430
2-3	0.550	14-15	1.450
3-4	0.560	15-16	1.250
4-5	0.580	16-17	1.175
5-6	0.650	17-18	1.125
6-7	0.800	18-19	1.100
7-8	1.000	19-20	1.075
8-9	1.000	20-21	1.000
9-10	1.425	21-22	0.780
10-11	1.475	22-23	0.650
11-12	1.500	23-24	0.600

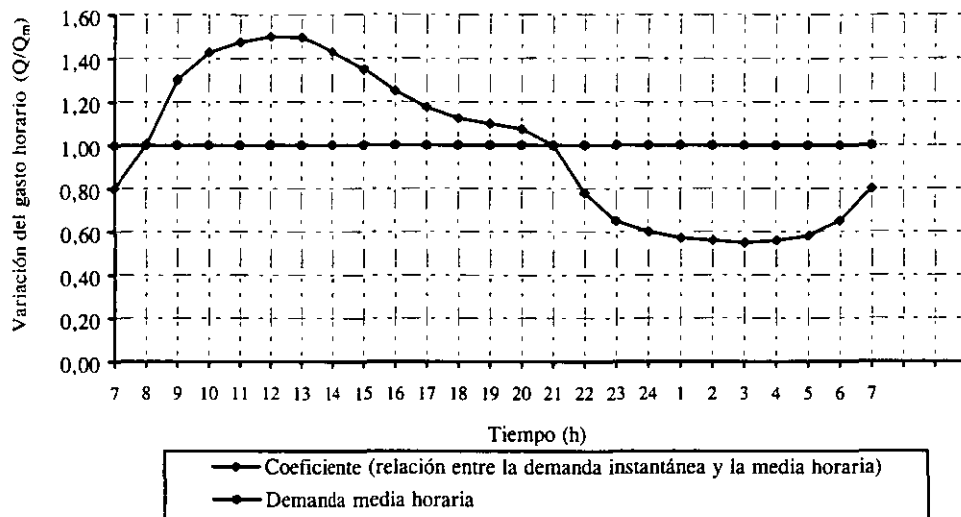


Figura 4.4 Variación horaria de la demanda para la ciudad de México

Adicionalmente, también se presentan dos curvas de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (tabla 4.5 y figura 4.5), así como a poblaciones pequeñas (tabla 4.6 y figura 4.6).

Tabla 4.5 Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país
Fuente: CNA, 1994.

T (h)	Q/Q _M	T (h)	Q/Q _M
0:00	0.606	12:00	1.288
1:00	0.616	13:00	1.266
2:00	0.633	14:00	1.216
3:00	0.637	15:00	1.201
4:00	0.651	16:00	1.196
5:00	0.828	17:00	1.151
6:00	0.938	18:00	1.121
7:00	1.199	19:00	1.056
8:00	407	20:00	0.901
9:00	472	21:00	0.784
10:00	443	22:00	0.710
11:00	429	23:00	0.651

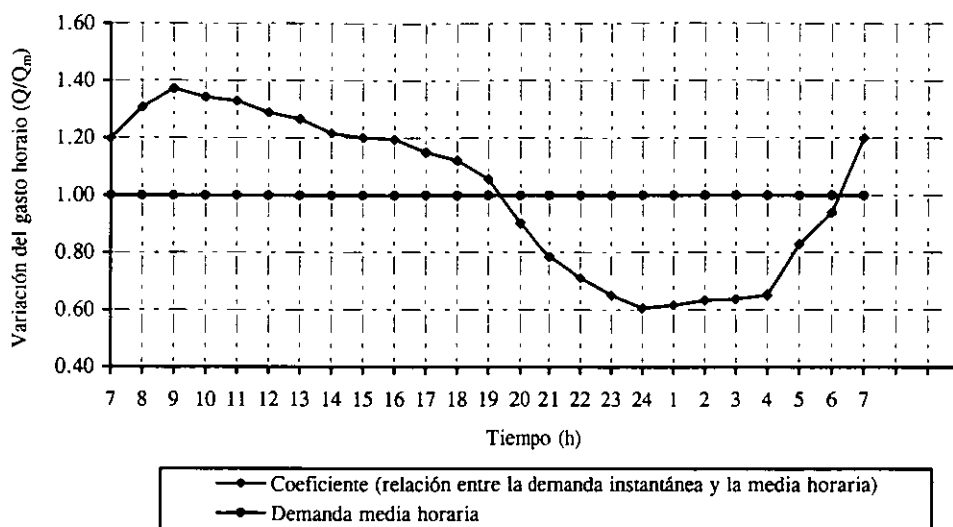


Figura 4.5 Variación horaria promedio de la demanda para diferentes ciudades del país

Tabla 4.6 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas
Fuente: CNA, 1994.

T (H)	Q/Q _M	T (H)	Q/Q _M
0:00	0.45	12:00	1.20
1:00	0.45	13:00	1.40
2:00	0.45	14:00	1.40
3:00	0.45	15:00	1.40
4:00	0.45	16:00	1.40
5:00	0.60	17:00	1.20
6:00	0.90	18:00	1.00
7:00	1.45	19:00	1.00
8:00	1.50	20:00	0.90
9:00	1.50	21:00	0.90
10:00	1.50	22:00	0.80
11:00	1.40	23:00	0.60

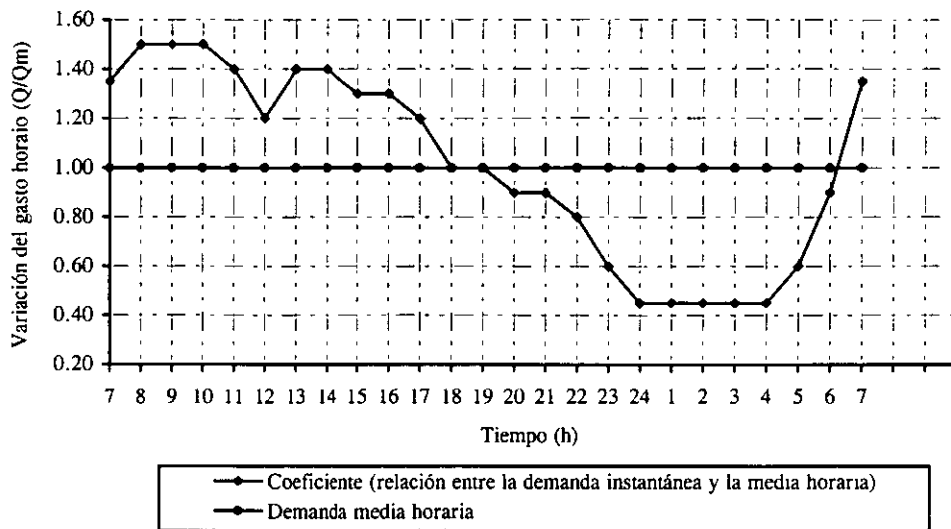


Figura 4.6 Variación horaria de la demanda en ciudades pequeñas

La variación horaria en la demanda de agua en ciudades pequeñas durante el día frecuentemente es mucho mayor. Generalmente se pueden observar dos períodos de pico, uno en la mañana y otro en la tarde. Se puede expresar la demanda de la hora pico como la demanda horaria promedio multiplicada por el factor horario de pico (k_2). Para un área particular de distribución, este factor depende del tamaño y carácter de la comunidad servida.

La capacidad de un tanque de almacenamiento, que ayuda a regular las demandas de agua potable de una población, puede ser determinada analíticamente o gráficamente; en ambos casos, el principio de la solución, es un balance de masa. En el capítulo 9, se ilustrarán los dos métodos de solución, el analítico y el gráfico.

4.5 Cálculo de los consumos de agua potable

El consumo medio anual de agua en una población es el que resulta de multiplicar la dotación por el número de habitantes y por los 365 días del año:

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad (4.1)$$

donde:

V_{ma} es el consumo medio anual en m^3
 D es la dotación en l/hab/d, y
 P es el número de habitantes

El consumo medio diario anual (V_{md}) en m^3 , es por consiguiente:

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000} \quad (4.2)$$

y el gasto medio diario anual (Q_m) en litros por segundo es

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (4.3)$$

donde 86400 son los segundos que tiene un día.

El gasto medio diario, es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

Como ya se explicó, las condiciones climáticas, los días de trabajo, etcétera, tienden a causar amplias variaciones en el consumo de agua. Durante la semana, el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. En algunos meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente el tiempo caluroso producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superarán a otros en cuanto a su demanda. También se producen puntas de demanda durante el día. Habrá una punta por la mañana al empezar la actividad del día y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada. Por lo que existirá un gasto máximo de máximos (Q_{mm}) que se presentará el día del año con máxima demanda.

Las variaciones día a día reflejan la actividad doméstica e industrial (los domingos se presenta una demanda muy baja). Las fluctuaciones de hora a hora producen un máximo cercano al mediodía y mínimo en las primeras horas de la mañana.

El gasto máximo diario alcanzará probablemente el 120% del medio anual y puede llegar hasta el 150%, es decir

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD \quad (4.4)$$

donde

Q_{MD} es el gasto máximo diario en litros por segundo
 Q_m es el gasto medio diario anual en litros por segundo y
 CVD es el coeficiente de variación diaria.

El gasto máximo horario será probablemente de alrededor del 150% del promedio para aquel día y puede llegar hasta el 200%, o sea

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH \quad (4.5)$$

donde

Q_{MH} es el gasto máximo horario en litros por segundo y

CVH es el coeficiente de variación horaria.

De acuerdo con los Lineamientos Técnicos de la Comisión Nacional del Agua (CNA), se tienen los siguientes valores de los coeficientes de variación:

$$CVD \quad 1.2 \text{ a } 1.5$$

$$CVH \quad 1.5 \text{ a } 2.0$$

Los valores comunmente usados para proyectos en la República Mexicana son:

$$CVD = 1.2$$

$$CVH = 1.5$$

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican el cuadro de la figura 4.7

La exactitud en el cálculo del consumo de agua, también depende de la estimación de la población, la cual va a ser servida.

Frecuentemente la población estimada es inexacta, independientemente del método de cálculo que sea utilizado, debido a que los límites del abastecimiento de agua no coinciden con los límites de los censos de población, los censos no están actualizados, y puede ser difícil estimar el número de emigrantes o visitantes temporales en la población.

Cuando sea difícil estimar la población, podrá calcularse el consumo diario, con la siguiente fórmula empírica a partir del gasto máximo instantáneo:

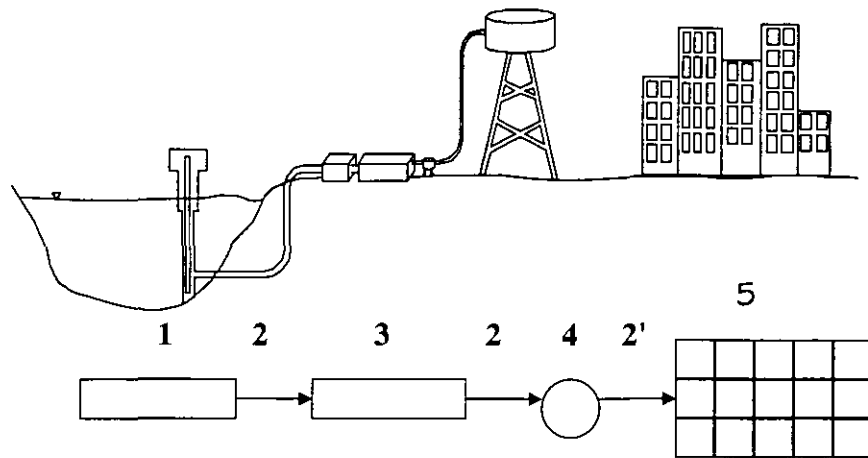
$$D = 0.36 Q_{m\acute{a}x} H \quad (4.6)$$

donde:

D demanda diaria

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo instantáneo

H duración del período de máxima demanda (entre 1 y 4 horas).



Componente	Gasto de diseño
1. Fuente y obra de captación	Q_{MD}
2. Conducción	Q_{MD}
2'. Conducción (alimentación a la red)	Q_{MH}
3. Potabilizadora	*
4. Tanque de regularización	Q_{MD}
5. Red de distribución	Q_{MH}

* Q_m ó Q_{MD} en procesos

Figura 4.7 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño

Otra manera de obtener el gasto máximo diario sería en l/s.

$$Q_{MD} = Q_m \times k_1 \quad (4.7)$$

en donde a k_1 , se le asigna un valor de acuerdo al tipo de clima (ver tabla 4.7)

Tabla 4.7 Valores de k_1 de acuerdo al clima

Tipo de clima	k_1
Clima uniforme	1.20
Clima variable	1.45
Clima extremo	1.50
Clima seco	1.80
Clima muy extremo	1.75

De esta forma, el gasto máximo horario (Q_{MH}), para el cálculo de la red de distribución en l/s será

$$Q_{MH} = Q_{MD} \times k_2 \quad (4.8)$$

donde $1.4 < k_2 < 1.8$

En ocasiones, algunos proyectistas, obtienen un gasto específico (Q_E) para el cálculo de la red, en l/s por metro.

$$Q_E = \frac{Q_{MH}}{\text{longitud total de la red}} \quad (4.9)$$

4.6 Consideraciones de diseño

Las tuberías que integren la red de distribución deben tener capacidad para satisfacer adecuadamente el consumo destinado a la población, y cuando el caso lo requiera, el consumo propio para incendio, así como la presión necesaria para dar servicio continuo a todas las zonas de la población. Deben tomarse las medidas necesarias para que la buena calidad del agua se conserve.

El volumen de agua por distribuir se determinará tomando como base los datos de proyecto previamente establecidos para el Sistema de Aprovechamiento de Agua Potable, los datos básicos para el diseño de la red son los siguientes:

Población del último censo oficial

Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

Población de proyecto determinada generalmente para un período económico de proyecto que variará de 10 a 15 años.

El valor de la dotación, variará de 100 a 150 l/hab/d, en función principalmente del clima y del número de habitantes por servir, para localidades rurales y urbanas pequeñas. Para grandes localidades, se deberán utilizar los valores recomendados por los organismos operadores del área a que se dará servicio.

Errores de estimación

En el desarrollo y calibración de un modelo para un sistema de distribución de agua, en ocasiones son necesarias algunas estimaciones de demanda de agua. Sin embargo, el área de servicio asignada a cada nudo es normalmente muy grande durante las primeras etapas del desarrollo. Para especificar el tamaño de una tubería, puede ser necesario definir

nudos adicionales y dividir los nudos iniciales del área de servicio en varias áreas de servicio más pequeñas, lo que repercute en una mala estimación de las demandas.

Antes de calcular nuevamente las demandas, es necesario revisar la población y las proyecciones del uso del agua en un futuro.

5. FUENTES Y CAPTACIONES

Para el diseño de un sistema de agua potable se debe conocer la infraestructura existente en la localidad y asegurar que en los cruces con la red de alcantarillado sanitario, la tubería de agua potable se coloque por arriba.

La fuente de abastecimiento debe proporcionar el gasto máximo diario requerido para las necesidades futuras, tomando en cuenta los períodos de diseño, o en su defecto, debe de satisfacer las necesidades actuales, mientras se contempla la posibilidad de reforzar a la zona mediante otras fuentes.

En el diseño del sistema de abastecimiento de agua se toman en cuenta las necesidades inmediatas y futuras de la población, siendo necesario prever que la fuente de abastecimiento proporcione el gasto máximo diario para cada etapa, sin que haya peligro de reducción por sequía u otra causa.

Esto implica la determinación de las características generales y sanitarias de la localidad por servir, las condiciones climatológicas, la obtención de información necesaria para la planificación de acuerdo con los planes de desarrollo urbano.

Al mismo tiempo, debe efectuarse un levantamiento topográfico del sitio de la captación.

Para elegir en su caso el proceso de potabilización adecuado, o bien la ubicación de una nueva fuente de abastecimiento, se debe efectuar un análisis de laboratorio físico, químico y bacteriológico

5.1 FUENTES

El agua en la naturaleza esta disponible en las formas siguientes: superficial, subterránea, atmosférica y salada, siendo necesario en todos los casos, la elaboración de un diagnóstico de la calidad del agua a utilizarse. Dichas aguas deben satisfacer las normas de calidad vigentes.

El agua de lluvia se puede colectar por medio de los techados o de cuencas preparadas, para el abastecimiento de una comunidad reducida. Este empleo del agua es escaso, generalmente se utiliza en regiones semiáridas.

El agua salada o salobre puede servir para varios usos. Su desalinización implica una inversión económica grande, lo que limita su empleo. Las aguas medianamente salinas se

hacen potables a un menor costo por electrodiálisis¹ y las fuertemente salinas por evaporación y condensación.

El agua subterránea en general no requiere de tratamientos complicados. Su temperatura es prácticamente uniforme a lo largo de todo el año, ya que el subsuelo funciona como un regulador térmico. En la mayoría de los casos su captación resulta más barata que la de las fuentes superficiales y, las cantidades de agua disponibles son seguras y abundantes, ya que tienen una menor exposición a la contaminación. Las sequías prácticamente no las afectan; su almacenamiento se realiza en el subsuelo. La gran desventaja de este tipo de fuente es que al no ser visibles se dificulta su cuantificación, explotación racional y manejo. Sin embargo, los modernos métodos de investigación permiten una aproximación segura del recurso disponible para una prolongada extracción.

Al estrato o formación portadora del agua subterránea se le conoce como *acuífero*. Desde el punto de vista hidráulico, los acuíferos pueden clasificarse en tres tipos principales: *confinado*, *semiconfinado* y *libre*.

La importancia de los terrenos como portadores de agua depende de su porosidad² y del tamaño de sus partículas. El agua subterránea se obtiene de manantiales naturales, de galerías filtrantes, de estanques o embalses, o de los diferentes tipos de pozos: *ordinario o de capa libre*, *artesiano* y *brotante*.

El agua superficial es visible y de fácil disponibilidad, sin embargo, tiene las desventajas de tener afectaciones por las variaciones climáticas, turbiedad, materias en suspensión, organismos vivos, oxígeno disuelto, mayores pérdidas por evaporación, entre otras; en ocasiones requiere de un tratamiento complicado.

El agua superficial está disponible en estos medios:

- a) El agua contenida en ríos, lagos y acuíferos libres que no estén confinados. Son típicamente aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el fierro y manganeso en las aguas crudas.
- b) El agua en una capa acuífera poco profunda, puede ser embalsada por una formación poco permeable o impermeable, obligando con ello al agua subterránea a aflorar en la superficie del suelo.

¹ La *electrodiálisis* emplea energía eléctrica para impeler sólidos ionizados disueltos a través de membranas impermeables. El sistema consiste en membranas impermeables catódicas y anódicas y dos electrodos.

² La *porosidad* es una medida del poder de absorción del material, pero si los poros son pequeños, la resistencia al movimiento de agua es tan grande que se dificulta la extracción del pozo.

c) Si existe una falla o fisura en el estrato impermeable superior de un acuífero profundo que conduce agua a presión, o sea, agua artésiana, el agua puede llegar hasta la superficie del terreno y si además el gradiente hidráulico es suficientemente alto, formará un pozo artésiano natural. Las fuentes de este tipo son, en general, muy uniformes en un caudal y tienen pocas variaciones estacionales.

d) Algunas fuentes de gran caudal manan en cavernas de caliza, su origen puede ser debido a un afloramiento de materia porosa sobre terrenos muy altos, y el propio afloramiento estar constituido por la formación caliza; el agua puede escurrir horizontalmente o hacia abajo, a través de una fisura que ella misma haya agrandado por disolución. En este último caso, el agua puede ser limpia y cristalina, pero insuficientemente filtrada para ser segura.

5.2 CAPTACIONES

La captación consiste en las obras civiles que conjuntamente con los dispositivos electromecánicos incorporan el agua aprovechable a un mismo sitio, ya sea por gravedad o por bombeo. Este elemento del sistema se tendrá que diseñar de tal forma que evite la contaminación del agua.

Existen diferentes tipos de obras de captación así como distintos tipos de pozos, manantiales, cuencas de recepción, etc. Éstas varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, la localización y la magnitud.

Por lo que se refiere al agua subterránea, las posibles obras de captación son cajas de manantial, pozos o galerías filtrantes. Las cajas de manantial se pueden hacer cerradas de concreto reforzado o de mampostería de piedra o tabique, el agua se debe extraer solamente con una tubería que atraviese la caja y ésta lleva una tapa móvil o registro; no se requiere ventilación, se debe procurar que la entrada del agua a la caja de captación se efectúe lo más profundo posible. Se le debe dotar a la caja de un vertedor de demasías.

Dependiendo de si el manantial es de ladera (filtración tubular) o de piso (fisura), se le tiene que proteger por medio de cunetas que intercepten los escurrimientos superficiales.

Los pozos son perforaciones verticales, en general, de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Los pozos hasta 30 m de profundidad se clasifican como poco profundos y son aquellos que permiten la explotación del agua freática. Los pozos someros son excavados con picos y palas con diámetros mínimos de 1.5 m y no más de 15 m de profundidad; pueden también construirse por perforación o entubado, teniendo éstos últimos un diámetro de 25 a 75 cm y pueden emplearse sólo en terrenos que no estén muy consolidados. En general, son más convenientes los pozos profundos por su rendimiento uniforme y

considerable, a pesar de su gran costo y la posible contaminación del agua con los materiales minerales; a lo largo de su recorrido que pueden ocasionar que se torne dura corrosiva o inadecuada.

En el caso de las aguas superficiales, dependiendo de las características hidrológicas de la corriente, las obras de captación pueden clasificarse en los siguientes tipos generales:

- Para grandes variaciones en los niveles de la superficie libre.
 - a) Torres para captar el agua a diferentes niveles en las márgenes o en el punto más elevado de un río.
 - b) Estaciones de bombeo flotantes. Pueden usarse en lagos o embalses.
- Para pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre.
 - a) Estaciones de bombeo fijas, con toma directa en un río o en un cárcamo.
 - b) Canales de derivación con, o sin, desarenadores.
- Para escurrimientos con pequeños tirantes.
 - a) Presas derivadoras o diques con toma directa.
 - b) Dique con caja y vertedor lateral.
 - c) Dique con vertedor y caja central.

Dentro de la estructura de captación, existe un mecanismo denominado *dispositivo de captación*, para obtener un adecuado funcionamiento hidráulico; puede consistir en un tubo, la pichancha de una bomba, una galería filtrante, un canal, una tanquilla, etc.

Para proyectar y ubicar las captaciones se consideran básicamente los siguientes aspectos.

- El origen de suministro, ya sea embalse, lago o río, porque afecta la posibilidad de amplias fluctuaciones del nivel del agua, de modo que, será un factor determinante.
- El carácter de los alrededores de la captación, nivel del agua, topografía, efectos de las corrientes sobre la estructura, socavación del terreno, etc.
- La ubicación con respecto a los focos de contaminación.
- Presencia de materiales flotantes tales como hielo, troncos y vegetación.

5.2.1 Captación de aguas superficiales

En el proyecto y construcción de obras de captación en corrientes superficiales es indispensable utilizar materiales resistentes al intemperismo y principalmente a la acción del agua.

La corriente debe ser de escurrimiento perenne para justificar la utilización de las obras de captación que se indiquen en esta unidad, como son las tomas directas y las torres de tomas.

Los dispositivos principales que deben integrar una obra de captación del tipo indicado, son los siguientes:

- Toma (orificios, tubos)
- Control de excedencias (vertedores)
- Limpia (rejillas, cámaras de decantación)
- Control (compuertas, válvulas de seccionamiento)
- Aforo (tubo pitot, diferencial de presión con transmisión, parshall, vertedores)

Captación directa

La obra de captación en corrientes superficiales varía en su diseño de simples tubos sumergidos para pequeños abastecimientos correspondientes a las comunidades rurales, a grandes torres de toma usadas para entidades urbanas medianas y grandes.

Respecto a su localización, se deberán tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Es conveniente que la obra de toma quede situada aguas arriba de la localidad por abastecer, con el objeto de protegerla lo mejor posible de las fuentes de contaminación.
- La obra de captación debe quedar situada en un tramo recto de la corriente y la entrada de la toma se coloca a un nivel inferior al de aguas mínimas de la corriente.
- En caso de corrientes afectadas por mareas, el agua salada puede llegar a grandes distancias aguas arriba del río, por lo que, antes de decidir respecto a la ubicación de la toma, se debe realizar un cuidadoso estudio de este problema, haciendo análisis de la calidad del agua en las diferentes estaciones del año.
- Se tomarán en cuenta las características litológicas del cauce en el tramo seleccionado y la velocidad de la corriente en estiaje y lluvias, investigando lo relativo a la socavación de la corriente en época de avenidas. El fondo del cauce debe ser suficientemente estable.
- No es conveniente que la entrada de la tubería de toma quede situada contra la dirección del escurrimiento, debido a que se obtura con mayor facilidad.

Por lo que se refiere al cálculo hidráulico, se debe considerar lo siguiente:

Tomas directas

Este tipo de obra de captación es recomendable, de preferencia, en ciudades que requieran menos de 10 l/s, con objeto de aprovechar el agua de arroyos y ríos con escurrimiento permanente.

Por ejemplo una toma directa puede estar constituida a base de un tubo de acero tipo cedazo, apoyado y anclado sobre atraques de concreto colados a una profundidad apropiada en el cauce de la corriente. El tubo de toma se debe unir a una caja de control.

El diámetro del cedazo normalmente es de 200 o 250 mm (de acuerdo con el tirante mínimo de la corriente), con una longitud dentro del cauce que puede variar de 12 a 24 m, un espesor de 4.78 mm y las ranuras con un ancho máximo de 3.97 mm. Hecha la instalación del tubo y construida la caja de control, se efectuará un aforo para asegurar que se obtiene el gasto requerido, haciendo la medición en estiaje.

Otra tipo de toma directa puede estar formada por piezas especiales de fierro fundido, instalando como mínimo dos tomas, las que deberán tener en su entrada una reja de alambre de acero galvanizado o de cobre. La toma se debe unir a una caja de control.

La elección del tipo de toma por utilizar dependerá del tirante de agua correspondiente al escurrimiento mínimo de la corriente, asegurando en lo posible, que la tubería ranurada o la entrada de la toma quede abajo del nivel de aguas mínimas, además el fondo del cauce deberá ser suficientemente estable.

El cálculo hidráulico se basa en los gastos que se requieren para satisfacer las necesidades de proyecto y las de la población actual, debiendo obtener, cuando menos, el gasto máximo diario inmediato.

Se debe contar con el plano del levantamiento topográfico de la corriente, en el tramo por utilizar, con una sección transversal como mínimo en el sitio más apropiado para la obra de toma, indicando los niveles de aguas mínimas y máximas, así como las velocidades medias correspondientes.

Torres de toma

Esta obra de toma consiste en una torre de concreto o de mampostería que se construye generalmente en una de las márgenes de la corriente sobresaliendo del nivel de aguas máximas, con dos o más entradas para el agua, con sus respectivas compuertas y rejillas.

Para que la torre sea estable, debe quedar enterrada debajo del nivel máximo de socavación, protegiéndose además con enrocamiento de tamaño adecuado en función de la velocidad de la corriente en época de avenidas.

El área de entrada de la boca de las tomas se determina considerando una velocidad de 0.45 a 0.60 m/s. Es conveniente que en el tramo que se elija para su construcción la velocidad máxima de la corriente sea menor de 1.5 m/s para evitar erosión en las márgenes del río.

Una torre de captación facilita tomar el agua de diferentes niveles, de acuerdo con las fluctuaciones del tirante de la corriente, utilizando siempre el más superficial a fin de aprovechar el agua con el menor contenido de sólidos en suspensión, con lo que se disminuirán los costos de operación de la planta potabilizadora.

Este tipo de obra de toma es recomendable para captar gastos superiores a 50 l/s.

A partir de la torre, la tubería de toma se une a una planta de bombeo, a la planta potabilizadora o a la línea de conducción, de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto. También la torre puede funcionar como planta de bombeo.

Presas de derivación

Para el diseño de una presa de derivación, inicialmente se debe establecer su localización, definiendo las alternativas de ubicación que sean necesarias.

Se debe realizar un análisis técnico-económico de cada alternativa, considerando sus requerimientos de altura y longitud de la cortina, bombeo y longitud de la línea de conducción.

Para cumplir con sus fines relativos a la captación del agua en forma segura y continua, se consideran esenciales las tres partes siguientes: la cortina, la obra de toma y la estructura de limpia.

Con la cortina se represa el agua de la corriente hasta una elevación que asegure derivar el gasto requerido por la obra de toma; en función del diseño hidráulico de la presa, el resto del caudal vierte sobre la cortina ya sea parcial o totalmente en su longitud.

En cada opción que se analice, se obtiene la altura de la cortina considerando los siguientes factores: topografía del cauce, características del terreno en el cauce, márgenes en relación con la cimentación de la presa, nivel requerido para la toma y sus dimensiones, terrenos que se pueden inundar y sus indemnizaciones.

La elevación de la cresta vertedora depende de la carga hidráulica que se requiera para operar la toma y de la elevación del conducto de toma.

El gasto del vertedor es el correspondiente a la avenida máxima de proyecto que se obtiene del estudio hidrológico.

Establecida la altura de la cresta vertedora y el gasto de diseño, se proponen diferentes longitudes de vertedor calculando su carga correspondiente, se define el bordo libre de la cortina y se elige la combinación más económica cortina-vertedor.

En la obra de toma, el orificio de captación se localiza dentro del canal desarenador, permitiendo el paso del agua a una caja con sección mínima de 0.70 x 0.70 m.

La conexión de la obra de toma con la línea de conducción se controla generalmente por medio de una compuerta circular tipo Miller o una compuerta deslizante estándar.

La conducción puede estar constituida por una tubería o un canal, dependiendo de la ubicación de la planta potabilizadora.

En el cálculo hidráulico de la obra de toma se dimensiona el orificio de entrada, que puede ser un tubo con longitud igual al espesor del muro. Para el mejor funcionamiento hidráulico de la toma, es conveniente que el orificio trabaje ahogado.

En una presa de derivación, la carga sobre el orificio generalmente es pequeña (0.1 a 0.2 m), para contar con velocidades bajas y permitir que la toma quede situada lo más alto que sea posible.

Para lograr ambos objetivos se pueden disponer en algunos casos de varios orificios, cada uno de los cuales debe tener una rejilla que evite el paso de cuerpos gruesos y flotantes a la conducción. La velocidad en el orificio puede variar de 0.5 a 1.0 m/s.

Los azolves formados por arena, grava y cantos rodados ocasionan problemas en el funcionamiento de la presa y consecuentemente deben eliminarse en las presas de derivación; para tal fin se construye la estructura de limpia, denominada generalmente desarenador, con el objeto de prever una limpieza periódica.

El canal desarenador esta formado por dos paredes verticales y paralelas, una que divide la cortina del desarenador y la otra en la ladera donde se localiza la toma y la línea de conducción.

Cuando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, para efectuar la operación de limpieza se abre la compuerta del desarenador estableciendo el escurrimiento para desalojar los materiales acumulados. Es necesario que el flujo se establezca con régimen rápido y con velocidad suficiente para generar el arrastre de los materiales.

El cálculo hidráulico consiste en obtener la pendiente adecuada del canal desarenador y en verificar las velocidades del escurrimiento, cuyos valores recomendables varían de 2.5 a 4.0 m/s; sin embargo, en presas de derivación pequeñas se puede aceptar una velocidad mínima de 1.5 m/s.

Cuando el desarenador funciona como canal de acceso a la obra de toma, la velocidad del agua debe ser entre 0.3 y 0.7 m/s, con lo que se asegura la sedimentación de una parte importante de las partículas que arrastra la corriente.

La plantilla del canal desarenador frente a la toma debe tener un desnivel que se fija en función del tamaño y cantidad de acarreo que se observen en la corriente por aprovechar, recomendándose utilizar un valor de 0.8 m.

Para fijar el ancho del canal, se toman en cuenta los valores mínimos de anchos de compuertas comerciales, ya sea de tipo deslizante o radial.

Las compuertas deslizantes se utilizan para manejar gastos pequeños en arroyos o ríos de caudales reducidos, mientras que las radiales son apropiadas para caudales mayores y tirantes del orden de 2.0 m o más.

Si se utilizan compuertas con pantalla para cubrir niveles máximos del agua, el dimensionamiento del vano de la compuerta es tal que para nivel del agua a la elevación de la cresta vertedora pueda presentarse escurrimiento libre, sin obstrucciones en el canal desarenador. Se recomienda que la compuerta del desarenador quede lo más próximo que sea posible a la obra de toma.

Presas de almacenamiento

Una presa de almacenamiento se construye en el cauce de un río con el objeto de almacenar agua que aporta la corriente, para emplearla de acuerdo a las demandas que se tengan. Sus componentes importantes son: la cortina, la toma y el vertedor de demasías.

En el proyecto de una presa de almacenamiento para abastecimiento de agua para los usos domésticos de una localidad, intervienen dos factores principales: el agua disponible aportada por la corriente, con base en el estudio hidrológico, y la demanda de agua de la comunidad, que depende del gasto máximo diario requerido.

Para la localización y el diseño de la obra de toma de una presa de almacenamiento con fines de abastecimiento de agua potable, se toman en cuenta los siguientes factores:

- Gasto por aprovechar. Corresponde al gasto máximo diario.
- Carga Hidráulica. Depende de la altura de la cortina y del perfil de la conducción.
- Estudio de Geotecnia.

- Tipo de cortina.
- Localización de la planta potabilizadora.

La obra de toma consta, en esencia, de una estructura de control o torre y un conducto (galería y tubería) trabajando a presión o a superficie libre.

El tipo de obra de toma recomendable es una torre localizada comúnmente aguas arriba y al pie de la cortina, continuando con una galería a través de la cortina. En la torre se disponen de 3 a 4 entradas, situadas a diferentes niveles con el fin de poder captar el agua a la profundidad adecuada, para obtener la de mejor calidad (en turbiedad y color principalmente).

Las tres o cuatro entradas de la toma deben quedar situadas entre las elevaciones correspondientes al nivel mínimo de operación y el de la cresta del vertedor de demasías (nivel de aguas máximas ordinarias, NAMO). Cada toma debe tener una rejilla constituida por un marco y barras de acero espaciadas a ejes de 5 a 7 cm. La velocidad del agua en la entrada de la toma no debe ser superior a 0.6 m/s.

Durante la operación de las obras de conducción y potabilización, debe funcionar únicamente la toma más próxima a la superficie del agua en el vaso, debiendo estar cerradas las tomas restantes.

El funcionamiento hidráulico de la toma tiene dos variantes principales, que se describen a continuación:

- En la entrada de cada toma se coloca una compuerta de seccionamiento y al final de la galería (al pie de la cortina, aguas abajo) inicia la línea de conducción, con una válvula de seccionamiento y un desagüe.
- Se utiliza tubería dentro de la torre y de la galería, la entrada será abocinada, teniendo a continuación una válvula de seccionamiento unida a una tubería vertical, situada dentro de la torre, que continúa por la galería hasta su descarga al pie de la cortina, donde se une a la línea de conducción.

El proyecto de una obra de toma comprende dos aspectos: el diseño hidráulico y después con los resultados obtenidos, se procede al diseño estructural. El diseño hidráulico se realiza considerando la siguiente información:

- Capacidad total del almacenamiento
- Capacidad de azolves
- Capacidad útil
- Almacenamiento mínimo (capacidad de azolves mas 10% de la capacidad útil)

- Elevación correspondiente a la capacidad de azolves
- Elevación correspondiente al NAMIN (nivel de aguas mínimo)
- Elevación correspondiente al NAMO (nivel de aguas máximo ordinario)
- Elevación correspondiente al NAME (nivel de aguas máximo extraordinario)
- Carga mínima en la obra de Toma
- Carga máxima en la obra de Toma
- Capacidad de la obra de Toma

5.2.2 Captación de aguas subterráneas

Las aguas subterráneas se clasifican generalmente en agua freática y agua confinada. Un manto acuífero de agua freática es aquel que no tiene presión hidrostática, circulando el agua en materiales granulares no confinados como arena, grava, aluviones, etc. El manto superior del acuífero se llama capa freática y su perfil en materiales granulares es semejante al perfil del terreno, mientras que en las rocas fracturadas el nivel freático es una superficie horizontal.

El agua subterránea confinada es aquella que está situada entre dos capas de materiales relativamente impermeables bajo una presión mayor que la atmosférica.

Las aberturas y los poros de una formación acuífera se pueden considerar como una red de conductos comunicantes, a través de los cuales escurre el agua a velocidades muy bajas (unos cuantos centímetros por día), desde las áreas de recarga hasta las de descarga. Dicha red sirve para proporcionar almacenamiento y funciones de conducción en un manto acuífero.

Con relación a la función de almacenamiento, se tienen dos propiedades importantes conocidas como porosidad y rendimiento específico. La porosidad es un índice de la cantidad de agua del subsuelo que se puede almacenar en una formación saturada. La cantidad de agua que puede tomarse de una formación acuífera se denomina como rendimiento específico, definiéndose como el volumen de agua liberado de un volumen unitario de material del acuífero cuando permite que escurra libremente por gravedad.

La propiedad de un manto acuífero relacionado con su capacidad de conducción se conoce como permeabilidad (conductividad hidráulica), es proporcional a la diferencia de presión y velocidad del flujo entre dos puntos que están en condiciones de escurrimiento laminar y se expresa mediante la *Ley de Darcy*.

Manantiales

Generalmente los diseños de obras de captación de manantiales se realizan para los dos tipos más comunes que se presentan en nuestro medio que son:

- Manantiales tipo ladera, con afloramiento de agua freática
- Manantiales con afloramiento vertical, tipo artesiano

Para el proyecto de captación de manantiales, el aspecto principal a tomar en cuenta es su protección para que no se contaminen y evitar que los afloramientos se obturen, ambos objetivos se logran con la construcción de una caja que aísla el área de salida del agua; además, para evitar que los afloramientos trabajen contra carga en la época de lluvias, es decir, cuando el gasto que aporta el manantial sea superior al de conducción, la plantilla del tubo de demasías o la cresta del vertedor se sitúa un poco abajo del afloramiento más alto.

De ser posible, el diseño se hará para captar el gasto máximo diario de proyecto, siempre y cuando se obtenga en el mayor número de meses del año, principalmente en el estiaje. Esta precaución es muy importante para los manantiales con afloramiento de agua freática, dado que su gasto aumenta en época de lluvias y disminuye, o a veces se agota, en el estiaje. Los manantiales artesianos tienen un régimen hidráulico menos irregular.

Para el diseño hidráulico y en general para el proyecto de la caja de captación es indispensable estudiar con todo cuidado, su localización topográfica (en planta y perfil), el área de los afloramientos, si se forma de inmediato una corriente en su salida como sucede en los manantiales tipo ladera, o una pequeña laguna, antes de formar el escurrimiento se mide el tirante en la zona de afloramientos en los meses de máxima aportación. Esta información y los aspectos por considerar en el proyecto, se tomarán como base para el dimensionamiento de la caja, la localización del tubo de desagüe, la toma y el vertedor de demasías.

Además de la caja indicada, se debe construir otra adosada, para la protección de las dos válvulas de seccionamiento que se consideran en los proyectos: la de desagüe y la de la conducción. El diámetro de la tubería de toma esta dado por el cálculo hidráulico de la línea de conducción.

La elevación de la plantilla de la toma se ubica por arriba del tubo de desagüe, asegurando una carga hidráulica requerida, que se mide desde el eje del conducto de toma hasta la plantilla del vertedor de demasías.

Galerías filtrantes

Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar agua del subálaveo de corrientes superficiales, construyéndose de preferencia en el estiaje y en una de las márgenes, paralela a la corriente. En el proyecto se deben tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en las avenidas importantes; esta consideración hace poco

recomendable la construcción de una galería transversal a la corriente, además de ser más costosa.

El agua captada por medio de una galería filtrante generalmente se conduce a un cárcamo de bombeo donde se inicia la obra de conducción.

El conducto de la galería debe quedar situado a una profundidad y distancia adecuadas, con respecto al cauce principal de la corriente, con el fin de que el agua quede sometida a una filtración natural esto depende de las características topográficas del tramo escogido, de los materiales del cauce y de la calidad del agua de la corriente. Se considera que un recorrido del agua a través de la capa filtrante de 3 a 15 m, puede ser suficiente para que se clarifique y se elimine la contaminación bacteriana.

En la captación de agua por medio de galerías filtrantes, se utilizaron durante varios años (en las décadas de los 50 y 60) tuberías perforadas de concreto simple y armado, instaladas casi horizontalmente en zanja excavada a cielo abierto, y rellenas con material limpio debidamente seleccionado, esto es, con una granulometría adecuada para conformar el filtro.

A partir de 1970 ya no fue recomendable la utilización de tubería de concreto debido a la dificultad de hacer un número adecuado de perforaciones, ya que el área obtenida era muy reducida en comparación con el área hidráulica que tienen los tubos de acero o de PVC ranurados tipo cedazo, que son las que se recomiendan actualmente.

Se han construido galerías perforadas o excavadas generalmente en laderas de montañas, cortando formaciones acuíferas como las que presentan las rocas calizas.

El agua pasa al interior de la galería a través de sus paredes, que pueden dejarse sin revestimiento a intervalos, construirse de concreto poroso o con los orificios necesarios a lo largo de ellas. Sus dimensiones deben ser tales que permitan realizar visitas de inspección para conocer la importancia de los afloramientos y para realizar acciones de desazolve y mantenimiento.

Si la galería por construir queda a una profundidad por debajo de 8 m, según proyecto, se debe hacer un estudio de alternativas que tome en cuenta la construcción de la obra haciendo la excavación a cielo abierto o la perforación de un túnel.

Las fórmulas teóricas que se han desarrollado para el cálculo de los gastos que se pueden captar por medio de una galería filtrante están basadas fundamentalmente en la *Ley de filtración de Darcy*, y en las teorías relativas al escurrimiento del agua en medios permeables, homogéneos e isotrópicos.

Generalmente son muchos los factores que intervienen en la filtración y escurrimiento del agua subterránea a través de terrenos de diversa naturaleza, las teorías más conocidas son:

- La de *Régimen de equilibrio*, que considera que la recarga del acuífero iguala la extracción de agua que se hace a gasto constante.
- La de *Régimen de no equilibrio*, que establece que en el escurrimiento del agua subterránea hacia una galería filtrante no se establece un régimen de equilibrio, cuando se capta de ella un gasto constante.

Para establecer en el diseño la localización, la profundidad y las características de una galería filtrante constituida por tuberías, es indispensable efectuar pruebas de campo. Primero se localiza un tramo apropiado de la corriente que sea recto y donde sus márgenes muestren superficialmente la existencia de materiales granulares; a continuación se hacen perforaciones de exploración con profundidad de 6 a 12 m, espaciadas de 5 a 10 m en el eje probable de la galería, para conocer las características del material, obteniendo el corte litológico de la sección o secciones en estudio.

Aprovechando una de las perforaciones y ya establecido el nivel estático del agua en el pozo, se procede a bombear el agua que produce, llevando un registro del gasto extraído, tiempo y abatimiento del nivel dinámico, con lo que en forma aproximada se puede obtener el rendimiento por metro lineal de excavación, que es aquel que permite la máxima extracción de agua con el menor abatimiento del tirante en el pozo.

Las dimensiones de la galería están en función de:

- Gasto máximo diario de proyecto
- Rendimiento obtenido de las mediciones, afectado por un coeficiente de reducción debido, a la velocidad del agua en la entrada de los orificios.
- La pendiente que se pueda obtener en la tubería ranurada.

Como el gasto obtenido de las mediciones tendrá variaciones a través del tiempo, se recomienda hacer en campo mediciones periódicas con la finalidad de profundizar o alargar la galería a fin de contar con el caudal necesario.

También se puede hacer el proyecto de una galería en la forma siguiente: teniendo como dato el gasto máximo diario de proyecto, se elige un diámetro en los catálogos de tubería de acero ranurada tipo *concha*, o de PVC también ranurada, con ranuras de 4.78 a 6.35 mm, obteniendo el área de infiltración requerida, dividiendo el gasto entre la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras.

Con el corte litológico obtenido de las perforaciones de exploración, siempre y cuando no se encuentre boleo grande y, de acuerdo con el diámetro seleccionado, se establece la

profundidad, dimensiones de la zanja y los espesores y granulometría del material filtrante.

Se tiene poca experiencia en el país con respecto a las galerías filtrantes con colectores verticales, sin embargo donde se han utilizado se han obtenido resultados satisfactorios.

Para los colectores verticales se ha utilizado tubería de acero ranurada tipo concha y tubería de PVC también ranurada en diferentes diámetros. Para los colectores ciegos que los unen se ha empleado tubería de asbesto cemento unida con piezas especiales de fierro fundido.

El espaciamiento entre colectores verticales debe ser estudiado para cada caso con objeto de evitar interferencias entre ellos.

Los colectores verticales funcionan como una serie de pequeños pozos situados dentro de un acuífero constituido por el material filtrante de la galería cuya granulometría debe estudiarse cuidadosamente para decidir si se utilizan arenas y gravas del cauce del río o es necesario tomarlas de otro lugar. Para el cálculo hidráulico es necesario un análisis de la granulometría para determinar entre otros el *coeficiente de permeabilidad*.

Puyones

Estos pozos someros de pequeño diámetro que también reciben el nombre de pozos hincados, se construyen de diversas formas, dependiendo del diámetro del pozo y del material que atraviesan.

Su construcción más común es en terreno blando y para obtener un gasto importante es necesario hincar varios; en este caso, al conjunto de varios pozos se le denomina "sistema de puyones".

Este tipo de captación no es recomendable cuando se requieren profundidades que exceden los 20 ó 30 m. Los pozos perforados por el método de hincado, se construyen introduciendo en el terreno una punta coladora de pozo, denominada generalmente con el nombre de *puyón*, ajustada al extremo de secciones de tubo de acero galvanizado debidamente acopladas. La punta se hunde hasta la formación acuífera, utilizando un equipo que incluye un martillo de impulsión, una tapa para hincado para proteger el extremo de la tubería ascendente durante la operación, un trípode, una polea y cuerda con o sin malacates.

Cualquiera que sea el método de hincado (manual o con máquina), primero se practica un agujero, cavando hasta una profundidad de 0.6 a 1.0 m y después se hincan la punta colocadora de acero (*puyón*), hasta la profundidad deseada, que generalmente varía de 3 a 15 m, dependiendo de la naturaleza del material y de la profundidad del acuífero.

El sistema de puyones (*well points*) se ha utilizado pocas veces para el abastecimiento de agua potable, principalmente en localidades rurales.

El diámetro de un *puyón* varía de 25 a 100 mm (1 a 4 pulgadas), la longitud de 0.6 a 3.0 m y se disponen en cedazos de varios tipos.

El gasto aproximado que se puede obtener con un *puyón* varía de 0.2 a 1.0 l/s, y su instalación se ha hecho situándolo con equidistancias que varían de 2.5 a 8.0 m. Los *puyones* se unen a una tubería principal que funciona como múltiple de succión, la que generalmente se une al equipo de bombeo.

Pozos someros

Se construyen cuando es conveniente explotar el agua freática y/o del subálveo. El diámetro mínimo del pozo circular es 1.5 m y debe permitir que su construcción sea fácil.

Cuando la sección sea rectangular, la dimensión mínima debe ser 1.5 m. Para pozos con ademe de concreto, y cuando se utiliza el procedimiento de construcción llamado *indio*, los anillos que queden dentro del estrato permeable, deben llevar perforaciones dimensionadas de acuerdo con un estudio granulométrico previo en caso de carecer de estos datos, se recomienda que el diámetro de las perforaciones esté comprendido entre 25 y 250 mm, colocadas a una distancia de 15 a 25 cm, centro a centro.

Para pozos con ademe de mampostería de piedra o tabique, se dejan espacios sin juntar en el estrato impermeable, procurando apegarse a la consideración anterior.

Pozos profundos

Dentro del estudio de la hidrología subterránea de una región, la hidráulica de pozos proporciona las bases teóricas para lograr interpretar o prever las fluctuaciones de los niveles freáticos o piezométricos provocados por la explotación de agua subterránea por medio de pozos.

Para fines de abastecimiento de agua potable los problemas que generalmente estudia la hidráulica de pozos, son los siguientes:

- Identificación de sistemas de flujo (confinado, semiconfinado, etc.) y determinación de sus características hidráulicas (permeabilidad, transmisibilidad, almacenamiento, etc.). El conocimiento de las características hidráulicas es esencial para prever las variaciones de los niveles de agua bajo diferentes condiciones de bombeo de uno o varios pozos, y para la cuantificación del volumen aprovechable del acuífero en estudio.

- Predicción del comportamiento de los niveles de agua, utilizando las fórmulas de la hidráulica de pozos y conocidas las características hidráulicas del acuífero. En cuanto al gasto requerido, es posible conocer con anticipación los abatimientos producidos en captaciones próximas al pozo, o bien, en que medida se pueden interferir varios pozos entre sí.
- Diseño de campos de pozos, cuando se requiere la utilización de varios. El problema consiste en definir el número, su localización y el gasto de explotación conveniente, para no originar interferencias entre ellos.

Para una explicación más detallada de algunos de los conceptos mencionados, es necesario revisar la Geohidrología, lo cual escapa al alcance de este trabajo.

6 CONDUCCIONES

Por lo general, debido a que la fuente está situada a una larga distancia de la población por abastecer, será necesario transportar el agua en conductos abiertos o cerrados, proporcionándose la energía necesaria por gravedad o bombeo.

Se denomina línea de conducción a la obra destinada al transporte de agua potable de la obra de captación hacia un punto específico, pudiendo ser éste un cárcamo, un tanque de regularización, una planta de potabilización, etc.

Cuando son utilizados canales abiertos, existe la posibilidad de utilizar materiales baratos y ahorrar con ello el costo de la cubierta; sin embargo, se presentan varias desventajas tales como el peligro de contaminación del agua, pérdidas por infiltraciones y evaporación, el ajuste al gradiente hidráulico, etc.

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales se hallan la arcilla vitrificada, madera, plomo, fierro fundido, acero y concreto. A través del tiempo, algunos de estos materiales han sido relegados y en la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a partir de asbesto, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC). Durante la elección del tipo de tubería a emplear en una obra a fin, se analizan entre otras características del material: resistencia mecánica, resistencia a la corrosión, durabilidad, rugosidad, flexibilidad, ligereza, costo de instalación, condiciones de operación, espesores y diámetros comerciales, etc.

Actualmente, de acuerdo con la experiencia adquirida, existen recomendaciones para la selección adecuada de una tubería. No obstante, para cualquier proyecto los principales factores a considerar son: calidad y cantidad de agua por conducir, características topográficas de la conducción, así como calidad del terreno por excavar y costos de suministro e instalación.

La elaboración de una tubería hecha con cualquiera de los materiales antes mencionados tendrá que cumplir con una serie de normas de calidad, con las que se tiene un particular cuidado en la presión interna de trabajo. Dichas normas, son establecidas por las autoridades gubernamentales y están en función del material de que se trate.

Las líneas de conducción son constituidas por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del sitio de proyecto, por cambios que se presentan en la geometría de la sección y por diversos elementos que ayudan por un lado a controlar el flujo en la tubería y por otro a proteger el funcionamiento de la línea de conducción para que sea eficiente. Entre los dispositivos de control y protección se encuentran juntas flexibles, válvulas eliminadoras de aire, válvulas de retención, válvulas de compuerta, válvulas de mariposa, válvulas de globo,

válvulas de alivio contra golpe de ariete, desagües, etc., éstos últimos son necesarios si existe un equipo de bombeo.

Existen también conducciones cerradas construidas in situ denominadas *acueductos*, en donde se puede emplear materiales locales, y que a pesar de representar una menor inversión inicial y de mantenimiento, ya no se construyen salvo en casos especiales, debido a que proporciona un ineficiente funcionamiento hidráulico y a la desventaja que debe construirse a su tamaño y capacidad definitivos, impidiendo a largo plazo, adicionar adaptaciones a la obra de acuerdo a las necesidades.

La capacidad de la línea de conducción se calcula con el gasto máximo diario, o con el que se considere conveniente tomar de la fuente de abastecimiento.

Las líneas de conducción deben ser de fácil inspección, preferentemente paralelas a algún camino; en caso contrario, se debe de analizar la conveniencia de construir un camino de acceso, considerando que el incremento en costo de éste se verá disminuido con el ahorro que se tendrá en los gastos de conservación de la conducción, y sobre todo por la detección y corrección de inmediato de las fugas o desperfectos que sufran las tuberías.

El transporte del agua en las conducciones se puede efectuar de dos maneras: trabajando a superficie libre o funcionando a presión.

6.1 CONDUCCIONES A PRESIÓN

Para el proyecto de líneas de conducción a presión, se deben tomar en cuenta los aspectos que se mencionan a continuación:

- La tubería debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno. Su localización se escoge para que sea la más favorable, con respecto al costo de construcción y las presiones resultantes. Se debe tener especial atención en la línea de gradiente hidráulico, ya que mientras más cercana esté la conducción a esta línea, la presión en los tubos es menor, esta condición puede traer como consecuencia un ahorro en el costo de la tubería. En ocasiones, las altas presiones internas se pueden eliminar rompiendo la línea de gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares, como embalses o cajas rompedoras de presión. La velocidad en la tubería debe ser lo suficientemente grande para prevenir que se depositen sedimentos en ella,
- Como en casi la totalidad de las obras de conducción, las tuberías se instalan en zanja; durante el trazo topográfico debe procurarse disminuir al máximo posible, el volumen de excavación, sobre todo si es en roca.

- Cuando la topografía es accidentada se localizan válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios más elevados del perfil, mientras que, cuando la topografía sea más o menos plana se ubican en puntos situados cada 1.5 km como máximo, y en los puntos más altos del perfil de la línea.
- En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de admisión o expulsión de aire en puntos intermedios.
- Por otra parte, los desagües se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil, con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación. También se utilizan para el lavado de la línea durante su construcción.

Generalmente, en conducciones a presión, las estructuras de protección más importantes son las cajas rompedoras de presión. En conducciones muy largas es recomendable y en ocasiones obligado, utilizar estas estructuras con la finalidad de mejorar el funcionamiento hidráulico de la conducción.

En el cálculo hidráulico de una conducción, se requiere determinar el diámetro, tipo de tubería y clases, en función de lo siguiente:

- Carga disponible, que es igual a la diferencia de niveles entre las superficies del agua en la obra de toma y en el tanque de regularización (dato topográfico)
- La longitud de la línea (dato topográfico)
- El gasto por conducir

Para dimensionar la tubería se aplica la fórmula de Darcy-Weisbach, de acuerdo con lo que se indica en los datos básicos; utilizando los diámetros internos reales de los tubos.

Normalmente se utiliza la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se consideran por tener valores relativamente bajos en función de la pérdida total; sin embargo, si el trazo de una línea presenta demasiados cambios de dirección o de diámetro, debidos a condiciones especiales de topografía o espacio, deben considerarse las pérdidas secundarias.

6.2 CONDUCCIONES POR BOMBEO

El bombeo del agua se hace generalmente de un pozo o de un cárcamo. El equipo de bombeo produce un incremento brusco en el gradiente hidráulico para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería de conducción.

Para definir las características de una línea de conducción, debe realizarse un análisis de diámetro económico.

6.2.1 Determinación del diámetro económico de una conducción con bombeo

La selección del diámetro de la conducción puede hacerse desde el punto de vista económico, para lo cual se consideran los costos de adquisición de la tubería y el de operación y conservación. Se denomina *diámetro económico* al diámetro para el cual es mínima la suma de los costos de adquisición y el de operación-conservación.

- Costo de adquisición. Incluye la compra de la tubería, sus accesorios y la instalación.
- Costo de operación-conservación. Se forma con los sueldos del personal, así como con los costos de materiales y la energía consumida para mantener en operación al conducto.

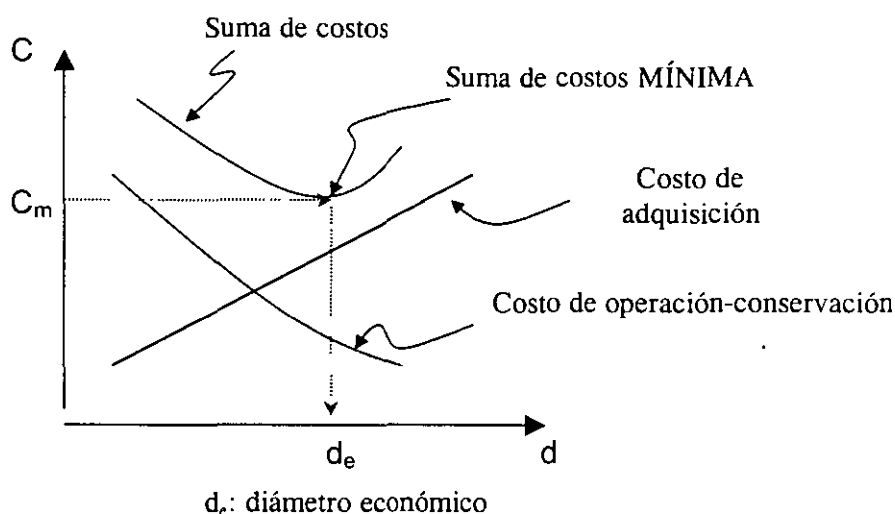


Figura 6.1 Curvas de costo

Fórmula de Bresse

Se consideran los siguientes aspectos: el costo por unidad de longitud y de diámetro (c_1 , en \$/m²), el costo por unidad de potencia en operación (c_2 , en \$/kwh), el diámetro (d , en m), la longitud del conducto (L , en m), carga estática de bombeo (H , en m), potencia de bombeo (P , en kw) y el tiempo en horas de operación (Δt).

Por lo que se pueden plantear los dos costos que aparecen a continuación:

El costo del conducto es $c_1 d L$

El costo de operación es $c_2 P t$

Costo total será

$$c = c_1 d L + c_2 P \Delta t \quad (6.1)$$

Como la potencia (en kw) es:

$$P = \frac{9.81 Q}{\eta} \left[H + \frac{16 f}{2 g \pi^2} L \frac{Q^2}{d^5} \right] \quad (6.2)$$

siendo Q el gasto (en m³/s) que se transporta dentro de la conducción, H la carga estática (en m), el factor de fricción de Darcy de la tubería (adimensional), L la longitud de la conducción (en m), la eficiencia de la bomba(s) (adimensional), g la aceleración de la gravedad (en m/s²) y d el diámetro de la tubería.

Al sustituir la ec. 6.2 en la 6.1 resulta

$$c = c_1 d L + c_2 \frac{9.81 Q}{\eta} \left[H + \frac{16 f}{2 g \pi^2} L \frac{Q^2}{d^5} \right] \quad (6.3)$$

Para obtener el mínimo de la función c se deriva esta función respecto a su variable independiente (d) y se iguala con cero, así se llega a

$$\frac{dc}{dd} = c_1 + c_2 \frac{9.81 Q}{\eta} \frac{16 f}{2 g \pi^2} L Q^2 \left(-\frac{5}{d^6} \right) = 0 \quad (6.4)$$

Para revisar si el diámetro d que se obtiene al despejar d de la igualdad anterior le corresponde a un mínimo de c se deriva nuevamente respecto al diámetro d y se verifica que el resultado sea positivo. En este caso se obtiene.

$$\frac{d^2 c}{dd^2} = c_2 \frac{9.81Q}{\eta} \frac{16f}{2g\pi^2} LQ^2 \left(\frac{30}{d^7} \right)$$

al observar el signo se deduce que $\frac{d^2 c}{dd^2} > 0$; por lo que si se trata de un mínimo de la función c .

Así se tiene que

$$d^6 = \frac{c_2}{c_1} \frac{9.81}{\eta} f \left[\frac{16(5)}{2g\pi^2} \right] Q^3 = k_1 \frac{c_2}{c_1} \frac{9.81}{\eta} f Q^3$$

o bien

$$d = \left(k_1 + \frac{c_2}{c_1} \frac{9.81}{\eta} f \right)^{\frac{1}{6}} Q^{\frac{1}{2}}$$

que puede ser escrita como

$$d = k_2 \sqrt{Q} \tag{6.5}$$

siendo

$$k_2 = \left(k_1 + \frac{c_2}{c_1} \frac{9.81}{\eta} f \right)^{1/6} \tag{6.6}$$

La expresión 6.5 se conoce como *fórmula de Bresse*. Ella es válida cuando la operación es continua.

En múltiples instalaciones de conductos con bombeo se ha encontrado que $k_2 \approx 1.2$.

Por otro lado, en términos de la velocidad de flujo (v , en m/s) se tiene que

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi d^2} \tag{6.7}$$

donde A es el área transversal interna de la tubería y d es su diámetro. Al sustituir la ecuación 6.7 en la 6.5

$$v = \frac{4Q}{\pi(k_2^2 Q)} = \frac{4}{\pi k_2^2}$$

Se encuentra que para valores de k_2 entre 1 y 1.5 resultan velocidades de flujo para diseños económicos que ellas están comprendidas entre 1.28 m/s a 0.57 m/s. En la tabla 6.2 se consignan algunos valores de la velocidad que se presenta en algunos tipos de tuberías.

Tabla 6.1. Velocidad media más económica en tuberías, en m/s, según Richter

Tipo de tuberías	Velocidad m/s
Tuberías de succión en bombas centrífugas de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua menor a 70°C	0.5 a 1.0
Tuberías de descarga de bombas	1.5 a 2.0
Redes de distribución de agua potable e industrial	
Tuberías principales	1.0 a 2.0
Tuberías laterales	0.5 a 0.7
Tuberías muy largas	1.5 a 3.0
Tuberías en instalaciones hidroeléctricas con turbinas	
Con inclinación y diámetro pequeño	1.0 a 4.0
Con inclinación y diámetro grande	3.6 a 8.0
Horizontales y gran longitud	1.0 a 3.0

Cuando el bombeo es intermitente se emplea la fórmula de Marquardt. Esta expresión se estableció en forma empírica como una modificación ecuación a la Bresse, la cual es

$$d = \beta^{\frac{1}{4}} k_2 \sqrt{Q} \quad (6.8)$$

siendo

$$\beta = \frac{t_o}{24} \quad (6.9)$$

donde t_o es el número de horas de bombeo en un día.

6.2.2 Método basado en el costo anual

Este método toma en cuenta los costos por año durante la vida útil de la conducción. Se considera que el costo total anual es igual a la suma del costo anual de adquisición con el de operación-conservación. El método consiste en obtener el costo total anual mínimo y el diámetro de la conducción asociado a él.

El costo de adquisición anual se establece como

$$c_1 L F(i, n) \quad (6.10)$$

y el costo de operación-conservación anual así

$$c_2 \frac{9.81Q}{\eta} \left[H + 0.0826 \frac{fLQ^2}{d^5} \right] t_s \quad (6.11)$$

donde c_1 es costo por unidad de longitud de tubería de diámetro d (\$/m), t_s es número de horas de bombeo en un año ($t_s = (24)(365) = 8670$ horas), $F(i, n)$ es el factor de recuperación de capital a la tasa de interés i durante n años (vida útil).

En la tabla 6.2 se consiguen algunos valores de costo de tuberías de PVC y de fibro cemento. El factor de recuperación está dado como:

$$F(i, n) = \frac{(1+i)^n i}{(1+i)^n - 1} \quad (6.12)$$

Así, el costo total anual resulta ser

$$c = c_1 L F(i, n) + c_2 \frac{9.81Q}{\eta} \left[H + 0.0826 \frac{fLQ^2}{d^5} \right] t_s \quad (6.13)$$

La ecuación 6.13 se aplica para varios diámetros seleccionados y el que conduce el menor costo total anual corresponde al diámetro económico. En la figura 7.2 se muestran los resultados de aplicar la ecuación 6.13 para varios diámetros. El punto M se ubica en el costo total anual y el que dio lugar a él, es el económico.

Tabla 6.2 Costos totales aproximados por metro lineal de tuberías (c_l).
(Según precios proporcionados por fabricantes para 1995 en pesos)

Clase	mm	Pulg	Material	
			AC	PVC
A-5	50	2	17.22	20.03
	75	3	40.54	27.6
	100	4	45.64	29.71
	150	6	71.96	33.19
	200	8	84.81	55.88
ó	250	10	108.2	80.56
	300	12	135.47	116.48
Clase 5	350	14	196.12	157.07
	400	16	138.55	178.52
A-7	50	2	11.88	20.03
	75	3	17.22	27.6
	100	4	43.3	29.71
	150	6	47.05	40.75
	200	8	73.34	72.14
ó	250	10	89.37	28.88
	300	12	121.56	32.8
Clase 7	350	14	155.95	37.94
	400	16	223.29	42.9
A-10	50	2	11.88	20.03
	75	3	17.22	29.4
	100	4	46.46	34.15
	150	6	51.94	42.55
	200	8	88.17	78.08
ó	250	10	106.36	111.91
	300	12	153.54	32.8
Clase 10	350	14	204.42	37.94
	400	16	294.3	42.9

Observaciones: se considera tubería de PVC serie métrica. El costo total está formado por: instalación-suministro y piezas especiales (el 30% de los costos corresponde a instalación y suministro).

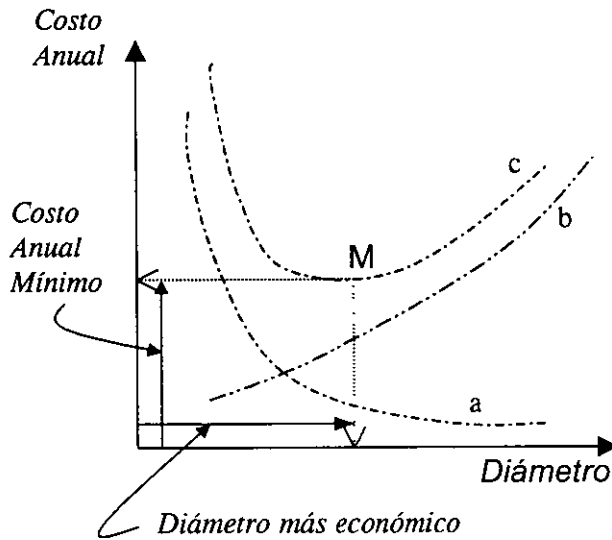
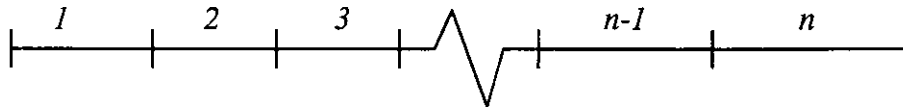


Figura 6.2 Relación de los costos anuales con respecto al diámetro de la conducción.

Nota:

a) Cantidad acumulada por pagos anuales

Si al final de cierto número de años se coloca una cantidad constante p a la tasa de interés compuesto i capitalizando los intereses al final de cada año, la cantidad acumulada al cabo de n periodos será S .



Colocada al final del año 1	p	$p(1+i)^1$	$p(1+i)^2$	\dots	$p(1+i)^{n-3}$	$p(1+i)^{n-2}$	$p(1+i)^{n-1}$
Colocada al final del año 2		p	$p(1+i)$	\dots	$p(1+i)^{n-4}$	$p(1+i)^{n-3}$	$p(1+i)^{n-2}$
Colocada al final del año 3			p	\dots	$p(1+i)^{n-5}$	$p(1+i)^{n-4}$	$p(1+i)^{n-3}$

Colocada al final del año $n-2$	p	$p(1+i)$	$p(1+i)^2$
Colocada al final del año $n-1$		p	$p(1+i)$
Colocada al final del año n			p
		Sumá:	S

$$S = p \left[1 + (1+i) + (1+i)^2 + \dots + (1+i)^{n-3} + (1+i)^{n-2} + (1+i)^{n-1} \right]$$

Multiplicando por $-(1+i)$

$$-(1+i)S = -p \left[(1+i) + (1+i)^2 + (1+i)^3 + \dots + (1+i)^{n-2} + (1+i)^{n-1} + (1+i)^n \right]$$

sumando estas dos ecuaciones.

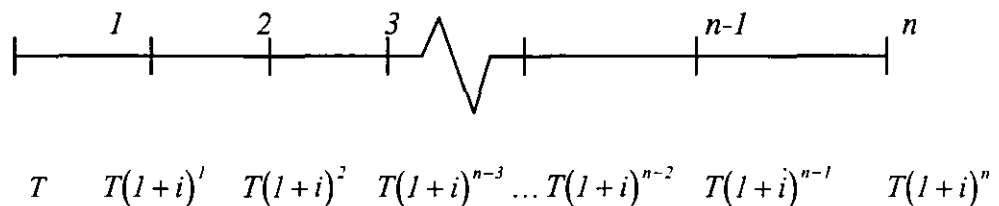
$$-iS = p \left[1 - (1+i)^n \right]$$

y al despejar S quedará

$$S = p \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

b) Factor de recuperación de capital

Por otra parte, si un capital T se coloca a la tasa de interés compuesto i y se capitaliza el interés al final de cada año, la cantidad acumulada al cabo de n años será Z .



$$Z = T(1+i)^n$$

De este modo, para que al cabo de n años se reúna el capital $T(1+i)^n$ con una suma p colocada al final de cada año se tiene al igualar las ecuaciones

$$p \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] = T(1+i)^n$$

$$p = T \left[\frac{(1+i)^n i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

Al término dentro de los corchetes se le llama “recuperación de capital”, que se representa como

$$F = \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

por lo que

$$p = T F(i, n)$$

c) *Ejemplo sobre el factor de recuperación*

A una persona le prestan \$ 10 000.00 para que los pague en abonos fijos durante 10 años. Si la tasa de interés es 20% anual. ¿De cuanto son los abonos?.

Solución:

$T = \$ 10\,000$, $i = 0.2$, $n = 10$, $p = ?$

$$p = T \left[\frac{(1+i)^n i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

al sustituir valores conocidos:

$$p = T \left[\frac{(1+i)^n i}{(1+i)^n - 1} \right] = 10000 \left[\frac{(1+0.2)^{10} 0.2}{(1+0.2)^{10} - 1} \right] = 10000(0.2385)$$

$$p = \$ 2385.22$$

Ejemplo:

Determinar el diámetro más económico para una planta de bombeo con las características siguientes:

$Q = 80 \text{ l/s}$, $L = 600 \text{ m}$, $\lambda = 0.75$, $i = 20\%$, $n = 10 \text{ años}$, $H = 30 \text{ m}$, $c_2 = 0.27 \text{ \$/kwh}$.
Se prefiere tuberías de AC, $f = 0.02$

Solución:

$$F(i, n) = \frac{(1 + 0.2)^{10}(0.2)}{(1 + 0.2)^{10} - 1} = 0.2385$$

Por lo que el costo total anual

$$c = c_1 600(0.2385) + 0.27 \frac{9.81(0.080)}{0.75} \left[30 + 0.0826 \frac{0.02(600)(0.080)^2}{d^5} \right] (8670)$$

$$c = 143.1c_1 + 2449.517 \left[30 + \frac{0.006344}{d^5} \right] \text{ \$/año}$$

Para tener un valor inicial de d y comenzar a tantear se usa la fórmula de Bresse.

$$d = 1.2\sqrt[3]{0.080} = 0.3394\text{m}(13.36'')$$

Sí $d = 12''$; $c_1 = 121.56 \text{ \$/m}$

$$c = 143.1(121.56) + 2449.517 \left[30 + \frac{0.006344}{(0.3048)^5} \right] = 96,787.78 \text{ \$/año}$$

sí $d = 14''$: $c_1 = 155.95 \text{ \$/m}$

$$c = 143.1(155.95) + 2449.517 \left[30 + \frac{0.006344}{(0.3556)^5} \right] = 98,534.92\text{\$/año}$$

sí $d = 10''$; $c_1 = 89.37 \text{ \$/m}$

$$c = 143.1(89.37) + 1449.517 \left[30 + \frac{0.006344}{(0.254)^5} \right] = 100,972.93\text{\$/año}$$

Al comparar los tres últimos resultados, resulta que $d = 12''$ tiene el costo mínimo

Para el proyecto de una línea de conducción a bombeo se deben tomar en cuenta los aspectos indicados en el diseño de conducciones a gravedad; además es importante reducir, cuando sea posible, la longitud de la línea a presión, disminuyendo con esto los efectos de los fenómenos transitorios.

Se deben analizar los fenómenos transitorios en la línea de conducción, con el objeto de revisar si los tipos y las clases de la tubería seleccionada son los adecuados, y si se requieren estructuras de protección, como son: tanques unidimensionales, válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación y cámaras de aire.

6.3 ACCESORIOS

Se instalan para aislar y drenar secciones de tubería con fines de prueba, inspección, limpieza, reparación y seguridad.

6.3.1 Válvulas de seccionamiento

En las líneas de conducción se requiere de la instalación de válvulas de seccionamiento para aislar tramos de la tubería, para operación y mantenimiento, sin necesidad de vaciar toda la línea.

Generalmente se utilizan válvulas de mariposa para diámetros grandes y bajas presiones, en cambio, las válvulas de compuerta son más utilizadas para diámetros pequeños y altas presiones.

6.3.2 Válvulas de flotador y de altitud

Cuando la línea de conducción se conecta a un tanque de almacenamiento y regularización se requiere una válvula, ésta generalmente será de flotador.

Las válvulas de flotador controlan el nivel máximo del agua en un tanque, son accionadas directamente mediante un flotador. La válvula de acción directa se coloca a una elevación cercana al nivel máximo del agua, ya sea a un lado del tanque o encima de la losa del techo.

Si la válvula es de acción indirecta, se coloca a una elevación inferior y fuera del tanque, se utiliza un dispositivo de flotador y válvula piloto de diámetro reducido (3/4"), que se comunica al tanque mediante una línea del mismo diámetro, que transmite la presión con la cual se acciona la válvula de flotador.

En general, las válvulas de flotador de acción directa, son recomendables para diámetros de descarga de hasta 200 mm.

Una variante de estas válvulas son las denominadas válvulas de altitud, las cuales se colocan a una elevación inferior al nivel máximo del agua y cercanas al depósito, controlan el llenado del mismo por medio de un piloto hidromecánico que sustituye al flotador, actúan exclusivamente mediante la presión hidráulica que transmite una línea de diámetro reducido, conectada al tanque.

Estas válvulas de altitud son recomendables en instalaciones donde no son pequeños los efectos de los fenómenos transitorios (golpe de ariete).

6.3.3 Válvulas de admisión y expulsión de aire

En todos los puntos altos de las líneas a presión, se instalan válvulas de admisión y expulsión; operan automáticamente para remover el aire desplazado cuando la línea se comienza a llenar o el aire se acumula en dichos puntos.

Estas válvulas automáticas sirven también para admitir aire en la línea, evitando el colapso porque puede originar una presión negativa.

El tamaño requerido de la válvula depende del diámetro del conducto y de las velocidades a las cuales se vacía la línea, para lo cual se debe calcular el gasto de aire por admitir o expulsar.

Para eliminar pequeñas cantidades de aire que se acumulen en los puntos más elevados de la línea, se utilizan válvulas llamadas comúnmente "eliminadoras de aire", éstas se adicionan a las de admisión y expulsión de aire.

6.3.4 Válvulas de retención

Cuando se suspende la energía eléctrica, debido a un paro programado o imprevisto, se presentan fenómenos transitorios, ocasionando que la masa de agua, en el caso de flujo descendente, actúe sobre el equipo de bombeo, produciendo en algunos casos daños severos a éste, Para interrumpir el flujo inverso y proteger al equipo, se utiliza la válvula de retención (check).

Existen varios tipos:

- Válvula de retención tradicional, comúnmente llamada de columpio. Es una válvula de contrapeso externo y cierre con asiento de hule o metal con metal, que cuenta con una cámara amortiguadora cuya función es permitir el flujo en una dirección y cerrar herméticamente cuando la presión en el lado de la descarga es mayor que del lado de la entrada.

- Válvula de doble retención (duo-check). Es una válvula para uso general que desarrolla el trabajo de cualquier válvula de retención convencional, frente a la tradicional es más liviana y de menor tamaño. A diferencia de las válvulas tradicionales, divide la abertura de la válvula por la mitad, la zona sin apoyo del plato se reduce, disminuyendo el peso respecto a la lenteja convencional, pero las pérdidas de carga son relativamente mayores que en la anterior.
- Válvula retención silenciosa. Su característica principal es efectuar un cierre más o menos lento con lo cual se consigue prolongar la vida de la válvula y casi eliminar el ruido que producen las otras.
- Válvula roto-check. Su operación es semejante a la válvula check tradicional, tiene la ventaja de efectuar un cierre lento y hermético, además de que se puede instalar un dispositivo externo para controlar los tiempos de apertura y cierre.

6.3.5 Válvulas aliviadoras de presión

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger al equipo de bombeo, tuberías y accesorios contra un aumento de presión producido por el arranque o paro del equipo de bombeo. Su función es permitir la salida del flujo a la atmósfera cuando la presión interior sobrepasa un límite previamente establecido.

Es conveniente que la apertura de la válvula esté controlada por medio de una válvula solenoide, la cual al interrumpirse el suministro eléctrico, habilita a un circuito hidráulico o neumático que abre la válvula instantes antes de que ocurra el ascenso de presión.

En el cuerpo de la válvula se encuentra el elemento actuador, constituido por un pistón cuya posición regula el funcionamiento de la válvula. El control de este pistón se efectúa por medio de una válvula piloto calibrada, que funciona con una presión determinada y no es más que una válvula de aguja de precisión para pequeños flujos. El piloto de control de esta válvula puede ser hidráulico, eléctrico o de ambos tipos.

Las válvulas aliviadoras que se usan con más frecuencia son las de pistón y las de diafragma, preferentemente con ambas clases de control. Las dos funcionan satisfactoriamente pero en ocasiones se prefiere la válvula con pistón, porque la otra requiere de un servicio de mantenimiento más frecuente, debido a que el material de que esta echo el diafragma (hule, neopreno, u otros) se deteriora con facilidad cuando el tipo de agua que se maneja es agresivo a estos materiales.

Cuando se ha definido el empleo de válvulas de alivio, su diámetro se determina en función del gasto de escurrimiento en la tubería a la que se conecta, y de las presiones originadas por el golpe de ariete.

Su ubicación se elige después de los elementos de control al principio de la tubería de descarga común, o bien, se instala una válvula de alivio a cada bomba, entre la check y la de seccionamiento, mediante una 'T' de acero o fierro fundido. Para el caso de plantas de bombeo se recomienda su ubicación a la salida del múltiple de descarga.

6.3.6 Registros

Son accesorios útiles durante la construcción y para inspecciones y reparaciones. En los grandes conductos se instalan registros separados a una distancia que varía de 250 a 500 m.

6.3.7 Desagües

Con el propósito de limpiar la línea durante su construcción y también para desaguarla en caso de tener que realizar maniobras para una reparación, se deben instalar válvulas de seccionamiento de un diámetro adecuado, localizada en las partes bajas. En líneas de longitud y diámetro considerables, se debe analizar la separación entre desagües, dependiendo del tiempo requerido para vaciarla.

6.3.8 Juntas

Para cada proyecto en particular se deben definir los tipos de juntas a utilizar, tomando en cuenta las condiciones de trabajo externas e internas a que estará sometida la tubería, el tipo de terreno, agresividad del suelo, entre otros.

Generalmente se utilizan juntas en los siguientes casos:

Para absorber movimientos diferenciales de la tubería (en la conexión con una estructura, en caso de sismo, etc.)

Para absorber movimientos en la tubería por efectos de temperatura

Para unir tuberías del mismo o de diferente material

Para unir tuberías con piezas especiales y válvulas

7. REGULARIZACIÓN

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El tanque de regulación o almacenamiento es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable que recibe el líquido desde la fuente que lo suministra al sistema y lo entrega a la red de tuberías para satisfacer la demanda de los habitantes que son servidos por esta red.

En el tanque se almacena agua durante el lapso en que el volumen de este fluido que requiere la población es menor al volumen que ingresa al tanque, ello se hace con la intención de emplear el agua que se almacenó cuando se necesite proporcionar a los habitantes más de la que está entrando a este depósito. Generalmente los balances de las entradas y salidas del agua del tanque se hacen por periodos de 24 horas.

La determinación de la capacidad del tanque depende de los volúmenes de agua que entran y salen del él, como se verá adelante. Pero debe tenerse presente que para que no se deteriore su calidad, es conveniente que exista cierta variación de la cantidad agua dentro del tanque a lo largo del día, con base en ello se estimaría el tiempo de renovación del agua en el tanque; el cual se recomienda que sea menor a tres días.

En ocasiones se considera un almacenamiento adicional de agua en el tanque para prevenir fallas en el sistema de distribución del agua potable (por ejemplo, en caso de una suspensión del ingreso de agua al tanque) o para disponer de una cantidad de agua para combatir incendios.

Los tanques de almacenamiento y regulación tienen como objetivo modificar el régimen variable a lo largo del tiempo de las demandas de la red de distribución por uno que presente menores cambios. Los tanques deben operar bajo normas estrictas de higiene y seguridad.

Par definir el número de tanques, su capacidad, estructuración y localización para una red de tuberías, se debe realizar un análisis técnico-económico de las opciones necesarias y considerar que su operación y mantenimiento no sean costosos.

7.2 CLASIFICACIÓN

La selección del tipo de tanque depende del material disponible en la región en donde se va a construir, de las condiciones topográficas y de la disponibilidad del terreno.

7.2.1 Tanques enterrados

Estos tanques se construyen bajo el nivel del suelo. Se emplean preferentemente cuando existe terreno con una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y que sea de fácil excavación.

Los tanques enterrados tienen como principal ventaja el proteger el agua de las variaciones de la temperatura, pero tienen el inconveniente de requerir importantes excavaciones tanto para el tanque como para todas las instalaciones de conexión con la red de distribución y la línea de conducción.

7.2.2 Tanques semienterrados

Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno. Se emplean generalmente cuando la elevación topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presenta poca dificultad para excavar.

7.2.3 Tanques superficiales

Son los más comunes; se escogen cuando el desnivel entre el sitio de ubicación del tanque y la zona donde se encuentra la mayor parte de la población abastecida es suficiente para conducir el agua hasta ella con una presión de más de tres metros columna de agua (m.c.a).

Los tanques a base de muros de mampostería, con piso y techo de concreto reforzado, se recomiendan para profundidades del agua que van desde 1.0 hasta 3.5 m y capacidades hasta de 10000 m³. Los tanques de concreto reforzado se emplean generalmente para profundidades entre 2.0 y 5.5 m. Para capacidades que varían de 5000 a 50000 m³, se pueden construir tanques de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 a 9.0 m, este tipo de tanques puede ser la solución más conveniente por tiempo de construcción, ya que gran parte de sus elementos son prefabricados.

En cualquier caso, el tanque superficial debe quedar desplantado en su totalidad en terreno firme, sin que alguna porción del mismo se apoye en rellenos. En casos especiales puede estar en terreno uniforme con una compactación adecuada.

7.2.4 Tanques elevados

Se utilizan en localidades con topografía plana, donde no se dispone en la proximidad a la red de tuberías de elevaciones naturales con altimetría apropiada. Se considera su localización de acuerdo con la operación del sistema, para que proporcione el agua con las presiones requeridas en la red de distribución. Se pueden construir de concreto o metálicos, en torres de 10, 15 y 20 m y con capacidades desde 10 hasta 1000 m³.

En la tubería de entrada se debe contar con una válvula de seccionamiento para poder realizar acciones de mantenimiento y una válvula de flotador o de altitud, para cerrar la entrada para evitar desperdicios de agua cuando se exceda la capacidad de almacenamiento del tanque.

La tubería de salida debe instalarse en la parte inferior del depósito con piezas especiales y las válvulas de seccionamiento. Ellas sirven para efectuar la limpieza del depósito ya que permiten su desagüe.

En climas fríos debe preverse una adecuada protección a los tanques y en si a gran parte del sistema de abastecimiento para evitar el congelamiento del agua.

En los tanques se coloca una cubierta impermeable alrededor de los mismos para que no penetren las aguas pluviales. El registro de acceso tiene que sobresalir cuando menos 10 cm por encima del techo. Además se colocan escaleras de acceso tipo "marino" para la inspección, limpieza o para efectuar reparaciones.

Para preservar la calidad del agua los tanques requieren ventilación, la cual se puede proporcionar con tubos verticales, provistos de codos, que atraviesan el techo y terminan con un tubo colador o malla.

En la figura 7.1 se muestran diferentes formas para los tanques elevados, el tipo I tiene fondo semiesférico, cuerpo cilíndrico, con techo o cubierta cónico y una pequeña tubería elevadora protegida por una caja, contra las heladas. El fondo está suspendido y unido, por una junta de expansión, a la tubería elevadora, siendo el peso del agua totalmente sostenido por la torre. El límite de capacidad de este tipo de tanques es de 227 m³, con una oscilación de altura de agua de 7.62 metros.

El tipo II tiene fondo semielipsoide, y el de tipo III fondo semielipsoide y techo-cúpula parcialmente utilizado como espacio de almacenamiento o de reserva de agua. Los techos-cúpula se sostienen por sí mismos, mientras que no sucede así con los techos cónicos. El límite de capacidad para los tanques de tipo II y III es de unos 757 m³, con una profundidad de extracción de 7.62 metros.

El tipo IV tiene fondo toroidal suspendido entre el cuerpo cilíndrico del tanque y el tubo elevador, el cual sostiene una gran parte del peso del agua. Con este tipo de tanque se obtiene una distribución más constante y una mayor facilidad de cálculo del peso del agua entre la torre y el tubo elevador. Para grandes capacidades y pequeña oscilación de altura de agua, se emplean vigas radiales como en los tipos V a X.

El tipo V tiene vigas radiales apoyadas en las columnas de la torre y en el tubo elevador y fondo cónico radial. El tipo VI tiene vigas radiales apoyadas en las columnas de la torre y

en el tubo elevador, a su vez, sostiene un fondo llano sobre un emparrillado, y un fondo toroidal suspendido entre el cuerpo cilíndrico del tanque y el fondo llano.

El tipo VII es el mismo del tipo V, excepto que el fondo está curvado hacia arriba hasta unirse tangencialmente con el cilindro del cuerpo del tanque. El tipo VIII es el mismo del tipo VII, excepto que tiene un techo-cúpula parcialmente utilizado como almacenamiento de agua. El tipo IX es el mismo del tipo VIII, excepto que se ha omitido la parte cilíndrica del cuerpo del tanque. En el tipo X se utilizan columnas tubulares en vez de perfiles laminados

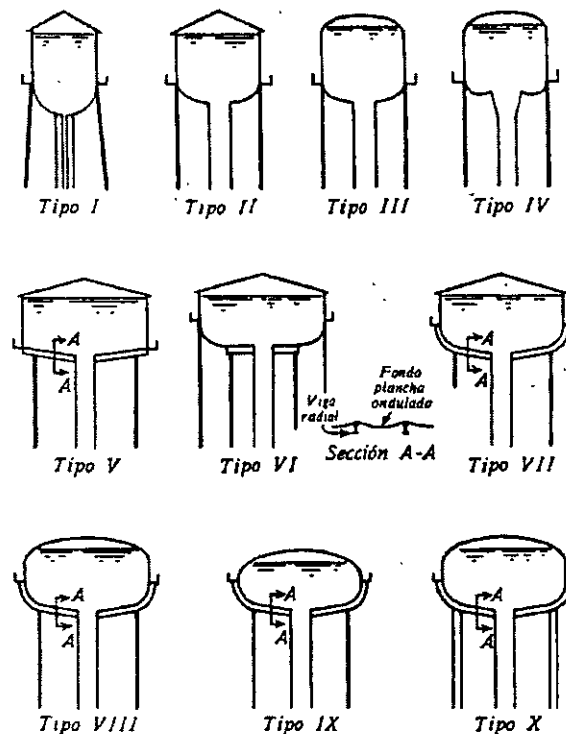


Figura 7.1 Tipos de tanques elevados

7.3 LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES

Cuando el tanque elevado se localiza en la periferia de la población, casi siempre ocurren pérdidas de carga altas entre el tanque y el punto más lejano por servir.

En aquellos tanques que se ubican en un sitio céntrico de la población o del área donde está la mayor parte de la demanda las presiones son más uniformes tanto en los períodos de mínima como de máxima demanda.

La selección del sitio más adecuado para localizar un tanque de regulación se realiza tras las consideraciones de un conjunto de factores que muy a menudo son contrapuestos entre sí, algunos de ellos son los siguientes:

- Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, dada su mayor economía. Ésta condición puede cumplirse en terrenos con cambios importantes de elevación topográfica, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.
- La alimentación de los tanques a la red de distribución conviene realizarla por gravedad, por lo que el tanque debe tener la altura adecuada para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una presión suficiente. Se acostumbra elevar el tanque algunos centímetros sobre la cota estrictamente necesaria, para prever tanto incrementos de consumo como cambios en capacidad de conducción de las tuberías de la red.
- La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

Al elegir el sitio donde debe ubicarse el tanque se tiene presente que la red de distribución sea lo más económica posible y la máxima uniformidad de presiones en la zona abastecida, lo que se conseguirá si se sitúa el tanque en el centroide de la misma. En el caso de que las condiciones locales impidan que se cumpla este requisito, se seleccionará la elevación del terreno más próxima a dicho punto de los que rodean la población.

Cuando se tengan desniveles mayores a 50 m.c.a., es conveniente utilizar varios tanques interconectados entre sí.

7.4 CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN

La capacidad de un tanque de regulación se obtiene en función del gasto medio diario en el día del año de mayor requerimiento de agua.

El suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 horas, tanto en conducciones por gravedad como por bombeo, ya que no se justifica económicamente emplear una conducción con bombeo de menos de un día.

Se debe analizar el conjunto línea de conducción-tanque de almacenamiento, considerando los fenómenos transitorios, la topografía y los aspectos estructurales, para definir la ubicación de la entrada. En el diseño se debe asegurar que en caso de que ocurra una falla de la línea de conducción, el tanque funcione durante cierto número de horas adecuadamente y no se vacíe por la línea.

Al volumen de agua que existe entre el nivel máximo y el nivel mínimo que alcanza el agua en el tanque se le llama volumen útil.

La capacidad de los tanques de regulación queda definida por las necesidades de consumo de las localidades por servir a través de la determinación del volumen útil. En zonas urbanas grandes y principalmente las ciudades de gran importancia comercial, industrial y turística, se deberá tomar en cuenta, además del volumen útil, otro adicional que incluya al volumen de reserva para cubrir demandas contra incendio, otro para entregar el agua durante las interrupciones frecuentes de energía eléctrica, uno más para satisfacer demandas extraordinarias que se presenten durante la época de máxima concentración de población flotante, entre otras.

El análisis anterior debe realizarse para cada caso particular. Por lo que se refiere al volumen de reserva para combatir incendios se consideran las necesidades y experiencias del cuerpo de bomberos (en caso de no contar con esta información, se podría considerar un 5% de la capacidad útil del tanque), además conviene averiguar sobre la vulnerabilidad de las líneas de transmisión eléctrica y la frecuencia en los cortes del suministro de energía para que de ser necesario se considere un volumen extra.

Es importante tener en cuenta que la capacidad de reserva sólo funcionará como tal cuando se cuente con un sistema de agua potable que satisfaga plenamente las demandas de la población; en caso contrario, corresponderá a un sobredimensionamiento de la capacidad de almacenamiento, para las localidades que no cumplen con la condición anterior. Esta capacidad de reserva no representa beneficio alguno ya que la demanda de la localidad no permite en ningún caso utilizarla. Por esta razón, la programación de estas obras se llevará a cabo una vez que no exista déficit entre las fuentes de abastecimiento y el de infraestructura hidráulica. Además se toma en cuenta la factibilidad económica y financiera y la disponibilidad de los recursos económicos para su ejecución.

En este análisis se considera que el volumen útil será aprovechado en su totalidad para la población calculada como futura. Mientras esto sucede, se contará con una capacidad adicional que sería una especie de volumen de reserva para los casos mencionados.

7.5 MÉTODOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN

El cálculo de la capacidad del tanque se basa en la ecuación de continuidad, que establece que el cambio en el tiempo del almacenamiento en el tanque (dV) es igual al volumen de agua que entra ($Q_e dt$, siendo Q_e el gasto de entrada y dt , el intervalo de

tiempo en que ocurre el cambio) menos volumen de agua que sale ($Q_s dt$, donde Q_s el gasto de salida), es decir

$$dV = Q_e dt - Q_s dt$$

o bien

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s$$

para resolver la ecuación anterior, se puede emplear un método numérico que considera la ecuación anterior así:

$$\frac{V_{n+1} - V_n}{\Delta t} = \frac{Q_{e n+1} + Q_{e n}}{2} - \frac{Q_{s n+1} + Q_{s n}}{2}$$

donde los subíndices n o $n+1$ distinguen a los valores de las literales en el tiempo $t = n\Delta t$ o bien en tiempo $t + \Delta t = n\Delta t + \Delta t = (n+1)\Delta t$.

Si se consideran los volúmenes medios en el lapso Δt

$$E_n = \frac{Q_{e n+1} + Q_{e n}}{2} \Delta t$$

$$S_n = \frac{Q_{s n+1} + Q_{s n}}{2} \Delta t$$

la versión numérica de la ecuación de continuidad se puede escribir como

$$V_{n+1} = V_n + E_n - S_n \quad (7.1)$$

La aplicación de esta expresión se acostumbra realizarla en forma cuantitativa (método analítico) o de un modo gráfico. En ambos se puede optar por hacer el cálculo ya sea directamente con los volúmenes de entrada y salida medios (E_n y S_n) o con porcentajes de los gastos de entrada y salida.

Los análisis se realizan usualmente a intervalos de tiempo (Δt) de una hora, procurando tomar en cuenta las condiciones críticas tanto de demanda (volúmenes de salida) como de abastecimiento al tanque (volúmenes de entrada). Además deben ser iguales los volúmenes totales de entrada y los de salida.

7.5.1 Método analítico

Con base en los volúmenes almacenados obtenidos con la ecuación de continuidad (la expresión 7.1) se establece la capacidad del tanque de almacenamiento y regulación. Se toma en cuenta la variación de los volúmenes de ingreso y egreso (el que corresponde a la ley de variación horaria del gasto de demanda). Estos últimos usualmente se expresan como el producto del porcentaje de variación horaria por el de variación diaria y por el gasto medio (en un día) de demanda).

Para mostrar su aplicación se presentan varias tablas de cálculo como la incluida en el ejemplo 7.6.1. En las tablas se anota en la primera columna el intervalo de tiempo (por ejemplo: una hora; 0-1, 1-2,...). En la segunda columna se escribe el gasto de entrada al tanque al inicio de cada hora, en la tercera se apuntan los gastos de entrada promedio en el intervalo de tiempo en cuestión. En la cuarta columna aparece volumen de agua que entra durante el intervalo con el gasto de la tercera columna (si el gasto de entrada es constante a lo largo del día puede optarse por solo calcular esta columna). En caso de tener varias fuentes deberán considerarse las horas en que operan y sumar los gastos de entrada (estos valores se consignarían en la columna dos).

Una vez que se calcularon los volúmenes medios de entrada al tanque, se encuentran los volúmenes demandados por la población. Dado que se ha hecho los estudios respectivos (periodo de diseño, población de proyecto, dotación, etc.), se conoce el gasto medio diario. Con base en el tipo de población se propone una ley de variación horaria de la demanda, o si se cuenta con registros de consumos de la población puede determinarse la ley de variación horaria local. La ley de variación horaria establecida se multiplica por el coeficiente de variación diaria (generalmente se toma como 1.2) y anota en la quinta columna de la tabla de cálculo. En la sexta columna aparece el valor medio en la hora analizada del porcentaje de variación de la columna cinco. A continuación, en la séptima columna aparece el producto del gasto medio diario por el porcentaje medio (columna 6), el cual representa el gasto de demanda de la población promedio en cada hora. Una vez conocido dicho gasto, se calcula el volumen demandado de agua por hora, el cual se escribe en la octava columna de la tabla. Conviene revisar que las sumas de los valores de las columnas cuatro y ocho sean iguales.

Una vez determinados los volúmenes disponibles en el tanque y los demandados por la población cada hora, se restan y se anotan en la columna 9, a menudo es llamado diferencia, algunos valores resultan ser negativos. En la décima columna obtiene al sumar al volumen al inicio de la hora la diferencia que aparece en la columna novena, ella corresponderá a los volúmenes almacenados en el tanque, si tienen signo negativo significa que faltó ese volumen de agua en el tanque, para corregir esta situación se determina el menor valor negativo, su valor absoluto, sea este V_d , se llamará volumen de déficit en el tanque.

Para que no se presenta un volumen negativo en el tanque se requiere un volumen inicial en el tanque que sea igual al volumen de déficit. Así las cosas al repetir los cálculos de la columna diez, pero empezando con un volumen inicial igual al de déficit se obtienen los valores anotados en la columna once.

Para determinar la capacidad útil del tanque bastará con identificar el volumen máximo acumulado de la columna onceava, o bien al sumar el valor del almacenamiento positivo más grande que aparece en la columna diez, V_m , volumen de superávit con el de volumen de déficit.

Se insiste que los cálculos que se apuntan en la décima columna inician con el tanque vacío, y los de la onceava comienzan con volumen de déficit. Pueden hacerse varios ensayos con volúmenes iniciales menores o mayores al de déficit y observar el comportamiento del tanque para dichos volúmenes iniciales.

Una variante del método consiste en definir los porcentajes de los volúmenes disponibles (de acuerdo a las políticas de operación) y de demanda (de acuerdo a la ley de variación horaria) a cada hora y realizar el balance con base en dichos porcentajes. La ventaja de utilizar porcentajes radica en el hecho de que se puede observar el comportamiento del tanque sin conocer los volúmenes de ingreso o de salida del tanque.

En general, se observa que en caso de abastecer a la población por intervalos de operación de bombas, pozos, etc., el máximo déficit se presentará al finalizar el período más largo de inactividad en el suministro o al terminar el intervalo de mayor consumo, y al máximo superávit (volumen máximo acumulado en el tanque) se presentará al finalizar el período de suministro de mayor duración o volumen (dependiendo de la fuente) o al acabar el intervalo de menor demanda.

La capacidad del tanque de almacenamiento será igual a la suma del volumen útil más el volumen de libre bordo (generalmente se estima entre 20 y 50 cm). Al volumen anterior se puede agregar los volúmenes de reserva para prevenir interrupciones del gasto de entrada al tanque (se estima multiplicando por cuatro o tres horas el gasto medio de entrada) y el necesario para combatir incendios.

A fin de diseñar un tanque de regulación más económico pueden ensayarse varias opciones de abastecimiento al tanque, como pueden ser: abastecer de mayores volúmenes al tanque durante las horas pico (lo cual puede hacerse si se cuenta con varias bombas), o abastecer al tanque durante los períodos de mayor demanda (evitando el abastecimiento al tanque en los períodos de menor demanda pues se debe almacenar mayor cantidad de agua).

Tabla 7.1 Aplicación del método analítico con volúmenes (bombeo de 8 horas)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
							Volumen inicial =		0	4149
Tiempo (h)	Qe m ³ /s	Qe _{med}	E m ³	C.V.H	C.V.H _{med}	Qs m ³ /s	S m ³	E - S m ³	V _{acum} m ³	V _{sum} m ³
0 - 1	0			0.53						
1 - 2	0	0	0	0.49	0.510	0.066	238.50	-238.50	-238.50	3910.50
2 - 3	0	0	0	0.44	0.465	0.061	220.50	-220.50	-459.00	3690.00
3 - 4	0	0	0	0.44	0.440	0.055	198.00	-198.00	-657.00	3492.00
4 - 5	0	0	0	0.45	0.445	0.055	198.00	-198.00	-855.00	3294.00
5 - 6	0	0	0	0.56	0.45	0.056	202.50	-202.50	-1057.50	3091.50
6 - 7	0	0	0	1.26	0.505	0.070	252.00	-252.00	-1309.50	2839.50
7 - 8	0	0	0	1.90	1.580	0.158	567.00	-567.00	-1876.50	2272.50
8 - 9	0	0	0	1.71	1.805	0.238	855.00	-855.00	-2731.50	1417.50
9 - 10	0	0	0	1.44	1.575	0.214	769.50	-769.50	-3501.00	648.00
10 - 11	0.375	0.1875	0	1.43	1.435	0.180	648.00	-648.00	-4149.00	0.00
11 - 12	0.375	0.375	1350	1.27	1.350	0.179	643.50	706.50	-3442.50	706.50
12 - 13	0.375	0.375	1350	1.21	1.240	0.159	571.50	778.50	-2664.00	1485.00
13 - 14	0.375	0.375	1350	1.09	1.150	0.151	544.50	805.50	-1858.50	2290.50
14 - 15	0.375	0.375	1350	1.05	1.070	0.136	490.50	859.50	-999.00	3150.00
15 - 16	0.375	0.375	1350	1.10	1.075	0.131	472.50	877.50	-121.50	4027.50
16 - 17	0.375	0.375	1350	1.20	1.150	0.138	495.00	855.00	733.50	4882.50
17 - 18	0.375	0.375	1350	1.29	1.245	0.150	540.00	810.00	1543.50	5692.50
18 - 19	0	0.1875	1350	1.46	1.375	0.161	580.50	769.50	2313.00	6462.00
19 - 20	0	0	0	1.15	1.305	0.183	657.00	-657.00	1656.00	5805.00
20 - 21	0	0	0	0.75	0.950	0.144	517.50	-517.50	1138.50	5287.50
21 - 22	0	0	0	0.65	0.700	0.094	337.50	-337.50	801.00	4950.00
22 - 23	0	0	0	0.60	0.625	0.081	292.50	-292.50	508.50	4657.50
23 - 24	0	0	0	0.53	0.565	0.075	270.00	-270.00	238.50	4387.50
SUMA			10800	24			10800			

Tabla 7.2 Aplicación del método analítico con porcentajes (bombeo de 8 horas)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
							Volumen inicial =		0	922
Tiempo (h)	Q _e m ³ /s	Q _{e,med}	%E m ³	C.V.H	C.V.H _{med}	Q _s m ³ /s	%S m ³	%E - %S m ³	V _{acum} m ³	V _{acum} m ³
0 - 1	0	0	0	0.53	0.51	0.066	53.00	-53.00	-53.00	869.00
1 - 2	0	0	0	0.49	0.465	0.061	49.00	-49.00	-102.00	820.00
2 - 3	0	0	0	0.44	0.44	0.055	44.00	-44.00	-146.00	776.00
3 - 4	0	0	0	0.44	0.445	0.055	44.00	-44.00	-190.00	732.00
4 - 5	0	0	0	0.45	0.505	0.056	45.00	-45.00	-235.00	687.00
5 - 6	0	0	0	0.56	0.91	0.070	56.00	-56.00	-291.00	631.00
6 - 7	0	0	0	1.26	1.58	0.158	126.00	-126.00	-417.00	505.00
7 - 8	0	0	0	1.90	1.805	0.238	190.00	-190.00	-607.00	315.00
8 - 9	0	0	0	1.71	1.575	0.214	171.00	-171.00	-778.00	144.00
9 - 10	0	0.1875	0	1.44	1.435	0.180	144.00	-144.00	-922.00	0.00
10 - 11	0.375	0.375	300	1.43	1.35	0.179	143.00	157.00	-765.00	157.00
11 - 12	0.375	0.375	300	1.27	1.24	0.159	127.00	173.00	-592.00	330.00
12 - 13	0.375	0.375	300	1.21	1.15	0.151	121.00	179.00	-413.00	509.00
13 - 14	0.375	0.375	300	1.09	1.07	0.136	109.00	191.00	-222.00	700.00
14 - 15	0.375	0.375	300	1.05	1.075	0.131	105.00	195.00	-27.00	895.00
15 - 16	0.375	0.375	300	1.10	1.15	0.138	110.00	190.00	163.00	1085.00
16 - 17	0.375	0.375	300	1.20	1.245	0.150	120.00	180.00	343.00	1265.00
17 - 18	0.375	0.1875	300	1.29	1.375	0.161	129.00	171.00	514.00	1436.00
18 - 19	0	0	0	1.46	1.305	0.183	146.00	-146.00	368.00	1290.00
19 - 20	0	0	0	1.15	0.95	0.144	115.00	-115.00	253.00	1175.00
20 - 21	0	0	0	0.75	0.7	0.094	75.00	-75.00	178.00	1100.00
21 - 22	0	0	0	0.65	0.625	0.081	65.00	-65.00	113.00	1035.00
22 - 23	0	0	0	0.60	0.565	0.075	60.00	-60.00	53.00	975.00
23 - 24	0	0	0	0.53	0.265	0.066	53.00	-53.00	0.00	922.00
SUMA			2400	24			2400			

Tabla 7.3 Aplicación del método analítico con volúmenes (ingresos constantes)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
							Volumen inicial =		0	661.5	
Tiempo (h)	Q _e m ³ /s	Q _e _{med}	E m ³	C.V.H	C.V.H _{med}	Q _s m ³ /s	S m ³	E - S m ³	V _{acum} m ³	V _{acum} m ³	
0 - 1	0.125		450	0.53		0.51	0.066	238.50	211.50	211.50	873.00
1 - 2	0.125	0.125	450	0.49		0.465	0.061	220.50	229.50	441.00	1102.50
2 - 3	0.125	0.125	450	0.44		0.44	0.055	198.00	252.00	693.00	1354.50
3 - 4	0.125	0.125	450	0.44		0.445	0.055	198.00	252.00	945.00	1606.50
4 - 5	0.125	0.125	450	0.45		0.505	0.056	202.50	247.50	1192.50	1854.00
5 - 6	0.125	0.125	450	0.56		0.91	0.070	252.00	198.00	1390.50	2052.00
6 - 7	0.125	0.125	450	1.26		1.58	0.158	567.00	-117.00	1273.50	1935.00
7 - 8	0.125	0.125	450	1.90		1.805	0.238	855.00	-405.00	868.50	1530.00
8 - 9	0.125	0.125	450	1.71		1.575	0.214	769.50	-319.50	549.00	1210.50
9 - 10	0.125	0.125	450	1.44		1.435	0.180	648.00	-198.00	351.00	1012.50
10 - 11	0.125	0.125	450	1.43		1.35	0.179	643.50	-193.50	157.50	819.00
11 - 12	0.125	0.125	450	1.27		1.24	0.159	571.50	-121.50	36.00	697.50
12 - 13	0.125	0.125	450	1.21		1.15	0.151	544.50	-94.50	-58.50	603.00
13 - 14	0.125	0.125	450	1.09		1.07	0.136	490.50	-40.50	-99.00	562.50
14 - 15	0.125	0.125	450	1.05		1.075	0.131	472.50	-22.50	-121.50	540.00
15 - 16	0.125	0.125	450	1.10		1.15	0.138	495.00	-45.00	-166.50	495.00
16 - 17	0.125	0.125	450	1.20		1.245	0.150	540.00	-90.00	-256.50	405.00
17 - 18	0.125	0.125	450	1.29		1.375	0.161	580.50	-130.50	-387.00	274.50
18 - 19	0.125	0.125	450	1.46		1.305	0.183	657.00	-207.00	-594.00	67.50
19 - 20	0.125	0.125	450	1.15		0.95	0.144	517.50	-67.50	-661.50	0.00
20 - 21	0.125	0.125	450	0.75		0.7	0.094	337.50	112.50	-549.00	112.50
21 - 22	0.125	0.125	450	0.65		0.625	0.081	292.50	157.50	-391.50	270.00
22 - 23	0.125	0.125	450	0.6		0.565	0.075	270.00	180.00	-211.50	450.00
23 - 24	0.125	0.0625	450	0.53		0.265	0.066	238.50	211.50	0.00	661.50
SUMA			10800	24				10800			

En algunos casos, puede representar una buena opción optimar lo más posible las políticas de operación de bombas de suministro al tanque, buscando que las diferencias anotadas en la novena columna sean mínimas, es decir, idealmente se buscaría que dichas diferencias fueran “cero”, pero por políticas de operación conviene uniformizarlas por períodos de 4, 6, 8 o 12 horas para que sean lo más pequeñas posibles.

En caso de que no puedan implantarse políticas óptimas de operación, puede buscarse un abastecimiento continuo al tanque procurando que el gasto medio diario de abastecimiento sea igual al gasto medio diario máximo de demanda de la población.

7.5.2 Método gráfico

Este método es semejante al anterior, pero en lugar de utilizar una tabla de cálculo se trazan los volúmenes acumulados con respecto al tiempo en una gráfica. Esta gráfica se conoce como “curva masa” o diagrama de Rippl (figura 7.2). En lugar de los volúmenes también pueden ser utilizados los porcentajes.

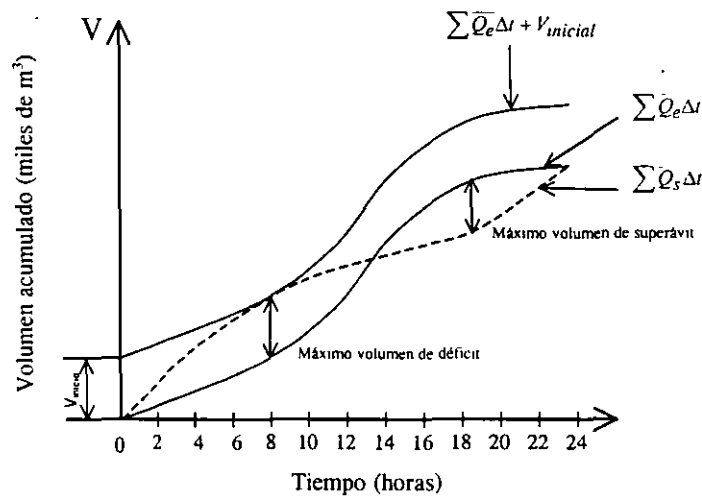


Figura 7.2 Curva masa o diagrama de Rippl

La variación del volumen almacenado en el tiempo

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s$$

o bien

$$dV = (Q_e - Q_s) dt$$

al integrar

$$\int_{ini}^f dV = \int_{ini}^f (Q_e - Q_s) dt$$

$$V - V_{ini} = \int_{ini}^f Q_e dt - \int_{ini}^f Q_s dt$$

$$V = V_{ini} + \sum Q_e \Delta t - \sum Q_s \Delta t$$

$$V = V_{ini} + \bar{E} - \bar{S} \quad (7.2)$$

Entre las características de esta curva se encuentran:

- a) La diferencia entre dos ordenadas mide el volumen en ese intervalo del tiempo (figura 7.3).

$$V_2 - V_1 = V(t_2) - V(t_1); \quad \text{volumen entre } t_1 - t_2$$

- b) La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el gasto en ese punto (figura 7.4).

$$Q = \frac{dV}{dt} = \frac{V_2 - V_1}{t_2 - t_1}$$

- c) La línea que une dos puntos de la curva tiene una pendiente que representa el gasto medio entre esos dos puntos, o intervalo (figura 7.5)

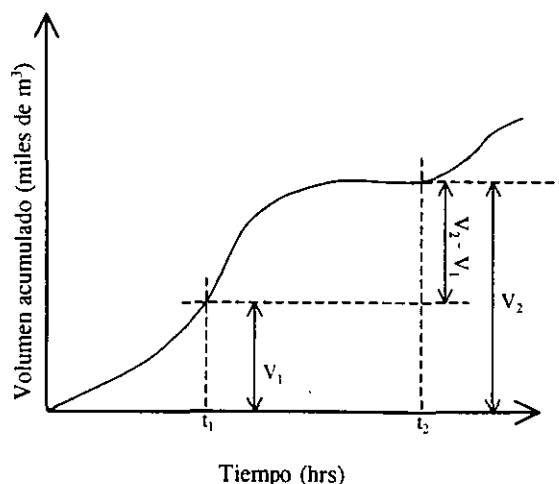


Figura 7.3 Volumen escurrido en un intervalo

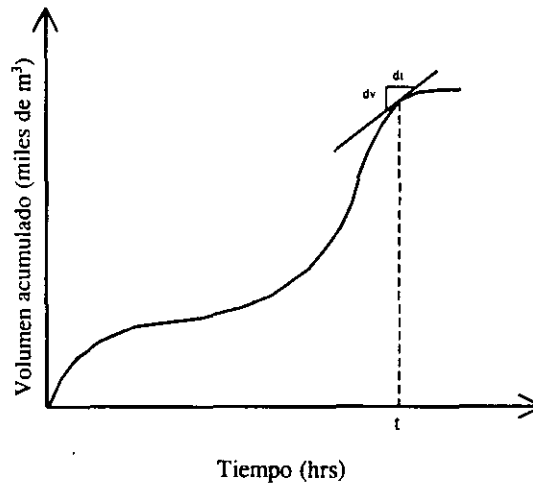


Figura 7.4 La pendiente de la tangente en un instante de la curva masa

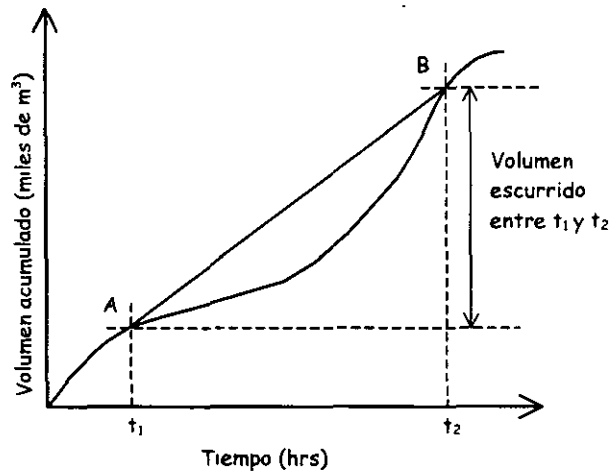


Figura 7.5 La pendiente de la recta AB representa el gasto medio entre los instantes t_1 y t_2

Cuando se tienen varias curvas masa debido a que el tanque cuenta con varias entradas o salidas, se suman para obtener la curva resultante representativa, tanto de entrada como de salida.

El volumen del tanque se obtiene en forma gráfica al combinar las curvas masa de ingreso y de salida trazándolas en un mismo sistema de ejes coordenados (tiempo-volumen). Si la curva masa de entrada está por arriba de la de salida representa un excedente; en caso contrario, equivale a un déficit.

Como sucede con otros métodos gráficos, éste es susceptible de error en la apreciación visual de los valores; además, requiere cierta destreza para trazar las curvas. Finalmente, puede resultar difícil ajustar de modo gráfico las curvas para lograr un balance entre los ingresos y las demandas. Por lo anterior es más conveniente usar el método analítico para diseñar un tanque de regulación.

7.6. EJEMPLOS DEL MÉTODO ANALÍTICO

7.6.1. VARIACIÓN HORARIA

Diseñar el tanque de regulación para una población cuyo gasto medio diario de demanda es de $0.125 \text{ m}^3/\text{s}$. Para abastecer a dicha población se dispone de una serie de pozos, cuyo período de operación se estima de 8 horas, iniciando a las 10:00 y terminando a las 18:00 horas.

SOLUCIÓN

El primer paso es seleccionar o determinar una ley de variación horaria.

Para aplicar el método analítico se requieren conocer los volúmenes de abastecimiento (V_e) y de demanda (V_s) del tanque en cada hora.

El volumen de demanda de la población por hora es

$$V_s = (0.125 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s}) = 450 \text{ m}^3$$

Y por día

$$V_s = (0.125 \text{ m}^3/\text{s})(86400 \text{ s}) = 10800 \text{ m}^3$$

El volumen de entrada al tanque, para satisfacer la demanda totalmente, debe ser igual al de demanda ($V_e = V_s$), de esta forma, puede determinarse el gasto total de abastecimiento de los pozos durante el intervalo señalado de 8 horas

$$Q_e = \frac{V_e}{\text{intervalos}} = \frac{10800 \text{ m}^3}{(8\text{h})(3600\text{s})} = 0.375 \text{ m}^3$$

En volumen, los pozos suministrarán al tanque cada hora

$$V_s = 0.375 \text{ m}^3/\text{s} * 3600 \text{ s} = 1350 \text{ m}^3$$

Al aplicar el método analítico con los datos señalados anteriormente, se obtuvieron las tablas 7.1 y 7.2, donde se realiza el cálculo con volúmenes y con porcentajes respectivamente. Al final de las tablas se han realizado algunas sumas que permiten verificar la validez de las mismas.

Se observa a partir de la tabla 7.1, en la octava columna que, el mayor déficit es de 4149 m³ y se presenta antes de iniciar el abastecimiento al tanque; además, el máximo superávit es de 2313 m³ (al finalizar el abastecimiento proveniente de los pozos). Por lo tanto el volumen de regulación del tanque debe ser de

$$|\text{Máximo déficit}| + \text{máximo superávit} = |-4149| + 2313 = 6462 \text{ m}^3$$

Sin embargo, si se supone un tanque con dicha capacidad y se inicia durante el ciclo de operación analizado con tanque vacío, se presenta un déficit de 4149 m³ (columna 8, tabla 7.1) y no se podrá satisfacer la demanda, no siendo esto un mal diseño del tanque, sino un desajuste de operación. Para llevar a cabo una operación correcta, deberá iniciarse el ciclo de operación con el máximo déficit de la columna 8, lo cual se ha calculado en la columna 9.

Se aprecia en la columna 9 que el volumen del tanque oscila entre “cero” (antes de iniciar el abastecimiento al tanque) y el valor de diseño de 6462 m³ (al finalizar la operación de los pozos). De esta forma, el volumen útil del tanque para satisfacer totalmente la demanda debe ser al menos de 6462 m³.

En la tabla 7.2 se ha aplicado el método analítico con porcentajes del volumen demandado por hora. En dicha tabla se han anotado los gastos de la tabla 7.1 con el fin de poder observar la equivalencia entre las tablas 7.1 y 7.2, sin embargo, las columnas correspondientes a los gastos (columnas 2 y 5) se pueden omitir y anotar sólo las de los porcentajes. Se puede observar que los porcentajes del volumen de demanda se pueden obtener directamente de la ley de variación horaria, con lo cual se puede omitir también la columna 4.

La ventaja de usar porcentajes radica en que se pueden utilizar para la misma ley de variación horaria de demanda distintas propuestas de abastecimiento al tanque (8 horas de bombeo, 12 horas, etc.), cuyos porcentajes siempre deben sumar 2400 (100% del gasto demandado por 24 horas).

Lo anterior permite determinar los porcentajes correspondientes al máximo déficit y al máximo superávit (columna 8) para cada propuesta de abastecimiento al tanque. Una vez conocidos tales porcentajes, se suma el valor absoluto del máximo déficit y el valor del máximo superávit para conocer la capacidad del tanque en porcentajes del gasto medio diario de demanda.

De la tabla 7.2 se obtiene

$$|\%Máximo déficit| + \%máximo superávit = |-922\%| + 514\% = 1436\% = 14.36$$

El valor anterior se puede asociar a una propuesta de abastecimiento al tanque, además se pueden elaborar varias propuestas más y compararlas para determinar la que proporcione el menor valor. Ésta será la correspondiente al volumen de tanque más pequeño. Para determinar la más económica deberá conjuntarse la propuesta del volumen del tanque con el análisis de la línea de conducción que lo abastecerá.

Conociendo en gasto medio diario ($0.125 \text{ m}^3/\text{s}$), se puede determinar el volumen útil del tanque

$$V_{\text{tanque}} = (14.36)(0.125 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s}) = 6462 \text{ m}^3$$

Por último, en la tabla 7.3 se aplica el método con volúmenes para determinar la capacidad del tanque regulador cuando la política de operación de la fuente consiste en mantener durante las 24 horas un gasto igual al gasto medio diario de demanda.

De la tabla 7.3 se obtiene el máximo déficit y el máximo superávit, y así el volumen útil del tanque es

$$|\text{Máximo déficit}| + \text{máximo superávit} = |-661.5| + 1390.5 = 2052 \text{ m}^3$$

Se aprecia la disminución del volumen del tanque en comparación a la política de operación de sólo 8 horas. Además, en este caso, el volumen inicial del tanque debe ser de 661.5 m^3 al inicio del ciclo de operación. Se observa que el máximo déficit se presenta al finalizar las horas de mayor demanda (20:00 horas), y el máximo superávit al terminar las horas de menor demanda (6:00 horas).

Para finalizar, se puede determinar el volumen total del tanque regulador, puesto que sólo se ha obtenido su volumen útil. Para ello se puede elegir a partir de tanques tipo el que más se aproxime al de diseño, o proponer una geometría del tanque y determinar algunas de sus dimensiones.

En función de cierta geometría propuesta para el tanque, la altura total se obtiene como

$$H = y + \Delta y$$

donde

- H altura total del tanque (m)
- Y tirante de agua dentro del tanque (m)
- Δy sobreelevación adicional (libre bordo) como medida de seguridad (m)

El tirante de agua se obtiene de la relación

$$y = \frac{V}{A}$$

donde

- y tirante (m)
- V volumen total requerido (m³)
- A área de la sección propuesta en planta para el tanque (m²)

La sobreelevación Δy se obtiene como

$$\Delta y = 0.25y$$

Si se supone que el tanque tenga una sección rectangular de base 25 y de altura 25, resulta

$$y = \frac{2025}{(25)(25)} = 3.28m$$

$$\Delta y = (0.25)(3.28) = 0.82m$$

$$H = 3.28 + 0.82 = 4.1m$$

7.6.2. VARIACIÓN MENSUAL

Determinar la capacidad de almacenamiento que el tanque requiere, para mantener un abastecimiento de agua constante de $2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{mes}$, en la tabla 7.4 se tienen los siguientes valores de los escurrimientos medios mensuales.

Tabla 7.4 Escurrimientos medios mensuales

Mes	Escurrimiento (10^6 m^3)	Mes	Escurrimiento (10^6 m^3)
1	9.0	10	0.4
2	10.8	11	0.5
3	4.2	12	0.9
4	2.8	13	1.1
5	1.2	14	2.0
6	1.1	15	5.5
7	0.9	16	10.5
8	0.5	17	3.5
9	0.6	18	2.5

SOLUCIÓN

Es necesario realizar una tabla de cálculo para la solución del problema, en la tabla 7.5, se muestran estos cálculos. El significado de cada columna se describe a continuación

- El mes y su correspondiente escurrimiento se encuentran en la columna 1 y 2 respectivamente.
- El escurrimiento acumulado esta en la columna 3
- La demanda de abastecimiento de agua aparece en la columna 4
- El déficit (escurrimiento-demanda de agua), está calculado en la columna 5. El signo negativo significa que la demanda de agua excede al escurrimiento y existe un déficit
- El déficit acumulado se muestra en la columna 6. El máximo déficit acumulado representa la cantidad requerida en el tanque de almacenamiento
- Los números en la columna 7 representan el excedente acumulado

Tabla 7.5 Solución del ejemplo 7.6.2

1	2	3	4	5	6	7
Mes	Escurrencimiento $10^6 m^3$	\bar{E} $10^6 m^3$	\bar{S} $10^6 m^3$	$\bar{E} - \bar{S}$ $10^6 m^3$	V_{acum} $10^6 m^3$	V_{acum} $10^6 m^3$
1	9.0	9.0	2.0	7.0	-	7.0
2	10.8	19.8	2.0	8.8	-	15.8
3	4.2	24.0	2.0	2.2	-	18.0
4	2.8	26.8	2.0	0.8	-	18.8
5	1.2	28.0	2.0	-0.8	-0.8	-
6	1.1	29.1	2.0	-0.9	-1.7	-
7	0.9	30.0	2.0	-1.1	-2.8	-
8	0.5	30.5	2.0	-1.5	-4.3	-
9	0.6	31.1	2.0	-1.4	-5.7	-
10	0.4	31.5	2.0	-1.6	-7.3	-
11	0.5	32.0	2.0	-1.5	-8.8	-
12	0.9	32.9	2.0	-1.1	-9.9	-
13	1.1	34.0	2.0	-1.9	-10.8	-
14	2.0	36.0	2.0	0.0	-10.8	-
15	5.5	41.5	2.0	3.5	-7.3	-
16	10.5	52.0	2.0	8.5	-	1.2
17	3.5	55.5	2.0	1.5	-	2.7
18	2.5	58.0	2.0	0.5	-	3.2

De la tabla 7.5, columna 7, podemos observar que el máximo de reserva con el que se cuenta en periodo de sequía es de 18.8. en la columna 6, el máximo déficit, o la demanda máxima en el periodo de sequía es de -10.8. El déficit máximo acumulado representa la capacidad necesaria para el tanque de almacenamiento, y por último observamos que cuando ya no existen déficits si no que hay excedentes (columna 7) se vuelve a llenar el tanque.

7.7. EJEMPLOS DEL MÉTODO GRÁFICO

La solución gráfica del ejemplo 7.6.2 se muestra en la figura 7.2. Los puntos que hay que tomar en cuenta en la solución gráfica son los siguientes:

- Los valores de la columna 3 son utilizados para dibujar la curva del escurrimento
- Se dibuja una línea del origen con una pendiente igual a la demanda de agua mensual
- Para determinar la capacidad necesaria en el tanque de almacenamiento, se dibuja una línea paralela a la línea de la demanda, pero comenzando en el punto de tangencia al

inicio del periodo de sequía. La distancia vertical máxima entre la línea antes trazada (con pendiente igual a la demanda de agua $2 \times 10^6 \text{ m}^3$) y la curva de escurrimiento acumulado, representa la capacidad requerida. Como su muestra en la figura 7.2, el valor de la capacidad es de $10.8 \times 10^6 \text{ m}^3$, el cual es el mismo valor obtenido con el método analítico.

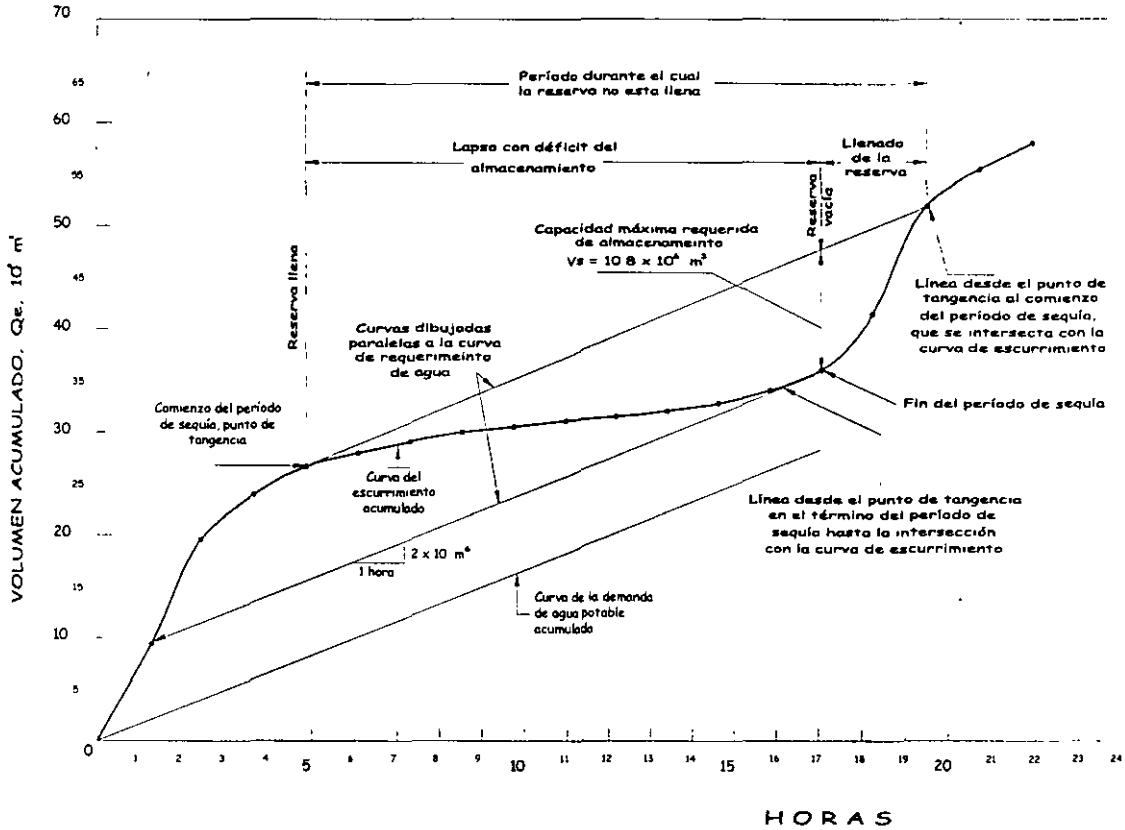


Figura 7.2 Solución gráfica del problema 7.6.2

8. REVISIÓN DE LAS REDES

8.1 FUNDAMENTOS DEL FLUJO EN TUBERÍAS

En la mayoría de los problemas con flujos, es necesario analizar un estado arbitrario de movimiento del fluido. Éste se define por la geometría, las condiciones de contorno y las leyes de la mecánica.

Se definirá el concepto de fluido como una sustancia que sufre una deformación continua al someterse al efecto de un esfuerzo cortante, sin importar que tan pequeño sea dicho esfuerzo. La fuerza cortante es el componente paralelo a la superficie, y este componente dividido entre el área de la superficie en la cual actúa, es el esfuerzo cortante promedio sobre el área.

También se enuncian las ecuaciones básicas que son utilizadas para establecer el comportamiento de los fluidos.

8.1.1 Ecuaciones fundamentales

Las leyes básicas que son utilizadas para describir el movimiento completo de un fluido (*flujo de un fluido*), no resultan fáciles de formular ni el manejo desde el punto de vista matemático ya que se requiere gran apoyo de la experimentación y tiempo en la observación de los fenómenos.

Ecuación de continuidad en un conducto cerrado

La figura 8.1 muestra un flujo limitado por la superficie u (que generalmente coincide con una frontera sólida, o por ésta y una superficie libre) y por las secciones transversales 1 y 2, normales al eje que une los centros de gravedad de todas las secciones. Las velocidades en cada punto de una misma sección transversal poseen un valor medio V , con dirección tangencial al eje de la vena.

Se considera como volumen elemental de líquido, el limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida (mostrado en la figura 8.1), así como por dos secciones transversales normales al eje de la vena, separadas la distancia ds , donde s representa la coordenada curvilínea siguiendo el eje de la vena, y aplicando el principio de la conservación de la materia, expresado de la siguiente manera:

$$\left(\begin{array}{l} \text{Masa que atraviesa la superficie} \\ \text{de frontera que entra al volumen} \\ \text{en la unidad de tiempo} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{l} \text{Masa que atraviesa la superficie} \\ \text{de frontera que sale del volumen} \\ \text{en la unidad de tiempo} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{Cambio con respecto} \\ \text{al tiempo de la masa} \\ \text{contenida en el volumen} \end{array} \right)$$

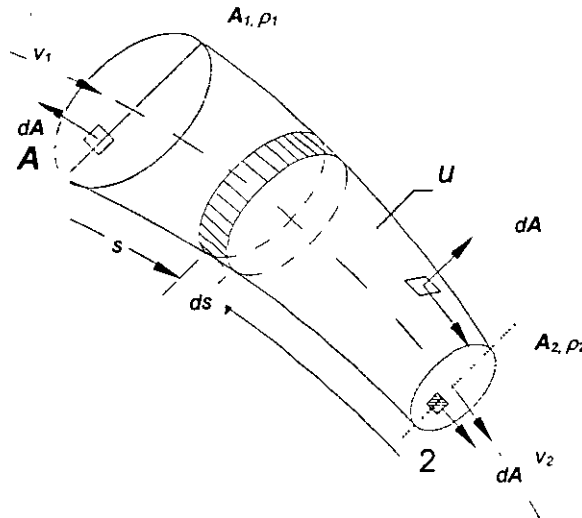


Figura 8.1 Ecuación de continuidad para una vena líquida.

La cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera, del volumen elemental en estudio, es:

$$\left[\rho v A + \frac{\partial(\rho v A)}{\partial s} ds \right] - \rho v A = \frac{\partial(\rho v A)}{\partial s} ds \quad (8.1)$$

Tomando en cuenta que el flujo es *permanente*⁴, el cambio de la masa (contenida dentro del volumen) respecto al tiempo es igual a cero, de donde resulta que

$$\rho v A = C, \text{ siendo } C \text{ una constante.} \quad (8.2)$$

Si el fluido es incompresible ρ no varía y, por tanto $v A$ es igual a una constante. Esto significa que no cambia el gasto que circula por cada sección de la vena líquida en flujo permanente. Así para las secciones transversales 1 y 2, se cumple lo siguiente:

⁴ Se trata de un flujo *permanente* si las características en un punto se mantienen constantes para cualquier instante o bien, si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo (Sotelo, 1991).

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 \quad (8.3)$$

Ecuación de la energía

La ecuación de la energía planteada en dos secciones transversales de una tubería de longitud L funcionando a presión (figura 8.2), en flujo permanente queda establecida así:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (8.4)$$

La deducción de la ecuación anterior puede ser consultada en el libro de Hidráulica General de Sotelo (1991).

Cada uno de los términos, de la ecuación 8.4 corresponden a una longitud de carga. El término z medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; donde p/γ es la carga de presión; $\alpha v^2 / 2g$ la carga de velocidad (siendo α el coeficiente de Coriolis, que toma en cuenta la variación de la velocidad real con respecto a la velocidad media, de la sección transversal en estudio); $\sum_1^2 h_r$ la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

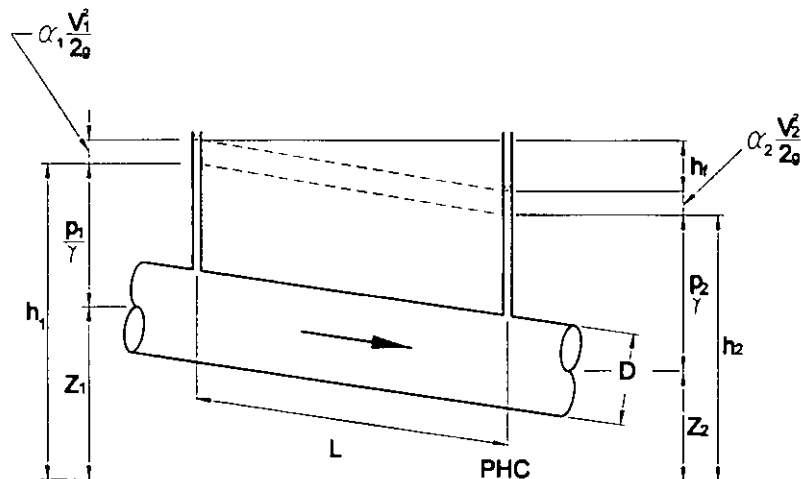


Figura 8.2 Cargas en los extremos de un tubo

La ecuación 8.4 establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo $[FL/L]$. La carga de posición es la *energía potencial*; la carga de presión es la *energía correspondiente al trabajo mecánico* ejecutado por las fuerzas debidas a la presión; la carga de velocidad es la *energía cinética* de toda la vena líquida; la pérdida de carga es la energía transformada en otro tipo de energía (transferencia de calor) que, en el caso de los líquidos, no es utilizable en el movimiento.

De la ecuación 8.4 el término $\sum_1^2 h_r$ está constituido por la pérdida debida a la fricción ($\sum_1^2 h_f$) y las pérdidas menores ($\sum_1^2 h_m$), las cuales se analizarán más adelante, esto es:

$$\sum_1^2 h_r = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \quad (8.5)$$

8.1.2 Clasificación de flujos

El flujo de un fluido se puede clasificar desde varios puntos de vista. En el siguiente esquema se muestran los más importantes utilizados en la ingeniería.

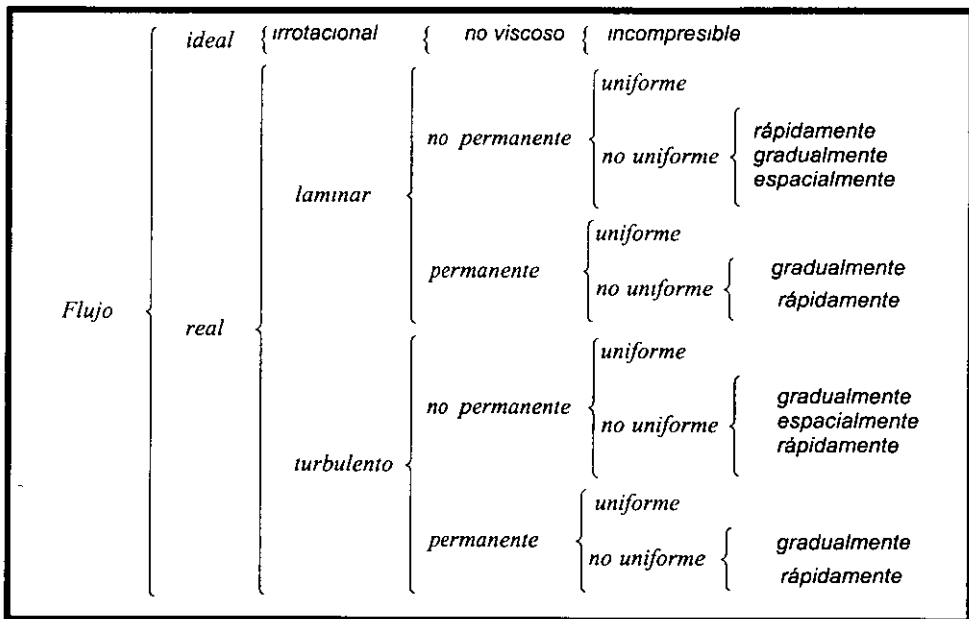


Figura 8.3 Clasificación de flujos.

Para la descripción de algunos flujos, se utilizará el concepto de aceleración total (White et al, 1988):

$$\bar{a} = \frac{d\bar{v}}{dt} = \underbrace{\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} u + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} v + \frac{\partial \bar{v}}{\partial w} w}_{\text{aceleración convectiva}} + \underbrace{\frac{\partial \bar{v}}{\partial t}}_{\text{aceleración local}} \quad (8.6)$$

A continuación se establecen algunas de las características que distinguen a los flujos.

Flujo ideal

Un **fluido ideal** es incompresible y no viscoso. No debe confundirse con un gas ideal. El gas ideal tiene viscosidad y puede, por lo tanto, desarrollar esfuerzos cortantes y es compresible de acuerdo a la ley del gas ideal. La suposición de un fluido ideal es útil en el análisis de situaciones de flujo que comprenden grandes extensiones de fluidos, como en el movimiento de un avión o un submarino.

Se denomina proceso reversible, cuando después de una o varias modificaciones durante dicho proceso, se regresa a su estado original sin ningún cambio ya sea en el sistema o sus alrededores. Un fluido no viscoso no desarrolla fricción. Los procesos de este flujo son reversibles.

Flujo real

Es un fluido que se deforma continuamente cuando se somete a un esfuerzo cortante, sin importar cuán pequeño sea ese esfuerzo. El esfuerzo cortante en un punto es el valor límite de la fuerza cortante al área cuando ésta se reduce al punto.

Otros flujos

A continuación se mencionan algunos tipos de flujos que se considera importante hacer mención de las características que los distinguen.

Flujo a régimen permanente

El *flujo permanente* ocurre cuando las condiciones en cualquier punto del fluido no cambian con el tiempo. En este tipo de flujo no hay cambio en la velocidad v , densidad ρ , presión p o temperatura T con el tiempo en cualquier punto; así

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (8.7)$$

En flujo turbulento, debido al movimiento errático de las partículas del fluido, siempre ocurren pequeñas fluctuaciones en cualquier punto. La definición para flujo a régimen permanente debe generalizarse para incluir estas fluctuaciones.

Cuando la velocidad media temporal

$$\bar{v} = \frac{1}{t} \int_0^t v dt \quad (8.8)$$

no cambia con el tiempo, se dice que el flujo es a régimen permanente. La misma generalización se aplica a la densidad, presión, temperatura, etc., cuando sustituyen en v de la fórmula anterior.

En el flujo permanente, la aceleración local es cero.

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} = 0 \quad (8.9)$$

Flujo a régimen no permanente

El flujo se desarrolla a *régimen no permanente* cuando las condiciones de velocidad v , presión p , densidad ρ o temperatura T en cualquier punto cambian con el tiempo, es decir, expresando matemáticamente

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} \neq 0 \quad (8.10)$$

En el flujo no permanente, la aceleración local es diferente de cero.

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad (8.11)$$

Flujo laminar

En *flujo laminar*, las partículas del fluido se mueven a lo largo de trayectorias suaves en láminas, o capas, con una capa deslizándose suavemente sobre una capa adyacente. El flujo laminar es gobernado por la ley de viscosidad de Newton

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (8.12)$$

donde

τ es la relación entre el esfuerzo cortante y la rapidez de la deformación angular para el flujo unidimensional de un fluido

μ es el factor de proporcionalidad característica del fluido que se conoce como viscosidad dinámica

$\frac{du}{dy}$ es la relación entre el cambio de velocidad y la distancia sobre la cual ocurre dicho cambio

El flujo laminar se rige por la acción de la viscosidad. El flujo laminar no es estable en situaciones en las que hay combinaciones de baja viscosidad y alta velocidad.

Flujo turbulento

En *flujo turbulento*, las partículas del fluido se mueven en trayectorias irregulares que causan un intercambio de cantidad de movimiento de una porción del fluido a otra próxima. En una situación en la que un flujo podría ser turbulento o laminar, la turbulencia establece mayores esfuerzos cortantes en todo el fluido y causa mayor disipación de la energía hidráulica.

Se puede escribir una ecuación para flujo turbulento similar en forma a la establecida para el flujo laminar, basándose en la ley de viscosidad de Newton que describe el flujo:

$$\tau = \eta \frac{du}{dy} \quad (8.13)$$

El factor η sin embargo no sólo es una propiedad del fluido, sino que depende del movimiento del fluido y de la densidad; se le denomina viscosidad aparente o de recambio (Eddy).

En muchas situaciones prácticas de flujo, tanto la viscosidad como el movimiento del fluido contribuyen al esfuerzo cortante:

$$\tau = (\mu + \eta) \frac{du}{dy} \quad (8.14)$$

Además de los mencionados en los incisos anteriores, se considera necesario explicar brevemente los siguientes:

Flujo uniforme

El **flujo uniforme** ocurre cuando, en todo punto, el vector de velocidad es idénticamente el mismo (en magnitud y dirección) para cualquier instante dado. Expresando lo anterior matemáticamente

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad (8.15)$$

s es un desplazamiento en cualquier dirección. La ecuación establece que no hay cambio en el vector de velocidad en toda dirección a través del fluido en distintos instantes.

En términos de la aceleración, el flujo permanente es uniforme cuando la aceleración convectiva es cero, es decir

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w = 0 \quad (8.16)$$

Flujo no uniforme

El flujo en que el vector de velocidad varía de un lugar a otro (en magnitud y sentido) es **flujo no uniforme**

$$\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 \quad (8.17)$$

En este caso, la aceleración convectiva es diferente de cero.

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w \neq 0 \quad (8.18)$$

Flujo rotacional

La rotación de una partícula fluida en torno a un eje dado, por ejemplo el eje z, se define como la velocidad angular promedio de dos elementos de línea infinitesimales en la partícula que está en ángulo recto el uno con el otro y con el eje dado. Si las partículas de fluido dentro de una región tienen rotación en torno a cualquier eje, el flujo se llama *rotacional*, o *flujo de vórtice*. De modo que expresando lo anterior en términos matemáticos se tiene (Echávez, et al 1997).

$$\text{rot } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} \neq \bar{0} \quad (8.19)$$

Flujo irrotacional

Si el fluido dentro de una región no tiene rotación, se llama *flujo irrotacional*. En análisis hidrodinámico, se demuestra que si un fluido está en reposo y no tiene fricción, cualquier movimiento posterior de este fluido será irrotacional, por lo que (Echávez, et al 1997).

$$\text{rot } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} = \bar{0} \quad (8.20)$$

Flujo compresible

Se clasifica como *flujo compresible* cuando los cambios de densidad de un punto a otro de análisis son distintos de cero. En la práctica, sólo en los problemas de golpe de ariete es necesario considerar que el flujo de un líquido es compresible (Echávez, et al 1997). Así,

$$\text{div } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} \neq 0 \quad (8.21)$$

Flujo incompresible

Un *flujo incompresible* se considera si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables (Echávez, et al 1997). En términos matemáticos, lo anterior se expresa como

$$\text{div } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} = 0 \quad (8.22)$$

Flujo adiabático

El *flujo adiabático* es aquel flujo de un fluido en el que no hay transferencia de calor con el exterior desde el fluido o hacia éste.

8.1.3 Pérdidas de energía

El movimiento del agua en cualquier conducto siempre se produce con una cierta transformación de energía, causada por la resistencia que se presenta en oposición al movimiento. Tal resistencia se debe principalmente a dos efectos, uno es el de la fricción entre sí de los filamentos líquidos con las paredes de los conductos o al choque entre las partículas fluidas que se mezclan debido al movimiento turbulento.

Las transformaciones irreversibles ó “pérdidas de energía” tienen lugar en los flujos reales por la viscosidad que convierte energía mecánica en energía calorífica, energía que no es recuperable.

Pérdidas por esfuerzo cortante

En la aplicación de los métodos de análisis para el cálculo de las pérdidas de energía hidráulica debidas al esfuerzo cortante en estructuras largas son muy importantes, por lo que ha tenido especial interés en las investigaciones teórico experimentales para obtener soluciones satisfactorias y sobre todo, de fácil aplicación.

La viscosidad es la propiedad de los fluidos que causa esfuerzos cortantes para fluidos en movimiento, y es también uno de los medios por los cuales se desarrollan las pérdidas de energía. En flujos turbulentos, los movimientos aleatorios de fluidos superpuestos al movimiento promedio crean esfuerzos cortantes aparentes que son más importantes que los debidos al corte viscoso.

Para analizar el problema de la resistencia al flujo, resulta necesario revisar los tipos de flujo y poner especial interés en la diferencia del comportamiento entre los flujos laminar y turbulento mencionados en los puntos anteriores.

Cualquiera que sea la tendencia del flujo hacia la inestabilidad y la turbulencia, se amortigua por fuerzas cortantes viscosas que resisten el movimiento relativo de las capas adyacentes. Sin embargo, en el flujo turbulento, las partículas se mueven en forma errática, con un intercambio de cantidad de movimiento transversal muy violento.

La velocidad del fluido en cualquier punto de la tubería para flujo laminar es constante en el tiempo. Si el flujo es turbulento, ocurre en el fluido una mezcla muy violenta y la velocidad en un punto varía aleatoriamente con el tiempo.

Las diferencias entre los flujos laminar y turbulento en una tubería fueron esclarecidos en primera instancia por Osborne Reynolds en 1883. Reynolds condujo una serie de experimentos en los cuales inyectó un colorante en agua que fluía en una tubería de vidrio. La figura 8.4 ilustra las observaciones de Reynolds.

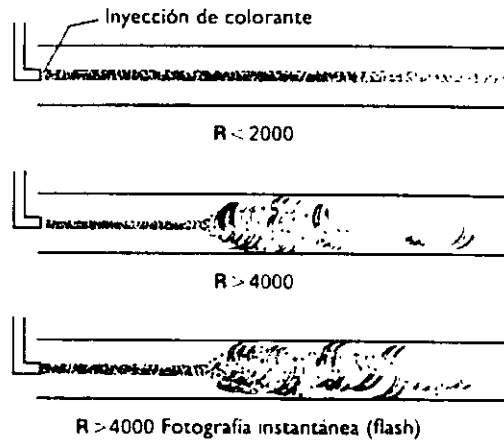


Figura 8.4 Representación esquemática de las observaciones de Reynolds de los flujos laminar y turbulento en tuberías

A bajas velocidades, el colorante permaneció uniforme y regular a medida que fluía aguas abajo. A velocidades más elevadas, parecía que el colorante explotaba, mezclándose rápidamente a través de toda la tubería. Con una fotografía moderna de alta velocidad de la mezcla del colorante, revelaría un patrón de flujo muy completo, no discernible en los experimentos de Reynolds.

Los experimentos de Reynolds demostraron que la naturaleza del flujo en tuberías depende del cociente de la fuerza inercial entre la fuerza viscosa; por tanto, si este cociente es grande, cabe esperar que las fuerzas inerciales dominen a las fuerzas viscosas. Esto normalmente es cierto cuando ocurren cambios geométricos cortos y repentinos; en tramos largos de tuberías o canales abiertos la situación es distinta.

Una medida de turbulencia es un término carente de dimensión, llamado *número de Reynolds*:

$$R = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (8.23)$$

donde V es la velocidad promedio, D es el diámetro interno de la tubería, ρ es la densidad de masa y μ la viscosidad.

El cociente entre ρ y μ se le denomina viscosidad cinemática:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (8.24)$$

Reynolds encontró que si el valor de \mathfrak{R} era menor que aproximadamente 2000, el flujo siempre era laminar, mientras que a números de Reynolds mayores, el flujo era turbulento. El valor exacto del número de Reynolds que define el límite entre el flujo laminar y turbulento dependía de las condiciones experimentales. Si el agua en el depósito de entrada permanecía totalmente en reposo y no había vibración en el equipo, Reynolds encontró que el flujo laminar se podía mantener a números de Reynolds mucho mayores que 2000. También encontró que si comenzaba con un valor muy alto de \mathfrak{R} con flujo turbulento en la tubería y después lo disminuía, el flujo se convertía en laminar a un valor de \mathfrak{R} alrededor de 2000.

Aunque en un laboratorio es posible obtener un flujo laminar a números de Reynolds más elevados, la mayoría de las situaciones de ingeniería pueden considerarse como “no perturbadas”. En la práctica de la ingeniería, el límite superior del número de Reynolds para flujo laminar en una tubería se toma como

$$\mathfrak{R} \approx 2300 \quad \text{Máximo para flujo laminar en una tubería}$$

Para números de Reynolds entre 2300 y 4000, el flujo es impredecible y a veces pulsa o cambia de laminar a turbulento y viceversa. Este tipo de flujos se denomina flujo de transición. Si el número de Reynolds es mayor que 4000, generalmente es turbulento:

$$\mathfrak{R} \approx 4000 \quad \text{Mínimo para flujo turbulento estable en una tubería}$$

Una de las fórmulas más empleadas para obtener la pérdida de carga por fricción en una tubería, es la de Darcy-Weisbach desarrollada en 1850 con el apoyo de otros investigadores más. Tiene la ventaja respecto a otras, de ser más precisa (Rojas, 1994) al considerar además de las características de las tuberías, a la velocidad y viscosidad del fluido que circula dentro de ella. La fórmula está dada de la manera siguiente:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (8.25)$$

donde f es el factor de fricción (adimensional), L la longitud de la tubería (en m), d es el diámetro de la tubería (en m), v la velocidad del flujo en la tubería (en m/s) y g es la aceleración de la gravedad (en m/s^2).

El factor de fricción f depende del tamaño promedio de las protuberancias de la pared interior de la tubería ε (denominada rugosidad absoluta), el diámetro de la tubería, la velocidad del flujo y viscosidad del fluido que circula en la tubería; estos factores se resumen en la llamada rugosidad relativa (ε/d) y el número de Reynolds.

Para la selección adecuada de la altura de rugosidad equivalente ε se recomienda usar tablas normalizadas aprobadas por alguna institución o de fabricantes que la especifiquen. Es necesario mencionar que al paso del tiempo, en la tubería se presentan incrustaciones y alteraciones en la composición del material que provocan un aumento en la rugosidad absoluta de dicha tubería. Para la revisión hidráulica en redes de tuberías que tienen algunos años funcionando y que no han cumplido su periodo de vida útil es necesario considerar un ajuste en la rugosidad equivalente ε .

Cuando se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach, en términos del gasto se tiene que

$$h_f = CQ^2 \quad (8.26)$$

donde C corresponde a la siguiente expresión

$$C = f \frac{L}{A^2} \frac{1}{d} \frac{1}{2g} \quad (8.27)$$

siendo f el factor de rugosidad (adimensional), L la longitud de la tubería (en m), d el diámetro de la tubería (en m), v la velocidad del flujo en la tubería (m/s), g es la aceleración de la gravedad (en m/s^2) y A es el área de la sección transversal de la tubería (en m^2).

Para obtener el factor de fricción se puede usar el diagrama universal de Moody (figura 8.5) que se utiliza para determinar el factor de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido.

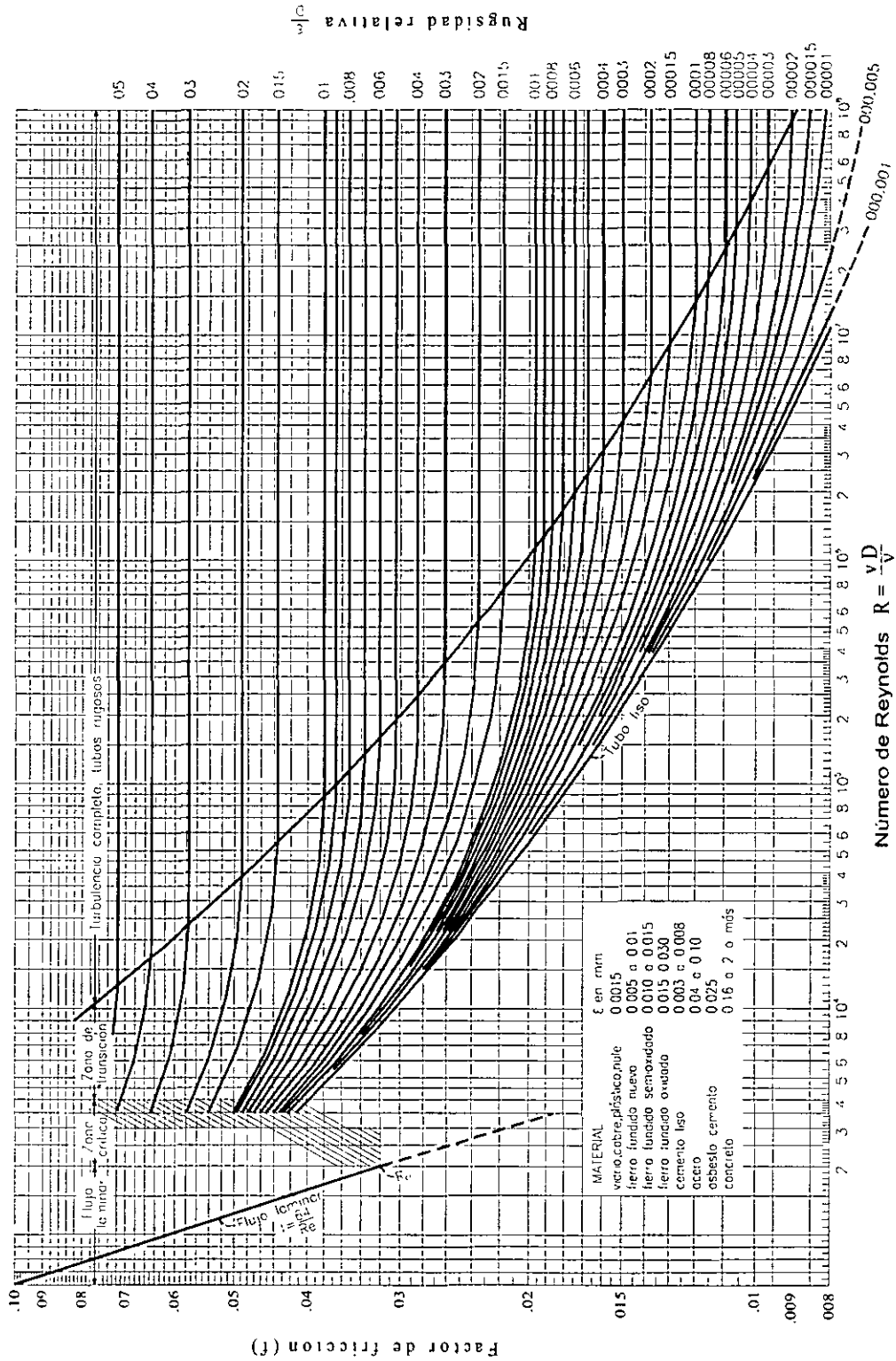


Figura 8.5 Diagrama de Moody

Pérdidas locales

Además de la liberación continua de energía que ocurre con el movimiento del agua a lo largo del conducto, los cambios de geometría de la sección, los dispositivos para el control de las descargas y a modificaciones necesarias en la dirección de la tubería, para avenirse a los accidentes topográficos, producen pérdidas de energía denominadas *locales* o *menores*. Ésta se localizan en un sitio a escasa longitud donde se produce el cambio de geometría o dirección del flujo.

La magnitud de las pérdidas locales se expresa, como una fracción de la carga de velocidad, de la forma siguiente:

$$h_m = K \frac{v^2}{2g} \quad (8.28)$$

donde

- h_m es la pérdida local de energía (en m);
- K es el coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, el número de Reynolds y de la rugosidad del tubo;
- $\frac{v^2}{2g}$ es la carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo, salvo aclaración en caso contrario (en m).

En la tabla 8.1, presentan algunos valores del coeficiente K , de acuerdo con el tipo de perturbación, sin embargo en la literatura técnica con la que actualmente se cuenta se pueden encontrar tablas más completas del valor de dicho coeficiente.

En ciertas ocasiones, la determinación de las pérdidas locales por medio de la fórmula 8.28 ofrece dificultades y por esta razón se recurre a otros métodos como el de las *longitudes virtuales* o *equivalentes*, el cual consiste en añadir a la longitud real de la tubería, para efectos de cálculo, longitudes de tubos con el mismo diámetro del conducto en estudio, capaces de causar las mismas pérdidas de carga ocasionadas por las piezas a las que sustituyen.

Cabe señalar que la pérdida producida por una perturbación en el flujo puede ser obtenida con la expresión de Darcy-Weisbach, donde f es calculada con la ecuación de Swamme y Jain (Rojas, 1994) que más adelante se mostrará. En el caso de las pérdidas menores en donde interviene el coeficiente de descarga C_d , éste se puede estimar en función del parámetro K y se calcula como sigue

$$C_d = \frac{1}{\sqrt{K}} \quad (8.29)$$

Tabla 8.1 Valores del coeficiente K
Fuente: Paschoal Silvestre. 1983

PIEZA	K	PIEZA	K
Ampliación gradual	0.30*	Unión	0.40
Boquillas	2.75	Medidor Venturi	2.50**
Compuerta abierta	1.00	Reducción gradual	0.15*
Codo de 90°	0.90	Válvula de ángulo abierto	5.00
Codo de 45°	0.40	Válvula de compuerta abierta	0.20
Colador	0.75	Válvula de globo abierta	10.00
Curva de 90°	0.40	Salida de canalización	1.00
Curva de 45°	0.20	Te, de paso directo	0.60
Entrada normal	0.50	Te, salida de lado	1.30
Entrada de Borda	1.00	Te, salida bilateral	1.80
Velocidad	1.00	Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.75		

* Con base en la velocidad mayor y

** Con base en la velocidad en la canalización

8.2 ECUACIONES EN EL ANÁLISIS DE REDES DE DISTRIBUCIÓN

Para el análisis del funcionamiento hidráulico de una red de distribución de agua en régimen permanente (red estática), es necesario contar con las cargas en los extremos de sus tubos y los gastos que fluyen en los mismos. Para determinarlas analíticamente, se emplean para cada tubería de la red los principios de conservación de la energía y conservación de la masa (ecuación de continuidad). Además, se requiere establecer la ecuación de continuidad donde se unen dos o más tubos.

Retomando la ecuación 8.4 se tiene

$$z_s + \frac{p_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (8.30)$$

considerando que

$$h_s = z_s + \frac{p_s}{\gamma} \quad (8.31)$$

$$h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma} \quad (8.32)$$

la ecuación 8.30 se puede escribir como

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (8.33)$$

para una tubería con área de sección transversal constante $A_s = A_i$ la ecuación de continuidad define que $A_s v_s = A_i v_i$, por consiguiente $v_s = v_i$. Si al mismo tiempo, se acepta que $\alpha_s = \alpha_i = 1$, la ecuación 8.33 se reduce a

$$h_f = h_s - h_i \quad (8.34)$$

De acuerdo con esta expresión, la pérdida de carga es igual a la caída de carga que se presenta en la tubería entre las secciones s e i .

Como se describió en el capítulo anterior, la pérdida de carga está en función de las características de flujo (velocidad y viscosidad cinemática) y características de la tubería (diámetro, longitud y rugosidad absoluta ε). La fórmula de Darcy-Weisbach se puede utilizar para calcular dicha pérdida (ecuación 8.25).

De la ecuación 8.3 se sabe que

$$v = Q / A \quad (8.35)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 8.25 tendremos

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (8.36)$$

si además

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2g A^2} \quad (8.37)$$

donde

$$A = \pi D^2 / 4 \quad (8.38)$$

como C es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 8.25 se puede escribir como

$$h_f = C_j |Q_j| |Q_j| \quad (8.39)$$

donde C_j se calcula con los datos del tubo j y Q_j es el gasto que fluye por él.

Por otra parte, si se toma en cuenta la ecuación 8.37 en la 8.34 se obtiene

$$h_s - h_i = C_j |Q_j| |Q_j| \quad (8.40)$$

Despejando el gasto Q_j

$$Q_j = \sqrt{\frac{I}{C_j}} \sqrt{h_s - h_i}$$

cuya solución se plantea de la siguiente manera

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (8.41)$$

El coeficiente k_j está definido como

$$k_j = \left(\frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \quad (8.42)$$

8.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Si en la red por analizar se conocen en los nudos los gastos que entran o salen de éste y al menos una carga, es posible calcular las cargas y los gastos en toda la red. Para lograrlo se tiene que resolver un sistema de ecuaciones no lineales como se mostrará adelante.

El principio de continuidad para flujo permanente establece que la suma de los gastos que llegan a un nudo es igual a la suma de los gastos que salen del mismo.

Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos. Por ejemplo, para el nudo 15 de la red de la figura 8.6 se tiene que

$$Q_{17} + Q_{18} - Q_{19} - Q_{20} = G_{15} \quad (8.43)$$

donde Q_j es el gasto que fluye dentro de la tubería j y G_n el gasto de salida de la red desde el nudo n .

En general para cualquier nudo n de la red se plantea una ecuación de la forma siguiente:

$$\sum_{j=1}^m Q_j = G_n \quad (8.44)$$

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

Si ahora se sustituye cada uno de los gastos que circulan dentro de las tuberías en términos de los niveles piezométricos (según la ecuación 8.41), se forma un sistema no lineal de ecuaciones.

Así para el nudo 15 de la figura 8.6 se tendrá que

$$k_{17}(h_{14} - h_{15})^{1/2} + k_{18}(h_3 - h_{15})^{1/2} - k_{19}(h_{15} - h_5)^{1/2} - k_{20}(h_{15} - h_7)^{1/2} = g_{15} \quad (8.45)$$

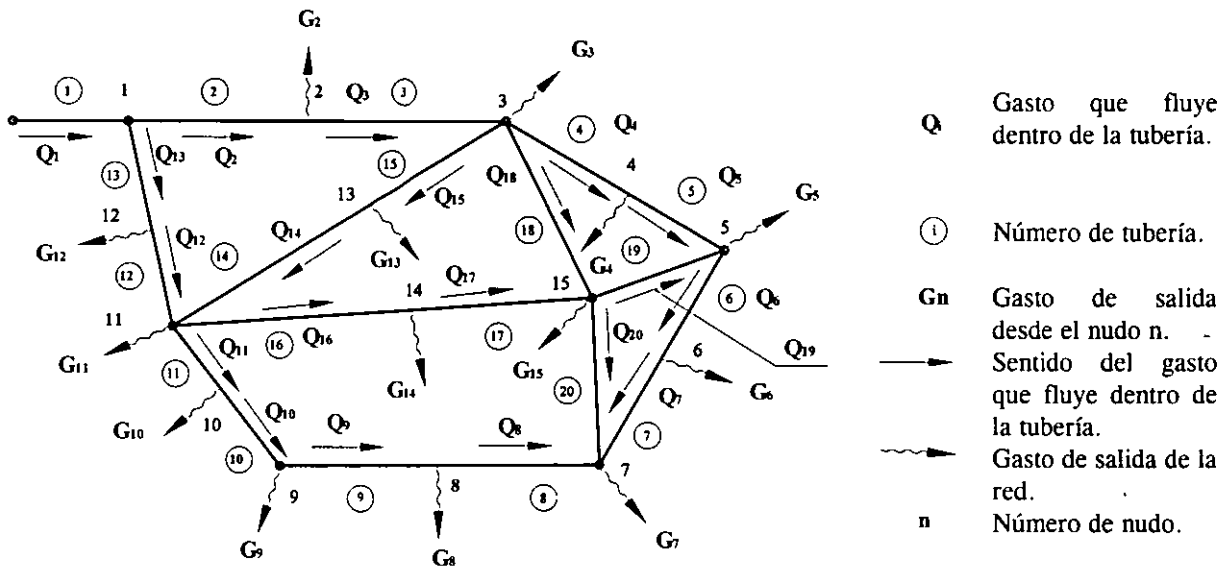


Figura 8.6 Red de tuberías

De este modo para cualquier nudo n de la red se puede escribir que

$$\Sigma F(h) = G_n \quad (8.46)$$

En la expresión anterior la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y $F(h)$ es una función no lineal que incluye a las cargas piezométricas en los extremos de todos los tubos j .

La solución a la red consiste en encontrar las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 8.46. Una vez obtenidas las cargas de presión, con la ecuación 8.41 se calculan los gastos que fluyen dentro de las tuberías.

8.4 MÉTODOS DE REVISIÓN

Se mencionarán tres métodos de solución para resolver un sistema de ecuaciones no lineales, debido a que finalmente es lo que conlleva a la solución de la red:

Por facilidad de cálculo la red se puede analizar por circuitos, por lo que se debe asignar convencionalmente (si se trata de los gastos) signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos en caso contrario.

8.4.1 Método de la teoría lineal

El método de la teoría lineal ayuda a resolver los sistemas de ecuaciones pertenecientes a redes aún cuando se cuenta con bombas y depósitos o cuando no se conocen los gastos externos a la red, ya que pueden ser obtenidos como parte de la solución; tiene varias ventajas sobre los métodos de Newton Raphson y Hardy Cross (que más adelante se describirán), ya que en primer lugar no se requieren datos precisos para comenzarlos a aplicar y en segundo lugar siempre tiende a converger con relativa facilidad (pocas iteraciones).

Si se recuerda que la carga total disponible en una tubería está dada por la ecuación 8.39 escrita como sigue:

$$h_f = C_j \left| Q_j^{n-1} \right| \quad Q_j = C'_j Q_j \quad (8.47)$$

donde el coeficiente C'_j está definido para cada tubería como el producto de C_j multiplicado por Q_j^{n-1} , siendo éste último una estimación casi igual al caudal que fluye en la tubería. Si se aplica este artificio en las expresiones obtenidas con la aplicación de la ecuación de la energía en los circuitos de la red a analizar, se puede formar un sistema de ecuaciones compatible; que por otro lado, estará constituido con las ecuaciones resultantes de la aplicación del principio de continuidad en cada nudo.

El sistema de ecuaciones planteado es lineal, cuya solución es relativamente fácil de obtener, sin embargo, la solución inicial no necesariamente será la correcta porque el

gasto Q_j^{n-1} (en las expresiones resultantes de la aplicación de la ecuación de la energía) probablemente no se estimó igual al gasto Q_j . Empero, si se repite el proceso una vez que se mejoró la estimación de Q_j , eventualmente el Q_j^{n-1} será igual a Q_j , después de esta iteración la solución correcta habrá sido obtenida.

Cuando se aplica el método de la teoría lineal no se requiere proporcionar una suposición inicial del gasto como aparentemente se necesita es decir, en la primera iteración el valor de C_j' puede ser igual al de C_j , lo cual implica que el valor del gasto Q_j^{n-1} sea igual a la unidad. Es posible observar durante la aplicación del método que las iteraciones sucesivas siempre convergen. Wood (Fuentes y Martínez, 1988), sugiere que después que han sido obtenidas dos soluciones iterativas, el promedio de ambas sea utilizado para la siguiente iteración, esto es:

$$Q_j^n = \frac{Q_j^{n-1} + Q_j^{n-2}}{2} \quad (8.48)$$

La solución del sistema de ecuaciones lineales se puede conseguir utilizando alguno de los siguientes métodos: Eliminación de Gauss, Eliminación de Gauss-Jordan, Descomposición LU , Gauss-Seidel, Sobrerrelajación, Jacobi, etc., (para la consulta de cualquiera de los métodos antes citados se recomienda Fuentes y Martínez, 1988). De preferencia uno que aproveche la gran cantidad de coeficientes de las incógnitas que son nulos.

En el cálculo del parámetro C es necesario conocer el coeficiente de rugosidad (el factor de fricción f si se utiliza la expresión de Darcy-Weisbach), que requerirá conocer la velocidad, por lo que inicialmente se tendrá que proponer un valor característico del coeficiente de rugosidad de acuerdo con las condiciones establecidas y la expresión a emplear. Una vez determinados los gastos en la primera iteración de la secuela del cálculo se hará la corrección requerida en los parámetros C de cada tubería para la siguiente iteración, y así sucesivamente.

El método es aplicable aún en redes alimentadas por bombas o en las que se cuenta con dispositivos como válvulas reductoras de presión. Actualmente existen programas basados en este método que permiten realizar eficientemente un análisis de una red (Fuentes y Martínez, 1988).

8.4.2 Método de Newton-Raphson

Uno de los métodos ampliamente utilizados para resolver ecuaciones implícitas (no lineales) es el de Newton-Raphson. Su extensa aplicación se debe a que una vez obtenida la primer derivada de la función converge rápidamente a la solución.

La solución de la ecuación $f(x) = 0$ es obtenida por medio de la fórmula iterativa

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (8.49)$$

La ecuación anterior se deduce de la serie de Taylor escrita en la forma

$$f(x + \Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!}f''(x)\Delta x^2 + \dots + \frac{1}{m!}f^m(x)\Delta x^m \quad (8.50)$$

Si se toma en cuenta que $\Delta x = x_{n+1} - x_n$ y que el valor calculado a partir del tercer término después de la igualdad de la serie de Taylor es muy pequeño, razón por lo cual no tiene caso considerarlo; entonces

$$x + \Delta x = x_n + (x_{n+1} - x_n) = x_{n+1} \quad (8.51)$$

y la ecuación 8.50 se puede escribir como

$$f(x_{n+1}) = f(x_n) + f'(x_n)(x_{n+1} - x_n) \quad (8.52)$$

En el método se desea que $x_{n+1} \approx \alpha$ (α , es la raíz), por consiguiente $f(x_{n+1}) = 0$ y la ecuación 8.52 se escribe

$$0 = f(x_n) + f'(x_n)(x_{n+1} - x_n) \quad (8.53)$$

finalmente si se despeja la incógnita x_{n+1} se llega a la ecuación 8.49

Para extender la aplicación de este método de una sola función a un sistema de ecuaciones, basta con remplazar la variable independiente x y la función $f(x)$ por los vectores \bar{x} y $\bar{f}(x)$, de la misma forma la inversa del jacobiano J^{-1} sustituye al elemento $1/f'(x)$, de tal modo que se tendrá

$$\bar{x}_{n+1} = \bar{x}_n - J^{-1}\bar{f}(x_n) \quad (8.54)$$

Al resolver un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son las cargas en el sistema, el vector \bar{x} se convertirá en el vector \bar{h} , si por otro lado, los valores buscados son los gastos que circulan por las tuberías, dicho vector será $\Delta \bar{Q}$; los elementos de los que estarán constituidos estos vectores serán

$$\bar{h} = \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ h_L \end{bmatrix} \quad \Delta Q = \begin{bmatrix} \Delta Q_1 \\ \Delta Q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \Delta Q_L \end{bmatrix}$$

La matriz J denominada jacobiano es la que está constituida por las derivadas de las funciones del sistema, el primer renglón será la derivada de la primera función con respecto a las variables independientes, de la misma forma el segundo renglón estará constituido por las derivadas de la segunda función con respecto a las variables independientes, respetando el orden establecido inicialmente y así sucesivamente; por ejemplo el jacobiano cuando se tienen las cargas como incógnitas es el de la ecuación 8.55.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial h_1} & \frac{\partial f_1}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial h_j} \\ \frac{\partial f_2}{\partial h_1} & \frac{\partial f_2}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial h_j} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \frac{\partial f_j}{\partial h_1} & \frac{\partial f_j}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_j}{\partial h_j} \end{bmatrix} \quad (8.55)$$

El último término de la ecuación 8.54 contiene la inversa del jacobiano (J^{-1}), sin embargo, en el caso de la aplicación del método de Newton-Raphson no conviene obtener dicha inversa y premultiplicarla por el vector de funciones $\vec{f}(x)$ como lo implica la ecuación antes mencionada. Lo que generalmente se emplea, es la solución de un vector \vec{z} del siguiente sistema lineal $D\vec{z} = \vec{f}$ el cual es sustraído de una previa iteración con un vector de valores supuestos. Si tomamos nuevamente un sistema de ecuaciones donde las cargas son las incógnitas, la fórmula iterativa de Newton-Raphson estará definida por la ecuación 8.56.

$$\bar{h}_{n+1} = \bar{h}_n - \vec{z}_n \quad (8.56)$$

la equivalencia de las ecuaciones 8.54 y 8.56 es evidente ya que $\vec{z} = D^{-1} \vec{f}$. Esto se hace con el objetivo de facilitar la programación por computadora del método, porque de lo

contrario sería necesario encontrar la inversa de la matriz J y ello implica más cálculos que procediendo del primer modo.

El método de Newton-Raphson, por lo tanto, obtiene la solución de un sistema de ecuaciones no lineales por medio de iteraciones en un sistema de ecuaciones lineales. En este sentido el método es similar al de la teoría lineal, ambos pueden emplear el mismo algoritmo de solución; sin embargo, el jacobiano es una matriz simétrica que facilita la obtención de resultados y en consecuencia, se prefiere su empleo.

En este método se requiere al inicio de una suposición de valores con una aproximación razonable a los resultados finales, porque de lo contrario es posible que no tienda a converger, pero probablemente es la mejor opción para resolver sistemas de ecuaciones grandes. Además, los programas de cómputo que en él se basan tienen la ventaja de ocupar menos capacidad de memoria durante su operación.

8.4.3 Método de Hardy Cross

Este método consiste en aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio, o bien, a las pérdidas de carga iniciales.

a) *Balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.*

Debido a que es muy difícil tratándose de una red hacer una suposición concreta de la distribución de los escurrimientos en las diversas tuberías, en el método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross se procede a calcular los errores contenidos en la distribución de gastos inicialmente supuestos en un circuito, aplicar las correcciones consiguientes y repetir el procedimiento hasta que la pérdida de carga por cualquier camino recorrido del circuito sea la misma; y se alcance así el equilibrio hidráulico en la red.

Si se analiza el siguiente circuito

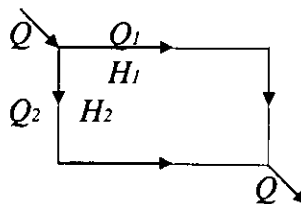


Figura 8.7 Circuito de análisis

A cada gasto Q_1 y Q_2 corresponden pérdidas de carga H_1 y H_2 respectivamente, las pérdidas en función del gasto están dadas por la ecuación:

$$H = C Q^m \quad (8.57)$$

donde

- C es una constante que depende de la tubería
- m es una constante común en todas las tuberías, adopta el valor de 2 cuando se aplican las fórmulas de Darcy-Weisbach y Manning, y un valor de 1.852 para el uso de la expresión de Hazen-Williams.

Tomando Q_1 y Q_2 de un sistema balanceado hidráulicamente se tendrá

$$\begin{aligned} H_1 &= C_1 Q_1^m \\ H_2 &= C_2 Q_2^m \end{aligned}$$

Entonces $H_1 = C_1 Q_1^m$ debe ser igual a $H_2 = C_2 Q_2^m$, o sea, $H_1 - H_2 = 0$. Lo más usual en un primer ensayo es que $H_1 \neq H_2$.

Por consiguiente, debe aplicarse una corrección a los valores iniciales Q_1 y Q_2 ; así por ejemplo, si $H_1 < H_2$, Q_1 necesita un incremento q quedando $Q_1' = Q_1 + q$, mismo que debe ser restado al Q_2 , por lo que $Q_2' = Q_2 - q$.

Si q es la corrección real, tenemos que $H_1' - H_2' = 0$, o bien

$$C_1 (Q_1 + q)^m - C_2 (Q_2 - q)^m = 0 \quad (8.58)$$

Si se desarrollan los binomios de la ecuación 8.58 y se considera que la primera estimación del gasto ha sido razonable de tal forma que q será pequeño pudiéndose despreciar algunos términos, se llega a la expresión (Sotelo, 1987):

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{m \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} \quad (8.59)$$

en donde Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido. Generalizando la expresión 8.59

$$q = - \frac{\sum H}{m \sum \frac{H}{Q}} \quad (8.60)$$

El número de correcciones que debe hacerse depende de la aproximación del gasto distribuido en la primera estimación y del grado de exactitud deseado en los resultados.

Para efectuar los cálculos conviene tabular los siguientes datos: el número del circuito por analizar, que en primer lugar será el más próximo al tanque de regularización, los tramos considerados a partir de los puntos de alimentación al igual que su longitud, gasto acumulado (de acuerdo al sentido del recorrido y al criterio del proyectista) y diámetro supuesto, para las dos ramas del circuito; enseguida, se tendrán que anotar los datos de los demás circuitos. Previamente, se deben consignar en la tabla los datos de la línea de alimentación y la cota de terreno del tanque.

Tabulados los datos, se determinan las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y se hacen las correcciones que sean necesarias a los diámetros supuestos, a continuación se determinan las diferencias de pérdidas de carga con que se llega a los puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pérdidas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

Generalmente, con dos correcciones que se hagan, se obtiene el ajuste del funcionamiento hidráulico en redes de localidades urbanas pequeñas.

Logrado el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, se anotan en las tablas de cálculo las elevaciones de terreno para cada uno de los tramos considerados; después se obtienen las cotas piezométricas (considerando el tanque vacío) que se tienen al final de cada tramo y, finalmente, las cargas de presión disponibles en las tuberías principales; las que deberán estar comprendidas entre los valores recomendados.

En caso contrario, se procederá a efectuar las modificaciones que sean necesarias, de preferencia variando el diámetro de las tuberías o modificando si es posible la elevación del tanque de regularización.

b) Balanceo de gastos por corrección de cargas.

Si los gastos son desconocidos y hay varias entradas, la distribución del gasto puede determinarse por el método de balanceo de gastos. Se deben conocer las cargas de presión en las entradas y salidas.

El método se basa en considerar que la suma de los gastos en un nudo es igual a cero y que los gastos de entrada y salida están dados con signo contrarios.

La carga supuesta en toda la tubería está definida por la ecuación 8.57 y la carga corregida por la siguiente ecuación

$$H + h = C (Q + q)^m = C (q^m + m q Q^{m-1} + \dots) \quad (8.61)$$

en donde h es la corrección de la carga, sustituyendo las ecuaciones 8.57 y $H/Q = C Q^{m-1}$ (del desarrollo de la ecuación 8.58 César, 1991), se tendrá

$$H + h = H + m q \frac{H}{Q} \quad (8.62)$$

por lo que $q = \frac{h}{m} \frac{Q}{H}$ en cada nudo. Exceptuando los nudos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero, por lo que se tendrá $\sum (Q + q) = 0$, $\sum Q = -\sum q$, pero

$$\sum q = \frac{h}{m} \sum \frac{Q}{H} \quad (8.63)$$

despejando la corrección de la carga h

$$h = -\frac{m \sum Q}{\sum Q/H} \quad (8.64)$$

el valor de m dependerá de la expresión empleada para el cálculo de las pérdidas por fricción.

La secuela de cálculo para la aplicación de este método es la siguiente:

- a) Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles).
- b) Se supone que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida negativo.
- c) Se encuentra el gasto en cada tramo, teniendo como datos el coeficiente de rugosidad, la longitud y diámetro de la tubería y la carga H .
- d) Se encuentra la corrección h con la expresión 8.64.
- e) Se suma algebraicamente $H+h$ obteniendo la H_i , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.
- f) Se encuentra la H compensada. Se hace en forma arbitraria de tal manera que la suma de Q sea igual a cero (gastos de ingreso y extracción en el nudo equilibrados).

8.5 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

Para resolver las ecuaciones de una red de tuberías se puede utilizar un procedimiento apoyado en el método de Newton-Raphson (Fuentes y Sánchez, 1991).

Considerando nuevamente la serie de Taylor (ecuación 8.50)

$$f(x + \Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!}f''(x)\Delta x^2 + \dots + \frac{1}{n!}f^n(x)\Delta x^n$$

Sea la función $f(Q)$, sustituyendo en la ecuación anterior y considerando hasta la primera derivada se tendrá

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \quad (8.65)$$

de la ecuación 8.39 se obtiene

$$f(Q) = C_j |Q_j| Q_j \quad (8.66)$$

$$f'(Q) = 2 C_j Q_j \quad (8.67)$$

Si tomamos en cuenta que $Q = Q_j^k$, donde k representa una condición conocida y $\Delta Q = Q_j^{k+1} - Q_j^k$, entonces

$$f(Q) = f(Q_j^k) = C_j (Q_j^k)^2$$

$$f'(Q) = f'(Q_j^k) = 2 C_j (Q_j^k)$$

$$f(Q + \Delta Q) = f(Q_j^{k+1}) = C_j (Q_j^{k+1})^2 \quad (8.68)$$

$$f(Q + \Delta Q) = h_s^{k+1} - h_i^{k+1}$$

sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación (8.65)

$$h_s^{k+1} - h_i^{k+1} = C_j (Q_j^k)^2 + 2 C_j (Q_j^k) (Q_j^{k+1} - Q_j^k) \quad (8.69)$$

despejando Q_j^{k+1} se tendrá

$$Q_j^{k+1} = \frac{h_s^{k+1} - h_i^{k+1}}{2 C_j |Q_j^k|} + \frac{Q_j^k}{2} \quad (8.70)$$

Si se considera

$$\alpha_j = \frac{1}{2 C_j |Q_j^k|} \quad (8.71)$$

entonces la ecuación 8.71 se puede escribir

$$Q_j^{k+1} = \alpha_j (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q_j^k \quad (8.72)$$

A medida que k aumenta, Q_j^k y Q_j^{k+1} tienden a ser iguales y la ecuación 8.72 se hace similar a la ecuación 8.41. La expresión 8.72 es la ecuación fundamental del método.

Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración k) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas piezométricas de acuerdo con la ecuación 8.72 y luego, se sustituyen en las ecuaciones de continuidad (ecuación 8.44), se obtiene una ecuación lineal en términos de las cargas. Por ejemplo, al nudo 15 de la red de la figura 8.6 le corresponde la expresión algebraica 8.43. Al sustituir los gastos que aparecen en esta ecuación (Q_{17} , Q_{18} , Q_{19} y Q_{20}) por las expresiones que resultan al considerar la ecuación 8.60, se encuentra

$$\begin{aligned} & (-\alpha_{17} - \alpha_{18} - \alpha_{19} - \alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17} h_{14}^{k+1} + \alpha_{18} h_3^{k+1} + \alpha_{19} h_5^{k+1} + \alpha_{20} h_7^{k+1} \\ & = \left(-\frac{Q_{17}^k}{2} - \frac{Q_{18}^k}{2} + \frac{Q_{19}^k}{2} + \frac{Q_{20}^k}{2} \right) + G_{15} \end{aligned} \quad (8.73)$$

En la ecuación anterior se aprecia que, si se prescinde del superíndice k , el término entre paréntesis del miembro derecho es precisamente $-G_{15} / 2$ (de la ecuación 8.43). Por lo cual la ecuación anterior se puede escribir

$$(\alpha_{17} - \alpha_{18} - \alpha_{19} - \alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17} h_{14}^{k+1} + \alpha_{18} h_3^{k+1} + \alpha_{19} h_5^{k+1} + \alpha_{20} h_7^{k+1} = G_{15} / 2 \quad (8.74)$$

En general, se afirma que se requiere resolver un sistema de ecuaciones lineales del tipo

$$A h^{k+1} = b \quad (8.75)$$

donde las incógnitas son las cargas h en la iteración $k+1$.

Los coeficientes de la matriz A dependen de los parámetros α_j y el vector columna b de los gastos de demanda G_n y algunos parámetros α_j , cuando se relaciona con una carga conocida (por ejemplo, de un tanque).

Como en la iteración k , las variables Q^k y h^k son conocidas, con la ecuación 8.71 es posible calcular los parámetros α y luego, es sencillo formar el sistema de ecuaciones lineales, 8.75.

La solución del sistema 8.75 proporciona los valores de las cargas piezométricas h^{k+1} . A partir de estas cargas, con la ecuación 8.70 se calculan los gastos Q_j^{k+1} . Cuando en todas las tuberías los gastos entre dos iteraciones consecutivas Q_j^k y Q_j^{k+1} son aproximadamente iguales, se obtuvo la solución de la red. Cuando se llega a esta situación se afirma que los gastos que fluyen en la tuberías tienen los valores Q_j^{k+1} y que en sus nudos las cargas piezométricas son h^{k+1} . De otro modo, se asignan a las variables en la iteración k las de la iteración $k+1$ y se repite el proceso a partir del cálculo de los parámetros α .

En el diagrama de bloques de figura 8.6 se puede observar la secuela de cálculo a seguir, y con base en el cual se podría realizar un programa de cómputo que facilitará la aplicación del método para el análisis estático de una red de tuberías.

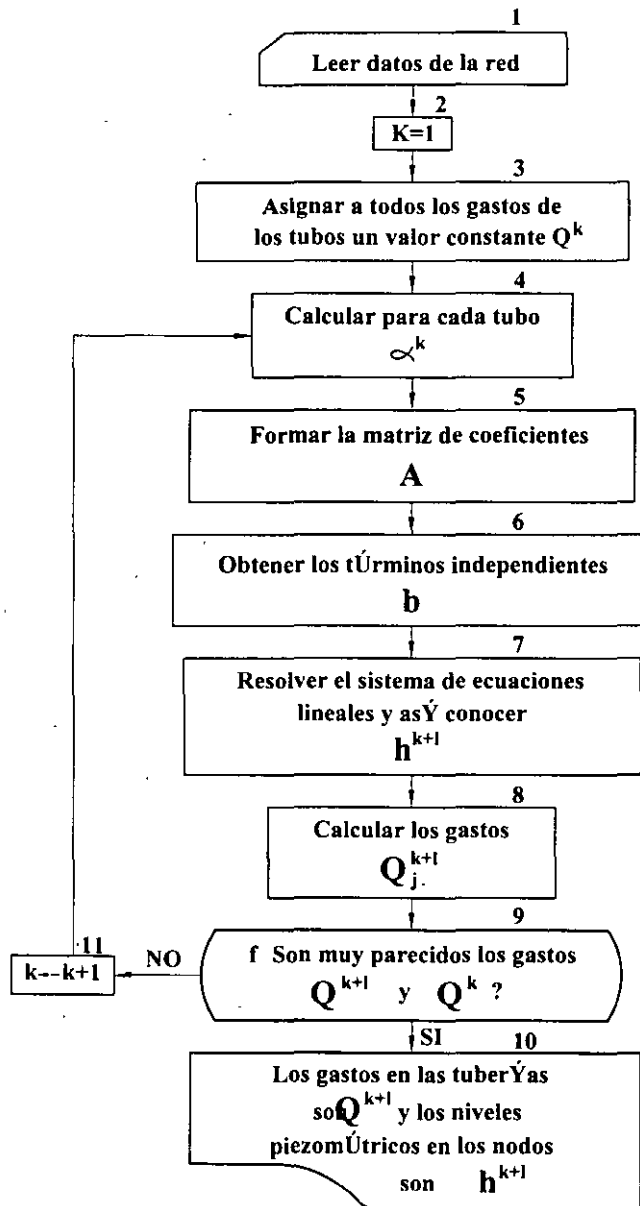


Figura 8.8 Diagrama de bloques del método

9. DISEÑO Y REHABILITACIÓN DE REDES

El diseño hidráulico de una red consiste en seleccionar los diámetros de sus tuberías, de tal modo que conduzcan el fluido hasta los sitios de demanda y con presiones adecuadas en sus nudos. Se dice que la presión es adecuada cuando en cualquier nudo de la red su magnitud no es mayor a una presión mínima (h_{min}), suficiente para que el agua llegue a los domicilios; y menor a una presión máxima (h_{max}) para evitar la rotura de tuberías y gastos excesivos de fugas. En México, las normas establecen que estas presiones extremas sean de 10 m y 30 m respectivamente (*Comisión Nacional del Agua, 1996*).

9.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La revisión hidráulica consiste en determinar la magnitud de los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de una red existente. Para ello, se requiere conocer las características físicas de las tuberías, sus conexiones, la magnitud de los gastos de demanda y su ubicación, las elevaciones de los tanques reguladores, etc.

Por su parte, la operación de la red se refiere a las maniobras de apertura y cierre de válvulas, al control de niveles del agua dentro de los tanques y al arranque y paro de bombas para disponer de cargas de presión adecuadas en la red.

En lo referente al diseño, el proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es simple, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones, cada una con un costo determinado, que satisfacen las condiciones de operación hidráulica eficiente, por lo que, para escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación, se requiere conocer el costo de todas las opciones que cumplen con las condiciones hidráulicas.

9.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Las tuberías que integren la red de distribución deben tener capacidad para satisfacer adecuadamente el consumo destinado a la población, y cuando el caso lo requiera, el consumo propio para incendio, así como la presión necesaria para dar servicio continuo a todas las zonas de la población. Deben tomarse las medidas necesarias para que la buena calidad del agua se conserve.

El volumen de agua por distribuir se determinará tomando como base los datos de proyecto previamente establecidos para el proyecto del Sistema de Aprovechamiento de Agua Potable, los datos básicos para el diseño de la red son los siguientes:

- Población del último censo oficial
- Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

Población de proyecto determinada generalmente para un período económico de proyecto que variará de 10 a 15 años.

El valor de la dotación, variará de 100 a 150 l/hab/d, en función principalmente del clima y del número de habitantes por servir, para localidades rurales y urbanas pequeñas. Para grandes localidades, se deberán utilizar los valores recomendados por los organismos operadores del área a que se dará servicio.

9.2.1 Errores de estimación

En el desarrollo y calibración de un modelo de un sistema de distribución de agua, en ocasiones son necesarias algunas estimaciones de demanda de agua. Sin embargo el área de servicio asignada a cada nudo, es normalmente muy grande durante las primeras etapas del desarrollo. Para especificar el tamaño de una tubería, puede ser necesario definir nudos adicionales y dividir los nudos iniciales del área de servicio en varias áreas de servicio más pequeñas, lo que repercute en una mala estimación de las demandas.

Antes de calcular nuevamente las demandas, es necesario revisar la población y las proyecciones del uso del agua en un futuro.

9.3 TRAZO DE LA RED

Otro aspecto importante en el diseño de la red de tuberías, es su trazo. Éste consiste en la unión de los puntos de demanda por medio de líneas de modo tal que sigan la configuración urbana y la topografía de la zona. Por lo general, ese trazo se define formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo que no suele incluirse dentro de los métodos de diseño de redes.

9.4 MÉTODOS DE DISEÑO

9.4.1 Antecedentes

Existen diversos métodos para el diseño de redes de distribución. Uno de los más usados hasta hoy ha sido el método propuesto en 1936 por Hardy-Cross, que es adecuado para

cálculos manuales y redes pequeñas. Es un método de revisión más que de diseño, en virtud de que para su aplicación fijar los diámetros de cada tubería deben ser conocidos; así como, los gastos de demanda en cada nodo y estimar los caudales en cada tubería que permitan obtener las cargas piezométricas. La red es analizada con la distribución de gastos propuesta en la red, que es balanceada por las pérdidas de carga resultantes. La solución cumple las ecuaciones de continuidad y energía para cada diámetro de tubería dado. El método es un proceso iterativo con auxilio de una fórmula que permite el ajuste de gastos en cada línea.

Una red de distribución se puede esquematizar como un grupo de circuitos cerrados. El método ajusta cada circuito de la red de manera independiente, sin que exista la interacción directa entre las ecuaciones básicas de la red. Cada circuito debe satisfacer dos condiciones: la pérdida total de carga en todo el circuito es cero, esto es $\Sigma h = 0$, y el gasto total de entrada y salidas en cada nodo del circuito debe ser también igual a cero, esto es que $\Sigma Q = 0$.

Sin embargo, para cada combinación de diámetros de la red se obtiene la solución hidráulicamente factible de modo que, es posible contar con tantas soluciones como arreglo de diámetros se propongan. De esta manera, si se desea determinar una solución menos costosa que otra, se debe efectuar un análisis de sensibilidad, proponiendo diferentes diámetros en los circuitos, obtener los resultados, observar si cumple las restricciones impuestas de presión y gastos y el costo correspondiente. Este proceso iterativo es poco eficiente, lo cual limita a que, por lo general, se efectúe una simplificación de inicio y se evalúen sólo algunas opciones. De esta manera, es posible que la solución menos costosa de las opciones analizadas no sea precisamente la encontrada mediante este procedimiento.

Por ello, su aplicación al problema de análisis de redes ha sido estudiado por muchos investigadores, buscando simplificar cálculos o aplicar modelos más adecuados para computadoras. Existen en la literatura diversos métodos de optimación propuestos. El objetivo de esta sección es describir brevemente los métodos más conocidos y destacar sus ventajas y restricciones. Finalmente se dan recomendaciones dependiendo del tipo de red y las condiciones de operación.

Método de la longitud equivalente

El método de la longitud equivalente está basado en el concepto de que la cantidad total de tubería en un circuito dado es mínima si, para determinadas condiciones hidráulicas y geometría de la red, la suma total de las longitudes equivalentes es también mínima.

Tong (Tong, et.al., 1961) fue el primero en presentar el método de la longitud equivalente en una red. El método consiste en un proceso iterativo para encontrar la

longitud equivalente por ejemplo, de una tubería de 8" de diámetro con factor de fricción $C=100$. evidentemente, se pueden seleccionar otros valores base. Para obtener el diseño más económico de una red cerrada se propone que la suma algebraica de las longitudes equivalentes de tubería en cada circuito de una red cerrada sea igual a cero, $\Sigma L_e \approx 0$, en el cual todas las longitudes de tubería equivalente son mínimas cuando se fijan o se conocen las presiones, caudales de entrada, demandas en los nodos y la configuración topográfica. Esta consideración no tiene ningún fundamento matemático.

De esta manera, existen dos limitaciones del método. La primera resulta de no poder demostrar matemáticamente que $\Sigma L_e \approx 0$ para asegurar el diseño más económico. La segunda observación consiste en que se asume un coeficiente de fricción C igual para todas las tuberías, independientemente del material de éstas y del diámetro.

Un segundo modelo ha sido propuesto por (*Raman y Raman, 1966*) en el cual se propone obtener longitudes equivalentes mediante un algoritmo similar al de *Cross*. En este caso, se demuestra matemáticamente que, a diferencia del criterio de *Tong*, la cantidad de tubería es mínima si se cumple que $\Sigma (L_e/Q) \approx 0$ alrededor del circuito, lo cual es válido para tuberías de un mismo diámetro y con el mismo valor del factor de fricción.

El análisis esta basado en las siguientes ecuaciones:

alrededor del circuito	$\Sigma H_f = 0$	(9.1)
en cada nodo	$\Sigma Q = 0$	(9.2)
ecuación de pérdida de carga	$H_f = K_1 Q^x$	(9.3 a)
ecuación modificada que considera a L_e	$H_f = K_2 L_e Q^x$	(9.3 b)
en cada circuito	$\Sigma (L_e/Q) \approx 0$	

Donde:

K_1 : Constante de la ecuación de pérdida de carga, según la fórmula que se utilice.

K_2 : Constante de la ecuación de pérdida de carga modificada, que resulta de considerar $D = 8"$ y $C = 100$.

El procedimiento es el siguiente.

- a) Se determinan las cargas piezométricas requeridas en cada nodo (pérdidas de carga en cada tubería) y se debe satisfacer la ec. (9.1).
- b) Se establecen los gastos de demanda en cada nodo y las longitudes de tubería

- c) Se proponen los gastos iniciales por cada tubería y se debe cumplir la ec. 9.2 de acuerdo a la convención de signos
- d) Se calcula L_e despejando de la ecuación (9.3 b), considerando un valor de C y D constantes, que bien pueden ser los propuestos por *Tong*, $C = 100$ y $D = 8''$.
- e) Si $\Sigma(L_e/Q) \approx 0$ alrededor de cada circuito, entonces los gastos supuestos son correctos. Si no se logra $\Sigma(L_e/Q) \approx 0$, entonces se deben corregir los gastos mediante un proceso iterativo, tomando en cuenta un factor de corrección obtenido de utilizar la ec. (9.3 b) y desarrollada en series de Taylor.

$$dQ = \frac{\Sigma \frac{L_e}{Q}}{2.85 \Sigma \frac{L_e}{Q^2}} \quad (9.4)$$

- f) Finalmente, una vez obtenidos los gastos en cada tubería y con base en las cargas piezométricas en cada nodo, se obtiene mediante la ecuación de pérdida de carga de Hazen-Williams, el diámetro de cada tubería que garantice la condición de balance de energía.

El método puede ser adoptado utilizando otras fórmulas de pérdida de carga, considerando que tienen la fórmula general $H_f = K L Q^n$.

Este método permite obtener longitudes equivalentes mínimas, que no necesariamente implica que el diseño de la red sea el más económico. Con base en una comparación de costos más que en una demostración matemática, se puede concluir que si bien la suma total de las longitudes equivalentes de tubería en una red es menor por el método de *Raman* que por el de *Tong*, el costo total de la red de tuberías requerida es justamente lo contrario (*Deb and Sarkar, 1971*).

Es posible reafirmar lo anterior mediante el uso de la ecuación de *Hazen-Williams* y las consideraciones de *Raman*. Siguiendo el razonamiento de *Raman*, se puede obtener una relación matemática, que está dada por

$$L_e = L \left(\frac{C_c}{C} \right)^{1.85} \left(\frac{D_c}{D} \right)^{4.86} \quad (9.5)$$

donde

L_e : longitud equivalente

L : Longitud real del tramo entre dos nodos

C_c : Factor de fricción constante para obtención de la longitud equivalente, pudiendo ser $C_c = 100$.

C : Factor de fricción del diámetro requerido

D_c : Diámetro constante para obtención de la longitud equivalente, pudiendo ser $D_c = 8''$
 D = Diámetro requerido

Se observa que L_e es inversamente proporcional a C y D . Al minimizar L_e se pueden incrementar los valores de C y D con respecto a los valores de C_c y D_c . Por lo anterior, este método no es recomendable debido a que su hipótesis de partida no asegura el diseño más económico; más aún, difiere en la medida de que los diámetros requeridos son más grandes o pequeños con respecto al diámetro constante utilizado para la obtención de las longitudes equivalentes.

Método del diámetro equivalente

Este método (*Deb and Sarkar, 1971*) es similar al de la longitud equivalente. Combina una ecuación de pérdida de carga con una función no lineal que relaciona el costo total de la tubería con el diámetro de ésta.

De esta manera, la ecuación del diámetro equivalente se puede obtener de la fórmula de Hazen-Williams, considerando un valor constante en el factor de fricción C y la longitud L , pudiendo ser $C = 100$ y $L = 100$ m, quedando

$$D_e = 0.728 \left(\frac{Q^{0.381}}{H_f^{0.206}} \right) \quad (9.6)$$

donde

D_e : Diámetro equivalente (m)

Q : Gasto (m³/s)

H_f : Pérdida de carga (m).

Por su parte, se plantea una función de costos como una ecuación basada en regresión no lineal, de la forma

$$Y = MD_e^m \quad (9.7)$$

donde

Y : costo por metro lineal (\$/m)

M : Coeficiente de la regresión lineal

m : Exponente constante de la regresión lineal

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene

$$Y = M \frac{NQ^{0.381m}}{Hf^{0.206m}} \quad (9.8)$$

donde

N : Constante, igual a 0.728^m

Si se deriva Y con respecto a Q y se iguala a cero, se obtiene un valor crítico, con la variable Q en el denominador. Si se deriva nuevamente, la segunda derivada es negativa, lo que indica que se trata de un valor máximo de Y , o sea la opción más costosa. De esta manera, se busca que la pendiente dY/dQ sea la más alta posible. En una red cerrada, se tiene que:

$$\frac{dY}{dQ_i} = 0.381mK\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = A \quad (9.9)$$

donde

Q_i : Gasto por la tubería i que une a dos nodos

A : Valor de la pendiente, tan alto como sea posible hasta que los gastos Q_i cambien drásticamente y no se cumplan las condiciones de continuidad.

de donde se obtiene

$$\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = \frac{A}{0.381mK} = A' \quad (9.10)$$

De esta manera, el procedimiento consiste en efectuar una distribución inicial de gastos en cada tubería y especificar las longitudes de cada una y los gastos de demanda en cada nodo. Posteriormente se proponen, de manera ascendente, valores de A' hasta donde sea posible y se obtienen los D_e . Con este valor se deben corregir los gastos en cada tubería mediante el factor

$$dQ_i = \frac{A' - \Sigma \left(\frac{D_{ei}^m}{Q_i} \right)}{(0.381m - 1) \Sigma \left(\frac{D_{ei}^m}{Q_i^2} \right)} \quad (9.11)$$

La convención de signos es, positiva en la dirección de las manecillas del reloj y negativa en sentido contrario.

Después de obtener los gastos correctos Q_i y los correspondientes D_{ei} , se calculan los diámetros reales D_i de los diferentes tramos de tuberías. La relación del diámetro equivalente de $L = 100$ m y $C = 100$ con la longitud real L_i y el correspondiente diámetro D_i se obtienen mediante la expresión:

$$\left[\frac{D_{ei}}{D_i} \right]^{4.86} = \frac{100}{L_i} \left[\frac{C}{100} \right]^{1.85} \quad (9.12)$$

Finalmente, este método puede ser ampliado considerando diferentes funciones de costo similares a la ec. (9.7), obtenidas mediante regresión lineal, aplicadas a costos de tanques de regulación, energía eléctrica y otros.

En este método los diámetros obtenidos no son los comerciales. Si bien pueden seleccionarse los diámetros comerciales inmediato a cada valor, el resultado global ya no es, estrictamente, el óptimo. En otros casos, como se verá más adelante, se alcanza un diseño óptimo si se establecen como restricción los diámetros comerciales en forma de variables discretas. Existe un inconveniente adicional: la función de costos (ec. 9.7) que relaciona un costo con un diámetro equivalente y no directamente con diámetros comerciales, lo cual carece de una justificación matemática y propicia que dicha relación no lineal sea dudosa; por otra parte, el valor inicial de A' se obtiene de gastos hipotéticos (Feathertone and El-Jumaily, 1983) y es la base de todo el análisis.

Método combinado Cross-programación lineal

Se ha propuesto una técnica para la obtención del costo mínimo en una red de distribución (Kally, 1971). Está basado en una combinación de dos modelos. Primero se calcula el comportamiento hidráulico de la red mediante el criterio de Hardy Cross, proponiendo para ello los diámetros de cada tramo, tal que se cumplan las condiciones de balance de energía. Una vez obtenida dicha solución, se optima el resultado mediante programación lineal, defendiendo la función objetivo del modelo.

En el análisis de redes abiertas o cerradas se deben fijar los gastos de entrada y salida en cada nodo; en una red abierta se establece el gasto en cada tramo entre dos nodos. Así, la pérdida de carga entre tramos es función lineal de la longitud de la tubería. Por ello, lo que se optima con el modelo son los tramos de diferentes diámetros de tubería entre dos nodos.

En una red cerrada, se puede establecer de manera aproximada que si se reduce el diámetro de cualquier tubería, el caudal por ésta se reduce hacia el otro nodo dado y, para mantener el balance de la demanda requerida, dicho gasto debe ser suministrado indirectamente por otras tuberías que confluyen también a dicho nodo. De esta manera, se

plantea un número de ecuaciones lineales igual al número de nodos, de la forma siguiente:

$$H'_o - H_o = P_o \quad (9.13)$$

donde

H'_o :Carga piezométrica existente en el nodo "O" antes de los ajustes mediante programación lineal.

H_o : Carga piezométrica requerida en el nodo "O"

Estas ecuaciones definen la dependencia entre el exceso o falta de presión en cada nodo y en el cambio de diámetros en cada línea. Esta definición es precisa en redes abiertas y aproximada en redes cerradas.

En este caso, la función objetivo busca maximizar el ahorro o minimizar el costo. Si el costo de cambiar del diámetro D' al diámetro D por unidad de longitud en la tubería 1 es C_{iD} , se puede plantear:

$$\text{Min OBJ} = \sum X_{iD} C_{iD} \quad (9.14)$$

donde

X_{iD} : tramo de tubería en la línea i con diámetro D

C_{iD} : Costo por unidad de longitud del tramo de tubería en la línea i con diámetro D

Las inecuaciones son

$$H'_o - H_o \geq \frac{dP_o}{dX_{iD}} X_{iD} \text{ en cada nodo;} \quad (9.15 \text{ a})$$

$$\sum X_{iD} \leq L_i \text{ en cada línea que une a dos nodos} \quad (9.15 \text{ b})$$

donde

dX_{iD} : Cierta cantidad de X_{iD}

dP_o : Cambio en la diferencia entre H'_o y H_o debido a dX_{iD}

L_i : Longitud total de la línea i entre dos nodos

Durante el análisis es preciso especificar un valor mínimo del diámetro en cada tramo entre dos nodos, puesto que el modelo tiende a desaparecer algunos tramos, convirtiéndola red cerrada en una abierta, en virtud de que ésta última es más económica pero a la vez menos segura, en términos de garantizar el caudal demandado en los nodos.

En el caso de una red abierta, el modelo puede seleccionar la opción más económica de trazo de las tuberías y también determinar la óptima combinación de diámetros. En una red cerrada, donde las rutas son fijas y ninguna de ellas puede ser eliminada, el modelo indicará la mejor combinación de diámetros en cada línea que una a dos nodos.

El método puede también ser aplicado para sistemas con bombeo en el sistema de distribución. *Kally* efectuó una comparación de los resultados de dos ejemplos de redes cerradas, resueltos inicialmente con el criterio de *Cross* y después optimados con el método de programación lineal, habiéndose logrado un ahorro en el costo total del 17% en el primer ejemplo y del 25% en el segundo.

Si bien este método permite obtener un diseño económico, presenta algunos inconvenientes. Mediante este criterio se obtienen dos o más tramos de tubería de diferentes diámetros en cada línea que une a dos nodos. De esta manera, el modelo no sólo da importancia a los pérdidas locales de cada liga debido a los cambios de diámetro, sino que también la combinación de diámetros en cada línea no será la mejor solución si existen, como realmente ocurre, diferentes condiciones de operación. Adicionalmente, la solución propuesta es poco práctica desde el punto de vista constructivo, en virtud de que se deben precisar las longitudes y los correspondientes diámetros requeridos para cada tramo que une a dos nodos, actividad que se complica conforme la red es más extensa.

Dos métodos basados en la teoría lineal

En el método *Hardy Cross* todo el conjunto de ecuaciones no lineales se resuelve por un método iterativo en el cual cada ecuación nodal es linealizada separadamente. En el método lineal el conjunto de ecuaciones no lineales se reemplaza por un conjunto de ecuaciones lineales simultáneas, que se resuelve con los algoritmos de *Gauss-Seidel* o de relajaciones sucesivas. La solución del conjunto de ecuaciones lineales simultáneas brinda correcciones a la red entera, que es mucho mejor que resolver para un circuito a la vez, y la convergencia es más rápida. Cabe destacar que no es un método de optimación, básicamente es un procedimiento de cálculo más veloz que el de *Hardy-Cross* y más adecuado para computadora, aspectos que cobran importancia conforme la red es más grande y resulta muy adecuado para la revisión de una red existente cerrada o abierta.

Existen dos esquemas que permiten utilizar la teoría lineal. El primer esquema ha sido propuesto por *Wood y Charles (Wood and Charles, 1972)* que considera como datos a los gastos de salida en cada nodo y las variables por definir son los gastos que circulan por cada línea. Bajo este esquema, se puede demostrar que el número de ecuaciones requeridas se obtiene mediante la expresión

$$t = n + c - 1 \quad (9.16)$$

donde

t : Número total de ecuaciones
 n : Número de nodos o cruces
 c : Número de circuitos

Dicha relación resulta de que existen “ $n-1$ ” ecuaciones de continuidad (en los nodos) y “ c ” ecuaciones de pérdida de carga como resultado del balance de energía en cada circuito.

De esta manera, se plantean “ $n-1$ ” ecuaciones de continuidad como sigue

$$\sum Q_p^e - \sum Q_p^s = 0 \text{ en cada nodo} \quad (9.17)$$

donde

Q_p^e : Gastos que entran al nodo p

Q_p^s : Gasto que sale del nodo p

Las ecuaciones que deben incorporarse al sistema de ecuaciones son las de pérdida de carga. Por ello, es preciso linealizar la ecuación de pérdida de carga de la línea i que une a dos nodos, de la siguiente manera.

$$Hf_i = K_i Q_i^x = K_i Q_{i0}^{x-1} Q_i = K_i' Q_i \quad (9.18)$$

donde

K_i : Constante que depende de la fórmula de pérdida de carga utilizada (ver ecs. 9.5, 9.6 y 9.7) en la tubería i

Q_{i0} : Gasto aproximado en la línea i que une a dos nodos

Q_i : Gasto real en la línea i que une a dos nodos

La consideración básica es que, cuando Q_{i0} se aproxima a Q_i , la ecuación anterior se convierte en solución de la pérdida de carga.

Para utilizar el método de la teoría lineal se necesita especificar, como punto de partida, un gasto estimado en cada línea, que puede obtenerse si en la primera iteración se asume que $K_i' = K_i$, es decir que la constante de la fórmula de pérdida de carga es, en la primera iteración, independiente del gasto.

Como $K_i = f(L_i, D_i, f_i)$, el método es adecuado para efectuar la revisión hidráulica de una red existente y no para el diseño óptimo, pues se requiere conocer los diámetros de cada línea.

De esta manera, se resuelven t ecuaciones lineales y los resultados de cada gasto Q_i se utilizan para formular el nuevo valor de Q_{i+1} mediante la expresión

$$Q_{i+1} = \frac{Q_i + Q_{i-1}}{2} \quad (9.19)$$

donde

Q_i : Gasto obtenido en la última iteración en la línea i

Q_{i-1} : Gasto obtenido en la penúltima iteración en la línea i

Cuando $Q_{i+1} \approx Q_i$, se ha obtenido la solución. A experiencia en diferentes redes permite concluir que con este método se obtienen los gastos Q_i en tres o cuatro iteraciones.

Wood y Charles efectuaron una comparación de los diversos métodos propuestos en una red cerrada de 58 nodos y los resultados fueron los siguientes.

Método	Número de iteraciones
Hardy-Cross	695
Newton-Cross	151
Newton-Raphson	24
Teoría lineal	4

De esta manera, se concluye que el método basado en la teoría lineal permite una convergencia mucho más rápida que los métodos tradicionales.

El segundo esquema (Isaacs y Mills, 1980) plantea un número de ecuaciones igual al número de nodos n , existiendo una diferencia de $c-1$ ecuaciones con respecto al primer esquema y por lo tanto, éste es aún más rápido.

En este modelo se requiere de una estimación inicial del gasto en cada tubería. Se recomiendan gastos iniciales basados en la misma velocidad, pudiendo elegirse $V = 1.0$ m/s, ya que las redes son diseñadas generalmente para velocidades cercanas a este valor.

Para una línea i que une dos nodos o y p , se pueden escribir, de acuerdo a la ecuación de Darcy-Weisbach

$$Hf_i = H_o - H_p = K_i |Q_i| Q_i \quad (9.20)$$

que es un artificio para linealizar la ecuación, en la que

$$K_i = \frac{8fL}{\pi^2 g D^5} = \frac{fL}{12.102 D^5} \quad (9.21)$$

de donde, despejando el gasto

$$Q_i^2 = \frac{(H_o - H_p)^2}{K_i (H_o - H_p)} \quad (9.22.a)$$

o bien

$$Q_i = \frac{(H_o - H_p)}{[K_i (H_o - H_p)]^{0.5}} \quad (9.22.b)$$

Si se desconocen las cargas en los nodos, utilizando la ec. 9.22.b en la ec. 9.17, se pueden plantear n ecuaciones de continuidad que permiten obtenerlas. Conocidas las cargas en cada nodo y el arreglo geométrico de la red, se determinan las pérdidas de carga y también los gastos en cada línea.

Por otro lado, la teoría lineal permite determinar los gastos de demanda en cada nodo si se conocen las cargas en los tanques de almacenamiento. La consideración básica es que, si después de n iteraciones, se conoce una solución aproximada para las cargas en los nodos H^n y gastos en las tuberías Q^n , entonces la ec. 9.22 puede ser expresada y linealizada mediante la aproximación

$$Q_i^{n+1} |Q_i^n| = \frac{(H_o^{n+1} - H_p^{n+1})}{K_i^n}$$

así

$$Q_i^{n+1} = C_i^n (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (9.23)$$

donde

$$C_i^n = \frac{1}{|Q_i^n| K_i^n}$$

Si el factor de fricción no es considerado como una constante, se debe especificar la rugosidad relativa de cada tubería y f puede calcularse con el valor de los gastos obtenidos al inicio de cada iteración, modificándose la expresión anterior en:

$$C_i = \left[\frac{12.102D^5}{L} \right]_i \frac{1}{f_i |Q_i^n|}$$

Si se introduce la ec. 9.23 dentro de la ecuación de continuidad para el nodo p , entonces la ec. 9.17 queda

$$\Sigma(C_i^n H_o^{n+1}) - \Sigma(C_i^n H_p^{n+1}) = Q_p^s \quad (9.24)$$

que permite conocer el gasto de demanda en cada nodo, una vez conocidas las cargas en o y p .

Por otra parte, si se conocen o fijan las demandas en cada nodo y se conoce la carga inicial (tanque existente o de proyecto), se pueden determinar los caudales en las líneas a partir de las cargas piezométricas en cada nodo. En efecto, si se despeja H_p^{n+1} , de la ec. 9.24 se tiene

$$H_p^{n+1} = \frac{\Sigma(C_i^n H_o^{n+1})}{\Sigma C_i^n} - Q_p^s \quad (9.25)$$

Conocida la carga H_p^{n+1} se determinan los gastos en cada tubería con ayuda de la expresión suplementaria

$$Q_i^* = \frac{C_i^n}{|Q_i^n|} (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (9.26)$$

y el gasto en la siguiente iteración se obtiene como el valor promedio de este caudal y el de la iteración anterior, o sea

$$Q_i^{n+1} = 0.5(Q_i^* + Q_i^n) \quad (9.27)$$

El método permite determinar, si se conoce la carga en los tanques, el caudal de demanda de cada nodo, o bien, si se plantean como datos las demandas en los nodos, permite saber la presión en cada nodo y el gasto que circula por cada tubería. En este último caso, el procedimiento se establece si se fija un presión mínima requerida en los nodos

(barométrica), pudiendo ser de 10 o 15 m. De esta manera, si la presión obtenida en cada nodo es menor a dichos valores, se pueden efectuar reforzamientos en los circuitos.

El método es adecuado para la revisión hidráulica de una red existente y para proyectos de rehabilitación de redes. En todo caso, al igual que el método de *Cross*, puede utilizarse como método indirecto de diseño, pero no garantiza que el dimensionamiento hidráulico sea el óptimo. *Wood (Wood, 1981)* ha indicado que a diferencia del método basado en la solución simultánea de las ecuaciones de gasto, si se resuelven las ecuaciones de carga de manera simultánea, el modelo presenta problemas de convergencia en aquellas líneas de pequeña longitud, puesto que la pérdida de carga es también pequeña y en el modelo, la ecuación de continuidad se expresa como la raíz cuadrada de la diferencia de cargas entre nodos subsecuentes (ec. 9.22.b), y también el caudal de ajuste es función de la diferencia de cargas (ec. 9.26).

Dos métodos de gradiente hidráulico-programación lineal

El procedimiento de diseño a través de la programación lineal está basado en una selección de las variables de decisión.

Este método fue propuesto en 1977 (*Alperovits y Shamir, 1977*) y utiliza la programación lineal como un paso intermedio en la búsqueda de un gradiente hidráulico óptimo que cumpla las condiciones de balance de presiones y gastos. El método del gradiente implica calcular la derivada parcial del costo total con respecto a algunas o todas las variables involucradas en el problema planteado. Para ello se propone un grupo de diámetros probables para cada línea (como variables discretas) y las variables por encontrar son las longitudes de cada liga entre nodos, asociados como diámetros comerciales consecutivos.

Si X_{im} es la longitud de tubería de diámetro m dentro de la línea "i" que une a dos nodos, se debe cumplir la restricción:

$$\sum X_{im} = L_i \quad (9.28)$$

donde

X_{im} : Longitud del tramo m en la línea i (m)

L_i : Longitud total de la línea entre dos nodos adyacentes (m)

Esto genera que cada tramo de tubería se divida en dos o más segmentos de tubería.

En dicho modelo es necesario proporcionar una distribución inicial de caudales en cada línea y conocer la carga hidráulica en el punto de inicio. También debe especificarse un diámetro mínimo para cada línea, como variable discreta, pues cuando una red está

diseñada para una sola carga, la solución más económica siempre es una red abierta y en el proceso de optimación el modelo tiende a eliminar algunas tuberías.

Si se denomina al gradiente hidráulico por unidad de longitud como J_{im} , donde

$$J_{im} = K_{im} Q^x D^r$$

en el tramo m de la línea i entre dos nodos, la pérdida de carga en dicho tramo se expresa como

$$Hf_{im} = J_{im} X_{im} \quad (9.29)$$

donde

Hf_{im} : Pérdida de carga del tramo m en la línea i .

J_{im} : Gradiente hidráulico del tramo m en la línea i .

Para aplicar el modelo se recomienda seleccionar el intervalo de diámetros posibles para cada línea y definir los valores máximos y mínimos del gradiente, pudiendo ser $J=0.025$ y $J=0.0005$, respectivamente.

Partiendo de un nodo de carga conocida "o" (que puede ser un tanque de almacenamiento), para un nodo "p" se debe cumplir que

$$H_{\min_p} \leq H_o - \sum \sum J_{im} X_{im} \leq H_{\max_p} \quad (9.30)$$

La primera sumatoria se aplica a los tramos m que conforman la línea i ; la segunda sumatoria se aplica a todas las tuberías i que preceden en la trayectoria o ruta hacia el nodo p .

Para disminuir el tiempo de cálculo, la ec. 9.30 debe plantearse solo en cierto nodos de la red donde se considere conveniente y posteriormente analizar la solución. Si no se garantizan todas las cargas en los nodos, entonces se debe fijar la ec. 9.30 en aquellos nodos en los cuales no se haya cumplido la condición de carga mínima.

Supóngase que un circuito está especificado de modo que la ruta para llegar al nodo 7 sea a través de las tuberías 1, 3, 5 y 6. En el nodo 7 se debe cumplir la siguiente inecuación:

$$\sum J_{1m} X_{1m} + \sum J_{3m} X_{3m} + \sum J_{5m} X_{5m} + \sum J_{6m} X_{6m} \leq H_o - H_{\min_7} \quad (9.31)$$

donde se conocen los J_{im} . Por ejemplo:

$$J_{im} = \frac{K_{1m} (Q_1)^{1.85}}{D_{1m}^{4.867}}$$

Del mismo modo, existe para cada circuito otra restricción. Supóngase que un circuito está formado por las tuberías 2, 3, 4 y 7, de las cuales 2 y 7 van en el sentido contrario a las manecillas del reloj. Se tiene entonces que cumplir que

$$-\sum J_{2m} X_{2m} + \sum J_{3m} X_{3m} + \sum J_{4m} X_{4m} - \sum J_{7m} X_{7m} = 0 \quad (9.32)$$

Con las ecs. 9.28, 9.31 y 9.32 se plantea el sistema de inequaciones o restricciones especificando además, para cada línea, 3 o 4 diámetros comerciales como variables discretas.

En la función objetivo se busca minimizar el costo de la tubería de diámetro constante en el tramo m de la línea i , o sea:

$$\text{mínOBJ} = \sum \sum C_{im} X_{im} \quad (9.33)$$

La función objetivo se propone como dependiente de los costos de capital (inversiones), pero también puede extenderse incorporando los costos de energía eléctrica.

El sistema de inequaciones se resuelve con programación lineal, de acuerdo a las restricciones de la función objetivo (ec. 9.33). Se efectúan iteraciones probando con los diversos diámetros comerciales propuestos para cada línea. Se obtiene la combinación de tramos y diámetros consecutivos que aseguran el mínimo costo. Con base en estos resultados, se calculan los gradientes hidráulicos, se determinan los nuevos gastos en cada tramo que liga dos nodos y se inicia de nuevo. El proceso se repite hasta que los gastos en cada línea no difieren de los resultados anteriores.

Extensión del modelo

Si se requiere diseñar un tanque de almacenamiento mediante programación lineal, el costo de éste se incluye en la función objetivo con dependencia lineal del nivel o carga hidráulica del tanque.

Cuando se desea analizar el sistema bajo diferentes condiciones de carga, existe una limitación puesto que los gastos iniciales para cada condición de carga son arbitrarios y no se puede garantizar que el grupo de diámetros seleccionado permita cumplir con todas las distribuciones de gasto. Por ello, el modelo debe introducir dos variables discretas por cada condición de carga, que funciones como válvulas y generen una pérdida de carga variable.

De esta manera, las válvulas artificiales permiten cumplir con las diferentes condiciones de operación. Estas variables se especifican con restricción en la función objetivo y el algoritmo de optimización busca eliminarlas de la solución. Sin embargo, el hecho de que una de estas válvulas simuladas aparezca en la solución óptima, significa que el sistema requiere de una válvula real en ese sitio para garantizar el funcionamiento adecuado de la red, sujeta a diversas condiciones de operación.

Se puede también incorporar el bombeo de la red, ajustando la ecuación 9.30, adicionando la carga proporcionada por la bomba b bajo la condición de carga h como $AXB(b, h)$. La variable de decisión para las bombas se debe introducir en la función objetivo considerando que el costo de las bombas es función lineal de la potencia de su motor.

Si bien este método proporciona diámetros comerciales, es poco práctico, pues divide los tramos entre los nodos, con los inconvenientes antes señalados para el método de Kally. Tampoco contabiliza las pérdidas locales que se originan al existir cambios de diámetro en una misma línea. Finalmente, el modelo es iterativo para cada solución y el tiempo necesario para obtener una solución de toda la red es directamente proporcional con el tamaño de esta, siendo muy lento. Este método obtiene soluciones locales y no garantiza una solución global óptima (Walski, *et.al.*, 1988). Además, estas técnicas tienden a eliminar la configuración de las redes cerradas por esquemas abiertos, a menos que se restrinja y se obligue a la conformación de circuitos mediante alguna regla preestablecida. Finalmente, se ha demostrado (Goulter *et.al.*, 1986) que el modelo es muy sensible a la trayectoria que se elija para definir las presiones mínimas (ecs. 9.30, 9.31 y 9.32) y que los resultados, si bien no cambian sustancialmente el costo total de la solución, difieren significativamente dependiendo de la trayectoria elegida en la formulación de las inecuaciones de la programación lineal. Para evitar lo anterior, se ha recomendado que para el diseño se efectúen análisis considerando diferentes condiciones de carga y se seleccionen los diámetros y longitudes de cada tramo de acuerdo con los resultados más favorables para uno. Lo anterior denota que el método propuesto no es práctico y sí muy laborioso.

Dos métodos para redes abiertas

Un sistema de red cerrada es hidráulicamente más eficiente que un sistema de red abierta, especialmente cuando los gastos cambian bruscamente, pues permite abastecer a un nodo dado desde diferentes puntos y en general balancea las presiones de la red. Sin embargo, un sistema abierto es más económico que un sistema cerrado porque define la ruta mínima de suministro.

Las redes abiertas son el sistema más común para el abastecimiento de agua en zonas rurales y también en zonas industriales.

A continuación se presentan dos métodos para la optimación de redes abiertas.

El primero se basa en las siguientes consideraciones (Deb, 1974). Parte de la ecuación de pérdida de carga, que se expresa de manera general como:

$$Hf_i = \frac{K_i L_i Q_i^n}{D_i^r} \quad (9.34)$$

siendo

$$K_i = \frac{10.694}{C^{1.85}} \text{ en la fórmula de Hazen-Williams (Sist. Int)}$$

$$K_i = \frac{f}{12.102} \text{ en la fórmula de Darcy-Weisbach (Sist.Int)}$$

donde

K_i : Constante de la fórmula de pérdida de carga utilizada

L_i : Longitud de la tubería que une los nodos o y p (m)

Q_i : Gasto que circula por la tubería que une o y p (m³/s)

D_i : Diámetro interior en la tubería i que une a o y p (m)

X : Exponente del gasto en la fórmula de pérdida de carga $x = 1.85$ en $H-W$ y $x=2$ en $D-W$

r : Exponente del diámetro en la fórmula de pérdida de carga $r = 4.687$ en $H-W$ y $r=5$ en $D-W$.

si se propone una función de costo total de la tubería $Y = f(D, L)$

$$Y_i = ML_i D_i^m \quad (9.35)$$

donde

Y : Costo la tubería i que une a dos nodos (\$)

M : Coeficiente de regresión no lineal

m : Exponente constante de la regresión no lineal

Si se despeja el diámetro de la fórmula de pérdida de carga y se sustituye en la función de costo, se obtiene

$$Y_i = \frac{MK_i^{m/r} Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{Hf^{m/r}} \quad (9.36)$$

si se define la pérdida de carga máxima admisible en el punto más alejado del punto de inicio como H y se establece una relación entre las cargas como $r_i = Hf_i / H$, generalizando para todo el sistema se tiene la función de costo total Y .

$$Y = \frac{M}{H^{m/r}} \sum^n \frac{K_i^{m/r} Q_i^{m/r} L_i^{1+(m/r)}}{r_i^{m/r}} \quad (9.37)$$

Para un sistema de tuberías en serie, en el que se conocen las longitudes de cada línea y se fijan la pérdida de carga total permisible en el sistema y los gastos de demanda en cada nodo conociendo entonces los caudales en cada línea, la única variable sin conocer es r_i .

El criterio de Cowan establece la proporcionalidad entre la pérdida de carga en una tubería y el costo de ésta con respecto a la pérdida de carga en el sistema y el costo total, es decir

$$\frac{Hf_i}{H} = \frac{Y_i}{Y} \quad (9.38)$$

La función de costos puede ser generalizada e incorporar a la función de costos del equipo de bombeo (en caso de bombeo a la red) y de costos operativos.

Con base en las ecs. 9.37 y 9.38, se obtiene:

$$r_i = \frac{Y_i}{Y} \frac{\left[\frac{Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{C_i^{xm/r} r_i^{m/r}} \right]}{\sum \left[\frac{Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{C_i^{xm/r} r_i^{m/r}} \right]} \quad (9.39)$$

que es válida para tuberías en serie.

Para la k -ésima tubería, se utiliza la misma expresión que la ec. 9.39. De esta manera, relacionando r_i/r_k :

$$\frac{r_i}{r_k} = \left(\frac{Q_i C_k}{Q_k C_i} \right)^{xm/(m+r)} \left(\frac{L_i}{L_k} \right) \quad (9.40)$$

se debe cumplir la restricción

$$\Sigma r_i = \sum \left(\frac{H_i}{H} \right) = 1.0 \quad (9.41)$$

Considerando un sistema en serie con n tuberías, con una pérdida de carga máxima permisible, mediante la ec. 9.40 y 9.41 se tiene:

$$r_i = \frac{r_1/r_n}{r_1/r_n + r_2/r_n + \dots + r_{n-1}/r_n + 1} \quad (9.42)$$

Se obtiene la relación r_i/r_k mediante la ec. 9.40; se debe cumplir la restricción de la ec. 9.41 y se determinan los valores de r_i para cada tubería a través de la ec. 9.42. Conocido r_i y la pérdida de carga total H , se determinan las pérdidas en cada tubería, Hf_i ; finalmente, con ayuda de la ecuación de pérdida de carga se obtienen los diámetros requeridos en cada línea.

Este procedimiento se generaliza para un sistema de red abierta con ramales. Sin embargo, para los ramales que tienen un punto común de inicio, los r_i deben ser corregidos tal que la pérdida de presión o carga por cada ramal sea la misma. Considerando el valor de r_i en la tubería de donde parten los dos ramales, los r_i se corrigen con las experiencias:

$$r_{1i} = (1 - r_i) r_{1i}' \quad (9.43.a)$$

$$r_{2i} = (1 - r_i) r_{2i}' \quad (9.43.b)$$

Donde r_{1i}' y r_{2i}' se obtienen mediante la ec. 9.42 para cada ramal por separado. Por su parte, r_i se obtiene a partir de la optimización que se logra derivando la función de costos Y_1 con respecto a r_i (ec. 9.37) e igualando a cero. Queda entonces:

$$\frac{1}{r_1} = 1 + \left[\frac{\sum^m G_{1i} r_{1i}'^{-m/r} + \sum^{n2} G_{2i} r_{2i}'^{-m/r}}{G_1} \right]^{r/(r+m)} \quad (9.44)$$

donde

$$G_1 = \frac{Q_1^{xm/r} L_1^{1+(m/r)}}{C_1^{xm/r}}$$

De esta manera, el proceso es el siguiente. Se obtienen los r_i por cada ramal por separado mediante las ec. 9.40 y 9.42. Se determina el valor de la tubería común mediante la ec. 9.44 y con base en éste se corrigen los r_i con las ecs. 9.43. El proceso permite optimar el valor de r_i y se obtienen pérdidas de carga en cada tubería. Posteriormente, mediante la

ecuación de pérdida de carga se despeja el diámetro de cada tubería, que corresponderá con el diámetro continuo óptimo.

Ese procedimiento se repite por cada tubería que une a dos ramales de tal forma que se forman subsistemas y así sucesivamente, hasta analizar toda la red abierta como un sistema único.

El método se basa en una proporcionalidad de cargas hidráulicas y costos que no está ampliamente comprobada (ec. 9.38). El proceso de cálculo es complicado y no parece ser el más indicado toda vez que la red abierta se analiza desde los ramales extremos hasta un nodo común, formando un sistema, cuyo solución se conjuga con otro sistema y así sucesivamente, hasta analizar toda la red. Finalmente, como los diámetros requeridos se obtienen a partir de las pérdidas de carga óptimas en cada tramo, no son comerciales y el redondeo al valor comercial inmediato no garantiza que la solución en conjunto sea la óptima.

El segundo método está basado en el concepto de ruta crítica (*Bhave*, 1979) que, como se verá más adelante, ha sido mejorado para su aplicación a redes cerradas.

En un modelo de programación lineal, se seleccionan algunos diámetros de tubería en cada línea para restringir el tamaño del modelo. En realidad, para obtener la solución global óptima, ninguna línea debe estar restringida a ciertos diámetros. Sin embargo, lo anterior ocasionaría que el modelo sea muy grande. Desde el punto de vista de optimización, se ha observado que, para redes abiertas, en una línea que une dos nodos mediante varios tramos de diferentes diámetros, dichos tramos están conformados por diámetros comerciales que no difieren de una o dos medidas entre sí. Usando esto apropiadamente, si se seleccionan dos o tres diámetros de tubería por cada línea, el tamaño del modelo de programación lineal puede reducirse considerablemente.

Sin embargo, el grupo de diámetros de tubería elegido para cada línea debería ser tal que, aún así la restricción para reducir el tamaño del modelo, deberían ser los más adecuados; a este grupo se llamarán grupos óptimos.

En una red abierta, el agua suministrada solo proviene del nodo anterior, es decir, sólo existe una ruta para cada nodo desde la fuente de abastecimiento. De esta manera, existen trayectorias claramente definidas a cada nodo. Para nodos consecutivos, se cumple que

$$LaC_p \leq LaC_{p+1}; \quad p = 1 \dots N - 1 \quad (9.45)$$

donde

LaC_p : Longitud acumulada de la ruta crítica hasta el nodo p

LaC_{p+1} : Longitud acumulada de la ruta crítica hasta el nodo $p+1$

Si se denomina a la carga en la fuente de abastecimiento H_o y la carga mínima requiere en el nodo p como $H_{mín_p}$, entonces la pendiente hidráulica se define como

$$Sf_p = \frac{H_o - H_{mín_p}}{LaC_p} \quad (9.46)$$

La carga disponible en el nodo p está definida como

$$H_p = H_o - Sf_p LaC_p \quad (9.47)$$

la trayectoria hasta el nodo más alejado es llamada ruta crítica y la pendiente hidráulica asociada con dicha ruta es la pendiente mínima $Sf_{mín}$. Si el nodo p está en la ruta crítica, entonces la ecuación anterior se define como

$$H_p = H_o - Sf_{mín} LaC_p \quad (9.48)$$

de esta manera, todas las cargas en los nodos de la ruta crítica están calculadas con $Sf_{mín}$. El procedimiento es el siguiente.

- a) Designar a la fuente o nodo con carga conocida con la numeración 0; especificar las longitudes y designar los nodos de demanda. Como se asentó antes, las líneas se enumeran de acuerdo a la numeración de sus nodos aguas abajo.
- b) Indicar las trayectorias de todos los nodos donde estén especificados los valores de carga mínimos $H_{mín_p}$, que deben ser los nodos extremos de cada ramal, y calcular sus pendientes hidráulicas con la ec. 9.46.
- c) Determinar la pendiente hidráulica mínima y la ruta crítica. Todas las líneas de esta ruta estarán calculadas con el valor de la pendiente hidráulica mínima.
- d) Usando la ec. 9.48, determinar los valores H_p para los nodos intermedios que se encuentran en la ruta crítica, los cuales serán el punto de inicio para el cálculo de las cargas hidráulicas de los subsistemas de distribución en las rutas no críticas.
- e) Para la siguiente iteración, eliminar la ruta crítica del cálculo de pendiente hidráulicas de los subsistemas.
- f) A partir de la carga hidráulica obtenida (paso d) en un nodo de la ruta crítica, calcular las pendientes hidráulicas en las rutas no críticas. Los subsistemas formados se analizan de manera similar y se encuentran subrutras críticas, las

cuales se eliminan en la siguiente iteración, y así sucesivamente, hasta que todas las pendientes hidráulicas se determinen con base en el concepto de ruta crítica y se conozcan las cargas en cada nodo.

- g) Con los gastos, longitud y la fórmula de pérdida de carga, es posible obtener el valor de diámetros no comerciales. A partir de ellos, se seleccionan los diámetros comerciales superior e inferior. Estos diámetros de tubería constituyen los grupos óptimos de la red abierta.

El modelo no presenta una solución única, toda vez que para cada línea propone los diámetros comerciales asociados con el valor superior e inferior al obtenido. Adicionalmente, cuando el intervalo entre diámetros consecutivos es pequeño, es necesario especificar más de dos diámetros, es decir, abrir el intervalo de posibilidades, lo que incrementa el tiempo y brinda mayor incertidumbre sobre el valor óptimo. Pese a lo anterior, se considera adecuado para el diseño de redes abiertas, puesto que el algoritmo propuesto es relativamente fácil de programar e incluso de efectuar los cálculos manualmente.

Optimación con programación lineal

A diferencia del método de Kally o el de Alperovits, se han desarrollado modelos que utilizan la programación lineal tanto para la determinación de caudales y distribución de flujo como para la optimización de la red de agua. A continuación se describen brevemente y se comentan dos métodos.

El primer método propone una solución óptima aún para los diámetros comerciales (Cenedece y Mele, 1978). Parte de la base de que el sistema de distribución más económico es una red abierta. Sin embargo, considera que para asegurar las presiones y caudales en los nodos, se deben introducir líneas de interconexión entre éstos, aún sin ellas aumentan el costo total, formando así redes cerradas.

Las ecuaciones que caracterizan el problema son:

- 1) Ecuación de continuidad en los nodos
- 2) Ecuación de pérdida de carga; habiendo fijado el signo positivo para cada ramal, puede escribirse como

$$h_{o(r)} - h_{p(r)} = K_r D_r^{-5} |Q_r| Q_r L_r = J_0 L_r \quad (9.49)$$

donde

$h_{o(r)}$: carga piezométrica en el nodo o (m)
 $h_{p(r)}$: carga piezométrica en el nodo p (m)
 K_r : Constante de la pérdida de carga (ver ec. 9.43)
 D_r : Diámetro de la línea que conecta a o con p (m)
 Q'_r : Gasto en la línea que une a o con p (m³/s)
 L_r : Longitud de la línea que une a o con p (m)
 r : Índice del ramal

despejando el diámetro D :

$$D_r = \left[\frac{K_r |Q'_r| Q'_r L_r}{h_{o(r)} - h_{p(r)}} \right]^{1/5} \quad (9.50)$$

- 3) La función objetivo representa e costo total de las tuberías. Si se utiliza una fórmula para definir el costo en función del diámetro y por unidad de longitud, se puede expresar $C = a D^\delta$. Los valores "a" y "δ" pueden obtenerse mediante regresión no lineal. La función objetivo queda como

$$\text{MinOBJ} = \sum a D_r^\delta L_r \quad (9.51)$$

Si de manera análoga al criterio de Hardy-Cross para tuberías comunes a dos circuitos, se plantea al ajuste de caudales entre un circuito (llámese principal) y el otro, llamado adyacente, se tiene

$$Q'_r = Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)} \quad (9.52)$$

donde

$m(r)$: índice de la red principal del circuito
 $a(r)$: índice de la red del circuito adyacente
 Q'_r : gasto inicial, congruente con la ec. De continuidad
 $Q_m(r)$: gasto que circula en la línea común por el circuito principal
 $Q_a(r)$: gasto que circula en la línea común por el circuito adyacente

Introduciendo las ecs. 9.50 y 9.52 en la función objetivo (ec. 9.51), se tiene

$$\text{minOBJ} = \sum a \left[\frac{K(Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{5/5} L_r^{[1+(\delta/5)]}$$

las variables independientes son los gastos por cada circuito y las cargas piezométricas en los nodos. Los valores mínimos de carga piezométrica deben especificarse para garantizar en cada punto la presión necesaria y limitar el intervalo de presiones para las diferentes condiciones de operación.

Por otra parte, la dirección del gasto debe ser congruente con la pérdida de presión. Esta restricción debe ser introducida dentro de la función objetivo, sumando una penalidad cuando el gasto y la pérdida de carga estén en oposición, quedando la función objetivo como

$$\min OBJ = \sum a \left[\frac{K(Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]} + K_1 |Q_r - q_{m(r)} - q_{a(r)}| (|h_{i(r)} - h_{j(r)}|) + J_0 L_r$$

De esta manera, el segundo término proporciona el costo de bombear el gasto desde h_o hasta h_p con el gradiente hidráulico J_0 .

Con la introducción del término Z_r , que toma el valor de 1 cuando la pérdida de carga y la dirección del flujo tienen la misma dirección y, de lo contrario, toma el valor de 0, la función objetivo general queda entonces como

$$OBJ = \sum \left[Z_r a \left[\frac{K |Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)}| (Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})}{h_{o(r)} - h_{p(r)}} \right]^{\delta/5} \cdot L_r^{[1+(\delta/5)]} + (1 - Z_r) \left[a \frac{K(Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]} + K_1 |Q_r + q_{m(r)} - q_{a(r)}| (|h_{o(r)} - h_{p(r)}| + J_0 L_r) \right] \quad (9.53)$$

El método solo es aplicable a un sistema con una carga constante y sin bombeo. Esto se infiere (Lischer, 1979) del establecimiento de una carga mínima para el nodo de entrada de gastos en la red. En la práctica, esto sólo sucede cuando el suministro proviene de un solo tanque de abastecimiento de agua localizado en una zona alta.

Por lo mismo, la función de costos sólo considera costos de inversión. Si se incluye bombeo, el costo anual debe ser optimado en soluciones que involucren también los costos anuales de operación, los costos de energía y de mantenimiento. Finalmente, si se

parte de la consideración de que una red abierta es más económica, se genera que la red cerrada obtenida no sea más que un esquema de red abierta unida con diámetros mínimos, lo cual no resulta satisfactorio.

Basado en la programación lineal, se ha propuesto un segundo método (Quindry, et.al., 1981). A diferencia del método de Alperovits y Shamir, la consideración básica es la siguiente. Considere que existe una disminución en el gasto de demanda requerido en un nodo cualquiera, sea j definida como dQ_j^* . Este valor se puede utilizar para que mediante la variable dual $\tau_j = d$ (Costo/ dQ_j) se disminuye el costo total de la red. Resolviendo el sistema formado mediante programación lineal, se obtiene una disminución en el costo total. Sin embargo, en el nodo j existirá una deficiencia en el caudal demandado. Este déficit puede ser recuperado mediante un cambio en las cargas hidráulicas de los nodos adyacentes i, k que interactúan con el nodo en cuestión. De esta manera, se restablece el caudal demandado y se obtiene una reducción en el costo del sistema. Lo anterior se puede expresar matemáticamente como:

$$\sum \frac{\delta Q_j}{\delta h_{ij}} dh_{ij} + \sum \frac{\delta Q_j}{\delta h_{jk}} dh_{jk} + dQ_j^* = dQ_j = 0 \quad (9.54)$$

Por continuidad, se establece que

$$\sum q_{ij} - \sum q_{jk} = Q_j$$

donde

Q_j : Gasto o caudal de demanda en el nodo j

h_{ij} : Pérdida de carga entre los nodos i y j

h_{jk} : Pérdida de carga entre los nodos j y k

De esta manera la ecuación 9.54 se expresa como

$$\sum \frac{\delta q_{ij}}{\delta h_{ij}} dh_{ij} - \sum \frac{\delta q_{jk}}{\delta h_{jk}} dh_{jk} + dQ_j^* = dQ_j = 0 \quad (9.55)$$

De la expresión de pérdida de carga de Hazen-Williams, si se despeja el gasto q_{ij} y se deriva con respecto a la pérdida de carga h_{ij} , se obtiene la siguiente relación

$$\frac{\delta q_{ij}}{\delta h_{ij}} = \frac{0.54 q_{ij}}{h_{ij}} \quad (9.56)$$

Por definición, $h_{ij} = H_i - H_j$ y $dh_{ij} = dH_i - dH_j$; sustituyendo la ec. 9.56 en la ec. 9.55, se obtiene un balance entre el cambio en el gasto de demanda dQ_j^* (que permite disminuir el

costo del sistema) y cambios en la carga del nodo j y de los nodos aguas arriba y debajo de éste, que se expresa como

$$\sum \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} (dH_i - dH_j) - \sum \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} (dH_j - dH_k) + dQ_j = 0 \quad (9.57)$$

si la función objetivo se expresa como

$$\text{Min costo} = \sum a_{ij} L_{ij} X_{ij}$$

donde

a_{ij} : costo de tubería por unidad de longitud y por unidad de X_{ij} (\$/m)

L_{ij} : Longitud de tubería (m)

X_{ij} : Variable linealizadas del diámetro; $X_{ij} = D_{ij} 2.63$ de la ecuación de H-W, habiendo despejado el gasto q_{ij} .

Mediante la regla de la cadena, se puede derivar un gradiente para que los cambios en las cargas de los nodos tengan el mismo efecto en la función objetivo que cambios en los caudales de demanda. Considerando la variable dual τ y la ecuación 9.57, se tiene

$$\frac{\delta(\text{costo})}{\delta H_j} = \tau_j \sum \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} + \sum \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} - \sum \tau_i \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} - \sum \tau_k \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} \quad (9.58)$$

La ecuación 9.58 se puede usar para calcular el gradiente del cambio en el costo debido a un cambio en las cargas de los nodos. Utilizando como guía, es posible alterar las cargas de tal manera que la solución, mediante programación lineal, tenga un mejor valor en la función objetivo. El proceso se repite hasta lograr el costo mínimo. Ha sido probado en un sistema sin bombeo de la ciudad de Nueva York y se ha concluido que, si se aumentan las demandas en los nodos en un 20% más, la solución es prácticamente la misma.

El método sólo ha sido probado en redes que funcionan con presión constante. La anterior conlleva a que el modelo no sea confiable para casos con bombeos directos a la red, toda vez que modifica las cargas cada vez que reduce un diámetro para así disminuir el costo de la red, y no toma en cuenta que en ciertas ocasiones, es probable que se requiera de un bombeo adicional y el costo de éste podrá ser mayor que el ahorro obtenido al cambiar el diámetro de la tubería. Finalmente, el modelo no proporciona diámetros comerciales.

Se ha reportado que el algoritmo ha sido mejorado para considerar bombeos directos a la red (*Brill, Liebman y Han-Lin Lee, 1985*); sin embargo, persiste la consideración básica de que para una sola condición de carga la solución es una red abierta unida con líneas de diámetro mínimo. Por otro lado, si se usan múltiples condiciones de carga, entonces el

modelo excluye la posibilidad de encontrar un diámetro mínimo, lo cual tampoco es satisfactorio.

Método de Cross- Gradiente hidráulico óptimo

El método establece el concepto básico de que existe un gradiente hidráulico hipotético para el balance de una red en particular, en el que el diseño inicial puede ser corregido hasta alcanzar el diseño óptimo (*Featherstone y El-Jumaily, 1983*). En este caso se consideran los costos de capital (que se transforman en costos anuales equivalentes mediante criterios microeconómicos) y los costos anuales fijos y variables.

Se identifica la configuración de la red y los valores iniciales de diámetros, bombas y tanques y se define la presión mínima permisible.

Se determinan las funciones de costos, que en general se expresan como:

Función de costos de la tubería: $C = a_1 L^{a_2} D^{a_3}$

Función de costos de instalación de bombeo: $C = b_1 Q^{b_2} H^{b_3}$

O si se desconoce H, se puede expresar : $C = c_1 Q^{c_2}$

Función de costos operacionales de bombeo: $C = \frac{Q_1 H T F}{101.87 \text{Eff}}$

Función de tanques de regulación: $C = d_1 V^{d_2}$

Función de costos de mantenimiento: $C = e_1 Q d^{e_2}$

Donde

$a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3, d_1, d_2, e_1, e_2$: Constantes de regresión no lineal

L, D : Longitud (m) y diámetro (m)

Q, Q_1, Qd : Gasto (m^3/s), (l/s) y (m^3/d)

V, H : Volumen del tanque (m^3) y carga total (m)

T, F : Número de horas de operación al año (h/año) y costo por kW-hora (\$/kW-hora)

Eff : Eficiencia total del sistema de bombeo

Si se despeja el diámetro de la ecuación de Darcy-Weisbach, se tiene, en el sistema internacional de unidades:

$$D = \frac{f^{0.2} Q^{0.4}}{(12.102S)^{0.2}} = \frac{0.607 f^{0.2} Q^{0.4}}{S^{0.2}} \quad (9.59)$$

si se sustituye el diámetro en la función del costo de la tubería, la función de costos total queda expresada como

$$Ct = \sum a_1 L_i^{a_2} \left[\frac{0.607 f^{0.2} Q_i^{0.4}}{S_i^{0.2}} \right]^{a_3} + c_1 Q^{c_2} + \frac{Q_1 H T F}{101.87 E f f} + d_1 V^{d_2} + e_1 Q d^{e_2} \quad (9.60)$$

Ahora bien, la propuesta fundamental es sustituir el valor de la carga H en la ec. 9.60 por la expresión

$$H = S_d d + RP + ZG + Hf \quad (9.61)$$

donde

S_d : gradiente hidráulico de la línea de flujo más corta desde el nodo de carga conocida hasta el nodo de carga más baja

d : longitud desde el sitio de carga conocida hasta el nodo de presión más baja

RP : carga residual mínima por encima del nivel de terreno

ZG : diferencia entre el nivel del agua y el nivel del terreno (en caso de tanques enterrados o pozos)

Hf : pérdida de carga total

De esta manera, la función de costos total depende de las pendientes hidráulicas s_i y s_d , de la presión mínima requerida RP y las pérdidas por fricción.

La consideración básica es que se obtiene el diseño óptimo si se igualan las pendientes hidráulicas de los nodos adyacentes con el hipotético. Este valor hipotético se define como el gradiente óptimo artificial y se expresa como S_o , que sustituye a los valores de s_i y s_d en las ecuaciones anteriores. En efecto, si se deriva la ec. 9.60 con respecto a S_o , existe un valor mínimo si se iguala $dCt/dS_o = 0$. De esta manera, despejando a S_o se tiene

$$S_o = \frac{0.2 a_1 K_2 \sum (L_i^{a_2} Q_i^{0.4 a_3})}{K_3} \cdot \frac{1}{(0.2 a_3 + 1)} \quad (9.62)$$

donde

$$K_2 = a_1 0.607 f^{0.2}$$

$$K_3 = \frac{Q_1 d T F}{101.87 E f f}$$

El procedimiento es el siguiente:

- a) Se identifica la configuración de la red, bombas y tanques y se asignan diámetros comerciales iguales en todas las líneas.
- b) Se efectúa un análisis con el método de Hardy Cross o de la teoría lineal, utilizando una carga inicial arbitraria y se obtienen las cargas en cada nodo y los gastos en cada línea.
- c) Se identifica la línea de flujo más corta desde el punto de inicio hasta el nodo de menor carga. Se ajusta la presión, mínima de ese nodo con la mínima permisible y se obtiene, una ruta inversa, la presión requerida en el punto de inicio y/o la carga de bombeo.
- d) Se calcula el costo total de este diseño mediante la ec. 9.60.
- e) Se calcula el valor del gradiente hipotético. *So* y a continuación los correspondientes diámetros de la red mediante la ecuación 9.59 de Darcy-Weisbach, redondeando a los valores comerciales inmediatos.
- f) Se efectúa nuevamente un análisis hidráulico con Cross y se repiten los incisos c y d, comparando el costo de este diseño con el anterior. Si éste es mayor que el anterior, el proceso se detiene y la solución óptima es el diseño anterior.
- g) De lo contrario, el proceso continúa con los incisos e y f, hasta que el costo total es mayor que en la iteración anterior.

La solución no proporciona diámetros comerciales y el simple redondeo al inmediato comercial no justifica que la solución en conjunto sea la óptima. En realidad, el análisis hidráulico se efectúa mediante modelos de revisión apoyados en una función generalizada de costos. De esta manera, el algoritmo planteado puede codificarse como una subrutina de ayuda al modelo de Cross o de teoría lineal.

Dos métodos de ruta crítica

El primer método de ruta crítica es una ampliación del expuesto para el caso de redes abiertas (*Bhave*, 1979), también propuesto por el mismo autor (*Bhave*, 1983). Existen dos criterios de partida: gasto mínimo o bien, diámetros mínimos. Considera como premisa que las redes abiertas son el esquema más económico y por lo tanto, desagrega una red cerrada en una combinación de redes abiertas por cada una de las fuentes de abastecimiento que denomina esquema de distribución de gastos, y procede con el algoritmo descrito anteriormente para redes abiertas. Formula la función objetivo dependiendo del criterio de partida. En el caso de gastos mínimos, la función objetivo se expresa como

$$\text{Min}(z) = \sum_s \sum_n L_{sn}^{1+y/r} (Hs_s - Hd_n^{\text{mn}})^{-y/r} \quad (9.63)$$

donde

L_{sn} : Longitud entre la fuente s y el nodo de demanda n (m)

Hs_s : carga en la fuente s (m)

Hd_n^{mn} : carga mínima requerida en el nodo de demanda n

Y : exponente en el diámetro en la función no lineal de correlación entre el costo de la tubería con respecto al diámetro; $C = a L D^y$

r : exponente del diámetro en la fórmula de Darcy-Weisbach ($r = 5$)

s : número del nodo fuente o con carga conocida

n : número del nodo de demanda

La primera sumatoria se aplica sobre todos los nodos de demanda con respecto a un nodo conocida o fuente de abastecimiento y la segunda sumatoria se realiza sobre todas las fuentes. De esta manera, el número de variables de decisión en la función objetivo con $s*n$.

Las restricciones a las que está sujeta la función objetivo son:

$$\sum_s Q_{s-1} = q_1, \dots, \sum Q_{s-n} = q_n \quad (9.64)$$

o sea una ecuación por cada nodo de demanda y

$$\sum_n Q_{1-n} = Q_s - q_1, \dots, \sum Q_{2-n} = Q_2 - q_1 \quad (9.65)$$

una ecuación por cada fuente de abastecimiento y finalmente

$$Q_{s-n} > 0 \quad (9.66)$$

Por cada fuente y nodo, o sea $s*n$ inecuaciones de no negatividad.

De esta manera, si se cuenta con una red de 200 nodos, abastecido de 3 pozos, se tendrá que la función objetivo depende de 600 variables de decisión, las restricciones son $200 + 3 + 600 = 803$. Resulta claro que este caso se torna muy complejo de analizar.

Restricción: El modelo es impráctico ya que descarga una red cerrada en tantas redes abiertas como número de fuentes de abastecimiento existan; en general une esquemas de redes abiertas óptimas a una cerrada mediante líneas de diámetro mínimo o asociadas con gastos mínimos. Lo anterior no garantiza que el modelo en conjunto sea el óptimo. En

todo caso, tal parece que el autor pretende adecuar las redes cerradas a su modelo y no, como parece lógico, que los modelos reflejen un funcionamiento real.

Cabe destacar que el autor ha propuesto en otro trabajo un modelo para el reforzamiento de redes existentes, que combina el modelo de ruta crítica con el de programación lineal (Bhave, 1985). Con base en la literatura investigada, se puede afirmar que es el primer intento formal de modelar el diseño óptimo de reforzamientos en redes existentes, puesto que divide el caudal requerido en el caudal que circulará por la tubería existente y el necesario para cubrir la presión y el gasto del nodo de aguas abajo. A diferencia de otros modelos que admiten más de una línea paralela y que seleccionan su diámetro por aproximaciones sucesivas, en el método señalado se hace la separación de caudales como parte del método de optimización. Sin embargo, el modelo no resulta práctico en redes extensas, por sus aplicaciones inherentes.

Un segundo método ha sido propuesto por Jeppson (Jeppson, 1985). Se basa en que el diseño de un red abierta es la más económica. Se seleccionan las dos fuentes de abastecimiento más importantes, cuyo criterio es que tengan la mayor carga; posteriormente se define la ruta más corta que las une, que se denomina ruta fundamental o dominante. Se plantea rutas primarias a partir de las demás fuentes de abastecimiento hasta el nodo más cercano a éstas y que forma parte de la ruta dominante. Se definen rutas secundarias desde los nodos que no formen parte de las rutas dominante o primarias hasta el nodo más cercano a éstas de la ruta dominante. Los nodos no comprendidos en las rutas antes mencionadas se unen con diámetros arbitrarios, que pueden ser los mínimos.

Se establecen cargas hipotéticas en los nodos en proceso inverso a la formación de las rutas, es decir, se trabaja primero con las rutas secundarias. Considerando las cargas mínimas requeridas en los puntos extremos y despreciando el gasto en los diámetros mínimos de liga se obtienen los gastos hipotéticos en cada línea. Con base en los gastos se determinan las cargas en los nodos y se compraran con las propuestas inicialmente. El proceso es iterativo y se pueden modificar los diámetros en las líneas que se consideren convenientes.

Una vez que se obtiene el balance de cargas y gastos en todas las rutas, se pueden despejar los diámetros y redondear los comerciales.

El modelo es útil para redes abiertas. Para redes cerradas no garantiza que el diseño sea el óptimo puesto que la diferencia entre un esquema cerrado y una abierto, bajo esta perspectiva, es la unión o liga de nodos mediante líneas de diámetro mínimo por donde circulan caudales también mínimos. Por otra parte, los diámetros obtenidos no son comerciales, que conlleva a las restricciones antes enunciadas.

Dos métodos de Selección Enumerativa

A diferencia de los modelos que buscan el costo mínimo del sistema de redes mediante algún algoritmo matemático, los métodos de selección enumerativa siguen el proceso convencional de tanteos y prueba-error para la selección de los diámetros óptimos. Sin embargo, si se considera que el número de valores posibles para cada tubería que conecta dos nodos es mayor a 10, el número de combinaciones posible sería astronómico. Por ello, se han propuesto algunas técnicas para obtener opciones que no tomen un tiempo computacional aceptable (Walski, Gessler y Sjostrom, 1988 a), (Walski, Gessler y Sjostrom, 1988 b). La primera consideración es que el diámetro de las tuberías a lo largo de una red principal cambia sólo en las principales intersecciones y en las zonas de usuarios de gran consumo. Por otra parte, se plantea que la selección de diámetros sea discreta, de acuerdo con los diámetros comerciales existentes. Un problema fundamental del algoritmo de enumeración se encuentra en la gran cantidad de posibles combinaciones que se pueden obtener y que el tiempo de computación crece exponencialmente con el número de tuberías que conforman la red. Para minimizar el número de combinaciones, se han propuesto cuatro pasos a seguir.

- a) Agrupación de tuberías. Se propone que se asignen grupos de tuberías del mismo diámetro, de acuerdo a los requerimientos de demanda en sectores, bloques o circuitos.
- b) Tamaño de los grupos. El número de combinaciones de diámetros posible es igual al producto del número de los diámetros discretos propuestos por el número de grupos seleccionados. Es recomendable verificar que el tamaño más pequeño en cada grupo pueda garantizar el requerimiento de presión mínima se combinen con los tamaños más grandes de los demás grupos.
- c) Costo. El algoritmo de búsqueda de combinaciones interactúa con funciones de costos. Una vez que se haya definido una posible combinación que cumpla con las presiones mínimas requeridas, no tiene sentido buscar combinaciones más costosas y se limitará como máximo a la combinación obtenida.
- d) Si alguna combinación no cumple las condiciones de presión, ninguna combinación con diámetros iguales o menores la cumple, y ésta es la combinación que sirve como base.

Se estima que una vez pasada la prueba del costo, las posibles combinaciones se reducen a un 20% y que disminuyen a un 10% cuando cumplen las condiciones de presión mínima.

Bajo esta metodología, se ha diseñado el programa de cómputo WADISO, accesible al mercado estadounidense desde 1988.

Un método similar ha sido propuesto por Tzatchkov (Tzatchkov y Alfonso, 1990). Se restringe a que las condiciones hidrodinámicas en las tuberías sean satisfactorias, es decir, que cumplan con las presiones mínimas requeridas y no excedan las velocidades máximas permisibles. De lo contrario, se selecciona el diámetro inmediato superior o inferior, de acuerdo a la restricción por solventar.

Para lograr lo anterior, se dispone de una base de datos con información de diámetros comerciales de diversos tipos de material, sus costos por metro lineal y el factor de fricción asociado a ellos. En cada nodo se verifica que se cumpla con la presión mínima requerida; del mismo modo, se verifica que con los diámetros propuestos las velocidades en las líneas sean mayores a las mínimas y menores a las máximas permisibles. Se proponen dos algoritmos: inicializar con diámetros mínimos en todas las líneas, o bien con diámetros máximos. Se describe brevemente el algoritmo iniciando con diámetros mínimos.

- a) Se elige un grupo de diámetros comerciales “candidatos”, que de acuerdo al tamaño de la red o población, pueden ser los más factibles de ser utilizados.
- b) Se asignan diámetros mínimos a todas las líneas. Se efectúa el análisis hidráulico, que bien puede ser mediante Cross, Newton-Raphson o teoría lineal.
- c) Se calcula en cada tramo la relación $V/V_{m\acute{a}x}$ y se selecciona la línea en la cual la relación es máxima. Si es mayor a uno, se cambia el diámetro de esta línea al inmediato superior.
- d) Se efectúa nuevamente el análisis hasta que en todos los tramos la relación $V/V_{m\acute{a}x}$ sea menor a uno. Si existe algún tramo donde no sea posible lograr lo anterior, se amplía el intervalo del grupo de diámetros candidatos. Luego, se procede a revisar la condición de presiones en los nodos.
- e) Se selecciona el nodo de mayor déficit de presión ($d_i = H_{m\acute{i}n} - H_i$). Se incrementa en diámetro del tramo que tenga mayor influencia sobre la presión en el nodo. Para determinar cuál es el de mayor influencia, se incrementa artificial y sustancialmente la demanda de agua en el nodo y se efectúa el análisis hidráulico. Se obtiene, para cada uno de los tramos que confluyen al nodo lo siguiente:

$$k = \frac{dh_{incr}}{dh} \quad (9.67)$$

donde

dh_{incr} : pérdida de carga entre el nodo de aguas arriba y el nodo en cuestión, debido a un gasto de demanda incrementado

dh : pérdida de carga con el gasto de demanda inicial.

El tramo con mayor valor de k es el tramo buscado.

- f) Se repite el proceso en todos los nodos con déficit hasta obtener presiones mayores a la mínima requerida.
- g) Se verifica que la velocidad en los tramos sea mayor que la mínima; de lo contrario, se reduce al diámetro de éste al inmediato inferior.
- h) Finalmente, se verifica si el cambio afecta las condiciones hidrodinámicas. Si es así, se efectúa nuevamente el análisis hidráulico.

El algoritmo es similar en el caso de iniciar el análisis con diámetros máximos. Los autores recomiendan iniciar con diámetros máximos.

El modelo es muy recomendable para el análisis y diseño exclusivo de redes de distribución de agua, en virtud de que el algoritmo planteado es ingenioso, lógico y relativamente sencillo. Sin embargo, su mayor limitación reside en el hecho de que parte de considerar que los puntos de alimentación a la red están previamente definidos, sea mediante un tanque de almacenamiento con cierta carga hidráulica y capacidad, o bien con bombas que alimentan directamente a la red. Bajo esta consideración, iniciar con diámetros mínimos sería, como afirman los autores, partir de la opción más económica e iniciar con diámetros máximos sería la alternativa más costosa.

Sin embargo, si se desea llevar a cabo una ampliación de redes, lo deseable es obtener el diseño más económico del sistema de distribución en conjunto, que conlleva a la interacción entre tanques de almacenamiento, cárcamos de bombeo y líneas de distribución. De esta manera, en el caso de una red que se alimenta con bombeos directos, seguramente que la opción de iniciar con diámetros mínimos será una de las opciones más costosas, por los costos de operación que implica. Por lo anterior, sería deseable que en el modelo presentado se incorpore una evaluación de costos de inversión y operación a Valor Presente Neto, para evaluar los efectos de ambos flujos de inversión.

En todo caso, para el diseño de la ampliación de redes, los métodos de enumeración se consideran muy adecuados, con la salvedad antes enunciada, que puede ser eliminada. Asimismo, son también útiles para el diseño del reforzamiento o rehabilitación de redes existentes, aunque el proceso de aproximaciones sucesivas es todavía mayor.

Finalmente, existen otros métodos que a juicio personal son bastante simplistas en sus consideraciones de inicio, o bien que plantean diseños muy complejos y academicistas que

difícilmente resuelven problemas reales. Pueden citarse métodos en elementos finitos, en programación dinámica y métodos gráficos (Walski, 1985).

9.4.2 Método para el diseño óptimo de redes (Instituto de Ingeniería)

Con base en las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión, es posible diseñar, revisar el funcionamiento y establecer la operación de redes de tuberías empleadas en el suministro de agua potable.

El diseño hidráulico de una red consiste en seleccionar los diámetros de sus tuberías, de tal modo que conduzcan el fluido hasta los sitios de demanda y con presiones adecuadas en sus nudos. Se dice que la presión es adecuada cuando en cualquier nudo de la red su magnitud es mayor a una presión mínima (h_{min}), suficiente para que el agua llegue a los domicilios; y menor a una presión máxima (h_{max}) para evitar la rotura de tuberías y gastos excesivos de fugas.

La revisión hidráulica consiste en determinar la magnitud de los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de una red existente. Para ello se requiere conocer las características físicas de las tuberías, sus conexiones, la magnitud de los gastos de demanda y su ubicación, las elevaciones de los tanques reguladores, etc.

Por su parte, la operación de la red se refiere a las maniobras de apertura y cierre de válvulas, al control de niveles del agua dentro de los tanques y al arranque y paro de bombas para disponer de cargas de presión adecuadas en la red.

En lo referente al diseño, el proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es simple, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones, cada una con un costo determinado, que satisfacen las condiciones de operación hidráulica eficiente, por lo que, para escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación, se requiere conocer el costo de todas las opciones que cumplen con las condiciones hidráulicas.

Se presenta el planteamiento de un método de diseño de redes desde un punto de vista óptimo, que no requiere fijar una distribución inicial de los gastos en las tuberías de la red, lo cual es una ventaja con respecto a la mayoría de los métodos existentes y además, los diámetros propuestos para formar la red son diámetros comerciales.

Considerando que en un proyecto se cuenta con los gastos de demanda y las características de la zona por abastecer, se procede a realizar el trazo, el cual consiste en la unión de los puntos de demanda por medio de líneas, de modo tal que sigan la configuración urbana y la topografía de la zona. Por lo general, el trazo se define

formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo que no suele incluirse dentro de los métodos de diseño de redes.

Es necesario asignar un mismo diámetro inicial para todas las tuberías de la red, una vez propuesto dicho diámetro se tendrá que hacer un análisis hidráulico de la propuesta y revisar, que al menos el 20% de los nudos, proporcionen cierta carga positiva a pesar de que no se cumpla con la mínima establecida por reglamento. En el caso que este primer diámetro inicial propuesto no cumpla con esta condición, se propondrá para el proceso el siguiente diámetro comercial, de tal manera que si se cumpla lo anteriormente descrito. Considerando esta recomendación para definir el diámetro con el cual se habrá de iniciar el proceso de búsqueda de los diámetros de la red, se evitarán cálculos innecesarios.

Una vez que se cuenta con los datos del trazo, la topografía, la ubicación del punto de alimentación, el tipo de material y el diámetro inicial en las tuberías y las demandas en los nudos, es posible realizar un primer análisis hidráulico de la red de tuberías empleando el método propuesto por el Instituto de Ingeniería (*Fuentes y Sánchez, 1991*).

Del análisis antes mencionado, se obtendrá el gasto que circula a través de cada tubería así como las presiones existentes en los nudos de demanda, por lo cual es posible determinar otros parámetros tales como: la velocidad, el número de Reynolds, las pérdidas de carga debidas al esfuerzo cortante, el déficit de gasto en la red¹, etc. Cabe señalar que si los resultados de este primer análisis no son satisfactorios desde el punto de vista hidráulico, es decir, seguramente, se obtendrán cargas negativas o bajas en algunos nudos, indicará que en esos puntos no existe presión o no la suficiente, y por consiguiente no suministran el caudal requerido; de lo contrario se tendría la solución:

Los números de Reynolds obtenidos en este análisis hidráulico, ayudarán a realizar una selección por orden de prioridad de las tuberías a las cuales se aumentará el diámetro, para mejorar las condiciones de funcionamiento del sistema.

En cada opción, se propondrá un cambio en una sola tubería a la vez, se llevará a cabo el respectivo análisis hidráulico y además se estimará para cada una el *beneficio/inversión*, de esta forma se seleccionará la opción más conveniente desde el punto de vista hidráulico y económico para continuar con la siguiente iteración. El mismo procedimiento se repetirá hasta llegar a la solución óptima del diseño de la red de tuberías.

A continuación se hará una descripción detallada del método propuesto y se llevará a cabo la aplicación de éste en la solución de algunos ejercicios.

¹ El Instituto de Ingeniería propone un "Método Modificado para el Cálculo de Redes de Distribución de Agua Potable", que ayuda a determinar el déficit en los gastos de demanda, de acuerdo con las presiones disponibles en los nudos (*De Luna, 2000*).

Revisión hidráulica

Para cada una de las combinaciones factibles se calcula la red. Esto se hace de forma expedita por medio del método estático modificado del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Fuentes y Sánchez, 1991).

Método estático modificado

En los métodos convencionales empleados para diseñar o revisar redes de distribución, es común que las pérdidas de presión generadas a partir del esfuerzo cortante producido entre el flujo y las paredes de las tuberías, sean calculadas a partir de una suposición de los factores de fricción.

A pesar de que la suposición antes mencionada considera las características del material como la rugosidad, no siempre se llega a una solución que se apegue a las condiciones reales de funcionamiento del sistema, pudiendo provocar un diseño de red con tuberías de mayor capacidad de conducción a las requeridas, o bien incapaces de satisfacer las demandas de agua a los usuarios. Las consecuencias antes mencionadas provocan un costo de inversión adicional en el sistema.

Cuando se diseña un sistema de redes de distribución, es necesario conocer la carga total requerida, lo que conlleva a determinar de manera precisa los factores de fricción que intervienen en el cálculo de las pérdidas de carga. También uno de los objetivos es contar con un sistema eficiente que suministre el agua a los usuarios en cantidad suficiente, con la presión requerida en toda la zona por abastecer y con un servicio continuo. Debido a eso, es importante realizar un buen análisis del funcionamiento hidráulico del sistema.

En la solución del método para flujo permanente tradicional (estático tradicional), considera que aunque se tengan presiones menores a la carga mínima requerida, el sistema proporciona el gasto demandado por los usuarios, inclusive si las presiones son negativas por lo que nunca se presenta un déficit en el servicio, condición que no se presenta en el funcionamiento hidráulico real de un sistema de distribución. Si la carga es negativa, significa que no hay presión disponible en ese punto, por lo que no puede haber suministro de agua.

En el análisis estático modificado, cuando en un nudo la carga de presión es menor a una mínima (h_{mín}) establecida previamente, no se puede extraer la cantidad total del agua demandada. Se acepta que el caudal suministrado es igual al de la demanda si la carga es mayor a la mínima. O bien, el gasto es proporcional a la carga del nudo (en el caso de que sea positiva).

Tiene gran importancia el cálculo para flujo permanente (estático) modificado, ya que considera que la demanda de los usuarios es satisfecha en función de la energía hidráulica que se tenga en el nudo respectivo y el valor correspondiente a la restricción de la carga mínima se puede modificar de acuerdo a las condiciones de cada caso.

Parámetros de jerarquización

Para obtener una primera propuesta de las tuberías, a las cuales se tendrán que realizar cambios, es necesario auxiliarse de un parámetro que ayude a hacer esta selección, el método inicialmente establece una relación entre los números de Reynolds (ecuación 9.68), con la finalidad de aumentar el diámetro en primer lugar a aquellos conductos en donde el número de Reynolds sea mayor.

El utilizar el número de Reynolds para establecer un orden de los cambio a seguir, se debe a que este parámetro está en función de características hidráulicas y geométricas del conducto.

En el caso de un tubería a presión, el número de Reynolds queda definido como:

$$\Re = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{V D}{\nu} \quad (9.68)$$

donde:

- V es la velocidad media del flujo (en m/s);
- D es el diámetro de la tubería (en m);
- ν es la viscosidad cinemática del agua en m^2/s . Es igual a la viscosidad dinámica μ (en $\text{kg s}/\text{m}^2$) dividida por la densidad de masa ρ (en $\text{kg s}^2/\text{m}^4$).

Un flujo es laminar si el número de Reynolds es pequeño ($\Re < 2300$) y es turbulento cuando éste es grande.

Es correcto tener flujo turbulento en los conductos por tratarse de flujo a presión y al iniciar el análisis con diámetros pequeños, se garantiza que en todas las tuberías exista este tipo de flujo, es decir, que se presenten números de Reynolds grandes, sin embargo, como este parámetro es directamente proporcional a la velocidad (ver ecuación 9.68), es importante por otro lado, evitar velocidades grandes debido a que éstas a su vez implican pérdidas considerables de energía por esfuerzo cortante en las paredes de las tuberías.

Darcy y Weisbach, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción para un flujo permanente en un tubo de diámetro constante, dicha ecuación es la siguiente:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Si existen pérdidas de energía grandes, las cargas disponibles en los nudos de la red disminuyen, empeorando las condiciones en aquellos puntos más desfavorables, ya sea por distancia respecto al punto de alimentación, o por condiciones topográficas.

Al disminuir el número de Reynolds en una tubería aumentándole el diámetro, implícitamente se disminuyen las velocidades, reduciendo así, las pérdidas de energía debidas a la fricción.

Se propone entonces, de los datos obtenidos en el análisis hidráulico establecer una relación de los números de Reynolds de cada tubería, entre el número de Reynolds mayor de todos los conductos. Entonces en todos los casos se obtendrá el coeficiente

$$C_i = \frac{\mathfrak{R}_i}{\mathfrak{R}_{\max}} \quad (9.69)$$

donde:

- \mathfrak{R}_i es el número de Reynolds de la tubería i ;
- \mathfrak{R}_{\max} es el número de Reynolds mayor en las tuberías de la red;
- C_i es el coeficiente que establece un orden de análisis para la tubería i .

Este coeficiente C_i establecerá un orden de análisis en las tuberías, siendo el número mayor, igual a la unidad y siendo el primer caso a estudiar, dentro de la iteración. Los valores de C_i se ordenan de mayor a menor y se asocia además otro coeficiente n_i que se utiliza para jerarquizar el análisis hidráulico. A la tubería de coeficiente $C_i = 1$, se le asignará $n = 1$ que corresponde a la tubería con número de Reynolds mayor; a la tubería con el siguiente valor menor de C_i , se le asignará $n = 2$ y así sucesivamente.

Inversión económica en el sistema

Por otro lado, con las longitudes de las tuberías y los costos respectivos para cada diámetro, es posible determinar desde la propuesta del diámetro inicial, cuanto será la inversión total del sistema.

Procedimiento de cálculo

De acuerdo a un análisis, es posible establecer que si se revisan hidráulicamente menos del 50% de las tuberías en cada iteración, se llegará a la solución óptima del sistema, sin embargo, para estar del lado de la seguridad se llegará hasta este porcentaje.

Una vez que se tiene el 50% de los tubos que se van a analizar en la primera iteración con su respectivo número asignado por medio del coeficiente n_i , se procede de la siguiente forma:

1. La primera opción de cambio dentro de la iteración inicial es la tubería que tiene asignado el coeficiente $n=1$, ya que es la que presenta el número de Reynolds más grande, a esa tubería, se le cambia el diámetro por el siguiente diámetro comercial mayor. Este caso es el primero de la iteración uno.
2. Con el cambio anterior se hace un análisis hidráulico, cuyos resultados probablemente no satisfagan las condiciones hidráulicas del sistema, sin embargo, en la mayoría de los casos, existirá una mejoría que estará reflejada en la disminución del déficit del sistema, estimando el déficit con el volumen total del gasto no proporcionado en los nudos de demanda.
3. Con esta misma opción de cambio, también se lleva a cabo el cálculo del costo de inversión, ya que al haber un cambio de diámetro en una tubería a uno mayor, se incrementa el costo.
4. Como segunda opción (segundo caso en la primera iteración) se toma aquella tubería a la cual se le asigno $n=2$, y ahora es a ésta a la que se le cambiará el diámetro por el siguiente mayor. Es importante destacar que en este como en los sucesivos casos a analizar, sólo se hará un cambio a la vez, es decir, todas la tuberías seguirán conservando el diámetro inicialmente propuesto, debido a que es la primera iteración la que está en análisis; excepto la tubería de $n=2$. Hecho el cambio de diámetro sólo en una tubería, se realiza un análisis hidráulico con esas condiciones geométricas y se lleva a cabo una evaluación del costo.

Se repiten los pasos anteriores hasta contar con el 50% de las tuberías analizadas, $n = \text{Número total de tuberías}/2$, será el máximo coeficiente a asignar y su tubería correspondiente será la última en realizar el análisis hidráulico.

Estimación del beneficio-inversión en el sistema

Ya que se cuenta con las n opciones, de cada una de ellas, se estima la relación *beneficio/inversión* con la siguiente expresión

$$\text{beneficio/inversión} = \frac{\Delta h_{\text{mín}_i}}{c_i - c_c}$$

donde:

- $\Delta h_{\text{mín}}$ es el *beneficio* de la opción; considerado éste como el aumento de la carga en el punto más desfavorable del sistema, es decir, el incremento de carga (con respecto al análisis hidráulico inicial de la iteración) en el nudo que presentó la mínima.
- c_i es el *costo de inversión* de la opción en estudio
- c_c es el *costo de inversión* de la combinación inicial, en todos los casos de la iteración en estudio.

El c_c en los casos de la iteración uno; es el obtenido cuando todas las tuberías tienen el mismo diámetro inicialmente propuesto.

Seguramente la carga mínima del sistema² ($h_{\text{mín}}$), así como los gastos de demanda en los nudos todavía no han quedado satisfechos con ninguna de las n opciones obtenidas en esta primera iteración.

De todos los casos estudiados en esta primera iteración, se hace una comparación de los resultados y se elige una opción para continuar con el procedimiento, dicha opción será aquella que implique el *beneficio/inversión* más alto. La opción elegida ya tiene un cambio y ahora será ésta la que se mantenga constante en la segunda iteración.

En el procedimiento de la segunda iteración, los valores de los diámetros, los resultados del análisis hidráulico, así como el costo de inversión del caso que se eligió en la primera iteración se mantendrán constantes para el nuevo análisis de las n opciones. De los resultados del análisis hidráulico para el caso elegido se asignarán nuevamente los coeficientes C_i y n_i , en la mayoría de los casos la correspondencia no será la misma, incluso el 50% de las tuberías elegidas no serán las mismas a estudiar en dicha iteración.

En esta segunda iteración se llevará a cabo nuevamente el mismo procedimiento de cálculo que permitirá hacer otra comparación de resultados y elegir una opción con el *beneficio/inversión* más alto. En los n casos que se estudiarán en la iteración tres, la opción con la que se compararán los resultados, tendrá dos cambios de diámetro (en una

² Por Normas existe una carga mínima ($h_{\text{mín}}$) que se debe satisfacer en todos los nudos de la red de tuberías, con la finalidad de que el sistema sea eficiente, es decir, que garantice el abastecimiento adecuado de los gastos demandados.

misma tubería o en dos tuberías diferentes), con respecto a la inicial (en donde todas la tuberías tienen el mismo diámetro propuesto).

En cada iteración, existirán n casos a analizar y el número de iteraciones, quedará definido por el proceso hasta llegar a la solución; la última iteración, será aquella en donde se tenga el caso que no exista déficit en los gastos demandados y por consiguiente se cumpla con la carga mínima para todos los nudos de la red.

A continuación se presenta un diagrama de flujo que resume el procedimiento de cálculo:

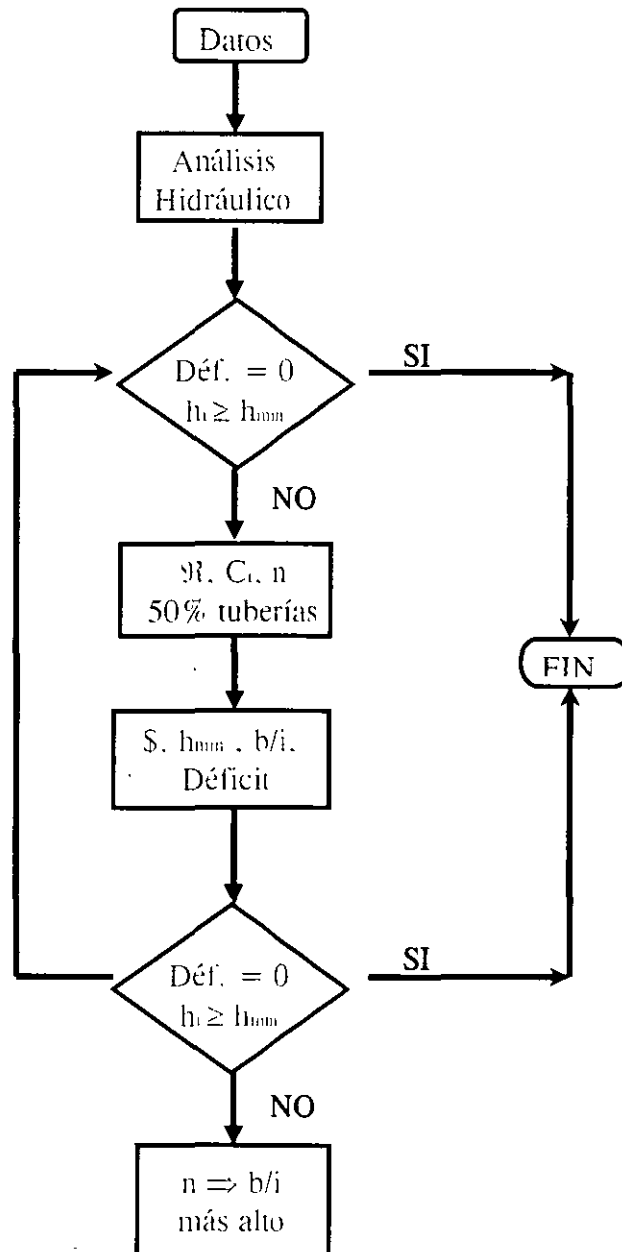


Figura 9.1 Diagrama de flujo para el diseño óptimo

10 OPERACIÓN DE REDES

Para que se disponga del agua potable en cantidad suficiente, con calidad y presión adecuadas en cualquier momento, se debe disponer de un volumen de agua mayor al solicitado por los demandantes de este servicio y, contar con una red primaria de tuberías eficiente.

El volumen de agua debe ser más grande al requerido para considerar la parte que se pierde por fugas en la red. Por otro lado, para que la red primaria de tuberías sea eficiente se necesita que esté conectada a tanques de regulación capaces de almacenar el volumen de agua que se proporciona durante el tiempo en que la demanda excede al gasto medio de ingreso a estos depósitos y, deben ser correctos tanto el diseño, las políticas de operación, el estado de conservación como el mantenimiento de los componentes de esta red.

Lo anterior será posible con acciones de operación adecuadas. Ello se determina a partir de la simulación de su funcionamiento hidráulico.

10.1 SISTEMA PRIMARIO DE REGULACIÓN (RED DE TANQUES)

Para realizar una adecuada distribución del agua potable, tanto de fuentes internas como externas a la zona de análisis, se requiere conocer el funcionamiento hidráulico de los principales tanques regularizadores, por lo que es necesario contar con un sistema de tuberías que conecten los tanques con las fuentes de abastecimiento sin que se permita el suministro directo a la red primaria. Al delimitar la zona de influencia que debe satisfacer cada tanque, se permite contar con una mejor distribución del agua potable y la manera más conveniente de conducir el agua en bloque a los tanques.

10.1.1 Difusión de una sustancia en redes de tuberías

El estudio de la difusión de una sustancia en las redes de tuberías tiene especial interés para determinar el decaimiento del cloro que se utiliza en la potabilización del agua dentro de la red de tuberías para distribuirla a los usuarios con una concentración adecuada del mencionado elemento.

Como se mencionó anteriormente, aunque la principal aplicación es determinar los posibles puntos de aplicación y de reinyección de cloro, también se utiliza para determinar la zona de influencia de los tanques de almacenamiento y regulación.

a) Difusión

La descripción del fenómeno de la difusión se lleva a cabo con modelos matemáticos que se basan en hipótesis básicas o “leyes”. En estos fenómenos intervienen principalmente dos procesos comunes que son establecidos como ley. La ley de difusión de Fick es la más fundamentada, utiliza un coeficiente de difusión. La segunda, que no tiene un nombre formal, utiliza un coeficiente de transferencia de masa, un tipo de relación constante reversible.

Para ejemplificar los dos modelos, se utilizan dos bulbos conectados mediante un tubo delgado (capilar) como se muestra en la figura 10.1. Los bulbos se encuentran a temperatura y presión constante además de que tienen el mismo volumen. Así mismo, un bulbo contiene dióxido de carbono (CO_2) y el otro está lleno con nitrógeno (N_2).

Para determinar que tan rápido esos dos gases son mezclados, se mide la concentración de dióxido de carbono en el bulbo que inicialmente contiene nitrógeno. Se mide cuando únicamente una porción de dióxido de carbono ha sido transferido, y se observa que la concentración de dióxido de carbono varía linealmente con el tiempo. De esta manera se obtiene la cantidad de transferencia por unidad de tiempo.

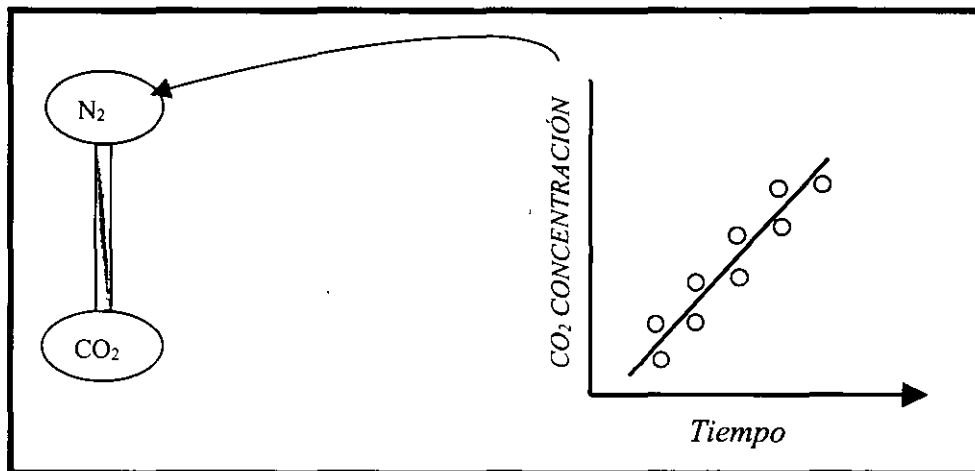


Figura 10.1 Un experimento simple de difusión. Dos bulbos que inicialmente contienen diferentes gases son conectados con un tubo capilar largo. Los cambios de la concentración en cada bulbo son consecuencia de la difusión y pueden ser analizados por dos métodos diferentes.

Para analizar cuanto es la cantidad transferida y poder determinar las propiedades físicas para ser aplicables no sólo en este experimento sino también en otros experimentos, se definirá el flujo:

$$\text{Flujo de dióxido de carbono} = \frac{\text{cantidad de gas transportado}}{\text{tiempo}} * \text{área del tubo capilar}$$

Definiendo el flujo de esta manera, el primer paso para determinar las características del experimento y tratando de llegar a una expresión más general, se considera que el flujo es proporcional a la concentración del gas:

$$\text{Flujo de dióxido de carbono} = k \left(\begin{array}{l} \text{diferencia de} \\ \text{concentración de} \\ \text{dióxido de carbono} \end{array} \right)$$

La constante de proporcionalidad k es llamada coeficiente de transferencia de masa. Éste es uno de los dos modelos básicos de difusión. De manera semejante, se considera que al incrementar la longitud del tubo decrece cantidad de flujo, por lo que se considera que:

$$\text{Flujo de dióxido de carbono} = D \left(\frac{\Delta \text{concentración de dióxido de carbono}}{\text{longitud del tubo capilar}} \right)$$

donde D es la nueva constante denominada coeficiente de difusión. Este otro modelo también se conoce como el de la ley de Fick.

No se puede asegurar que alguna de las dos ecuaciones sea utilizada para todos los procesos, ya sea con el coeficiente de transferencia de masa k ó usando el coeficiente de difusión D . Esto se debe a las consideraciones hechas para obtener dichas ecuaciones.

La elección entre los dos modelos planteados representa una decisión entre el tiempo y los recursos experimentales con los que se cuenta. Obviamente, se quieren expresar los resultados de la manera más general y fundamental posibles. Esto sugiere que se desarrolle con coeficientes de difusión. Sin embargo, en muchos casos las medidas experimentales dictarán una mayor aproximación y enfoque del fenómeno natural. Tales simplificaciones frecuentemente implican coeficientes de transferencia de masa.

b) Balance de masa en la confluencia de varias tuberías

Las tuberías que confluyen en un nudo se clasifican en dos grupos, el primero está formado por las tuberías con un gasto que llega al nudo y el segundo, con las tuberías que tienen un gasto de salida desde dicho nudo, como se ilustra en la figura 10.2

Se considera que las aportaciones de masa de cada una de las tuberías del primer grupo a un nudo en particular es igual a

$$m_i = \sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t \quad (10.1)$$

en la ecuación anterior Q_i representa a los gastos de entrada al nudo i desde una tubería del primer grupo, N es el número de tuberías del primer grupo.

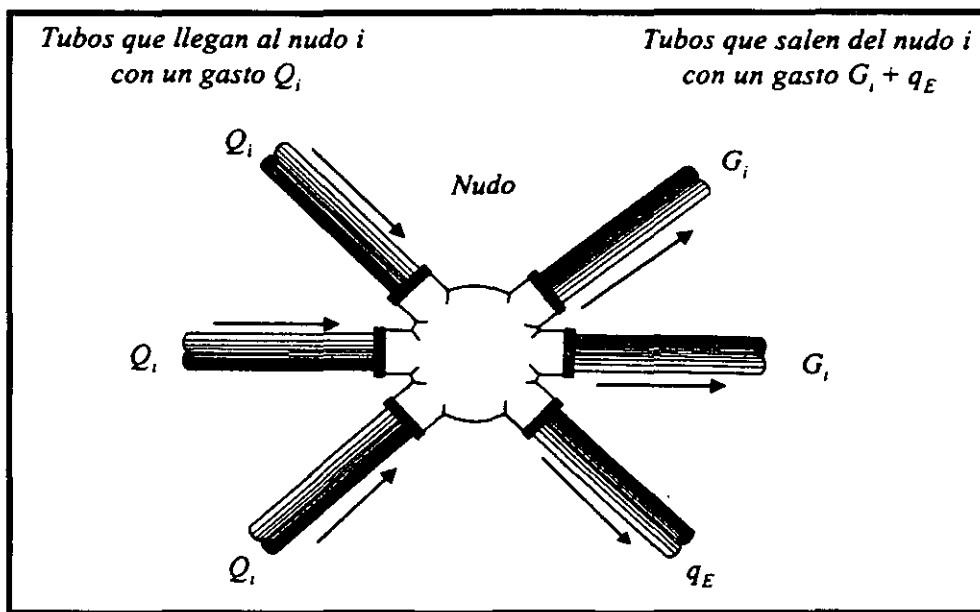


Figura 10.2 Esquema de las tuberías que confluyen en un nudo.

Por las tuberías del segundo grupo egresará desde el nudo un fluido que contiene una mezcla uniforme con concentración C_E , por lo que la masa que sale es

$$m_o = C_E \left(\sum_{i=1}^M G_i + q_E \right) \quad (10.2)$$

donde q_E es el gasto que se suministra a los usuarios de la red, G_i los gastos de salida por una tubería del segundo grupo y M el número de tuberías del segundo grupo.

Por el principio de conservación de masa, la cantidad que entra es igual a la que sale

$$m_i = m_o \quad (10.3)$$

así al igualar las ecuaciones 10.1 y 10.2, se puede despejar a la concentración de la mezcla, de manera que

$$C_E^{k+1} = \frac{\sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t}{\sum_{i=1}^M G_i + q_E} \quad (10.4)$$

En la figura 10.3 se presenta de manera gráfica la ecuación anterior.

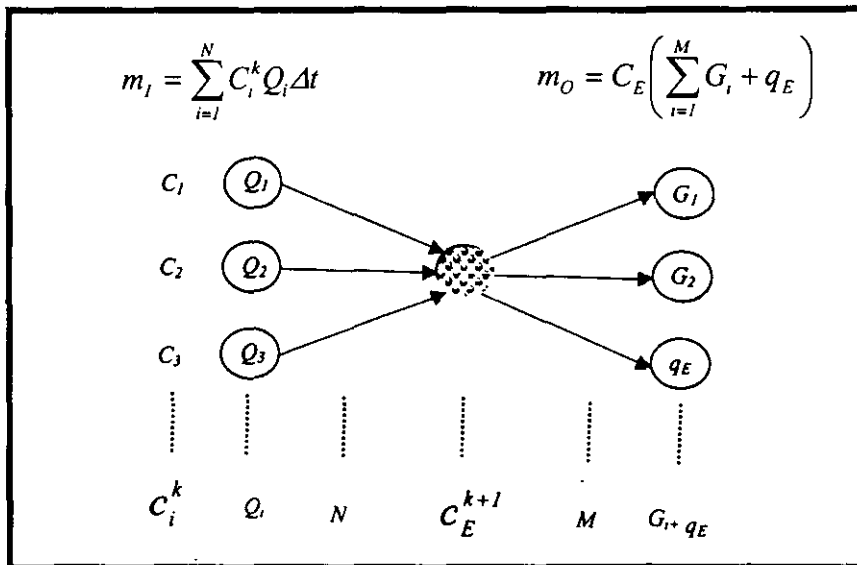


Figura 10.3 Esquema de la nomenclatura utilizada en un nudo para los cálculos.

c) Procedimiento de cálculo

Para calcular la concentración en distintos puntos de la red, se requiere como primer paso obtener el funcionamiento hidráulico de la red. Del mismo se establece el lapso que tarda en recorrer el agua desde un extremo a otro en la tubería de menor longitud de la red. El

tiempo que se utiliza para el cálculo de las concentraciones debe ser mayor o igual a este lapso.

También del funcionamiento mencionado se obtienen los gastos de entrada Q_i y los de salida G_i incluidos en la ecuación 10.4 que fluyen en las tuberías de la red en un instante determinado. Con la ecuación 10.4 se calcula la concentración en los extremos de las tuberías y la concentración en el extremo donde entra este gasto, se obtiene la concentración en el extremo final de la tubería para el tiempo $t + \Delta t$. Con ello, al aplicar nuevamente la ecuación 10.4 se encuentran las concentraciones de la sustancia en los nudos para el tiempo $t + \Delta t$.

Cuando se coloca una sustancia particular o un trazador en un tanque de almacenamiento se le asigna la concentración conocida, con la ecuación 10.4 es posible obtener la concentración que existe en los distintos nudos de la red para los gastos que fluyen en la red en determinados tiempos de interés.

Cuando esta sustancia corresponde a cloro residual se obtiene en cada nudo la concentración de cloro y se revisa si ella es mayor o igual a la requerida para asegurar que cumpla con su misión de “desinfectar” el agua y destruir microorganismos dañinos. El contenido de cloro residual deberá ajustarse a lo establecido por el Diario Oficial de Salud 1994, el cual queda comprendido entre 0.20 y 1.5 mg/l para ser aceptable.

La red de distribución de agua potable debe proporcionar el servicio de manera continua, en cantidad suficiente, con la calidad requerida, a una presión adecuada en cualquier momento del día.

La carga de presión que actúa en un punto de una tubería se define por la diferencia entre la cota piezométrica en este punto y la cota del centro de la tubería. En redes de distribución es común manejar las cargas de presión con relación al nivel de la calle o terreno en vez de referirlas al centro de la tubería. En este caso se les llama carga de presión disponible o libre y por lo general se calculan para los cruceros de las tuberías, o en algún punto de interés para el análisis.

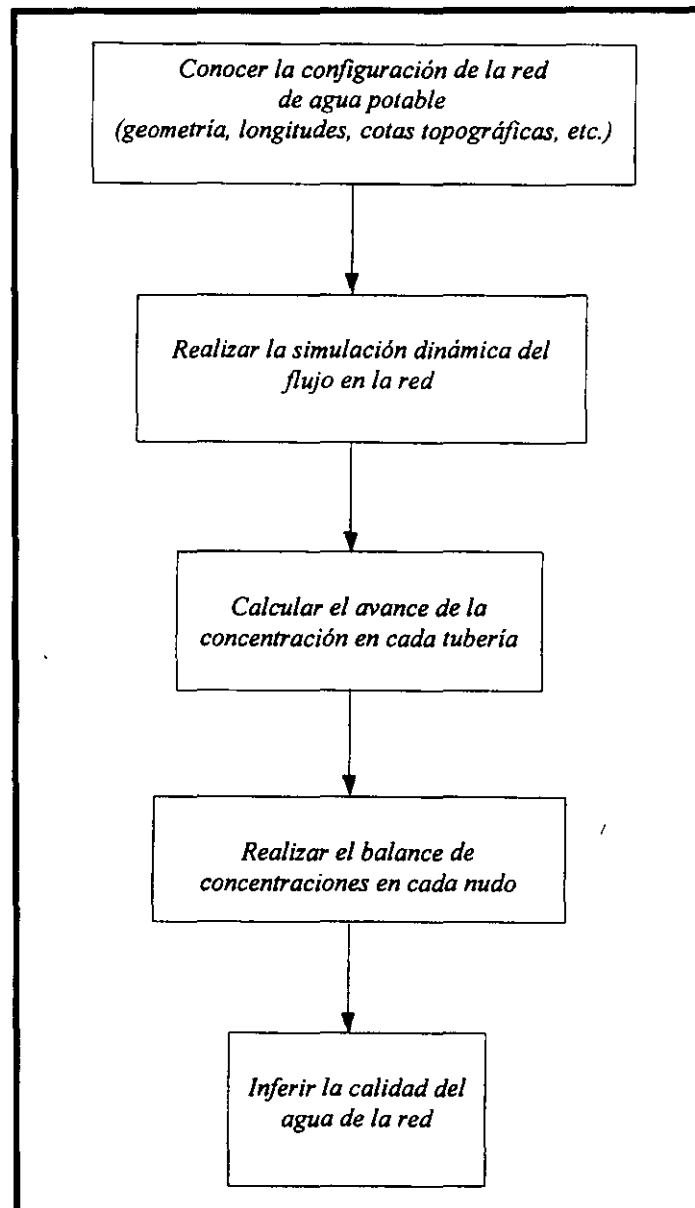


Figura 10.4 Diagrama de bloques para calcular la concentración de una sustancia en una red de tuberías.

10.2 TRANSITORIOS HIDRÁULICOS

Este tema se refiere a los transitorios hidráulicos lentos (de uno ó más minutos), es decir, no se estudian fenómenos rápidos como el golpe de ariete.

Los transitorios hidráulicos que ocurren en un lapso menor a un minuto se deben por lo general al ajuste (operación) de una válvula en un sistema de tuberías, al paro de una bomba o a una serie de causas originadas por la operación del sistema. Así pues, el análisis de los transitorios hidráulicos generalmente se refiere al cálculo de presiones y velocidades durante el funcionamiento a régimen no permanente (dinámico) de un sistema de tuberías.

Los transitorios hidráulicos no sólo generan presiones extremas sino que también producen ruido excesivo, fatiga, desgaste debido a la cavitación y falla en la operación de los circuitos de control. De igual manera, debido al periodo inherente de algunos sistemas de tuberías, las vibraciones resonantes pueden afectar un sistema.

Cuando se presenta cambios grandes de velocidad en el funcionamiento hidráulico de las tuberías, hace necesario considerar la compresibilidad del líquido y la elasticidad de la pared de la tubería (usualmente llamado golpe de ariete).

Un método para controlar las oscilaciones y el golpe de ariete en tuberías consiste en instalar una válvula de alivio de apertura rápida; sin embargo, este tipo de válvula posee un cierre lento, controlado a una velocidad tal que no se desarrollan presiones excesivamente altas en la línea; no obstante, la válvula provoca que se pierda parte del líquido y permite un alivio en las oscilaciones ocasionadas por la apertura de la válvula de control o el arranque de una bomba.

10.3 ACCESORIOS EN LA RED

En las redes de distribución de agua potable se cuenta con accesorios hidráulicos, como son los cambios de geometría de la sección, los dispositivos para el control de las descargas, modificaciones necesarias para el cambio de dirección de la tubería con la finalidad de adecuarse a los cambios topográficos del terreno en el cual se instalan, consideración de fugas en las tuberías, elementos reductores de presión.

Un gran número de sistemas de distribución y líneas de conducción incorporan bombas en sus instalaciones para mover el agua a través del sistema o mantener presiones necesarias para un adecuado servicio a los usuarios de la red.

En abastecimiento de agua potable son usadas para extraer el agua del subsuelo y conducirla hasta plantas de tratamiento, almacenamientos y a la red de distribución. También permiten elevar la energía hidráulica en zonas de presión ascendentes (booster), así como proveer de agua al cuerpo de bomberos durante el combate de incendios. En ocasiones se utiliza el bombeo para satisfacer la demanda de gastos picos puntuales mucho mayores a los gastos medios de la red.

Las válvulas son dispositivos mecánicos que sirven para detener, iniciar o controlar el flujo en conductos a presión. Pueden ser operadas manualmente y con dispositivos automáticos o semiautomáticos. Así, existen interruptores eléctricos, hidráulicos o neumáticos, en plantas de tratamiento o en instalaciones donde se requieren maniobras de apertura o cierre de válvulas. En redes de distribución de agua potable por lo general se operan manualmente mediante palancas, volantes y engranes, debido a que los cierres y aperturas son esporádicas.

Las válvulas permiten aislar ciertas tuberías para realizar labores de reparación o mantenimiento, o simplemente evitar el flujo hacia ellas o enviarlo a una zona o en una dirección específica de interés. También permite drenar o vaciar un tramo de línea; controlar el gasto, tienen principal importancia para regular los gastos de egreso en los tanques de almacenamiento o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios bruscos de presión en un periodo muy corto, que pueden colapsar la tubería), la salida o entrada de aire, así como evitar contraflujos, es decir, el movimiento del agua en dirección contraria a la de diseño.

Las válvulas utilizadas en las redes de distribución se dividen en dos tipos según su función:

1. Aislamiento o seccionamiento
2. Control

De acuerdo a su diseño, las válvulas de aislamiento o seccionamiento pueden ser: de compuerta, de mariposa o de asiento (cilíndrica, cónica o esférica). Las válvulas de asiento pueden realizar ambas funciones.

A su vez, las válvulas de control pueden ser: de altitud, de admisión y expulsión de aire, controladoras de presión, de globo, de retención (check), o de vaciado (de desagüe).

En el mercado tienen gran aceptación las válvulas modernas que poseen un adecuado diseño hidrodinámico para disminuir las pérdidas de carga y la cavitación. Tienen como característica un cuerpo básico al cual se le agregan los aditamentos para controlar y regular el flujo o la presión. Existen también otro tipo de elementos con una función específica, que son las válvulas de admisión y expulsión de aire.

a) Válvulas

En redes de distribución de agua potable, las válvulas de compuerta (figura 10.4) son las más empleadas para aislar tramos de tuberías, ya sea para su revisión o reparación, debido a su bajo costo, amplia disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están completamente abiertas.

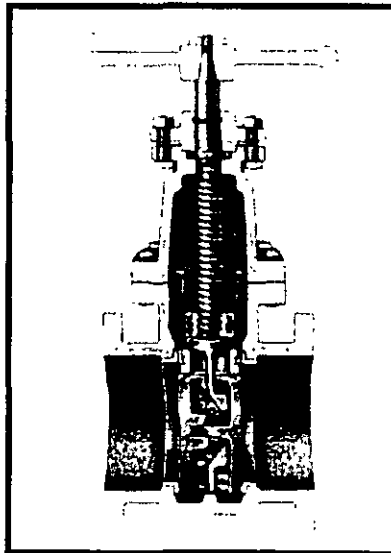


Figura 10.4 Válvula de compuerta.

Este tipo de válvulas funciona con una placa que se mueve verticalmente a través del cuerpo de la válvula en forma perpendicular al flujo. El tipo de válvula de compuerta más empleado es la de vástago saliente. Tiene la ventaja de que el operador puede saber con

facilidad si la válvula está abierta o cerrada. Es importante señalar que la válvula de compuerta está destinada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o apertura total y no se recomienda para ser usada como reguladora de gasto debido a que provoca altas pérdidas de carga y porque puede cavitarse.

Otro tipo de accesorio bastante utilizado son las válvulas de mariposa (figura 10.5), se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula. Se identifican por su cuerpo sumamente corto. El diseño hidrodinámico de ésta válvula hace posible emplearla como reguladora del flujo en condiciones de gasto específicas de presiones y caudales pequeños, así como para estrangular la descarga de una bomba en ciertos casos. La válvula de mariposa puede sustituir a la de compuerta cuando se tienen diámetros grandes y presiones bajas en la línea. Tienen la ventaja de ser más ligeras, de menor tamaño y económicas.

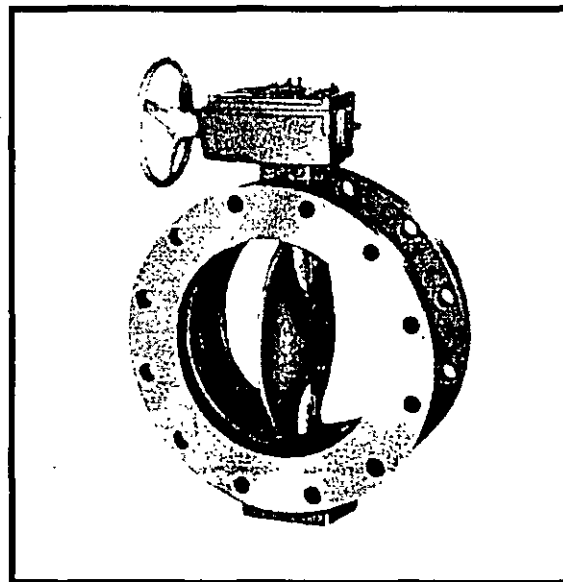


Figura 10.5 Válvula de mariposa.

Representación de las válvulas en las redes de distribución

Como uno de los principales accesorios considerados en el modelo se encuentran las válvulas, debido a que influyen de manera preponderante en el funcionamiento del sistema de agua potable.

La mayoría de las válvulas de las redes de distribución tienen apertura constante y sólo en casos específicos se modifica la operación. El grado de apertura se considera mediante el

valor asignado al factor de fricción de la tubería donde se encuentra la válvula. Dicho valor de fricción, regula el paso del agua, teniendo el mismo efecto que el de la válvula.

Para la modelación se puede considerar cualquier tipo de válvula, la diferencia entre modelar una válvula de compuerta, de mariposa, etc., es la función de transformación que se utiliza para calcular la modificación en la ecuación que produce una u otra (factor de fricción).

Como referencia para determinar la operación de la válvula, se utiliza el término grado de apertura. Se refiere a la relación existente entre el número de vueltas a las que se encuentra abierta una válvula y el número de vueltas que necesita para estar cerrada. Con la relación anterior se determina el área parcial de la válvula.

Para conocer el grado de apertura en relación con el número de vueltas que esta abierta una válvula se plantea mediante el siguiente procedimiento: se supone un número total de vueltas para cerrar la válvula, por tanto el porcentaje de apertura es cero, cuando se tiene el 50% de vueltas para cerrar la válvula no es el 50 % de relación de apertura, ya que si el vástago ha recorrido un 50% la forma de la válvula de compuerta (circular) no está obstruyendo la mitad de la sección transversal de la válvula

En la figura 10.6 se muestra el porcentaje de apertura con el desplazamiento de la compuerta al abrir o cerrar la válvula.

En la figura 10.7 se observa que el área sombreada B' del círculo B , el cual corresponde a la compuerta, se obtiene con la expresión:

$$A_B = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen } \theta) \quad (10.5)$$

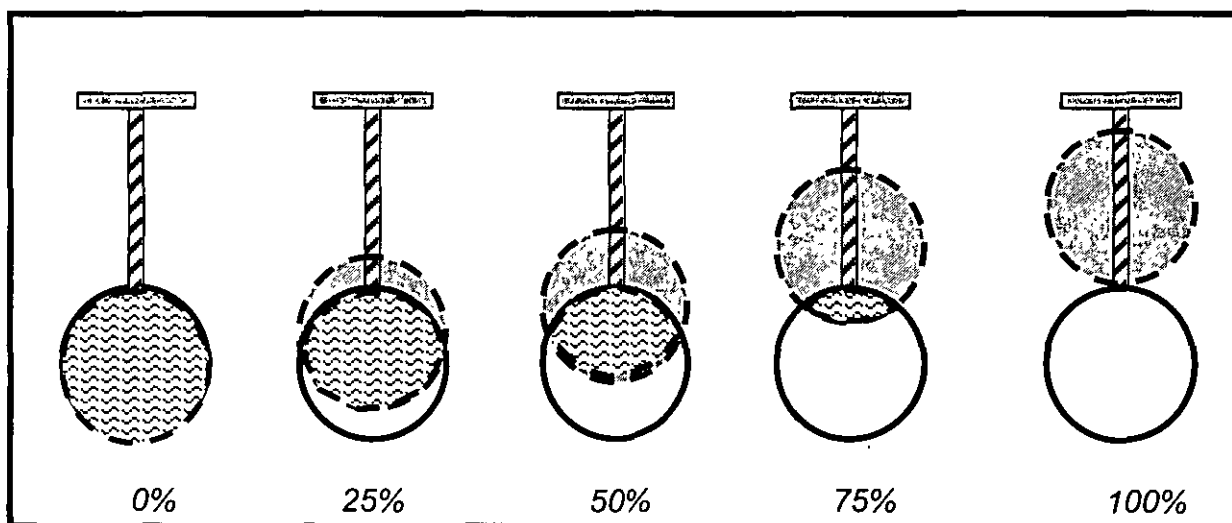


Figura 10.6 Relación de apertura en la operación de la válvula

En la figura 10.7 se observa el esquema simplificado para el cálculo de las áreas con el desplazamiento de la compuerta.

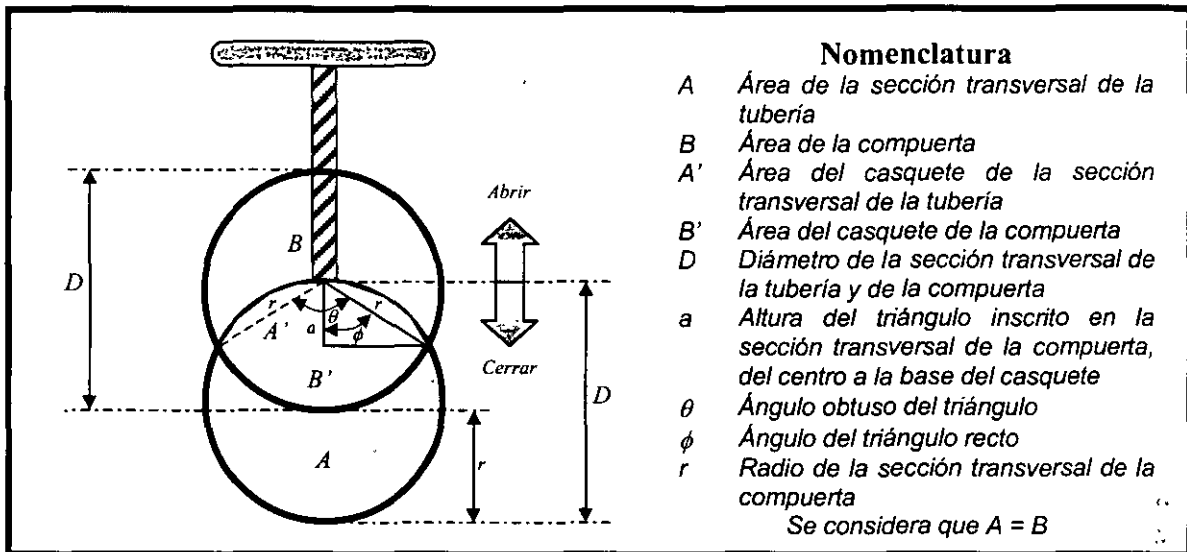


Figura 10.7 Relación de áreas en la operación de la válvula.

El área se obtiene por trigonometría a partir del triángulo inscrito en el círculo B de la compuerta, formado del centro hacia la intersección con la sección transversal de la tubería (círculo A).

En la figura 10.8 se muestra como el triángulo es dividido a su vez en dos triángulos rectángulos, de donde a se obtiene de:

$$a = r - r' = pr \quad (10.6)$$

donde p se considera como:

$$p = \frac{\text{Número de vueltas abierta}}{\text{Número de vueltas totales (cerrada)}} \quad (10.7)$$

Utilizando el teorema de Pitágoras en el triángulo de la figura 10.8, se obtiene la base b :

$$b = \sqrt{r^2 - a^2} = \sqrt{r^2 - (pr)^2} \quad (10.8)$$

de la misma manera, se obtiene el valor del ángulo ϕ del triángulo rectángulo, con la siguiente relación:

$$\tan\phi = \frac{b}{a} \quad (10.9)$$

despejando ϕ y sustituyendo 10.6 y 10.8 en 10.9

$$\phi = \text{ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad (10.10)$$

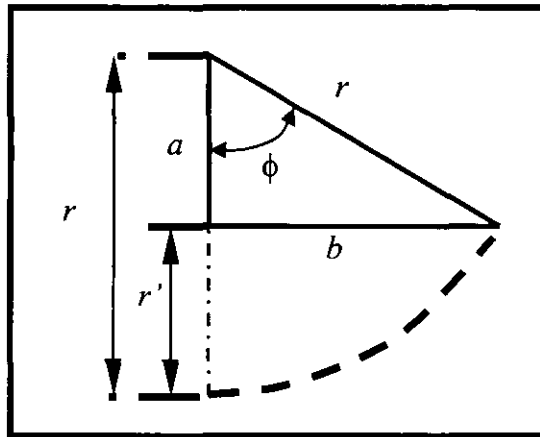


Figura 10.8 Cálculo de áreas

El ángulo obtuso del triángulo que permite encontrar la relación de áreas del casquete de la compuerta, se calcula haciendo dos veces el valor de ϕ :

$$\theta = 2\phi = 2 \text{ ang tan} \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad (10.11)$$

por lo que el área de la abertura de la válvula es el área de la sección transversal del tubo menos dos veces el área del casquete calculado de la compuerta

$$A = \frac{\pi D^2}{4} - 2 \left[\frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen}\theta) \right] \quad (10.12)$$

simplificando términos:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 (\theta - \text{sen}\theta) \quad (10.13)$$

y sustituyendo la expresión 10.11 en la 10.13, queda finalmente:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 \left[2 \operatorname{ang} \tan \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} - \operatorname{sen} \left(2 \operatorname{ang} \tan \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} \right) \right] \quad (10.14)$$

donde A_{TA} representa el área abierta de la válvula que está en función del porcentaje del número de vueltas para cerrar una válvula, con este valor se obtiene el área abierta y al dividirla entre el área de la sección transversal (A_{ST}) de la tubería nos proporciona el tanto por ciento de apertura:

$$P = \frac{A_{TA}}{A_{ST}} \quad (10.15)$$

Con la tabla 10.1 es posible obtener el valor del coeficiente que se utiliza para valuar la pérdida de carga por un accesorio como una válvula.

Tabla 10.1 Porcentaje de apertura de válvulas

Apertura %	Compuerta (k)
100	0.3
95	0.4
90	0.5
85	0.7
80	0.9
75	1.3
70	2.5
65	4.0
60	6.3
55	10.0
50	14.5
45	22.0
40	32.6
35	50.0
30	80.0
25	150.0
20	220.0
15	600.0
10	1,000.0
5	5,000.0
0	10,000.0

Para considerar la pérdida de carga en la modelación matemática, se obtiene un coeficiente de fricción (f') de tal manera que al realizar el cálculo de la pérdida de energía hidráulica en

la tubería donde se localiza la válvula, resulta de considerar la pérdida debida a la válvula más las debidas al esfuerzo cortante a lo largo de la tubería.

La pérdida de carga se expresa en función de la carga de velocidad ($V^2/2g$), es decir:

$$h_L = \sum K \frac{V^2}{2g} \quad (10.16)$$

donde K es un factor que toma en cuenta el tipo de accesorio (válvulas, codos, té, etc.)

La pérdida de carga promedio para un tubo de longitud $L(m)$ y diámetro $D(m)$ se expresa de la siguiente manera:

$$h_r = \sum K \frac{V^2}{2g} + f \frac{L}{2g D} \frac{V^2}{2g} \quad (10.17)$$

donde $f \frac{L}{2g D} \frac{V^2}{2g}$ considera las pérdidas de energía hidráulica provocadas por el esfuerzo cortante.

Agrupando términos de la expresión anterior, se tiene:

$$h_r = \frac{V^2}{2g} \left(\sum K + f \frac{L}{D} \right) \quad (10.18)$$

donde:

h_r	es la pérdida total de energía en una tubería
$L(m)$	es la longitud de la tubería de análisis
$\frac{V^2}{2g}$	es la velocidad promedio en la sección de la tubería
$\sum K$	es la suma de todos los factores de las pérdidas locales.

A partir de los valores anteriores se realiza el desarrollo del cálculo de los factores de fricción requeridos en cada tubería que tiene una válvula instalada. Para los cálculos se utiliza la siguiente igualdad:

$$K \frac{V^2}{2g} = f' \frac{LV^2}{2gD} \quad (10.19)$$

despejando al factor de fricción, se tiene:

$$f' = K \frac{V^2 2gD}{2g L V^2}$$

$$f' = K \frac{D}{L} \quad (10.20)$$

Por lo tanto, el valor total de la pérdida de energía hidráulica en una tubería de longitud L considerando el efecto de la pérdida de carga por la válvula es:

$$h_f = \frac{L V^2}{2g D} (f' + f) \quad (10.21)$$

b) Válvulas controladoras de presión

Existe en el mercado una gran variedad de válvulas controladoras de presión; a saber: reductoras de presión, sostenedoras de presión o aliviadoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda, y para el control de bombas. Algunas de dichas funciones pueden combinarse entre sí y además puede añadirseles la función de válvula de retención (unidireccional).

La válvula reductora de presión disminuye la presión aguas arriba a una presión específica aguas abajo, independientemente de los cambios de presión o gastos. Se emplea generalmente para proporcionar el servicio a zonas topográficamente bajas con presiones excesivas con la finalidad de evitar que dañen a las instalaciones hidráulicas.

La válvula sostenedora de presión mantiene una presión fija aguas abajo y se cierra gradualmente si la presión aguas arriba desciende de una predeterminada.

Otro tipo de válvula sostenedora de presión funciona manteniendo una presión determinada aguas arriba independientemente de los cambios de presión a gasto después de ella. Si se intercala en la tubería funciona como válvula de alivio.

En la figura 10.9 se muestra en un corte de manera detallada los componentes de una válvula reductora de presión tipo.

Representación de las válvulas reductoras de presión en las redes de distribución

Un tipo de válvula que tiene importantes aplicaciones en las redes de distribución de agua potable es la que funciona como reductora/sostenedora de presión. Se utilizan principalmente para la reducción o control de fugas, ya que cuando se tienen presiones más bajas las fugas disminuyen su caudal.

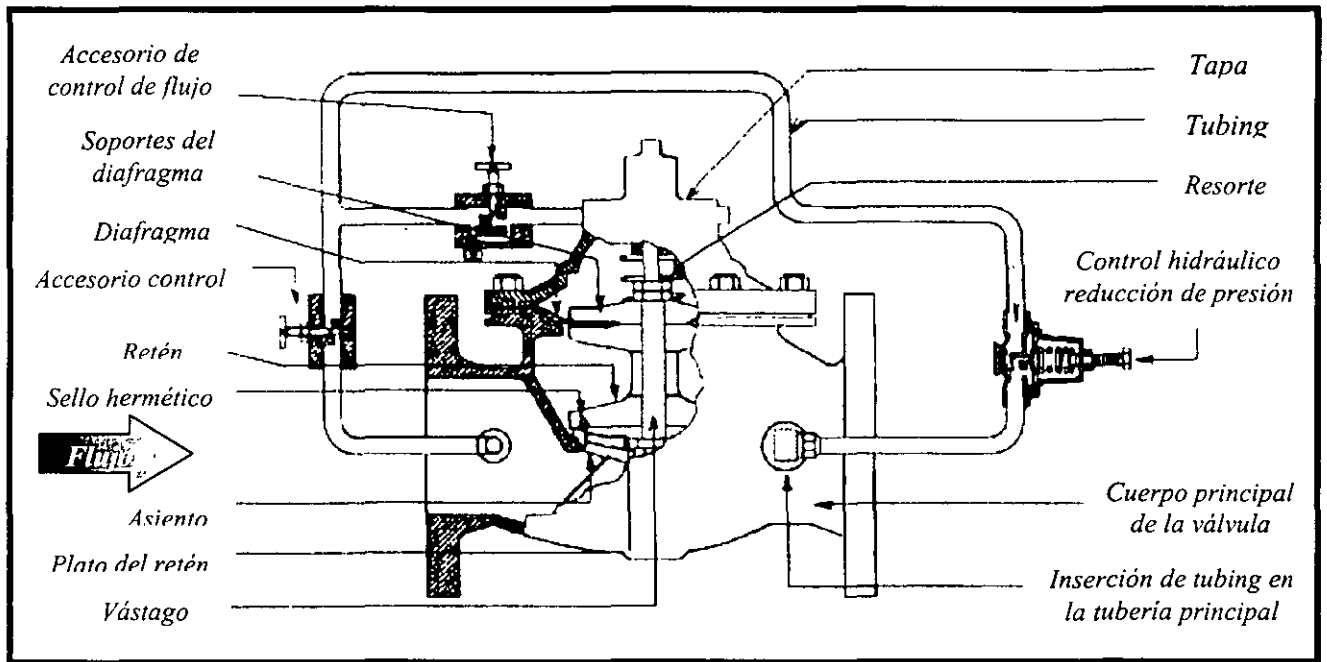


Figura 10.9 Ejemplo de una válvula reductora de presión

En su funcionamiento automáticamente reducen las presiones altas agua arriba de la válvula a presiones menores constantes aguas abajo. Es conveniente mencionar la carga de presión aguas abajo, es ajustable de acuerdo a las necesidades del sistema. En la figura 10.10 se muestra de manera esquemática su funcionamiento.

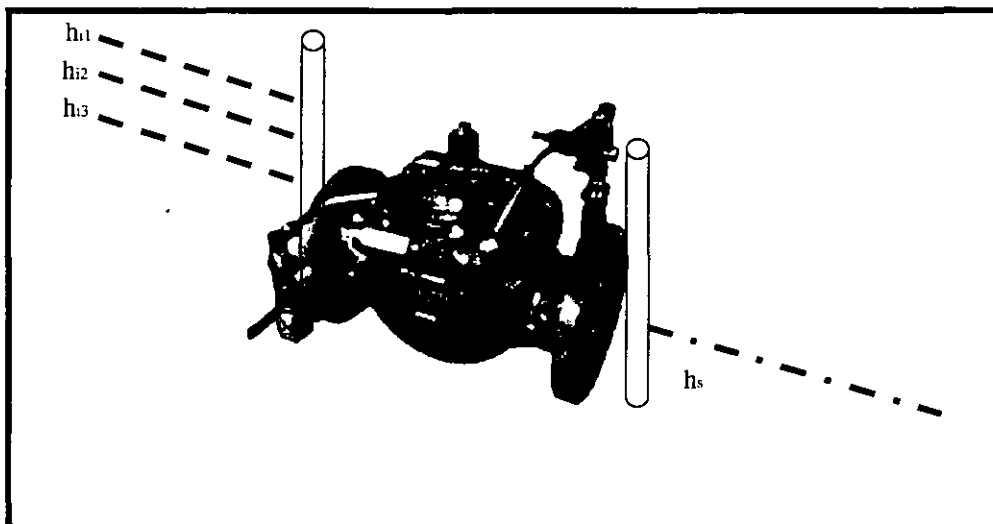


Figura 10.10 Esquema del funcionamiento de la válvula reductora de presión

Se recomienda revisar los tamaños comerciales en los que se fabrican estos accesorios hidráulicos

En el modelo matemático se representan las válvulas reductoras de presión con la ecuación 10.21. La energía hidráulica disponible aguas abajo de dicho punto es dato que puede variar según las necesidades de la red de tuberías y se proporciona como tal al modelo matemático.

c) Cajas rompedoras de presión

La caja rompedora de presión (figura 10.11) realiza la misma función de la válvula reductora de presión, es decir, disminuye la energía hidráulica disponible aguas abajo del sitio donde se localiza. Dicho accesorio consiste en un depósito pequeño al cual descarga la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud. Lo anterior permite establecer un nuevo nivel estático aguas abajo reduciendo la presión original a la atmosférica del sitio donde se localiza.

Debido a que las válvulas reductoras de presión tienen la ventaja respecto a las cajas rompedoras de presión de ajustarse a las condiciones de la tubería, sean éstas variables o no. Esto las hace más aptas para instalarse en las tuberías dentro de la red de distribución, donde las presiones varían con la demanda. También las cajas rompedoras ocupan más espacio que las válvulas reductoras, además que se tiene el contacto directo del agua con la atmósfera, lo cual aumenta potencialmente el riesgo de contaminación del agua potable que circula por la red.

A diferencia de las válvulas reductoras de presión, las cajas rompedoras son mucho más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento.

En todo caso, para la elección entre una caja rompedora de presión y una válvula reductora de presión se debe realizar un análisis económico y operativo.

Representación de las cajas rompedoras de presión en las redes de distribución

Otro de los accesorios hidráulicos utilizados en las redes de distribución de agua potable son las cajas rompedoras de presión.

En el modelo matemático se considera que la carga de presión disponible para el cálculo aguas abajo de la red de tuberías a partir de dicho punto, es el tirante hidráulico de la caja. Este dato es proporcionado al modelo.

Este accesorio es un caso especial de la ecuación 10.21 ya que la energía hidráulica disponible está restringida por las características constructivas de la propia caja.

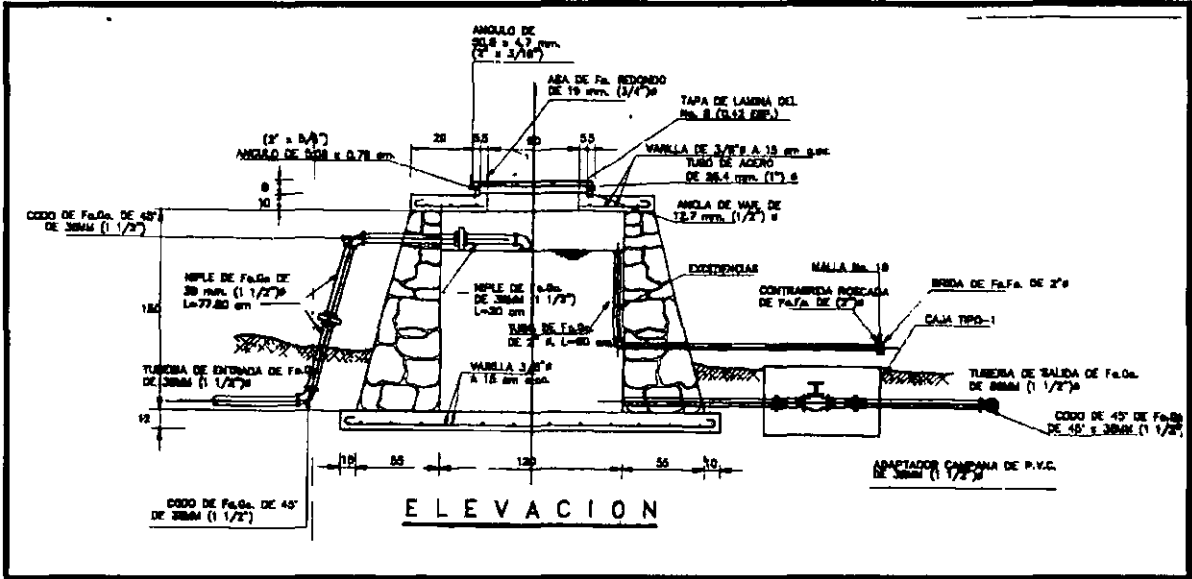


Figura 10.11 Ejemplo de una caja rompedora de presión

11. DETECCIÓN DE FUGAS

11.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El agua es un recurso escaso de gran valor. En particular, la utilizada para suministro urbano lleva un valor añadido considerable debido tanto al costo energético de su transporte, como al costo del tratamiento para su uso urbano e industrial.

Debido al acelerado crecimiento de la población, la demanda de agua potable se incrementa continuamente, agotando las fuentes de abastecimiento cercanas. Esto obliga a buscar fuentes cada vez más alejadas de los centros de consumo, con el consecuente incremento en los costos de distribución y producción.

Lo anterior, afecta de manera negativa el estado económico y financiero de los organismos operadores de los sistemas de agua potable, reflejándose en la calidad, costo y eficiencia del servicio.

En México son muchos los sistemas de distribución de agua que no cumplen los estándares de calidad de servicio que cabe exigir a un abastecimiento eficiente: las redes son insuficientes, los niveles de presión no alcanzan los valores adecuados, el agua no contabilizada (bien sea por falta de medición, o por fugas), representa porcentajes importantes, los tiempos de consumo no están adecuadamente controlados.

Las fugas constituyen un importante factor agravante de las pérdidas de agua debido a su naturaleza y a su magnitud.

Una fuga es una salida de agua no controlada de cualquier parte de los elementos del sistema de distribución de agua potable, uniones de tuberías (por fallas en la hermeticidad de las mismas), válvulas, codos, roturas de tuberías, etc., por lo que representa una parte de la pérdida física de agua; ya que, al igual que la debida al rebose de los tanques de almacenamiento, forman parte del componente de agua no facturada del sistema.

Las fugas pueden variar dependiendo de: tipo de suelo, calidad del agua, especificaciones, calidad de la construcción y materiales utilizados, edad de las instalaciones y, prácticas de operación y mantenimiento.

Las fugas también pueden ocurrir en tanques de almacenamiento, debido al agrietamiento de las estructuras o al rebose de las mismas; generalmente, son de gran magnitud pero esporádicas, por lo que merece especial atención la inspección y el mantenimiento de las válvulas de control del nivel en el tanque.

En la red, las fugas pueden presentarse como consecuencia de agrietamiento transversal, aplastamiento y agrietamiento longitudinal; el primer caso se debe a esfuerzos y vibraciones producidas por cargas superficiales; el segundo es consecuencia de una construcción defectuosa y el tercero se debe a fatiga de materiales, defectos de fabricación o golpe de ariete. Fenómenos como la corrosión pueden incrementar este problema, o bien, otros como el junteo defectuoso de tubos o fallas en válvulas.

Tabla 11.1 Frecuencia de fugas en líneas principales y secundarias
Fuente: Enriquez, Vazquez y Ochoa; 1994.

Causa que produce la fuga	Frecuencia de la fuga
Válvulas	9.20 %
Uniones de plomo	36.60 %
Anillos	1.10 %
Uniones simplex	10.10 %
Uniones Gibault	0.90 %
Hidrantes	1.70 %
Tapones	1.00 %
Tuberías partidas	12.30 %
Tuberías rajadas	2.30 %
Tuberías perforadas	12.30 %

En algunas ciudades de diferentes países, las pérdidas en los sistemas de abastecimiento llegan a ser del orden del 50%, sin embargo, no en todos los sitios le dan la debida importancia al problema ya que en la actualidad no carecen de la insuficiencia de agua, por lo que hay un desinterés en reducir estos índices; a escala nacional estos porcentajes en promedio suelen ser altos, por ejemplo en Malasia ha llegado a ser del 40% y en Brasil y Suecia del 25% (Arreguín y Ochoa, 1997); en México las fugas son del orden del 39%, ver tabla 11.2.

Todavía en 1989 en México se manejaban cifras basadas en estimaciones, se afirmaba que en las redes de agua potable se fugaba alrededor de un 50% de líquido y no se sabía el porcentaje que ocurría en las tuberías principales y secundarias, y en las tomas domiciliarias. Otro factor cuestionado era el valor de los errores por mala medición domiciliaria, puesto que se pensaba que gran parte del volumen de agua consumida no se registraba en los aparatos, que se encontraban mal calibrados ya que los caudales que pasan a través de ellos eran insignificantes.

Tabla 11.2 Porcentajes de fugas, en algunas ciudades de México
Fuente: Arreguín, Ochoa y Fernandez; 1997.

Ciudad	Gasto suministrado		Tomas con fuga		Pérdidas en tomas		Pérdidas en la red		Pérdidas en las tomas y en la red		Pérdidas por mala medición		Pérdidas totales	
	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%	l/s	%
Campeche, Camp	525	18	156	29.7	114	21.7	270	51.4	0.0	0.0	270	51.4		
Cancún, Q. Roo.	940	38	114	12.2	147	15.6	261	27.8	2.4	8.3	264	28.1		
Cd. del Carmen, Camp.	268	13	67	30.3	23	10.3	89	40.5	8.0	1.0	89	40.5		
Cd. Juárez, Chih.	4,147	19	1,241	29.9	248	5.8	1,481	35.7	0.0	0.0	1,481	35.7		
Chihuahua, Chih.	3,489	5	552	15.8	896	25.7	1,418	41.5	0.0	0.0	1,448	41.5		
Chetumal, Q Roo	583	30	180	35.7	99	19.7	279	55.4	0.0	0.0	279	55.4		
Coatzacoalcos, Ver.	736	19	262	39.7	36	1.9	298	40.8	0.0	0.0	298	40.8		
Constitución, BCS	165	35	52	31.3	2	1.2	54	32.5	1.3	0.0	55	33.3		
Durango, Dgo	2,129	21	649	38.5	176	1.3	826	38.8	0.0	0.0	826	38.8		
Fresnillo, Son	314	14	54	16.6	84	26.0	138	42.5	6.45	2.0	144	44.5		
Guaymas, Son.	468	29	114	23.4	30	6.2	344	29.6	5.6	1.1	130	34.9		
León, Gto.	3,045	21	629	21.0	187	32.4	1,616	53.1	0.0	0.0	1,616	53.1		
Los Cabos, BCS	267	34	61	23.0	32	12.1	93	34.8	7.9	3.1	181	37.8		
Mazatlán, Sin.	1,350	8	285	15.2	244	18.6	449	33.2	0.0	0.0	449	33.2		
Oaxaca, Oax.	721	24	446	61.9	8	1.1	454	63.0	0.0	0.0	454	63.0		
Querétaro, Qro.	1,783	40	242	13.5	50	2.8	292	16.4	243.7	13.6	536	38.1		
San Cristobal de las Casas, Chis.	218	15	118	39.5	10	5.6	129	43.2	0.0	0.0	129	43.2		
Tapachula, Chis	743	8	54	6.2	186	11.3	157	21.1	13.8	1.9	170	22.9		
Tuxtla, Gtz., Chiapas	1,162	24	213	18.3	93	8.5	304	26.3	38.9	3.3	345	29.7		
Veracruz, Ver.	2,869	16	644	22.5	445	5.5	1,089	38.0	0.0	0.0	1,098	38.8		
Villahermosa, Tab.	1,900	17	530	27.9	137	1.2	667	35.1	0.0	0.0	667	35.1		
Xalapa, Ver.	1,215	9	465	38.3	8	0.6	473	38.9	0.0	0.5	473	38.9		
Zacatecas, Zac.	485	14	134	27.7	15	3.1	149	38.7	0.0	0.0	149	38.7		
Totales	29,497	17	7,171	24.3	3,984	13.5	11,161	37.8	320	1.1	11,481	38.9		

Se estima que de los 34.785 m³/s que ingresaron en promedio en 1997 a la ciudad de México se perdió el 37% por fugas en tomas domiciliarias y en la red, es decir, 12.884 m³/s son consumidos en los distintos rubros que componen la demanda. La mayor parte de agua no aprovechada corresponde a los gastos que se escaparon de las tomas domiciliarias (alrededor de 7.732 m³/s), otra parte cercana a 5.151 m³/s se salió de la red primaria y 2.33 m³/s se presentó en otra clase de fugas.

El suministro de agua potable al Distrito Federal es complicado y costoso debido a la heterogénea distribución de sus pobladores a lo largo del territorio. La disponibilidad del líquido, así como los problemas propios de su entrega, han originado un rezago de la oferta con relación a la demanda. Aunado a esto la sobreexplotación de los mantos acuíferos ha ocasionado hundimientos del terreno que afectan a edificaciones, sistema de drenaje, vialidades y vías de comunicación. Además de lugar a la disminución de la calidad del agua en algunas zonas del acuífero.

Si la fuga es de pequeñas dimensiones, la única repercusión en el sistema es la disminución parcial de las presiones, sin llegar a suspender el suministro a ningún

usuario. El perjuicio en este caso es únicamente de la empresa distribuidora, que inyecta agua en la red que después no va a poder facturar.

Daños a segundos. En este caso, la repercusión del accidente llega a afectar a los usuarios del sistema que sufren el incorrecto suministro.

Es común el desequilibrio entre la oferta y la demanda de agua, en muchos sistemas de abastecimiento el volumen de agua legalmente utilizado por el conjunto de usuarios catastrados corresponde a menos del 50% del total de la producción. Además de las fugas inciden también los errores de medición y de estimación.

El consumo de agua de usuarios es normalmente más bajo en la noche, por lo que las presiones son más altas, y como se verá más adelante esto es una ayuda para detectar fugas dentro de un sistema.

Países como Japón, Reino Unido y Canadá, han desarrollado reglas empíricas locales para valorar las fugas que se presentan por la noche; sin embargo, estos criterios no pueden ser aplicados a otras áreas con características diferentes.

Si bien, en las redes de agua potable no se puede evitar que existan fugas, es necesario llevar a cabo distintas acciones encaminadas a lograr que la suma de los gastos de fuga sea menor a cierta fracción del caudal disponible para los usuarios, con la intención de no reducir significativamente la distribución de agua potable de la red.

Debido a que las mediciones de caudal en una red de tuberías real es más complicada de realizar que las de presión, aparte de que se requieren de aparatos especiales, el Instituto de Ingeniería está desarrollando un método para detectar fugas mayores en redes de tuberías a presión con base en la medición de la presión en los sitios donde se unen dos o más tuberías (nudos de cruce) y en una estimación de los gastos de demanda.

11.2 MÉTODO PARA DETECTAR FUGAS PROPUESTO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA

En los métodos que se usan para calcular redes de tubos es costumbre considerar que las demandas se localizan en los nudos debido a las complicaciones de cálculo que se originan en los fundamentos de esos procedimientos. Aunque en los resultados que así se obtienen son, en general, razonablemente aproximados, pueden conducir a errores significativos en la evaluación de la piezometría.

El método que aquí se propone, está basado en ideas sencillas que permiten considerar que las extracciones se hacen tanto en los nudos, como a lo largo de las tuberías. De esta manera, los resultados que se obtienen se apegan mejor a las condiciones “reales” de trabajo de las redes, por lo que el procedimiento también puede emplearse para hacer diagnóstico del funcionamiento, con el objeto de ver hasta que punto las demandas supuestas son factibles, o bien para detectar posibles fugas.

11.2.1 Estimación de la demanda

Es importante destacar que una de las limitaciones importantes en el cálculo de redes de tubos consiste en la dificultad para precisar las demandas. En la evaluación del gasto de demanda G_n se acepta que puede existir cierta imprecisión en su cálculo, la cual es de tipo aleatoria. Este gasto se obtiene con la siguiente expresión

$$G_n = \bar{G}_n \left(1 + \frac{R}{\rho} \tau \right) \quad (11.1)$$

donde \bar{G}_n representa a la demanda “teórica” en el nudo n ; R es igual al porcentaje máximo de error en la evaluación de la demanda real G_n . Se considera que este porcentaje tiene una probabilidad de ser excedido igual a P , que ρ es la variable Normal de media cero y desviación estándar uno asociada a la probabilidad P y que τ es un número aleatorio con distribución Normal (con media cero y desviación estándar uno).

11.2.2 Método para detectar fugas en una red de tuberías

La tubería T mostrada en la figura 11.1 representa a cualquier conducto de una red de agua potable. Esta tubería se divide en los tramos A , B , C y D , los cuales se unen en los nudos intermedios J , K y L .

11.2.3 Ecuación de pérdida de carga entre dos nudos de cruce

Sea Q_A el gasto al inicio del conducto y Q_D el gasto al final del conducto; además G_J , G_K y G_L son los gastos de demanda en los nudos J , K y L respectivamente.

En esta tubería se puede presentar uno de los gastos de salida llamados F_J , F_K y F_L que están ubicados en los nudos con el mismo índice.

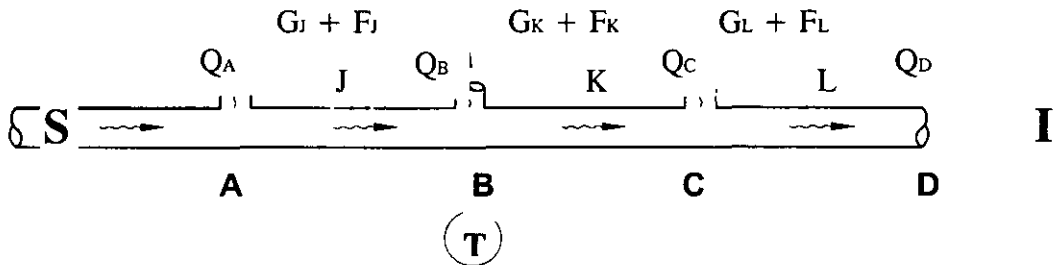


Figura 11.1 Tubería T entre los nudos de cruce S e I

Al aplicar la ecuación de continuidad en los nudos J , K y L se tiene

$$Q_B = Q_A - G_J - F_J \quad (11.2)$$

$$Q_C = Q_B - G_K - F_K = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K \quad (11.3)$$

$$Q_D = Q_C - G_L - F_L = Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L \quad (11.4)$$

La ecuación anterior puede ser escrita así

$$Q_A - Q_D = G_J + G_K + G_L + F_J + F_K + F_L \quad (11.5)$$

De acuerdo con la ecuación de Darcy-Weisbach, la pérdida de carga Δh entre los nudos extremos (S e I) de la tubería T se puede plantear como

$$C_A | Q_A | Q_A + C_B | Q_A - G_J - F_J | (Q_A - G_J - F_J) + C_C | Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K | \times \\ (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K) + C_D | Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L | \times \\ (Q_A - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L) = \Delta h \quad (11.6)$$

donde los coeficientes C están dados por la ecuación vista anteriormente. En esta expresión se ha preferido escribir el producto del gasto por el valor absoluto del gasto en lugar del gasto al cuadrado; ya que así, se toma en forma automática el signo que debe tener la pérdida de carga (contrario al del gasto).

Para determinar el gasto Q_A a partir de la ecuación no lineal 11.6, se propone la siguiente versión aproximada deducida a partir de un desarrollo en serie de Taylor:

$$C_A |Q_A^k| Q_A^{k+1} + C_B |Q_A^k - G_J - F_J| (Q_A^{k+1} - G_J - F_J) + C_C |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K| \times \\ (Q_A^{k+1} - G_J - F_J - G_K - F_K) + C_D |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| \times \\ (Q_A^{k+1} - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L) = \Delta h \quad (11.7)$$

donde k y $k+1$ son superíndices que distinguen a las variables de la iteración k de la $k+1$.

Al despejar Q_A^{k+1} se encuentra

$$Q_A^{k+1} = \frac{J_T}{D_T} \quad (11.8)$$

siendo

$$J_T = \Delta h + C_B |Q_A^k - G_J - F_J| (G_J + F_J) + C_C |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K| \times \\ (G_J + F_J + G_K + F_K) + C_D |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| \times \\ (G_J + F_J + G_K + F_K + G_L + F_L) \quad (11.9)$$

$$D_T = C_A |Q_A^k| + C_B |Q_A^k - G_J - F_J| + C_C |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K| \times \\ + C_D |Q_A^k - G_J - F_J - G_K - F_K - G_L - F_L| \quad (11.10)$$

La ecuación 11.7 tiende a la ecuación 11.6 ($Q_A^k \approx Q_A^{k+1}$) cuando los valores de las variables con superíndice en dos iteraciones sucesivas son casi iguales.

En la ecuación 11.6 solamente una de las tres variables F_J , F_K , F_L es distinta de cero. La que no es igual a cero corresponde a una posible "fuga" en la posición del nudo intermedio J , K ó L de acuerdo con el índice que tenga esta variable F no nula.

11.2.4 Gastos de desequilibrio

Los gastos de desequilibrio en los nudos de cruce de la red se obtienen a partir de los gastos que circulan en las tuberías de la red cuando en los nudos de cruce se asignan niveles piezométricos conocidos (a las cargas de presión medidas en estos nudos se le suma una carga de posición determinada).

Para obtener los gastos y las presiones en la red de tuberías a partir de las mediciones de presión en los nudos de cruce se consideró el procedimiento numérico para resolver redes de tuberías del Instituto de Ingeniería. En estos nudos el nivel piezométrico es conocido (se tratan como tanques de regulación).

Una vez determinados los gastos que circulan en las tuberías de la red se aplica la ecuación de continuidad en cada nudo de cruce de la red. Puede suceder que la suma algebraica de los gastos de entrada y de salida que fluyen en las tuberías de la red no sea igual al gasto de demanda. Por lo que resulta

$$D_n = \sum Q_j - G_n \quad (11.11)$$

Al gasto D_n se le llama gasto de desequilibrio en el nudo de cruce n cuando el valor absoluto de D_n es mayor a una cantidad positiva δ cercana a cero fijada de antemano (se le denomina "tolerancia"), Q_j es el gasto en la tubería J y G_n es el gasto de demanda real.

11.2.5 Gasto de fuga en las tuberías de la red

En las ecuaciones 11.2 a 11.5 se aprecia que los gastos Q_A, Q_B, Q_C y Q_D dependen de los gastos de fuga F_J, F_K y F_L .

El gasto de desequilibrio distinto de cero en el nudo de cruce n se debe a que en su cálculo se ha supuesto que los gastos de fuga son iguales a cero. Sin embargo, en una o varias de las tuberías que se unen en el nudo n existen gastos de fuga.

La información aislada de diferencia de presión entre dos nudos de cruce no es suficiente para decidir en cuales de las tuberías se presenta un gasto de fuga. Cuando se maneja el conjunto de todos los nudos de cruce, es posible señalar a varias tuberías que pueden tener este tipo de gasto.

11.2.6 Cálculo de los gastos de fuga en una tubería

La determinación de los gastos de fuga se realiza para aquellas tuberías que tienen un gasto de desequilibrio distinto de cero en el nudo S y un gasto de desequilibrio igual a cero en el nudo I consignados en la figura 11.1. En estas condiciones se puede valorar un gasto de fuga con la ayuda del caudal que fluya en el último tramo de la tubería (Q), porque se puede comparar con el gasto Q_D , que interviene en el cálculo del gasto de desequilibrio del nudo I , en donde se tiene como resultado $D_I=0$, ya que permanece con un valor constante de acuerdo con el resultado obtenido con el procedimiento numérico descrito anteriormente.

Los gastos de fuga F_J , F_K ó F_L se obtienen por medio del siguiente procedimiento de aproximaciones sucesivas.

1. Se escoge el nudo M donde se valorará el gasto de fuga (representa a uno de los tres índices J , L o K). Los otros dos gastos de fuga son nulos.
2. Se supone un valor para el gasto F_M
3. Se obtiene el gasto en el primer tramo (Q_A) con la ecuación 11.8
4. Se calcula $Q = Q_A - G_J - G_K - G_L - F_M$
5. Se compara Q contra Q_D (que es el valor obtenido con el procedimiento numérico). Si tienen un valor parecido se continúa con el paso 6, de otro modo se sigue con el paso 2. La semejanza entre los valores de los gastos Q y Q_D dependerá de la tolerancia especificada en el procedimiento.
6. Se dispone de los valores Q_A y F_M . Hasta este punto, ya se llegó a una de las tres soluciones, ya que la fuga se puede ubicar en los nudos J , L o K y solamente se ha elegido un nudo M , sin embargo, al determinar un gasto Q igual al Q_D no se garantiza que ésta sea la solución porque falta aplicar la ecuación 11.11 en el nudo M (como se especifica en el siguiente apartado) y esperar a que el gasto de desequilibrio sea nulo o lo más cercano posible y como esto puede no cumplirse, se tienen que encontrar las otras dos soluciones; es decir, ubicar la fuga en los nudos restantes y una vez obtenidas las tres diferentes opciones de solución compararlas y la que proporcione el gasto de desequilibrio igual a cero o lo más cercano a éste en el nudo S , será la solución definitiva.
7. Se vuelve al paso 1 hasta tener evaluados F_J , F_K y F_L . En cada ocasión que se inicia el proceso, uno de los tres gastos de fuga es distinto de cero.

No se considera suponer dos o más gastos de fuga en una tubería al mismo tiempo para llegar a una solución.

11.2.7 Identificación de las tuberías de una red con posible gasto de fuga

Los gastos de desequilibrio distintos de cero permiten realizar una primera selección de las tuberías con una posible fuga. En efecto, la fuga se presenta en una o varias de las tuberías que se conectan en el nudo de cruce con gasto de desequilibrio distinto de cero. Posteriormente se establece el orden de las tuberías en que convendría buscar la fuga.

Para obtener una lista de tuberías donde puede existir un gasto de fuga se propone lo siguiente:

- 1) Se obtienen los gastos de desequilibrio en los nudos de cruce.
- 2) Se escoge una tubería que tiene en un extremo un gasto de desequilibrio distinto de cero y en el otro extremo un gasto de desequilibrio nulo. Con ello queda definido el gasto Q_D de la tubería, que durante el procedimiento de solución se mantendrá con un valor constante.
- 3) Se emplea el procedimiento del inciso 11.2.6 para obtener los resultados:
 - a) Q_A y $F_J \neq 0$ con $F_K = F_L = 0$
 - b) Q_A y $F_K \neq 0$ con $F_J = F_L = 0$
 - c) Q_A y $F_L \neq 0$ con $F_J = F_K = 0$
- 4) Para los gastos en los tramos iniciales (Q_A) o finales (Q_D) de cada tubería deducidos en el paso 3, en donde por cada tubería se encuentran diferentes soluciones dependiendo del número de nudos en donde se ubique la fuga. Se encuentran nuevos valores del gasto de desequilibrio (en el nudo S), aplicando la ecuación de continuidad o ecuación 11.11.
- 5) Los gastos de desequilibrio más pequeños (que tienden a cero) en valor absoluto permiten formar una lista con las tuberías con posible gasto de fuga y su ubicación en ellas.

El procedimiento anterior proporciona mejores resultados mientras mayor sea el gasto de fuga con respecto a la magnitud de los gastos de demandas.

11.3 EQUIPO USUAL PARA LA LOCALIZACIÓN DE FUGAS EN CAMPO

11.3.1 La técnica de los distritos pitométricos

Ésta, es una poderosa herramienta, para medir y controlar caudales, identificando de esa manera zonas con consumos no normales, como los producidos por las fugas.

Para implantar esta técnica es imprescindible que las válvulas de paso sean operables y que exista un catastro de redes confiable. Además, es necesario que se introduzcan algunas alteraciones en la red existente para hacerla más flexible y operable.

Es necesario que la red de distribución cumpla con los requisitos mínimos indispensables para que su operación, independientemente de su manipulación como distrito pitométrico, se haga en condiciones técnicas adecuadas. Preparar una red para someterla a la técnica de distritos pitométricos significa corregir fallas de diseño, de operación y de mantenimiento, para volverla operacional.

Realizar un ensayo en distritos pitométricos es relativamente simple, siempre que la red de distribución haya sido proyectada y construida con las facilidades necesarias, previendo su operación para control de fugas.

Descripción del Método

Inicialmente, se selecciona una porción de la red de distribución con una longitud ideal entre 20 y 50 km, esta porción se aísla de las redes adyacentes por medio de válvulas y, de ser posible se deja sólo una entrada de agua para alimentar toda el área. En esta entrada se instala un aparato registrador de caudal que funcionará durante una semana, en forma continua. Durante este período no puede haber interrupciones en el abastecimiento y el área debe estar bien abastecida.

El análisis de los caudales registrados permite decidir si vale la pena o no investigar fugas en el área.

En caso afirmativo, el siguiente paso es medir los consumos mínimos nocturnos en pequeñas extensiones de la red (1000 m) instalando para ello nuevos registradores de caudal en otros puntos y maniobrando las válvulas convenientemente.

Si los consumos medios son superiores a un valor máximo admisible, establecido estadísticamente, se investigan las tuberías respectivas, usando sobre las mismas,

detectores de fugas en el terreno, y también revisando las tomas domiciliarias, válvulas y otros puntos de acceso a la red de distribución.

La técnica de los distritos pitométricos además de ayudar a la detección, localización y reparación de fugas no visibles pero económicamente detectables, ayuda a localizar las conexiones clandestinas y mejora la confiabilidad del catastro de la red. Sin embargo, cuando la red de distribución se encuentra en condiciones operacionales muy malas, puede ser necesario mucho tiempo y mayores recursos financieros para adecuarla.

11.3.2 Equipos empleados en la detección de fugas

La moderna tecnología empleada en la localización de fugas de agua, permite disponer de cada vez de equipos más precisos (figuras 11.2 y 11.3), con una mayor capacidad de análisis del espectro de frecuencias y filtros seleccionables, cubriendo distancias más largas y permitiendo la localización en materiales tradicionalmente complejos de analizar, como por ejemplo plásticos o tuberías de grandes diámetros.

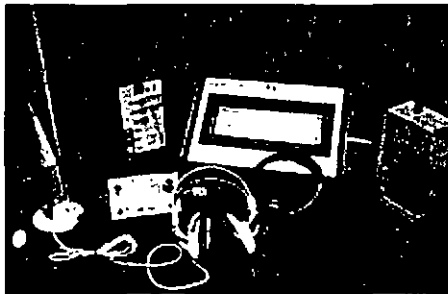


Figura 11.2 Detector de fugas acústico y electrónico



Figura 11.3 Detección de fugas en campo

Actualmente existen dos tipos de equipos

- Detectores acústicos
- Correladores

Estos últimos resultan los más eficaces para localizar las fugas con precisión, por no depender tanto de las interferencias de ruido, motivadas por el tráfico o las condiciones climatológicas.

La optimización de una red de distribución de agua pasa por dos puntos muy importantes:

- Disponer de un equipo humano calificado en la localización de fugas de agua y equipado de los medios técnicos (correlador y detectores acústicos) más precisos.
- Establecer un plan de mantenimiento preventivo que mediante el control de aparición de fugas permita una actuación rápida y eficaz.

En referencia a este último punto, se dan distintas opciones de mayor a menor costo de implantación y, a su vez, de mayor a menor rapidez en el conocimiento de cualquier anomalía.

Cualquiera que sea la solución elegida o a veces una solución mixta de las anteriores, representa el comportamiento necesario para la importante tarea de optimización de redes.

Equipos no electrónicos

Varillas de sondeo

Las varillas de sondeo son equipos muy simples, destinados a la localización de fugas. No obstante, aún dentro de esta simplicidad, existen equipos más o menos complicados.

La investigación de la fuga se realiza colocando un extremo de la varilla contra el suelo, o directamente en el tubo, y el otro contra el oído del operador, siendo posible de esta forma escuchar el ruido de una eventual fuga.

Una de las varillas más sofisticadas es la de la figura 11.4 fabricada en Liverpool, Inglaterra. Estos modelos son denominados estetoscopios industriales o hidrófonos.

Geófonos mecánicos

El geófono mecánico (Globe Geophone), es un equipo compacto, robusto, simple y preciso, destinado a detectar y localizar fugas invisibles, a través de la auscultación del suelo bajo el cual existe una tubería enterrada (figura 11.5). Consta de dos cilindros pesados, conectados a través de mangueras a un auricular, del mismo tipo que el utilizado en los estetoscopios médicos. En el interior de cada cilindro existen dos membranas finas de bronce, separadas por un anillo pesado de plomo, lo que forma una caja de resonancia. Cuando el cilindro se coloca en el suelo, capta las vibraciones emanadas de la fuga, lo que hace que vibre la membrana inferior y la membrana superior. Esta vibración es luego transmitida al operador, a través de la propagación de las ondas sonoras a lo largo de las mangueras y el auricular.



Figura 11.4 Varilla de sondeo

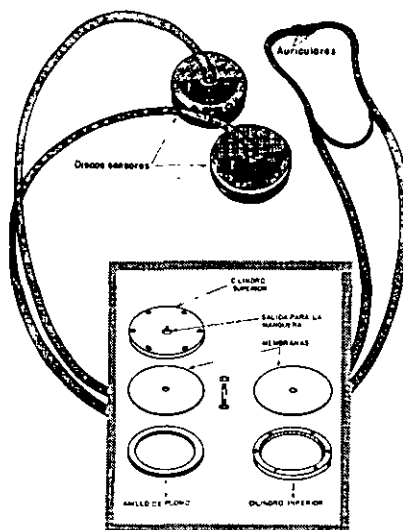


Figura 11.5 Geófono mecánico

Debido a la sensibilidad del equipo, éste debe utilizarse sólo en el período nocturno cuando no existe el movimiento del tráfico y el ruido de las personas transitando. Además hay dificultad para utilizarlo cuando hay viento fuerte ya que las mangueras del geófono captan el ruido del viento que pasa a su alrededor; percibe prácticamente todos los ruidos del medio tales como transformadores de los postes, motores de refrigeradoras industriales, quedando en el operador la tarea de distinguir de entre los ruidos que llegan a su oído aquel que es causado por fuga.

La investigación puede hacerse directamente sobre la tubería, o en varillas metálicas que se encuentren en contacto con la tubería, en caballetes o aún sobre el terreno bajo el cual está enterrada una tubería.

En ocasiones una obstrucción parcial de la tubería puede causar un ruido muy semejante al provocado por una fuga. La operación del geófono, a pesar de ser simple y económica es bastante incómoda y causa cansancio, no siendo posible por lo tanto, trabajar en forma continua con el equipo durante muchas horas.

Equipos electrónicos de detección directa de fugas

Los localizadores electrónicos de detección directa de fugas son instrumentos cuyo funcionamiento consiste en captar las vibraciones emanadas de una fuga, transformar esas vibraciones en impulsos electrónicos, ampliar la señal, separar ésta última de las demás señales que interfieren y nuevamente transformar esa señal resultante en señales sonoras, audibles por un operador. Estos detectores se caracterizan por determinar el lugar exacto de la fuga en el momento en que el aparato se encuentra en el terreno, exactamente sobre al misma; o sea, cuando la señal captada generada por la fuga, es la más alta posible.

Los detectores electrónicos, normalmente constan de las siguientes partes.

- Micrófono,
- Amplificador,
- Filtro de frecuencia.

En el proceso de captar y amplificar los ruidos provocados por fugas también se puede hacer lo mismo con los provocados por el medio ambiente e incluso con el equipo electrónico.

El indicador de señal es un dispositivo utilizado para medir la intensidad total del ruido recibido por el micrófono, y es bastante útil par determinar el punto exacto en el que se encuentra la mayor intensidad del ruido provocado por la fuga. Su precisión puede ser mayor que la de los detectores mecánicos, ya que estos últimos dependen mucho más de la habilidad del operador.

Las características de ruido de una fuga varían, dependiendo del lugar en el que se efectúa el sondeo, bien sea directamente en la tubería o en la superficie del terreno.

El ruido de fugas percibido por el oído humano a través de un detector mecánico, suena diferente del que es escuchado por el mismo oído a través de un detector electrónico, particularmente si éste está provisto con un filtro de frecuencia.

De un análisis comparativo entre un detector mecánico y uno electrónico, o entre un detector electrónico con otro electrónico, podrían emerger las siguientes conclusiones:

- Todos los instrumentos dan una mejor respuesta cuando el sondeo se hace directamente en un conducto metálico que en uno no metálico, o sobre la superficie del suelo.
- Cuando la señal generada por el ruido de la fuga es baja, o cuando el ruido de fondo es alto, parece que los detectores electrónicos son más eficaces que los mecánicos.

- Parece que son más eficaces los detectores electrónicos provistos con micrófonos específicos para sondeo directo en el conducto o en el suelo, que los detectores electrónicos que tienen sólo un micrófono para sondeo en todos los lugares y situaciones.

Equipos electrónicos de detección indirecta de fugas

Este tipo de equipos se caracterizan por su propiedad de localizar fugas sin que los sensores de vibración se encuentren directamente sobre la misma. Su principio de funcionamiento consiste en captar señales vibratorias emanadas de fugas, en puntos de la tubería distantes de la fuga. Estas señales se propagan a lo largo de la tubería, en direcciones opuestas a partir de la fuga, siendo captadas por sensores estratégicamente colocados en contacto con la tubería o con accesorios de la misma.

Las señales captadas, así como la distancia del conducto entre los sensores alimentan un microprocesador que, en función de estos datos, da la localización exacta de la fuga.

Existen dos tipos distintos de equipos, siendo los más conocidos en el mercado: el Hidrotronic y el Leak Noise Correlator (Correlacionador de ruido de fugas).

El analizador Hidrotronic de ruido de fuga está construido por un conjunto de equipos, dispositivos y controles destinados a detectar y localizar fugas en tuberías subterráneas a presión.

Consta de una consola electrónica, que funciona conjuntamente con un sensor electrónico, compacto y robusto (figura 11.6).

En este método se utiliza un sensor para establecer contacto físico en puntos determinados de la tubería o en piezas accesorias de la misma. La fuga transmite señales acústicas a lo largo del tubo y del líquido, las cuales son captadas por un sensor colocado en contacto con el tubo (figura 11.7). Las señales así captadas son convertidas en señales eléctricas y transmitidas a la consola electrónica donde son amplificadas, analizadas y mostradas en voltímetros digitales, medidores analógicos, lámparas indicadoras de frecuencia y osciloscopio.

Cada fuga produce una señal diferente y puede identificarse en orden de predominio. Cuando existe más de una fuga, la señal predominante se localiza primero y, después de reparar esta fuga, se localizan las otras de la misma forma.

El sistema Hidrotronic investiga toda la red de distribución, excepto mediciones de consumo y operación sistemática de las válvulas.

El trabajo puede realizarse durante horarios normales de oficina. Puede ser necesario trabajar en períodos nocturnos cuando el congestionamiento del tráfico representa un problema, o donde la presión de la tubería decae en forma ostensible durante el día, o en cualquier lugar donde se justifique el trabajo nocturno.

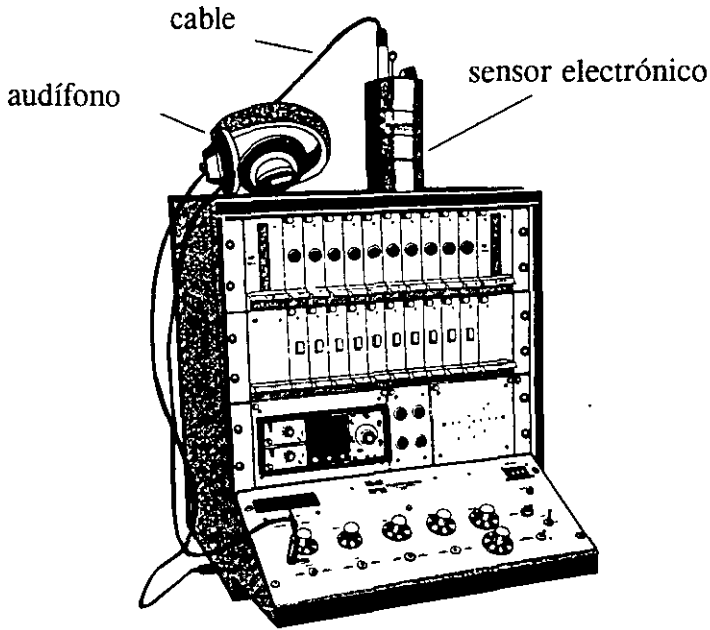


Figura 11.6 Analizador Hidrotronic

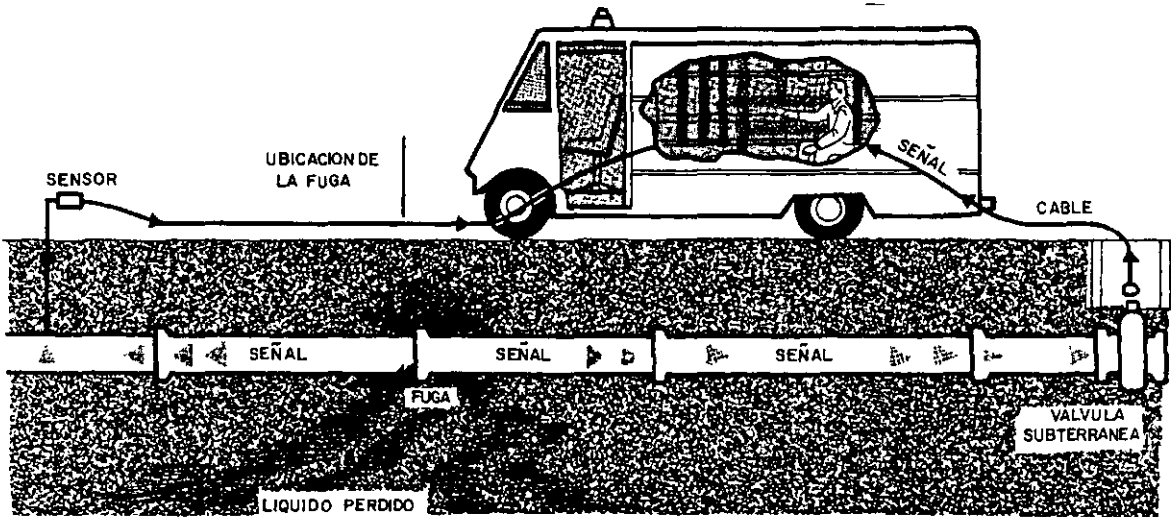


Figura 11.7 Equipo Hidrotronic

Según los fabricantes, se pueden encontrar fugas de hasta 0.025 l/s. El sistema Hidrotronic estima la pérdida de agua por fuga con errores de $\pm 20\%$. La presión mínima deseable para la detección de fugas, según los fabricantes es de 14.40 mca, pudiendo tolerarse hasta 3.60 mca.

Leak Noise Correlator

El ruido de una fuga se propaga a lo largo de una tubería, en sentidos opuestos con relación al punto de la fuga, con velocidades aproximadamente iguales.

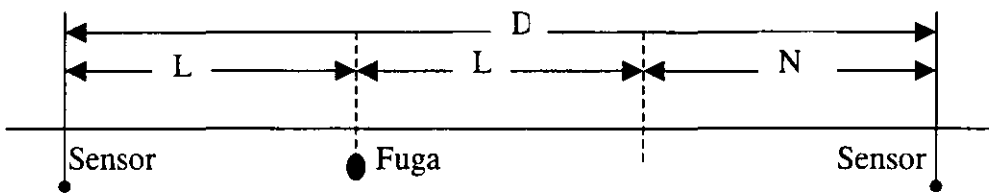


Figura 11.8 Propagación del ruido de una fuga.

El tiempo transcurrido para que el ruido alcance el punto A es inferior al tiempo transcurrir para que se alcance el punto B:

Tiempo para alcanzar el sensor A es $t = \frac{L}{V}$

Tiempo para alcanzar el sensor B es $t = \frac{D-L}{V}$

La resta entre estos dos valores proporciona la diferencia entre los dos tiempos de recorrido:

$$T_N = \frac{D-2L}{V} \quad \text{ó} \quad L = \frac{D-VT_N}{2}$$

donde

D es la distancia entre los dos sensores

L , distancia de la fuga al sensor más próximo

V , velocidad del ruido a lo largo del tubo y

T_N diferencia entre los tiempos transcurridos para que el ruido de la fuga alcance los dos sensores

En consecuencia, si la velocidad del sonido, la diferencia del tiempo de recorrido, la distancia entre los sensores son conocidos, es posible determinar la posición de la fuga.

Si los dos sensores fueron colocados en un mismo lado de la fuga, como se demuestra en la figura 11.8, el tiempo de recorrido correspondiente será:

$$\text{Tiempo para alcanzar en sensor A es } t = \frac{D+L}{V}$$

$$\text{Tiempo para alcanzar el sensor B es } t = \frac{L}{V}$$

$$\text{La diferencia de tiempo de recorrido será } T_N = \frac{D}{V}$$

En este caso, la posición de la fuga no puede determinarse, ya que la diferencia del tiempo de recorrido es simplemente una función de la velocidad de l sonido y de la distancia entre los dos sensores. Sin embargo, es posible determinar cual de los dos sensores recibe el sonido primero y, en consecuencia, establecer la posición de la fuga en relación con los dos sensores.

La velocidad del sonido a través del conjunto agua-tubo, depende del diámetro del tubo, del mateial que es construido, y del espesor de la pared del tubo, siendo teóricamente posible, en función de dichos datos, adoptar un valor. Sin embargo, existen procedimientos que eliminan la necesidad de utilizar una velocidad teórica en la determinación de la fuga.

En cuanto a la diferencia del tiempo de recorrido del ruido (T_N), su determinación se realiza por la tecnica conocida como correlación-cruzada, a través del quipo denominado LeaK Noise Correlator.

Aspectos Gráficos de la correlación

- La velocidad de desplazamiento del ruido de la fuga es una tubería es aproximadamente constante para un mismo conjunto de tuberías.
- Los sensores pueden acoplarse directamente a la tubería o a través de piezas accesorias como válvulas, hidrantes, válvulas de incorporación , etc.
- La máxima distancia entre los sensores es de 250 m.
- El tiempo empleado para localizar una fuga es de dos horas aproximadamente.
- El proceso no es afectado por los ruidos de fondo producidos por el tráfico, bombas hidráulicas etc., pudiendo por lo tanto utilizarse durante el día.

- La velocidad del sonido en los conductos depende del material y diámetro del tubo y espesor de la pared del tubo.

12. EJEMPLO Y APLICACIONES

Para mostrar los resultados del modelo de flujo permanente se utiliza una red que consta de 15 nudos y 20 tuberías, cuyos diámetros varían entre 4 y 2 pulgadas. La longitud total de las tuberías es de 3,200 m. La demanda total de los usuarios es de 22.5 l/s. Cuenta con un tanque con capacidad de almacenamiento de 250 m³, ubicado en la elevación 100 m. En la figura 12.1 se muestra la forma de la red y en la tabla 12.1 se consigna la información referente a los nudos, como son la elevación y el gasto demandado por los usuarios.

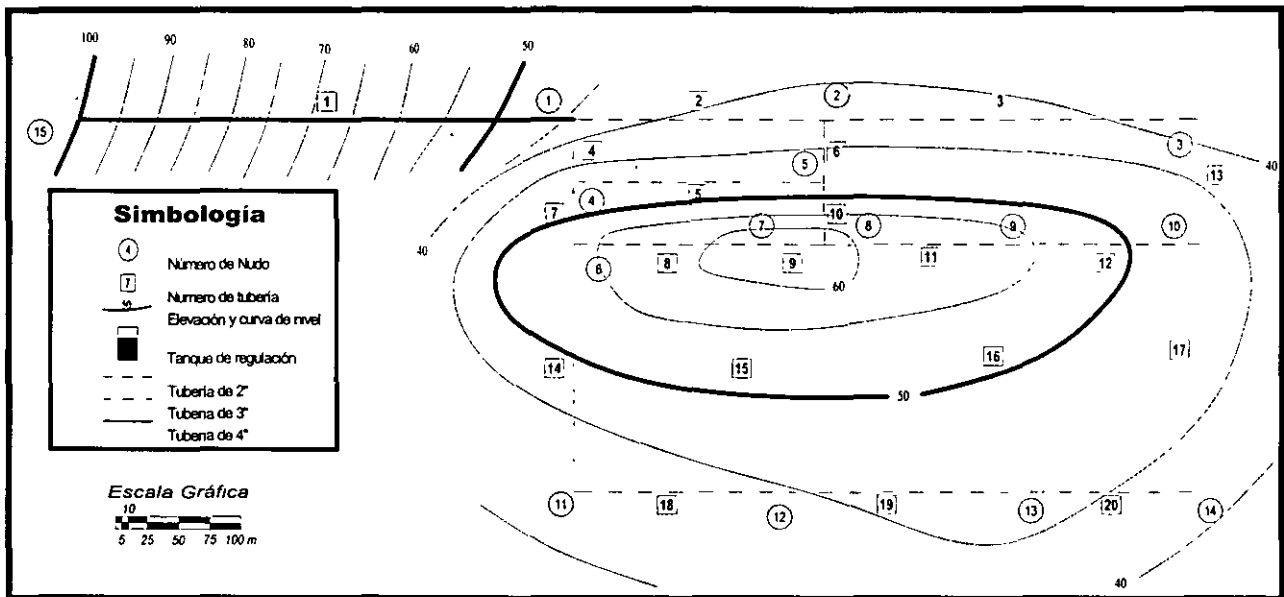


Figura 12.1 Esquema de la red ejemplo de tuberías resuelta

Tabla 12.1 Datos de los nudos red ejemplo

NUDO	ELEVACIÓN (EN m)	GASTO MÁXIMO HORARIO DEMANDADO (EN l/s)
1	44	1.004
2	43	2.210
3	39	1.607
4	46	1.205
5	49	1.205
6	54	1.607
7	61	1.607
8	62	1.004
9	57	2.009
10	46	1.808
11	43	1.406
12	44	2.210
13	46	2.210
14	42	1.406
15	100	22.500

En la tabla 12.2 se presentan los datos referentes a las tuberías.

Tabla 12.2 Datos de las tuberías

NO. TUBERÍA	NUDO		LONGITUD (EN M)	DIÁMETRO (EN PULG)	FACTOR DE FRICCIÓN
	INICIAL	FINAL			
1	15	1	400	4	0.02
2	1	2	200	3	0.02
3	2	3	300	3	0.02
4	1	4	50	3	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	3	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	3	0.02
14	6	11	200	3	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	3	0.02
18	11	12	150	3	0.02
19	12	13	200	3	0.02
20	13	14	150	3	0.02

En el Anexo A se incluye una lista con los datos en el formato que requiere el modelo matemático.

12.1 REVISIÓN HIDRÁULICA FLUJO PERMANENTE

Estático tradicional

Los resultados del modelo estático tradicional, se observan en la figura 12.2. En los nudos 7 y 8 indicados, existe una carga de presión medida a partir del terreno que es negativa.

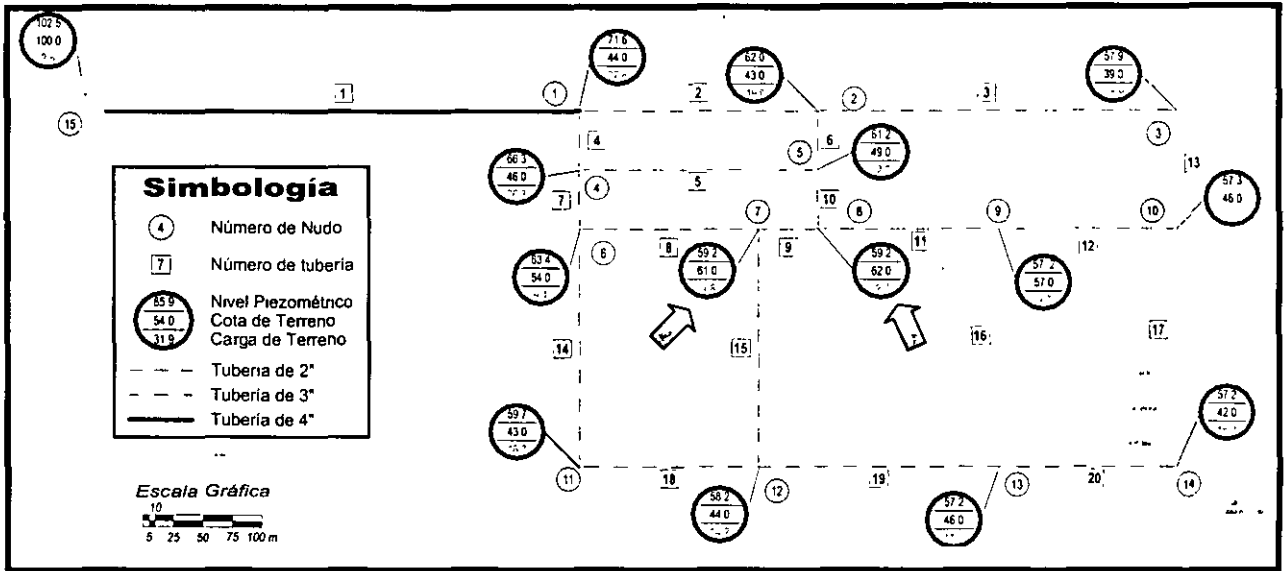


Figura 12.2 Cargas de terreno. Análisis estático tradicional

Como se puede ver en la figura 12.3, en los nudos 7 y 8 sale la totalidad del gasto demandado, aunque las cargas son negativas.

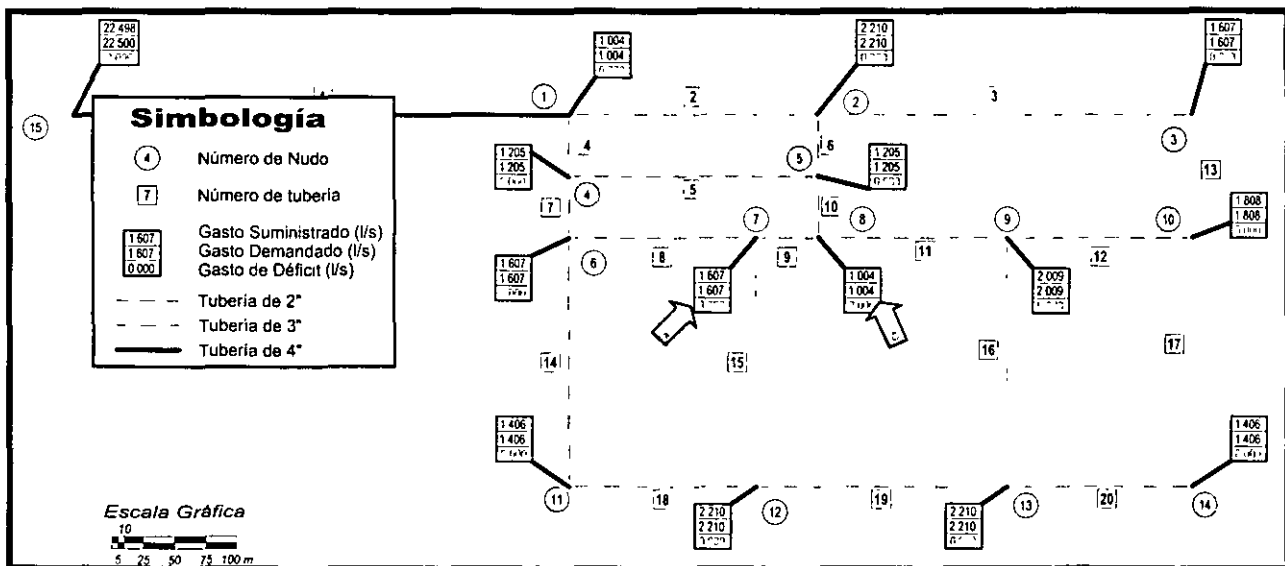


Figura 12.3 Gastos. Análisis estático tradicional

Estático modificado

Para el caso del análisis con el modelo estático modificado, como se observa en la figura 6.4, los nudos 7, 8 y 9 tienen cargas de terreno menores a 5.0 m.c.a. que se utilizó en el modelo como carga mínima.

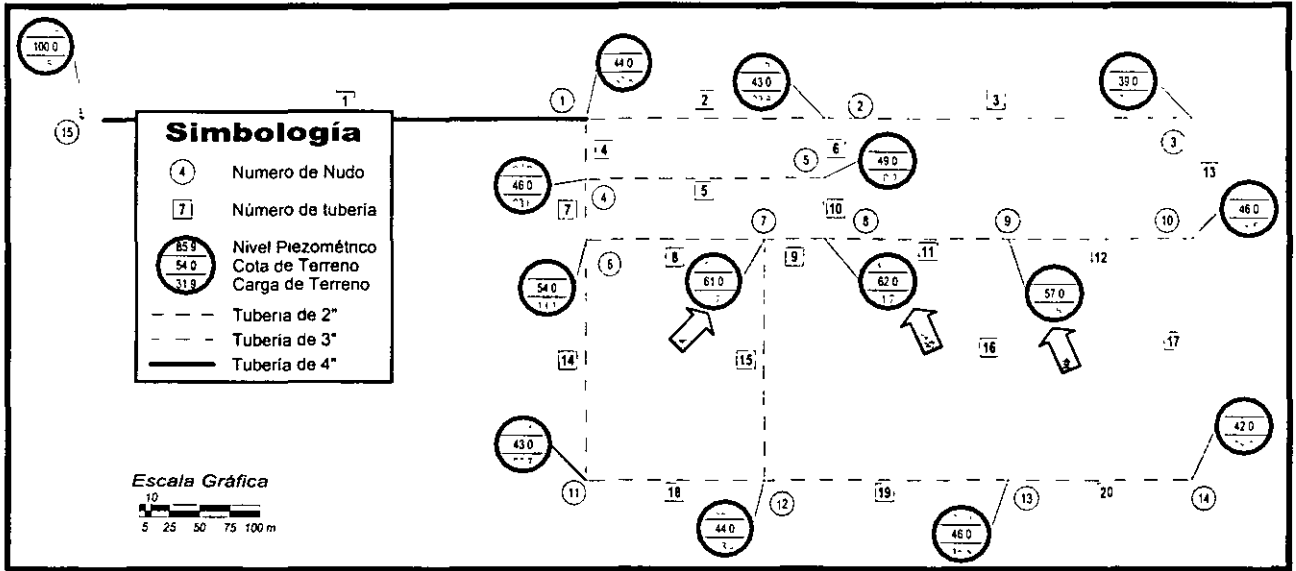


Figura 12.4 Cargas de terreno. Análisis estático modificado

En los nudos donde no se cumple con la carga mínima existe un déficit en el suministro.

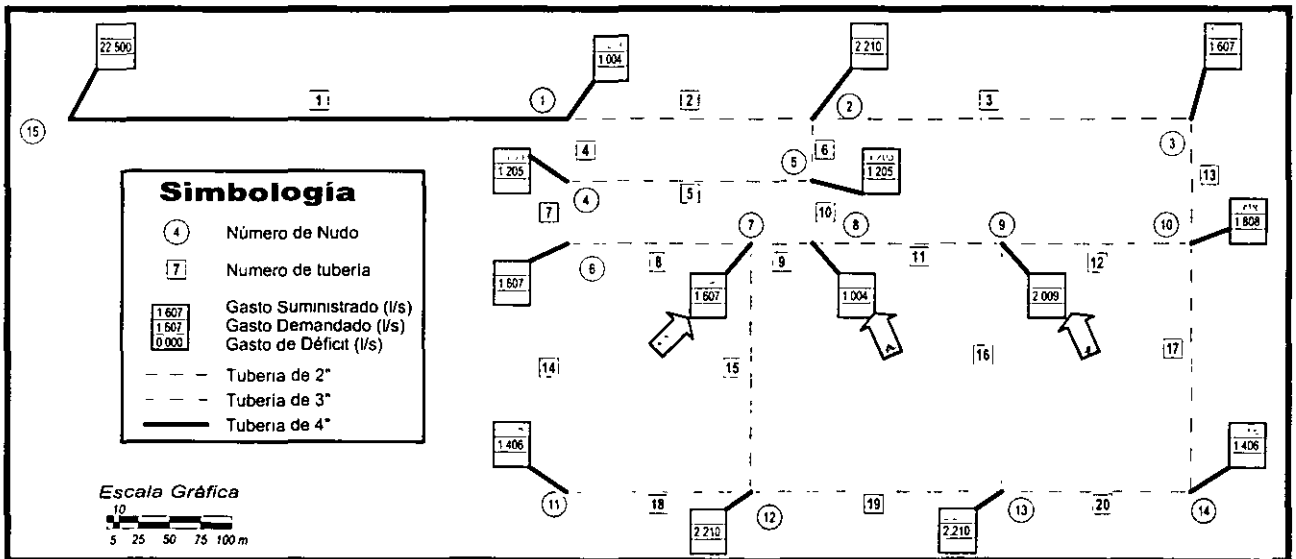


Figura 12.5 Gastos. Análisis estático modificado

12.2 REHABILITACIÓN

Como se observó en las figuras 12.4 y 12.5 con las condiciones de la red, no se cumple satisfactoriamente con el servicio por lo que es necesario proponer algunas modificaciones. Para el diseño de redes de tuberías de distribución como es el caso, se recomienda cambiar el diámetro de la tubería que provoca la mayor pérdida de energía hidráulica, que como se observa en el Anexo D es la tubería 1 que va de los nudos 15 a 1 ya que en ella se tiene una pérdida de carga de 28.04 m. Se propone cambiar la tubería de 4 por una de 6 pulgadas con longitud de 400 m (Anexo E).

En el caso de que se presenten deficiencias en el servicio de una red existente, para mejorar el funcionamiento hidráulico es necesario identificar las zonas con problemas y revisar el funcionamiento en las tuberías que conforman la red de distribución. Primeramente se identifican las tuberías que tienen mayor pérdida de energía hidráulica por unidad de longitud y se propone instalar una tubería paralela a la existente, proponiendo varios diámetros. Se considera que la tubería existente seguirá funcionando para evitar en la medida de lo posible el tiempo de interrupción del servicio y se instalará una tubería paralela a ésta. Mediante un análisis de todo el universo de alternativas de solución, se considera una de ellas que sea la de menor costo y proporcione el mayor beneficio a la red(6). Se calcula un diámetro ficticio equivalente a las dos tuberías. Lo anterior se realiza por medio de la fórmula de Darcy - Weissbach. En ella se considera que la diferencia de carga entre los extremos de las tuberías es la misma y que el factor de fricción no varía. El diámetro equivalente está dado por la siguiente expresión:

$$D_E = (D_1^{2.5} + D_2^{2.5}) \quad (6.1)$$

donde:

- D_1 diámetro de la tubería existente
- D_2 diámetro de la tubería paralela propuesta

12.2.1 Funcionamiento hidráulico de la red con cambios

Se empleó nuevamente el modelo estático modificado con las correcciones propuestas, los resultados se presentan en la figura 12.6 y de manera tabular en el Anexo F.

Se observa que las cargas de terreno varían entre 55.3 y 21.6 m.c.a.

Debido a que las cargas de terreno en uno de los nudos es mayor a 50 m.c.a., la primera recomendación es la de instalar un accesorio reductor de presión a la salida del tanque de almacenamiento, pero es necesario observar el comportamiento de la red de tuberías y en el tanque de almacenamiento a diferentes horas.

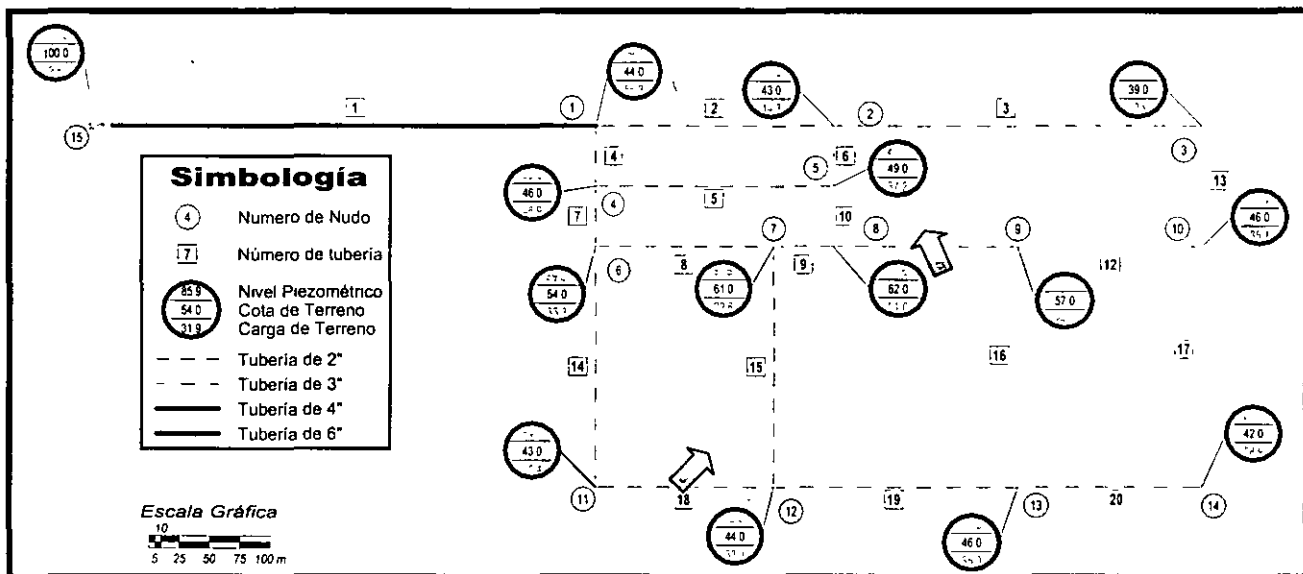


Figura 12.6 Cargas de terreno. Análisis estático modificado con cambios

12.3 REVISIÓN HIDRÁULICA FLUJO NO PERMANENTE

En los sistemas de abastecimiento de agua potable, el suministro se hace mediante tanques de regulación, sistemas de bombeo y pozos que varían el suministro en el tiempo.

En el modelo de simulación para flujo no permanente se considera la forma en que funcionan los tanques, las bombas y la operación de válvulas. Se revisa que al iniciar la operación en un tanque, es necesario que la carga sea mayor a la carga que se presenta en la red, o bien, en el caso de las bombas, se debe tener en cuenta que aportan agua a la red cuando la carga se encuentra dentro del intervalo de operación definido con su curva característica.

Con el modelo matemático se analiza la posibilidad de cumplir con los gastos demandados por los usuarios, se revisa el comportamiento hidráulico de la red de tuberías, se verifica el tamaño de los tanques y se establecen las políticas de operación óptimas.

La simulación del funcionamiento del flujo de agua en la red inicia con el cálculo de cargas y gastos en toda la red en régimen permanente (para el inicio del ciclo de simulación). Para lo anterior se deben conocer los niveles de agua en los tanques de almacenamiento que intervienen y los gastos demandados para el tiempo en que da inicio la simulación del flujo en la red.

Para la revisión del funcionamiento hidráulico de las redes de distribución de agua potable se considera que la presión en la red debe ser mayor a una mínima (h_{\min}) para que se pueda entregar a los usuarios la cantidad demandada y menor a una máxima (h_{\max}) para evitar la rotura de tuberías o excesivos gastos de fuga.

Para lograr un mejor funcionamiento se proponen dos tipos de válvulas, unas que se requiere sean operadas en el transcurso del día para evitar sobre todo que los tanques de almacenamiento se queden sin agua durante un lapso, y otras cuya principal función es la de disminuir las cargas de presión disponible en las tuberías.

En análisis dinámico se hará primeramente con la red del ejemplo estático modificado corregido. En el Anexo G se presentan los datos que se proporcionan al modelo.

Las cargas de terreno varían entre 57.2 mca en el nudo 1 a las 4 h y 7.18 mca en el nudo 9 a las 12 h. Durante 14 horas el nudo 1 presentan cargas mayores a 50 mca, lo anterior nos lleva a proponer un accesorio reductor de presión. En los nudos 7, 8 y 9 se observa déficit en el suministro del gasto. Es necesario aumentar el diámetro en las tuberías 2, 3 y 4 de 3 a 4 pulgadas. Como se observa en la figura 12.7, la capacidad del tanque de regulación no es suficiente, ya que durante 6 horas se encuentra prácticamente vacío. En el Anexo H se presentan los resultados del funcionamiento dinámico a cada hora.

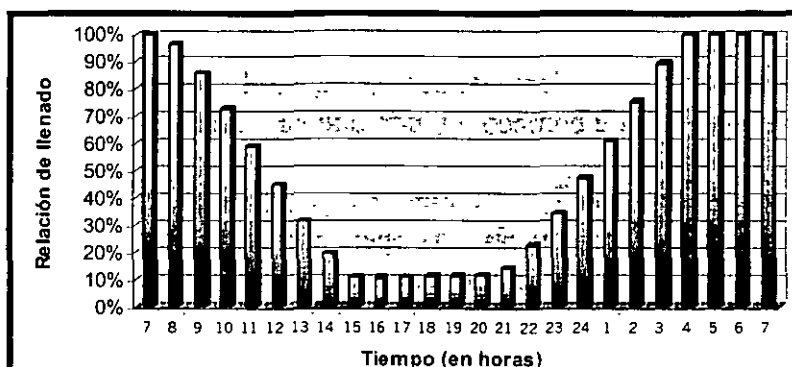


Figura 12.7 Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo a lo largo del ciclo.

Con los cambios propuestos en el punto 12.2.1, se realizaron nuevamente las simulaciones de flujo no permanente con los datos del Anexo I. Las cargas de terreno se presentan en las figuras 12.8 a 12.9 que corresponden a la hora de inicio del ciclo, máxima y mínima demanda respectivamente.

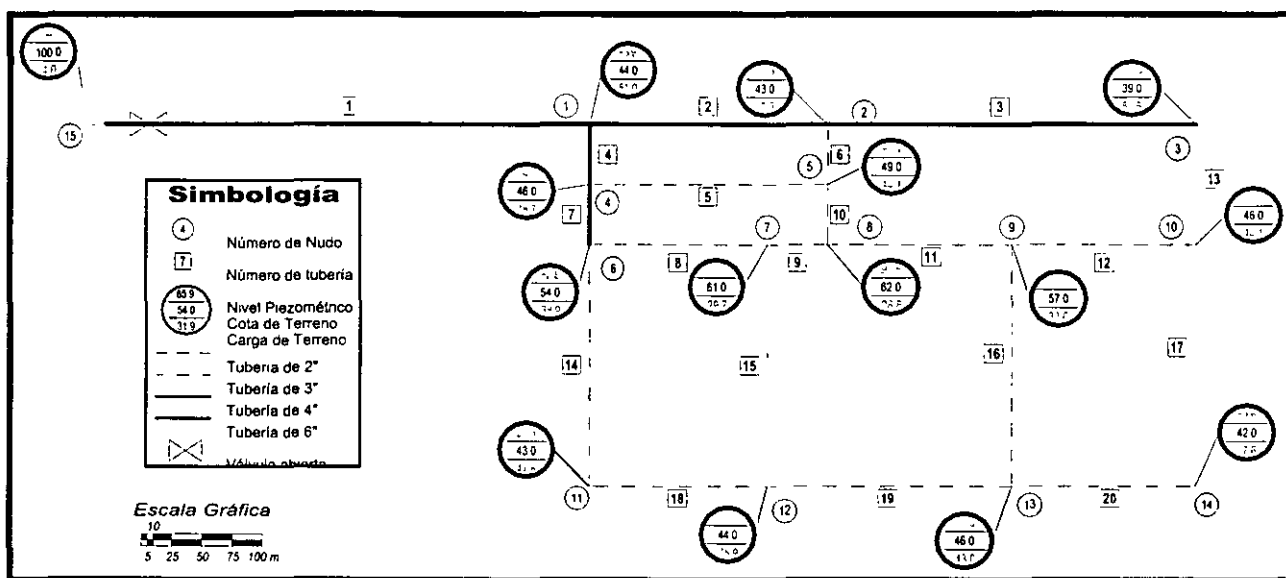


Figura 12.8 Cargas disponibles a las 7:00 horas.

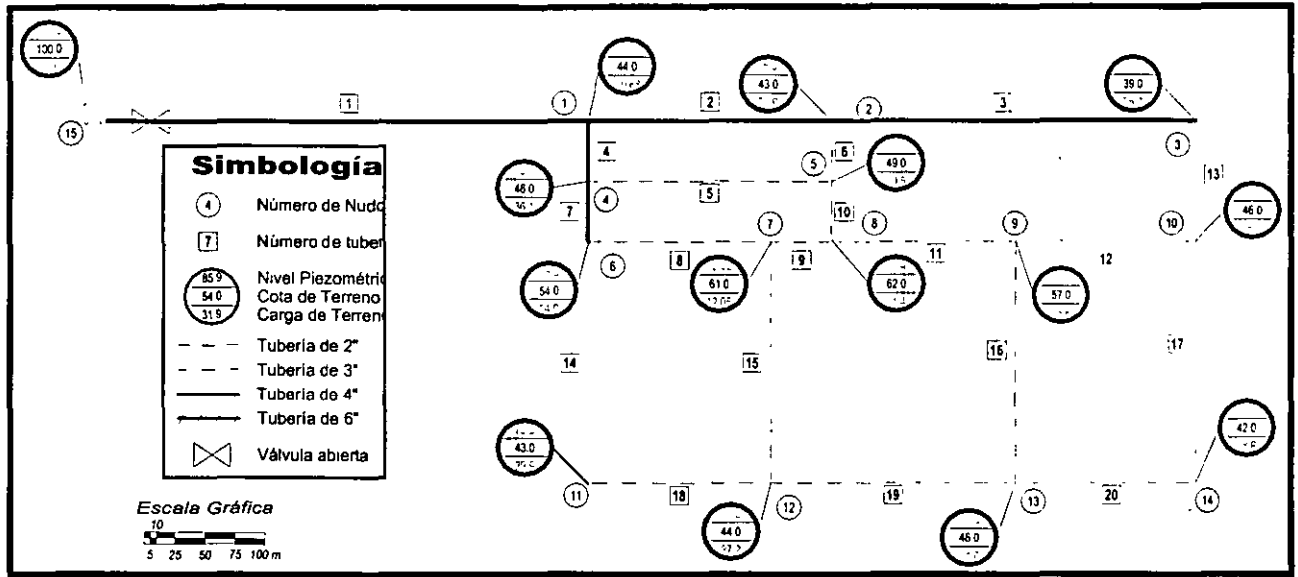


Figura 12.9 Cargas disponibles a las 11:00 horas.

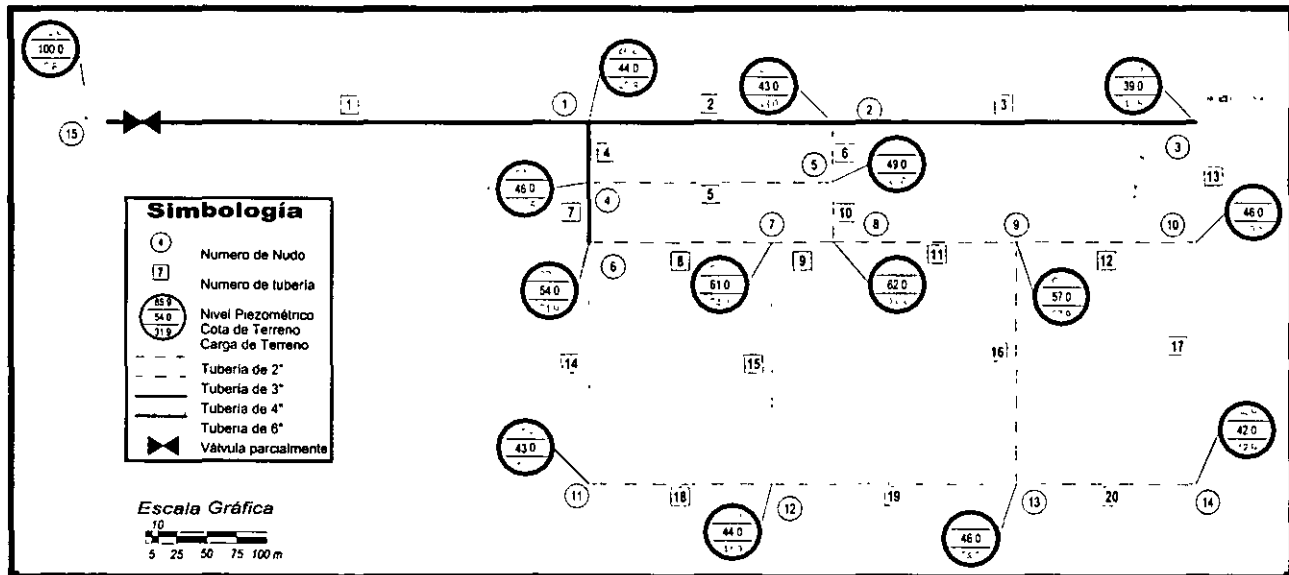


Figura 12.10 Cargas disponibles a las 2:00 horas.

Los resultados completos se incluyen en el Anexo J.

Es necesario resaltar que únicamente a la hora del inicio y el final del ciclo de simulación la carga de terreno en los nudos 7, 8 y 9 sobrepasa los 50 mca y prácticamente se suministra el gasto a los usuarios en un 100%.

El funcionamiento del tanque (figura 12.11) se observa dentro de los rangos correctos.

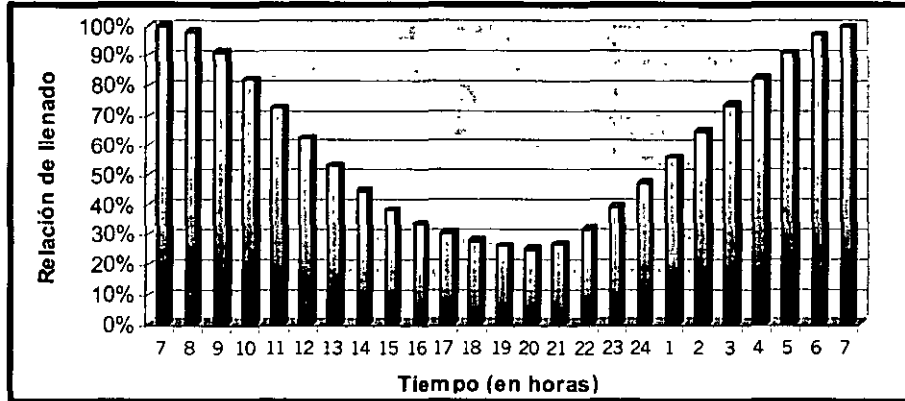


Figura 12.11 Funcionamiento del tanque de regulación de la red ejemplo con cambios a lo largo del ciclo.

12.4 EJEMPLO DISEÑO ÓPTIMO RED ABIERTA

La figura 12.12 muestra una red abierta, la cual presenta el armado final propuesto debido a la topografía del sitio. La red constará de 15 tuberías de fierro galvanizado y 16 nudos, el gasto máximo horario es de 3.459 l/s; el tanque que alimenta a esta red tiene la capacidad suficiente para abastecer dicho gasto. Se desea obtener el diseño óptimo de la red propuesta, para determinar el costo total de la red se tomarán en cuenta los datos de la tabla 12.8.

En la tabla 12.3 se observan las elevaciones del terreno que corresponden a cada uno de los nudos de la red así como el gasto que demandan.

La tabla 12.4 presenta las características de la configuración de la red de la zona a servir, esto es, la numeración de las tuberías, la longitud, etc. El orden presentado en las columnas es el que requiere el modelo matemático del Instituto de Ingeniería para el análisis hidráulico.

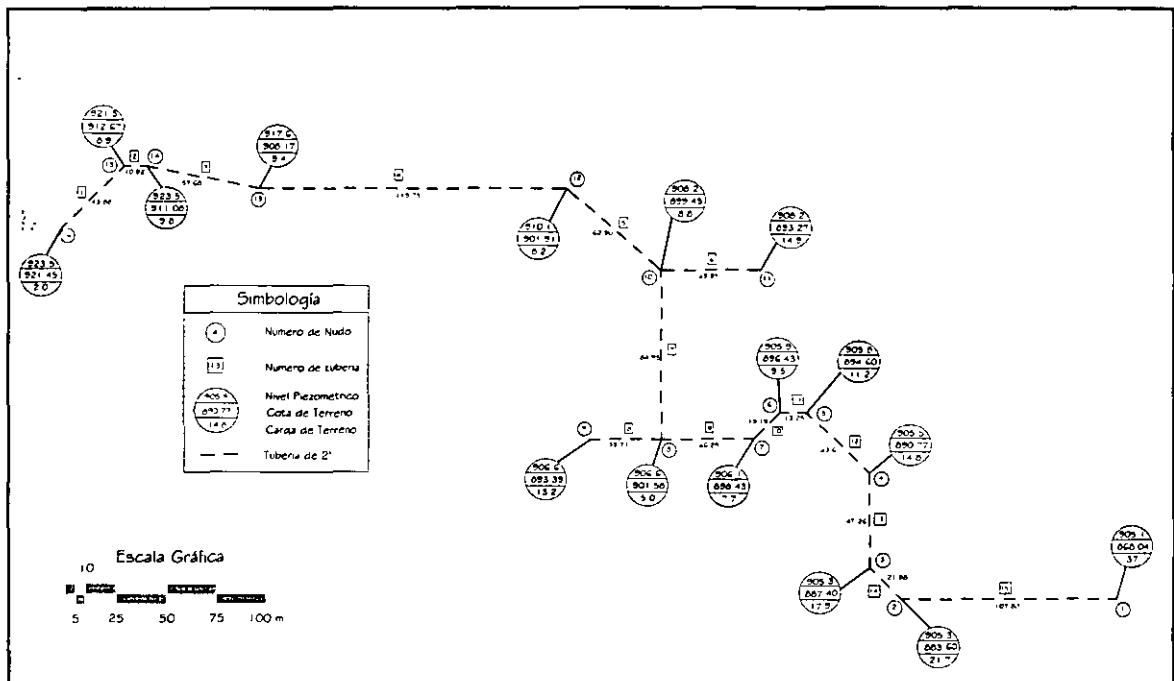
Tabla 12.3. Características de los nudos de la red

Nudo	Elevación (msnm)	Gasto máximo horario (l/s)	Nudo	Elevación (msnm)	Gasto máximo horario (l/s)
1	868.04	0.465	9	893.39	0.154
2	883.60	0.095	10	899.45	0.271
3	887.40	0.204	11	893.27	0.215
4	890.77	0.188	12	901.91	0.672
5	894.60	0.057	13	908.17	0.249
6	896.43	0.083	14	911.08	0.214
7	898.43	0.199	15	912.67	0.000
8	901.58	0.366	16	921.45	0.000

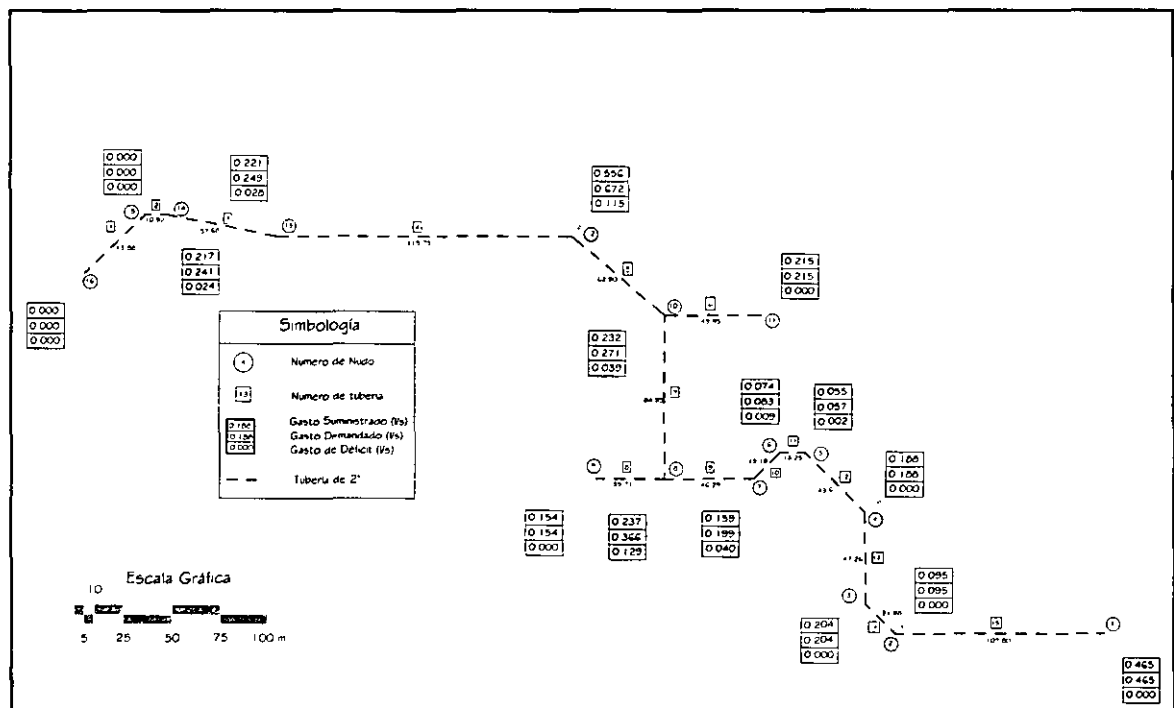
Es importante mencionar que para la aplicación del método y de acuerdo a las características antes comentadas, se propone considerar (para este ejemplo) todas las tuberías con un diámetro inicial de dos pulgadas.

Tabla 12.4. Configuración de la red y características de las tuberías

No. tubería	Nudo inicial	Nudo final	Longitud (m)	Diámetro Propuesto (in)	Factor de fricción supuesto
1	16	15	43.88	2	0.02
2	15	14	10.92	2	0.02
3	14	13	57.68	2	0.02
4	13	12	155.75	2	0.02
5	12	10	62.90	2	0.02
6	10	11	49.95	2	0.02
7	10	8	84.95	2	0.02
8	8	9	35.71	2	0.02
9	8	7	46.29	2	0.02
10	7	6	19.19	2	0.02
11	6	5	13.25	2	0.02
12	5	4	43.67	2	0.02
13	4	3	47.26	2	0.02
14	3	2	21.96	2	0.02
15	2	1	107.80	2	0.02



a) Cargas de Terreno



b). Gastos

Figura 12.12 Armado de la red propuesta para el ejercicio

Solución:

Para la red de tuberías propuesta, se realiza un análisis hidráulico; los resultados obtenidos se presentan en la tabla 12.5.

Como se puede observar en la tabla 12.5, la mayoría de los nudos las cargas disponibles no cumplen con la carga mínima establecida por norma, es decir, en estos puntos no existe presión suficiente para satisfacer los gastos de demanda; lo anterior se puede observar con mayor claridad en la última columna en donde 8 de los 16 nudos presentan el déficit en el gasto suministrado.

Por lo expuesto anteriormente, es necesario proponer cambios de los diámetros propuestos a otros más grandes en algunas de las tuberías, esto con la finalidad de reducir las pérdidas debidas al esfuerzo cortante.

Tabla 12.5. Resultados del análisis hidráulico
($\phi = 2''$ para todas las tuberías)

No tubo	Gasto (l/s)	hr (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Nudo	h _{disponible} (m)	Q _{sum} * (l/s)	Q _{dem} ** (l/s)	Q _{sum} -Q _{dem} (l/s)
15	0.460	0.200	0.229	11644	1	37.0	0.465	0.465	0.000
2	3.070	0.700	1.516	76996	15	8.9	0.000	0.000	0.000
3	2.850	3.230	1.409	71554	14	9.8	0.217	0.241	0.024
4	2.630	7.460	1.300	66027	13	9.4	0.221	0.249	0.028
5	2.080	1.910	1.025	52080	12	8.2	0.556	0.672	0.115
6	0.220	0.020	0.106	5400	10	8.8	0.232	0.271	0.039
7	1.630	1.620	0.804	40867	11	14.9	0.215	0.215	0.000
8	0.150	0.010	0.076	3861	8	5.0	0.237	0.366	0.129
9	1.240	0.520	0.611	31062	9	13.2	0.154	0.154	0.000
10	1.080	0.170	0.533	27067	7	7.7	0.159	0.199	0.040
11	1.010	0.100	0.497	25224	6	9.5	0.074	0.083	0.009
12	0.950	0.300	0.469	23845	5	11.2	0.055	0.057	0.002
13	0.760	0.210	0.376	19124	4	14.8	0.188	0.188	0.000
14	0.560	0.060	0.276	14023	3	17.9	0.204	0.204	0.000
1	3.070	1.910	1.516	76993	2	21.7	0.095	0.095	0.000
Q * Gasto suministrado en el nudo i (en l/s)					16	2.0	0.000	0.000	0.000
Q ** Gasto demandado en el nudo i (en l/s)					suma		3.072	3.459	0.386

Para la red propuesta se considera que abastecerá a una población en donde la condiciones y normatividad requieren de una carga mínima de 10 mca en todos los nudos.

En la tabla 12.6 se presenta el valor del coeficiente C_i , que se obtiene con la ecuación 4.3, para cada tubería y la asignación de los valores de n , parámetro que determina la prioridad de los casos que se van a analizar, al 50% (n desde 1 hasta 7, ya que son 14 tuberías) de las tuberías, los cuales dependen de los números de Reynolds obtenidos para cada tubería y mostrados en la tabla 12.25 en la columna 5.

Tabla 12.6. Asignación de los coeficientes C_i y n al 50% de las tuberías

n	C_i	No. tubería	Número Reynolds	n	C_i	No. tubería	Número Reynolds	n	C_i	No. tubería	Número Reynolds
	0.151	15	11644		0.070	6	5400		0.327	11	25224
01	1.000	2	76996	06	0.530	7	40867		0.309	12	23845
03	0.929	3	71554		0.050	8	3861		0.248	13	19124
04	0.857	4	66027	07	0.403	9	31062		0.182	14	14023
05	0.676	5	52080		0.351	10	27067	02	0.999	1	76993

La tabla 12.7 muestra la selección, de acuerdo al valor de n , que fueron considerados para la primera iteración.

Tabla 12.7. Prioridad para realizar cambios en las tuberías seleccionadas

n	C_i	No. tubería	Número Reynolds
01	1.000	2	76996
02	0.999	1	76993
03	0.929	3	71554
04	0.857	4	66027
05	0.676	5	52080
06	0.530	7	40867
07	0.403	9	31062

En la propuesta inicial, donde todas las tuberías tienen el mismo diámetro ($\phi = 2''$) se determina el costo de inversión de la red de tuberías, lo anterior con base en los costos especificados en la tabla 12.8.

Tabla 12.8. Costos de las tuberías en función del diámetro y tipo de material por unidad de longitud

Diámetro (pulgadas)	Costo/m \$/m	Diámetro (pulgadas)	Costo/m \$/m
2.0	34.23	4.0	62.73
2.5	35.75	6.0	133.15
3.0	38.03	8.0	186.15

El costo total de la red de tuberías considerando un diámetro constante de $\phi = 2''$ (propuesta original) es de \$27,423.71, en base a este monto se estarán calculando los incrementos en cada uno de los casos a analizar de la primera iteración.

La secuencia para encontrar el diseño óptimo de la red se inicia mediante un proceso, en donde para la iteración 1 se analizan los n casos presentados en la tabla 12.7; tomando como referencia los resultados del análisis hidráulico de la tabla 12.5 y el costo total de inversión (estimaciones realizadas con un mismo diámetro, $\phi = 2''$ en todas las tuberías).

En la tabla 12.9 se muestran los diámetros a considerar en el proceso de cálculo para cada uno de los casos a analizar en la primera iteración. En la columna 1 se muestra el número de tubería, en la segunda columna se tienen los diámetros asignados a cada una de las tuberías (propuestos inicialmente). Se observa que los diámetros se mantienen constantes para los diferentes 7 casos a analizar en esta primera iteración, excepto en la tubería correspondiente al parámetro n asignado de acuerdo a la tabla 12.7. Este parámetro es el que se observa en la tercer fila.

Tabla 12.9. Diámetros de las tuberías para todos los casos a analizar en la primera iteración

ORIGINAL		ITERACIÓN 1 (Diámetros en pulgadas)						
No. tubería	ϕ (pulg)	CASO						
		n = 01	n = 02	n = 03	n = 04	n = 05	n = 06	n = 07
1	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
2	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
3	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
4	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
10	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

El primer caso a analizar (tercer columna) es cuando $n = 01$, es decir, se tiene en todas las tuberías el mismo diámetro $\phi = 2''$, excepto en la tubería número 2 que va del nudo 15 al nudo 14 en la cual se propone emplear el diámetro a 2.5'' (al siguiente ϕ comercial). Con el cambio propuesto se realiza un análisis hidráulico mostrando los resultados en la tabla 12.10.

Tabla 12.10. Resultados del análisis hidráulico, del caso n=01, de la iteración 1

No tubo	Gasto (l/s)	hr (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Nudo	h _{disponible} (m)	Q _{sum} * (l/s)	Q _{dem} ** (l/s)	Q _{sum} -Q _{dem} (l/s)
15	0.460	0.200	0.229	11650	1	37.2	0.465	0.465	0.000
2	3.100	0.230	0.980	62210	15	8.80	0.000	0.000	0.000
3	2.880	3.290	1.421	72201	14	10.20	0.222	0.241	0.019
4	2.660	7.580	1.310	66561	13	9.80	0.225	0.249	0.024
5	2.090	1.930	1.031	52390	12	8.50	0.565	0.672	0.106
6	0.220	0.020	0.106	5394	10	9.00	0.235	0.271	0.036
7	1.640	1.640	0.809	41091	11	15.20	0.215	0.215	0.000
8	0.150	0.010	0.076	3861	8	5.30	0.243	0.366	0.124
9	1.240	0.530	0.613	31160	9	13.50	0.154	0.154	0.000
10	1.080	0.170	0.533	27102	7	7.90	0.162	0.199	0.038
11	1.010	0.100	0.497	25244	6	9.70	0.075	0.083	0.008
12	0.950	0.300	0.469	23846	5	11.50	0.056	0.057	0.001
13	0.760	0.220	0.376	19124	4	15.00	0.188	0.188	0.000
14	0.560	0.060	0.276	14013	3	18.10	0.204	0.204	0.000
1	3.100	1.940	1.531	77757	2	21.90	0.095	0.095	0.000
Q * Gasto suministrado en el nudo i (en l/s)					16	2.00	0.000	0.000	0.000
Q ** Gasto demandado en el nudo i (en l/s)					suma		3.104	3.459	0.356

Se observa en la tabla 12.5, el nudo con carga más baja es el número 8, el cual presenta una carga disponible de 5 mca; comparando el armado original propuesto para el análisis de la tabla 12.5 con el propuesto, para el caso 1 de la primera iteración, se observa que el nudo 8 sigue siendo el más bajo, aún presentando un ligero aumento en la carga disponible, esto es, el cambio de diámetro repercutió en un aumento de 0.30 mca para dicho nudo. Posteriormente se calcula la inversión total en esas condiciones y se obtiene un costo de \$27,440.31 generando un aumento en el costo de \$16.60 con respecto al original.

Ahora, en la cuarta columna de la tabla 12.9, caso $n = 02$, se propone cambiar $\phi = 2''$ a un $\phi = 2.5''$ en la tubería 1, que va del nudo 16 al 15. Para cada uno de los 7 casos de la iteración 1 se llevan a cabo los siguientes cálculos: análisis hidráulico, costo de inversión total y con estos datos para los 7 casos se obtiene un análisis beneficio/inversión, escogiendo la opción que implique el resultado más alto de esta última relación

En la tabla 12.11, se observa la comparación de resultados de la primera iteración, especificando, en la última columna el valor de la relación beneficio/inversión y de la cual se aprecia que el valor más alto es el obtenido para el caso 1.

Tabla 12.11. Comparación de resultados de los siete casos de la primera iteración

Caso	Costo Total (\$)	h_{\min}	ΔS	Δh_{\min}	beneficio/inversión
Original	\$27,423.71	5.00	0	0	-
01	\$27,440.31	5.30	\$16.60	0.30	0.0181
02	\$27,490.40	5.70	\$66.70	0.70	0.0105
03	\$27,511.38	6.20	\$87.67	1.20	0.0137
04	\$27,660.45	8.20	\$236.74	3.20	0.0135
05	\$27,519.31	5.90	\$95.61	0.90	0.0094
06	\$27,552.83	5.90	\$129.12	0.90	0.0070
07	\$27,494.07	5.00	\$70.36	0.00	0.0000

En la figura 12.13, se presenta la comparación de los valores de la relación beneficio/inversión para cada uno de los casos, de la iteración 1, se observa entonces, que el caso 1 es el que se deberá elegir.

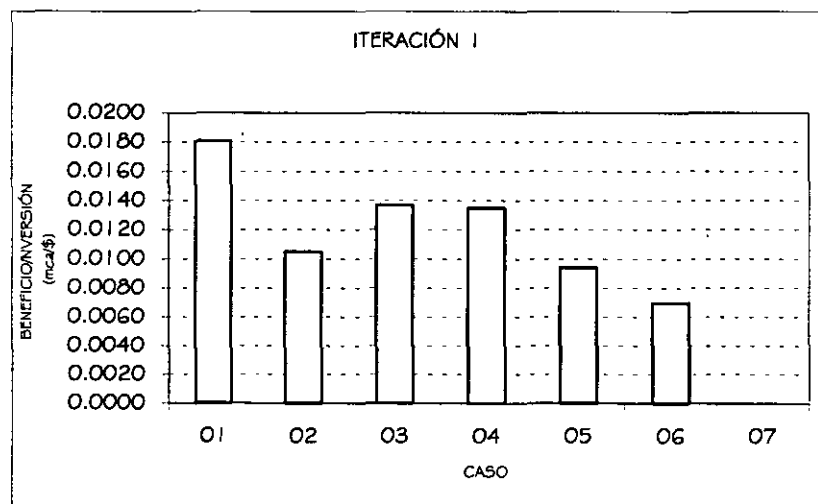


Figura 12.13. Comparación de los resultados *beneficio/inversión* de los 7 casos analizados en la primera iteración

Siguiendo el proceso, para iniciar la segunda iteración ahora se mantiene como propuesta original la seleccionada en la iteración 1, es decir, el caso $n = 01$ en donde todas las tuberías tendrán un diámetro de $\phi = 2''$, excepto la tubería No. 2 que tendrá un $\phi = 2.5''$. De los números de Reynolds obtenidos en el análisis hidráulico de este caso, se asignarán nuevamente los coeficientes C_i y n al 50% de las tuberías. Para el resultado de la iteración 2, se generaran casos para los cuales existan dos cambios de diámetros.

En la tabla 12.12, se observa los cambios de diámetros realizados para la segunda iteración, los cuales se identifican en las celdas achuradas en forma vertical, siendo las celdas de rayado en diagonal las que corresponden al armado seleccionado en la iteración 1 (ver tabla 12.11, figura 12.13), esto es, ahora se mantiene como armado original el caso seleccionado en la iteración 1, el caso 01.

Debe notarse para el caso 04, de la tabla 12.12, que no necesariamente el cambio que se solicita en el diámetro deba ser en una tubería en la que no se haya realizado un cambio anteriormente, es decir, la asignación de casos en la iteración actual, solicita que el cambio se efectúe en una tubería que en la iteración anterior requirió un cambio de diámetro.

Tabla 12.12. Diámetros de las tuberías para todos los casos a analizar en la segunda iteración

ORIGINAL		ITERACIÓN 2 (Diámetros en pulgadas)						
No. tubería	ϕ (pulg)	CASO						
		n = 01	n = 02	n = 03	n = 04	n = 05	n = 06	n = 07
1	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
2	2.5	2.5	2.5	2.5	3.0	2.5	2.5	2.5
3	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
4	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
10	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

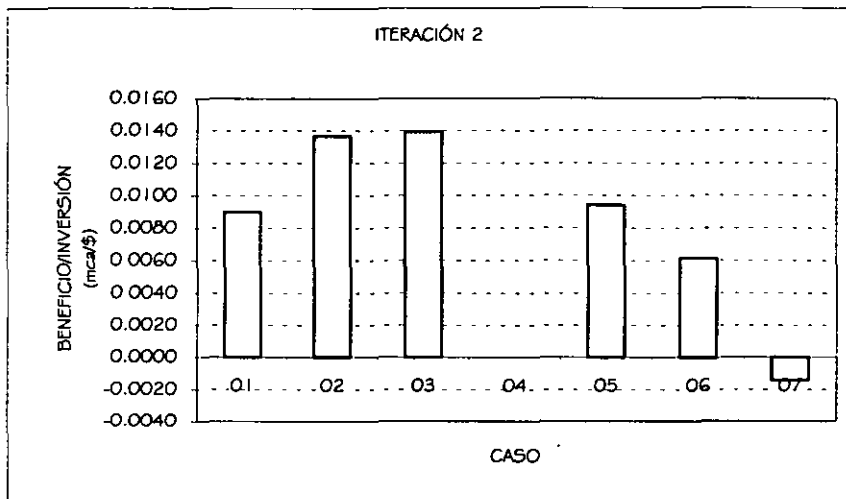


Figura 12.14. Comparación de los resultados *beneficio/inversión* de los 7 casos analizados en la segunda iteración

En la tabla 12.13a se resumen los 7 casos para cada una de las iteraciones necesarias para llegar a la solución óptima, en esta tabla se observa que las soluciones elegidas fluctúan siempre en los primeros 3 casos de los siete que se analizan en cada iteración y es posible determinar con base siempre en el criterio del beneficio/inversión, (tabla 12.13c), la opción con la que se iniciará la siguiente iteración (celdas sombreadas), presentando siempre en cada iteración un incremento en el diámetro de alguna tubería.

Es importante notar que como una recomendación de seguridad se recomienda analizar al 50% de las tuberías en cada caso porque es donde se encuentra la solución pero como se mencionó anteriormente es menor el porcentaje donde se encuentra dicha solución.

Tabla 12.13a. Resumen de los resultados de las iteraciones (costos totales y h_{\min})

Iteración	Condición inicial		CASO													
			n = 01		n = 02		n = 03		n = 04		n = 05		n = 06		n = 07	
	Inversión	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)
1	27,423.71	5.00	27,440.31	5.30	27,490.40	5.70	27,511.38	6.20	27,660.45	8.20	27,519.31	5.90	27,552.83	5.90	27,494.07	5.00
2	27,440.31	5.30	27,507.00	5.90	27,527.98	6.50	27,677.05	8.60	27,465.20	5.30	27,535.91	6.20	27,569.43	6.10	27,510.67	5.20
3	27,677.05	8.60	27,743.74	9.80	27,764.72	8.50	27,701.94	8.60	28,032.16	8.50	27,772.65	8.50	27,806.17	8.50	27,747.41	8.60
4	27,743.74	9.80	27,831.42	10.00	27,843.79	10.20	27,768.64	9.90	28,098.85	10.00	27,839.35	10.00	27,872.87	10.00	27,814.10	9.80
5	27,768.64	9.90	27,856.31	10.00	27,868.69	10.30	28,123.75	8.60	28,038.36	8.50	27,864.25	8.50	27,897.76	8.50	27,839.00	8.60
6	27,868.69	10.30	27,956.36	10.40	28,223.80	10.40	28,952.52	10.50	28,138.41	10.40	27,964.29	10.40	27,997.81	10.40	27,939.05	10.30

En la tabla 12.13b es posible observar que, al cambiar en cada caso elegido el diámetro de alguna tubería, se incrementa automáticamente el costo total de inversión así como también se presenta un incremento en la carga disponible mínima en cada caso.

Tabla 12.13b. Resumen de los resultados de las iteraciones (incrementos en costos y h_{\min})

Iteración	CASO													
	n = 01		n = 02		n = 03		n = 04		n = 05		n = 06		n = 07	
	ΔS	Δh_{\min} (mca)	ΔS	Δh_{\min} (mca)	ΔS	Δh_{\min} (mca)	ΔS	Δh_{\min} (mca)	ΔS	Δh_{\min} (mca)	ΔS	Δh_{\min} (mca)	ΔS	Δh_{\min} (mca)
1	16.60	0.30	66.70	0.70	87.67	1.20	236.74	3.20	95.61	0.90	129.12	0.90	70.36	0.00
2	66.70	0.60	87.67	1.20	236.74	3.30	24.90	0.00	95.61	0.90	129.12	0.80	70.36	-0.10
3	66.70	1.20	87.67	-0.10	24.90	0.00	355.11	-0.10	95.61	-0.10	129.12	-0.10	70.36	0.00
4	87.67	0.20	100.05	0.40	24.90	0.10	355.11	0.20	95.61	0.20	129.12	0.20	70.36	0.00
5	87.67	0.10	100.05	0.40	355.11	-1.30	269.72	-1.40	95.61	-1.40	129.12	-1.40	70.36	-1.30
6	87.37	0.10	355.11	0.10	1,083.84	0.20	269.72	0.10	95.61	0.10	129.12	0.10	70.36	0.00

Como se mencionó anteriormente en la tabla 12.13c se presenta a manera de resumen los valores del beneficio/costo para los 7 casos de cada iteración, observando las celdas sombreadas el valor más alto asociado a la iteración correspondiente, que es el indicador para seleccionar el caso que nos lleva al diseño óptimo.

Tabla 12.13c. Resumen de los resultados de las iteraciones (relación beneficio-inversión)

Iteración	CASO						
	n = 01	n = 02	n = 03	n = 04	n = 05	n = 06	n = 07
1	0.0181	0.0105	0.0137	0.0135	0.0094	0.0070	0.0000
2	0.0090	0.0137	0.0139	0.0000	0.0094	0.0062	-0.0014
3	0.0180	-0.0011	0.0000	-0.0003	-0.0010	-0.0008	0.0000
4	0.0023	0.0040	0.0042	0.0006	0.0021	0.0015	0.0000
5	0.0011	0.0040	-0.0037	-0.0052	-0.0146	-0.0108	-0.0185
6	0.0011	0.0003	0.0002	0.0004	0.0010	0.0008	0.0000

A manera de justificar la elección marcada en la tabla 12.13, como la óptima, que es la que corresponde al caso 01 de la iteración 6 se muestra la tabla 12.14, en donde se citan todos los casos para esa iteración. En la parte inferior de la tabla 12.14 se observa que para dicho caso (01) se tiene un déficit igual a cero, también el valor de la relación costo beneficio es la más alta que se presenta, por otro lado la carga mínima tiene un valor de 10.40 mca que se encuentran dentro del rango establecido anteriormente. Es importante mencionar que aún no siendo la opción más económica de las presentadas es la que primero cumple con los requisitos antes mencionados.

Tabla 12.14. Casos de la iteración 6

ORIGINAL		ITERACIÓN 6 (Diámetros en pulgadas)						
No. tubería	ϕ (pulg)	CASO						
		n = 01	n = 02	n = 03	n = 04	n = 05	n = 06	n = 07
1	3.0	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0
2	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	3.0
3	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
4	2.5	2.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
10	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Costo (\$)	27,868.7	27,956.4	28,223.8	28,952.5	28,138.4	27,964.3	27,997.8	27,939.0
h_{min} (mca)	10.30	10.40	10.40	10.50	10.40	10.40	10.40	10.30
mca/\$	-	0.0011	0.0003	0.0002	0.0004	0.0010	0.0008	0.0000
Déficit	0.04	0.000	0.02	0.03	0.04	0.02	0.02	0.04

La tabla 12.15 muestra una comparación entre cada una de las iteraciones, es decir, se observa el cambio de diámetro que se propone para cada una de ellas; también al final de la tabla se presenta la carga mínima disponible, el déficit y el costo total de inversión para cada armado propuesto en la iteración correspondiente. En la columna de la iteración 6 se observa que el armado presenta un déficit igual a cero y la carga mínima disponible es la requerida por norma. Por lo tanto el proceso iterativo se detiene.

Tabla 12.15. Resultados de la combinación de diámetros
En cada una de las iteraciones.

ORIGINAL		Iteración					
No. tubería	(pulg)	1	2	3	4	5	6
1	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.0
2	2.0	2.5	2.5	2.5	3.0	3.0	3.0
3	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
4	2.0	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
10	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
$h_{min}(mca)$	5.00	5.30	8.60	9.80	9.90	10.30	10.40
Déficit	0.386	0.356	0.118	0.06	0.050	0.040	0.000
Costo(\$)	27,423.71	27,440.31	27,677.05	27,743.74	27,768.64	27,868.69	27,956.36

Finalmente, en la tabla 12.16 se muestran los resultados del análisis hidráulico del armado de la solución óptima, presentado en la octava columna de la tabla 12.15, en estos datos se puede observar que la red propuesta atiende los gastos demandados sin presentar déficit alguno y cumple con las cargas mínimas establecidas por norma. Así es como se termina el proceso iterativo.

Tabla 12.16. Resultados del diseño óptimo

No tubo	Gasto (l/s)	hr (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Nudo	$h_{disponible}$ (m)	Q_{sum}^* (l/s)	Q_{dem}^{**} (l/s)	$Q_{sum} - Q_{dem}$ (l/s)
15	0.460	0.20	0.299	11646	1	44.8	0.465	0.465	0.000
2	3.460	0.11	0.758	57754	15	10.4	0.000	0.000	0.000
3	3.220	1.29	1.016	64511	14	11.9	0.241	0.241	0.000
4	2.970	2.99	0.937	59525	13	13.5	0.249	0.249	0.000
5	2.300	2.31	1.133	57572	12	16.8	0.672	0.672	0.000
6	0.220	0.02	0.106	5395	10	17.0	0.271	0.271	0.000
7	1.810	1.98	0.893	45376	11	23.1	0.215	0.215	0.000
8	0.150	0.01	0.076	3852	8	12.9	0.366	0.366	0.000
9	1.290	0.57	0.637	32345	9	21.0	0.154	0.154	0.000
10	1.090	0.17	0.538	27343	7	15.4	0.199	0.199	0.000
11	1.010	0.10	0.498	25278	6	17.3	0.083	0.083	0.000
12	0.950	0.30	0.469	23842	5	19.0	0.057	0.057	0.000
13	0.760	0.21	0.376	19122	4	22.5	0.188	0.188	0.000
14	0.560	0.06	0.276	14020	3	25.7	0.204	0.204	0.000
1	3.460	0.34	0.758	57759	2	29.4	0.095	0.095	0.000
Q * Gasto suministrado en el nudo i (en l/s)					16	2.0	0.000	0.000	0.000
Q ** Gasto demandado en el nudo i (en l/s)					suma		3.459	3.459	0.000

En la figura 12.15 se presenta el armado que corresponde al diseño óptimo propuesto por el método, donde se observan los diferentes diámetros para cada una de las tuberías, siendo los tramos de tubería comprendidos entre el nudo 16 y 12 los que presentan un cambio en su diámetro inicial. Lo anterior debido a que el gasto que deben conducir es el que debe satisfacer la demanda de todos los nudos aguas abajo.

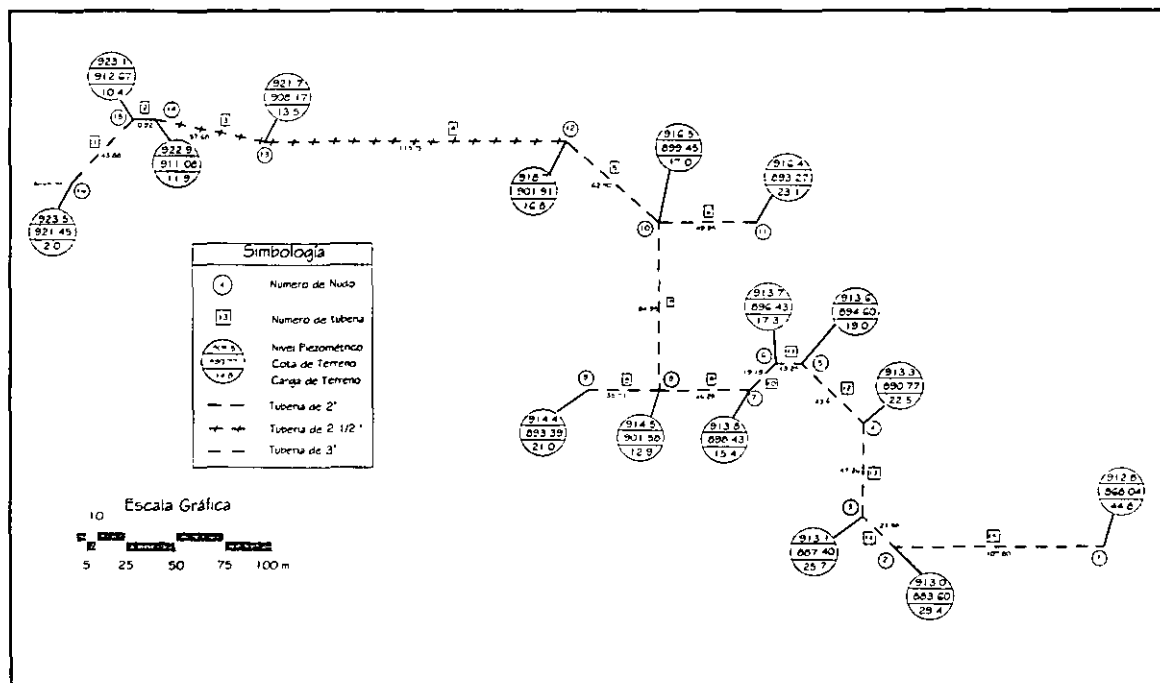


Figura 12.15. Armado final. Diseño óptimo

Cabe mencionar que el rango de presiones requerido por norma tiene como máximo el valor de 50 mca por lo que es importante revisar los resultados para tomar las precauciones pertinentes en la red propuesta.

Por otro lado, es importante realizar una comparación entre el número de combinaciones de diámetros y tuberías que este método genera para llegar a la solución óptima, donde son 42 combinaciones para este ejemplo, y las combinaciones que se tendrían que realizar si utilizáramos un método normal o convencional, lo anterior se refiere a que se tendrían que ejecutar 143, 489, 907 de combinaciones para buscar la solución óptima, esto es, eficiente hidráulicamente y con el mínimo costo; así una ventaja más de este método es la rapidez con que se llega a la solución óptima.

12.5 EJEMPLO DISEÑO ÓPTIMO RED CERRADA

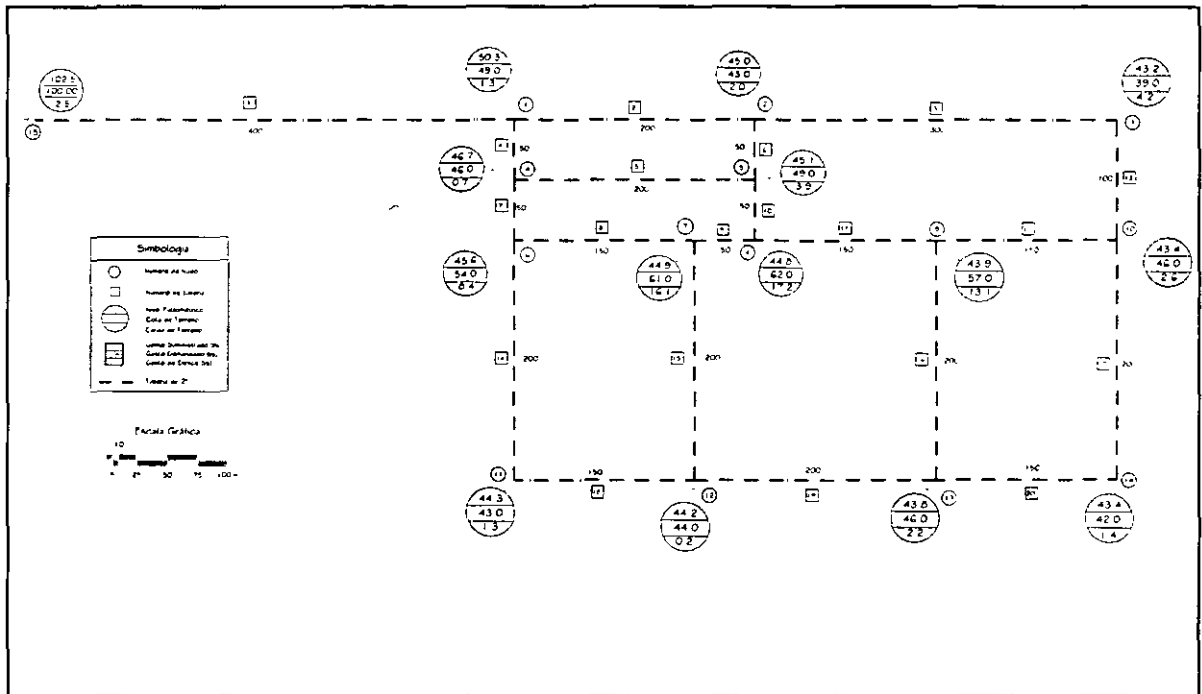
En la figura 12.16, se propone el armado de una red tomando en cuenta las características del terreno. Esta red consta de 20 tuberías y 15 nudos, el gasto máximo horario demandado es de 22.498 l/s y es alimentada por un solo tanque de almacenamiento. Se desea encontrar el diseño óptimo para el armado propuesto.

En las tablas 12.17 y 12.18 se muestran las características del armado de la red, es decir, elevación de nudos, numeración de nudos y tuberías y gasto máximo horario para cada nudo .

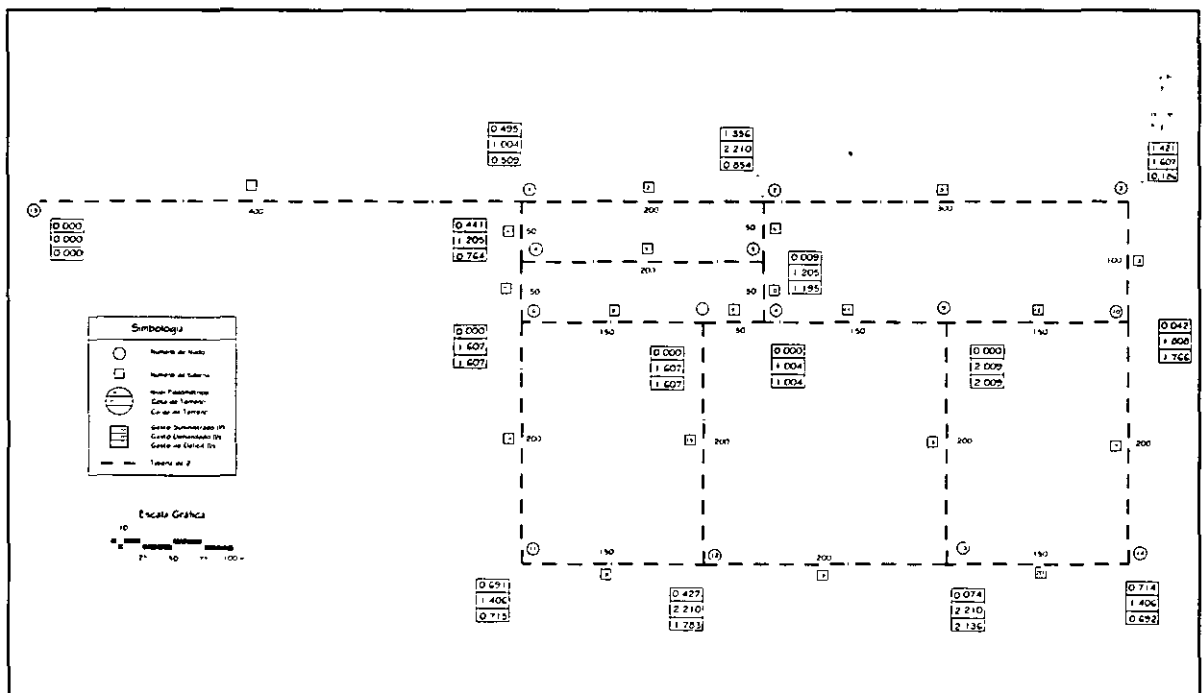
Tabla 12.17. Características de los nudos de la red

Nudo	Elevación (msnm)	Gasto máximo horario (l/s)	Nudo	Elevación (msnm)	Gasto máximo horario (l/s)	Nudo	Elevación (msnm)	Gasto máximo horario (l/s)
1	49.0	1.004	6	54.0	1.607	11	43.0	1.406
2	43.0	2.210	7	61.0	1.607	12	44.0	2.210
3	39.0	1.607	8	62.0	1.004	13	46.0	2.210
4	46.0	1.205	9	57.0	2.009	14	42.0	0.000
5	49.0	1.205	10	46.0	1.808	15	100.0	1.406

Como se explicó anteriormente, para iniciar la aplicación del método, se propone un diámetro inicial para todas las tuberías de la red y en este caso se considera un diámetro inicial de dos pulgadas, lo anterior se observa en la tabla 12.18.



a). Cargas de terreno



c) Gastos

Figura 12.16 Red propuesta para el ejercicio

Tabla 12.18. Configuración de la red y características de las tuberías

No. tubería	Nudo inicial	Nudo final	Longitud (m)	Diámetro Propuesto (in)	Factor de fricción supuesto
1	15	1	400	2	0.02
2	1	2	200	2	0.02
3	2	3	300	2	0.02
4	1	4	50	2	0.02
5	4	5	200	2	0.02
6	2	5	50	2	0.02
7	4	6	50	2	0.02
8	6	7	150	2	0.02
9	7	8	50	2	0.02
10	5	8	50	2	0.02
11	8	9	150	2	0.02
12	9	10	150	2	0.02
13	3	10	100	2	0.02
14	6	11	200	2	0.02
15	7	12	200	2	0.02
16	9	13	200	2	0.02
17	10	14	200	2	0.02
18	11	12	150	2	0.02
19	12	13	200	2	0.02
20	13	14	150	2	0.02

Solución

Para el armado propuesto en la tabla 12.18, se realiza un análisis hidráulico donde los resultados se observan en la tabla 12.19. Es importante notar que aproximadamente el 50% de los nudos tienen cargas negativas, lo que significa que en esos puntos no existe presión, luego entonces no pueden satisfacerse las demandas reflejándose esto en el déficit, el cual es el más alto para estos nudos (ver última columna de la tabla 12.19).

Así el paso siguiente es proponer un cambio en el diámetro de algunas tuberías con la finalidad de reducir el déficit mencionado.

Tabla 12.19. Resultados del análisis hidráulico
($\phi = 2''$ para todas las tuberías)

No tubo	Gasto (l/s)	hr (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Nudo	h _{disponible} (m)	Q _{sum} * (l/s)	Q _{dem} ** (l/s)	Q _{sum} - Q _{dem} (l/s)
20	0.61	0.46	0.303	15414	14	1.4	0.714	1.406	0.692
2	1.93	5.29	0.955	48490	1	1.3	0.495	1.004	0.509
3	0.89	1.84	0.442	22431	2	2.0	1.356	2.210	0.854
4	3.24	3.59	1.599	81236	3	4.2	1.421	1.607	0.186
5	1.05	1.66	0.519	26361	4	0.7	0.441	1.205	0.764
6	0.32	0.05	0.156	7940	5	-3.9	0.009	1.205	1.196
7	1.75	1.09	0.863	13825	6	-8.4	0.000	1.607	1.607
8	0.81	0.76	0.400	20305	7	-16.1	0.000	1.607	1.607
9	0.17	0.01	0.082	4176	8	-17.2	0.000	1.004	1.004
10	0.73	0.21	0.358	18192	9	-13.1	0.000	2.009	2.009
11	0.89	0.91	0.440	22368	10	-2.6	0.042	1.808	1.766
12	0.67	0.53	0.329	16736	11	1.3	0.691	1.406	0.715
13	0.53	0.23	0.260	13190	12	0.2	0.427	2.210	1.783
14	0.94	1.34	0.463	23513	13	-2.2	0.074	2.210	2.136
15	0.64	0.66	0.317	16128	15	2.5	0.000	0.000	0.000
16	0.22	0.10	0.111	5632	suma		5.67	22.498	16.828
17	0.10	0.02	0.049	2489	Q * Gasto suministrado en el nudo i (en l/s) Q ** Gasto demandado en el nudo i (en l/s)				
18	0.25	0.09	0.122	6202					
19	0.46	0.36	0.229	11635					
1	5.67	52.21	2.798	142123					

Para el tipo de población que abastecerá esta red se requiere de una carga mínima de 5 mca y como máxima 50 mca.

En la tabla 12.20 se presenta la asignación del coeficiente C_i y n al 50% de las tuberías; como anteriormente se mencionó la asignación es función del número de Reynolds obtenido para cada tubería.

Tabla 12.20. Asignación de los coeficientes C_i y n al 30% de las tuberías

n	C_i	No. tubería	Número Reynolds	n	C_i	No. tubería	Número Reynolds
	0.1085	20	15414	08	0.1574	11	22368
03	0.3412	2	48490		0.1178	12	16736
07	0.1578	3	22431		0.0928	13	13190
02	0.5716	4	81236	06	0.1654	14	23513
05	0.1855	5	26361		0.21135	15	16128
	0.0559	6	7940		0.0396	16	5632
04	0.3084	7	13825		0.0175	17	2489
09	0.1429	8	20305		0.0436	18	6202
	0.0294	9	4176		0.0819	19	11635
10	0.1280	10	18192	01	1	1	142123

A continuación la tabla 12.21 muestra la prioridad, en función de n , de los casos que se analizarán y con las cuales se trabajará para la primera iteración, siendo $n = 01$ a $n = 05$, que corresponde sólo al 25% de las tuberías. Lo anterior debido a que en el proceso de búsqueda se observó que la solución fluctúa en ese rango para este ejemplo.

Tabla 12.21. Prioridad para realizar cambios en las tuberías seleccionadas

n	C_i	No. tubería	Número Reynolds
01	1.000	1	142123
02	0.5716	4	81236
03	0.3412	2	48490
04	0.3084	7	43825
05	0.1855	5	26361

Para seguir con la secuencia de búsqueda del diseño óptima, en la tabla 12.22 se presentan los diámetros a considerar en cada caso para la iteración 1. Se observa que los cambios propuestos se encuentran en las primeras 7 tuberías, las cuales están situadas muy cerca del tanque de alimentación (ver figura 12.16)

Tabla 12.22. Diámetros de las tuberías para todos los casos a analizar (Iteración 1)

ORIGINAL		Iteración 1 (Diámetro en pulgadas)				
No. tubería	ϕ (pulg)	CASO				
		$n = 01$	$n = 02$	$n = 03$	$n = 04$	$n = 05$
1	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0
2	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0
3	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
4	2.0	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
10	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
16	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
17	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
18	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
19	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
20	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

En la tabla 12.23 se muestran los resultados del análisis hidráulico para el caso $n = 01$ de la iteración 1; el cambio propuesto en este caso es para la tubería de un diámetro de 2" a 2.5", el cual va del nudo 15 al nudo 1 (ver figura 12.16).

Tabla 12.23. Resultados del análisis hidráulico, del caso 1, de la iteración 1

No tubo	Gasto (l/s)	hr (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Nudo	h _{disponible} (m)	Q _{sum} * (l/s)	Q _{dem} ** (l/s)	Q _{sum} -Q _{dem} (l/s)
20	0.680	0.55	0.336	17069	14	2.40	0.951	1.406	0.455
2	2.990	12.25	1.476	74962	1	10.8	1.004	1.004	0.000
3	1.190	3.12	0.585	29702	2	4.5	2.039	2.210	0.171
4	5.200	9.01	2.565	130325	3	5.4	1.607	1.607	0.000
5	1.490	3.21	0.736	37386	4	4.8	1.141	1.205	0.064
6	0.230	0.03	0.115	5837	5	-1.4	0.074	1.205	1.131
7	2.570	2.28	1.267	64349	6	-5.5	0.003	1.607	1.604
8	1.140	1.45	0.563	28619	7	-14	0.000	1.607	1.607
9	0.060	0.00	0.031	1591	8	-15	0.000	1.004	1.004
10	1.180	0.52	0.584	29691	9	-11.7	0.000	2.009	2.009
11	1.250	1.72	0.616	31281	10	-1.4	0.112	1.808	1.696
12	0.800	0.75	0.397	20147	11	2.6	0.975	1.406	0.431
13	0.420	0.15	0.208	10575	12	1.3	1.095	2.210	1.115
14	1.420	2.94	0.702	35646	13	-1.0	0.194	2.210	2.016
15	1.080	1.74	0.532	27029	15	2.5	0.000	0.000	0.000
16	0.440	0.34	0.219	11133	suma		9.195	22.498	13.303
17	0.270	0.14	0.133	6759	Q * Gasto suministrado en el nudo <i>i</i> (en l/s) Q ** Gasto demandado en el nudo <i>i</i> (en l/s)				
18	0.450	0.26	0.221	11210					
19	0.430	0.32	0.213	10796					
1	9.190	42.71	2.903	184361					

En la tabla 12.19, se observa que el nudo más desfavorable es en No. 8, con una carga disponible negativa de -17.2 mca, recordando que una carga negativa se interpreta como presión nula en el nudo en cuestión.

Ahora bien, en la tabla 12.23 se observa que la carga en el nudo 8 es de -15 mca para este caso, lo que implica que el haber aumentado el diámetro de 2" a 2.5" en la tubería 1, repercutió en un aumento de 2.2 mca para dicho nudo.

Como se mencionó en el ejemplo, de la primera propuesta en donde todas las tuberías tienen el mismo diámetro ($\phi = 2''$) así como para cada uno de los casos, se calcula el costo de inversión de la red de tuberías, con base en los costos especificados en la tabla 12.8.

Posteriormente para los 5 casos se realizaron sus respectivos cálculos: análisis hidráulicos, costo de inversión total y el análisis beneficio/inversión. Así pues, en la tabla 12.24 se observan los resultados obtenidos en la iteración 1; en la última columna se aprecia que el caso 01 presenta el valor más alto de la relación beneficio/inversión por lo que esa es la opción que se elige para iniciar la iteración 2.

Tabla 12.24. Comparación de resultados de los cinco casos de la primera iteración

Caso	Costo Total (\$)	h_{\min}	$\Delta\$$	Δh_{\min}	beneficio/inversión
Original	109,536	-17.2	0	0	-
01	110,144	-15.0	608	2.20	0.00361
02	109,612	-17.0	76	0.20	0.00263
03	109,840	-16.8	304	0.40	0.00131
04	109,612	-17.1	76	0.10	0.00131
05	109,840	-17.0	304	0.20	0.00065

En la figura 12.17 se observa la comparación de resultados del análisis beneficio/inversión para los 5 casos corroborando la elección antes mencionada.

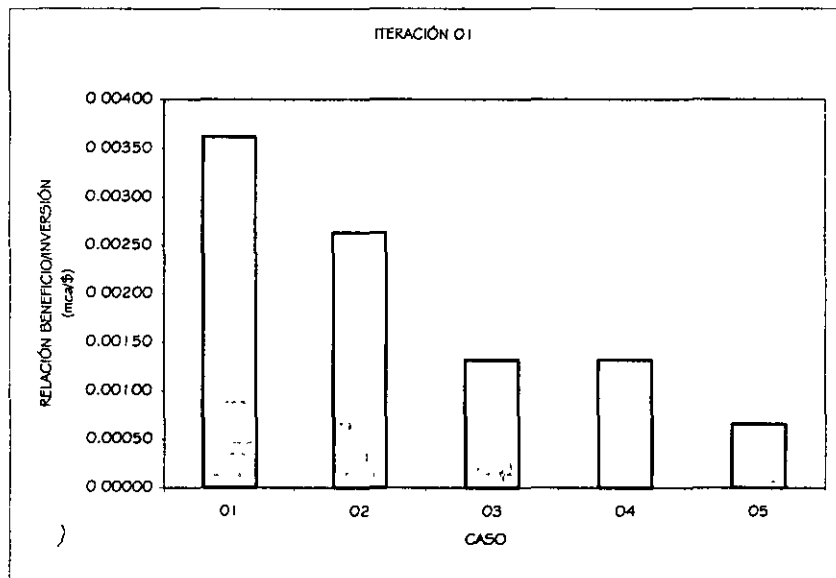


Figura 12.17. Comparación de los resultados *beneficio/inversión* de los 5 casos analizados en la primera iteración

La tabla 12.25a presenta una comparación a manera de resumen todas las iteraciones en donde se observa que los casos elegidos fluctúan en los primeros 5 (que corresponden al 25% propuesto en la tabla 19).

Tabla 12.25a. Resumen de los resultados de las iteraciones (costos totales y h_{\min})

Iteración	Condición inicial		CASO									
			n = 01		n = 02		n = 03		n = 04		n = 05	
	Inversión	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)	\$	h_{\min} (mca)
1	109,536	-17.20	110,144	-15.00	109,612	-17.00	109,840	-16.80	109,612	-17.10	109,840	-17.00
2	110,144	-15.00	111,056	-11.70	110,220	-14.60	110,448	-14.40	110,220	-14.80	110,448	-14.80
3	110,220	-14.60	111,132	-11.00	110,334	-14.40	110,296	-14.50	110,524	-14.30	110,524	-14.40
4	111,132	-11.00	121,012	-6.10	111,246	-10.70	111,208	-11.10	111,436	-9.90	111,436	-10.30
5	111,436	-9.90	121,316	-3.70	111,550	-9.80	111,512	-10.00	111,892	-9.10	111,512	-9.50
6	111,512	-9.50	121,392	-3.50	111,626	-9.30	111,588	-9.70	111,968	-8.60	111,816	-8.80
7	111,816	-8.80	121,696	-3.10	111,930	-8.60	111,892	-9.10	112,272	-8.10	112,044	-9.60
8	111,930	-8.60	121,810	-1.80	112,006	-8.80	113,165	-8.40	112,386	-8.00	112,386	-8.10
9	112,386	-8.00	122,266	0.10	112,462	-8.20	113,621	-8.00	117,326	-7.60	112,614	-8.90
10	122,266	0.10	122,342	0.30	150,434	5.60	123,501	0.30	122,380	0.10	127,206	0.70

En la tabla 12.25b se observa que para cada iteración el incremento de la carga mínima disponible es positivo para todos los casos seleccionados hasta llegar a la que cumple con la requerida por norma.

Tabla 12.25b. Resumen de los resultados de las iteraciones (incrementos en costos y h_{\min})

Iteración	CASO									
	n = 01		n = 02		n = 03		n = 04		n = 05	
	Δ \$	Δh_{\min} (mca)	Δ \$	Δh_{\min} (mca)	Δ \$	Δh_{\min} (mca)	Δ \$	Δh_{\min} (mca)	Δ \$	Δh_{\min} (mca)
1	608	2.20	76	0.20	304	0.40	76	0.10	304	0.20
2	912	3.30	76	0.40	304	0.60	76	0.20	304	0.20
3	912	3.60	114	0.20	76	0.10	304	0.30	304	0.20
4	9880	4.90	114	0.30	76	-0.10	304	1.10	304	0.70
5	9880	6.20	114	0.10	76	-0.10	456	0.80	76	0.40
6	9880	6.00	114	0.20	76	-0.20	456	0.90	304	0.70
7	9880	5.70	114	0.20	76	-0.30	456	0.70	228	-0.80
8	9880	6.80	76	-0.20	1235	0.20	456	0.60	456	0.50
9	9880	8.10	76	-0.20	1235	0.00	4940	0.40	228	-0.90
10	76	0.20	28168	5.50	1235	0.20	114	0.00	4940	0.60

La tabla 12.25c nos presenta los valores de la relación beneficio/inversión, el cual nos indicará el caso a seleccionar en cada iteración. Es importante observar que, en la iteración 10 el caso elegido no es el que presenta el valor más alto de la relación beneficio/inversión, esto es, aunque presenta la relación más alta el caso 01 no cumple, ver tabla 12.25a, con la condición de carga mínima disponible; así el caso 2 de la iteración 10 presenta la condición de carga mínima.

Tabla 12.25c. Resumen de los resultados de las iteraciones (relación beneficio/inversión)

Iteración	CASO				
	n = 01	n = 02	n = 03	n = 04	n = 05
1	0.0036184	0.0026316	0.0013158	0.0013158	0.0006579
2	0.0036184	-0.0052632	0.0018737	0.0026316	0.0006579
3	0.0039474	0.0017544	0.0013158	0.0009868	0.0006579
4	0.0004960	0.0026316	-0.0012158	0.0036184	0.0023026
5	0.0006275	0.0008772	-0.0013158	0.0017544	0.0052632
6	0.0006072	0.0017544	-0.0026316	0.0019737	0.0023026
7	0.0005769	0.0017544	-0.0039474	0.0015351	-0.0035088
8	0.0006883	-0.0026316	0.0001619	0.0013158	0.0010965
9	0.0008198	-0.0026316	0.0000000	0.0000810	-0.0039474
10	0.0026316	0.0001953	0.0001619	0.0000000	0.0001215

En la tabla 12.26 se presentan todos los casos para la iteración 10, en esta se observa que el caso seleccionado, caso $n = 02$, tiene como carga mínima disponible un valor de 5.60 mca, por otro lado no presenta el costo más bajo de todos los casos y tampoco es el caso que tenga asignado el mayor valor de la relación beneficio/costo, en cambio es el caso que presenta un déficit igual a cero; por lo anterior se ha seleccionado este caso como el que presenta el armado de una red óptima.

Tabla 12.26. Casos de la iteración 10

ORIGINAL		Iteración 10 (Diámetro en pulgadas)				
No. tubería	ϕ (pulg)	CASO				
		$n = 01$	$n = 02$	$n = 03$	$n = 04$	$n = 05$
1	4.0	4.0	6.0	4.0	4.0	4.0
2	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0
3	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
4	3.0	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0
5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.5	2.0	2.0	2.5	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
10	2.5	2.5	2.5	2.5	3.0	2.5
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
16	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
17	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
18	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
19	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
20	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Costo (\$)	122,266	122,342	150,434	123,501	122,380	127,206
h_{min} (mca)	0.10	0.30	5.60	0.30	0.10	0.70
mca/\$	-	0.00263	0.00020	0.00016	0.00000	0.00012
Déficit	2.092	1.581	0.000	1.647	1.843	1.387

Así, al final de la tabla 12.27 se aprecia el motivo por el cual se llegó, en la iteración 10, a la elección del caso 2 y no del caso 1; se observa que el déficit es igual a cero para esa opción lo que nos indica que se satisface el gasto demandado. Finalmente el proceso iterativo termina bajo la condición de déficit cero para toda la red.

Tabla 12.27. Resultados de la combinación de diámetros
En cada una de las iteraciones

ORIGINAL		Iteración									
No. tubería	ϕ (pulg)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2.0	2.5	2.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	4.0	6.0
2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	3.0	3.0	3.0
3	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
4	2.0	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	3.0	3.0	3.0	3.0
5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
6	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
9	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
10	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
11	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
12	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
13	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
14	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
15	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
16	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
17	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
18	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
19	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
20	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
$h_{min}(mca)$	-17.2	-15.0	-14.6	-11.0	-9.90	-9.50	-8.80	-8.60	-8.00	0.10	5.60
Déficit	16.82	13.30	12.91	9.45	8.78	8.73	8.58	8.20	7.92	2.09	0.00
Costo(\$)	109,536	110,144	110,220	111,132	111,436	111,512	111,816	111,930	112,386	122,266	150,434

Con respecto a la tabla 12.28 es importante mencionar que en el nudo 1 se presenta una carga mayor a 50 mca por lo que se recomendará instalar un accesorio reductor de presión para evitar daños a la red de tuberías.

Tabla 12.28. Resultados del análisis hidráulico de la solución de diseño óptimo

No tubo	Gasto (l/s)	hr (m)	Velocidad (m/s)	Número Reynolds	Nudo	h _{disponible} (m)	Q _{sum} * (l/s)	Q _{dem} ** (l/s)	Q _{sum} -Q _{dem} (l/s)
20	0.61	0.45	0.302	15360	14	18.7	1.406	1.406	0.000
2	8.93	12.67	1.958	149193	1	50.3	1.004	1.004	0.000
3	3.34	22.78	1.648	83714	2	43.6	2.210	2.210	0.000
4	12.57	6.18	2.755	209954	3	24.9	1.607	1.607	0.000
5	4.97	10.37	1.568	99591	4	47.1	1.205	1.205	0.000
6	3.38	3.88	1.667	84685	5	33.8	1.205	1.205	0.000
7	6.39	13.52	3.154	160239	6	25.6	1.607	1.607	0.000
8	1.93	3.95	0.953	48410	7	14.6	1.607	1.607	0.000
9	2.30	1.85	1.136	57691	8	15.5	1.004	1.004	0.000
10	7.14	5.26	2.255	143178	9	5.60	2.009	2.009	0.000
11	3.83	14.91	1.892	96118	10	15.70	1.808	1.808	0.000
12	0.87	0.87	0.428	21759	11	25.40	1.406	1.406	0.000
13	1.73	2.14	0.855	43437	12	22.10	2.210	2.210	0.000
14	2.85	11.20	1.409	71552	13	15.20	2.210	2.210	0.000
15	2.63	9.52	1.296	65823	15	2.50	0.000	0.000	0.000
16	0.96	1.39	0.473	24006	suma		22.498	22.498	0.000
17	0.79	0.98	0.391	19880	Q * Gasto suministrado en el nudo i (en l/s) Q ** Gasto demandado en el nudo i (en l/s)				
18	1.45	2.28	0.715	36312					
19	1.87	4.93	0.920	46745					
1	22.5	3.20	1.233	187962					

En la figura 12.18 se observan los diámetros finales para el diseño óptimo

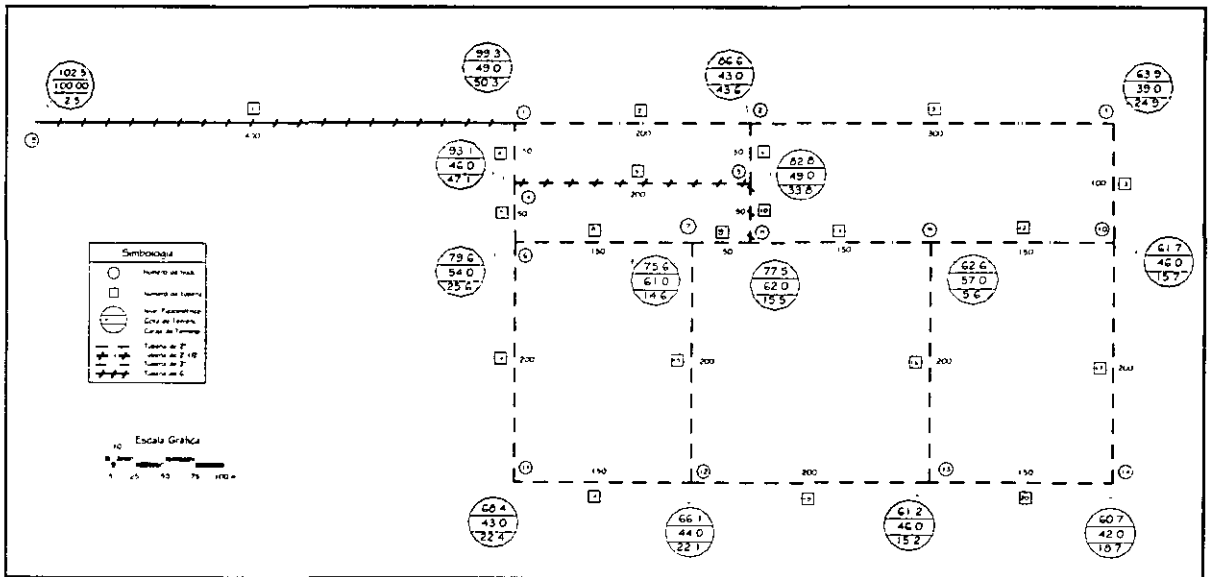


Figura 12.18. Armado final. Diseño óptimo

Como se mencionó al inicio de este ejemplo, la red propuesta inicialmente consta de 20 tuberías y considerando sólo 5 diferentes diámetros, que son los que intervinieron en la solución óptima, se generan 9.5367×10^{13} combinaciones que se tendrían que analizar para llegar a la solución óptima, con un método normal; ahora el método en cuestión realizó un total de 50 combinaciones para llegar a la solución óptima buscada, las cuales son insignificantes comparándolas con el número citado inicialmente.

12.6 APLICACIÓN DEL MÉTODO PARA DETECTAR FUGAS

Sea la red de distribución de un laboratorio de Hidráulica mostrada en la figura 12.19, en la cual se ha incluido la nomenclatura que distingue a la numeración de los nudos de la correspondiente de las tuberías. En esta figura, se pueden apreciar las características hidráulicas de la red (gastos y presiones) funcionando bajo condiciones normales de operación, es decir cuando no se está presentando ningún gasto de fuga.

Las características de las tuberías y los gastos de demanda teórica (\overline{G}_n) en los nudos, aparecen en las tablas 12.29 y 12.30 respectivamente.

Tabla 12.29 Características de la red de tuberías

Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	D Plg	f	Tramo	De nudo	A nudo	Longitud (m)	D Plg	f
1	1	2	2.75	4	0.0744	19	19	20	2.75	3	0.1150
2	2	3	2.75	4	0.0583	20	20	21	2.75	3	0.2322
3	2	3	2.75	4	0.0582	21	17	22	2.75	2	0.1111
4	4	5	2.85	4	0.0616	22	22	23	2.75	2	1.9669
5	1	6	2.4	4	0.1443	23	23	24	2.75	2	0.0586
6	6	7	2.4	4	0.1126	24	24	13	2.75	2	0.0647
7	7	8	2.4	4	0.1123	25	13	25	2.4	2	0.0323
8	8	9	2.4	4	0.1190	26	25	26	2.4	2	0.0396
9	1	10	2.75	4	0.0104	27	26	27	2.4	2	3.9574
10	10	11	2.75	4	0.0100	28	27	21	2.4	2	0.0567
11	11	12	2.75	4	0.0425	29	11	30	2.75	2	0.0140
12	12	13	2.75	4	0.0515	30	30	29	2.75	2	0.0105
13	5	14	2.75	3	0.0052	31	29	28	2.75	2	0.3564
14	14	15	2.75	3	0.0058	32	28	15	2.75	2	0.0225
15	15	16	2.75	3	0.3486	33	11	31	2.4	3	0.1062
16	16	17	2.75	3	0.6908	34	31	32	2.4	3	0.0976
17	9	18	2.75	3	0.0180	35	32	33	2.4	3	0.3004
18	18	19	2.75	3	0.0165	36	33	19	2.4	3	14.9882

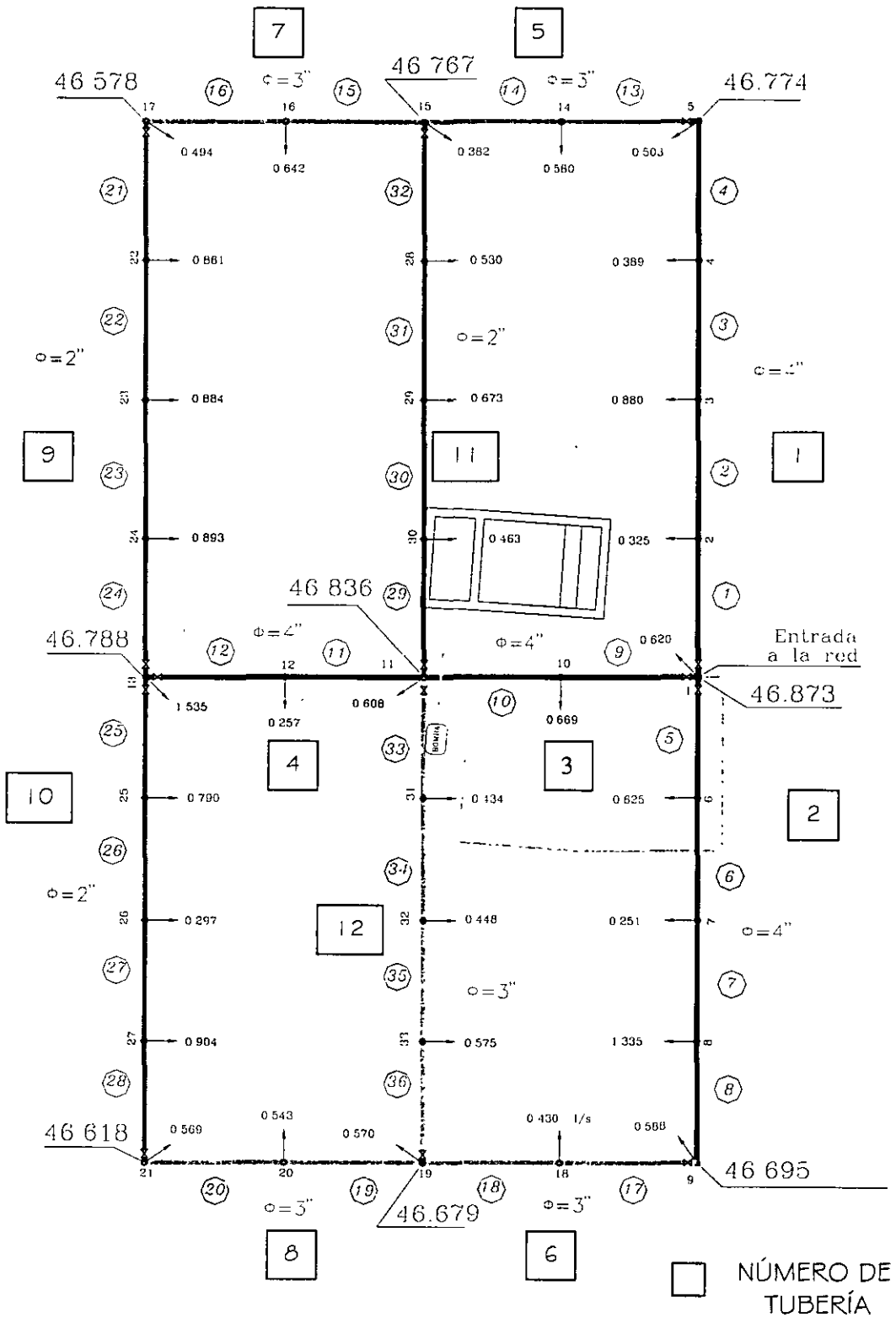


Figura 12.19 Mediciones de laboratorio (Condición sin fuga)

En los factores de fricción (f , proporcionados en la tabla 12.29), se estimó una cantidad adicional correspondiente a un factor de fricción equivalente a las pérdidas locales (originadas por codos, tees, válvulas, etc.), en cada tramo de tubería. Como se explicó en el capítulo anterior, esta consideración se hace por tratarse de una estación experimental en donde hay una pérdida grande (de acuerdo al ámbito de valores que se está manejando), debido a los accesorios con que cuentan las tuberías.

Una vez que en el dispositivo físico se obtuvieron las mediciones mostradas en la figura 12.19 (ensayo sin fugas). Bajo las mismas condiciones de funcionamiento de la red, se simularon fugas en los nudos 26, 29 y 32, lo cual originó cambios de presión, dichas cargas de presión medidas en los nudos de cruce, se consignan en la tabla 12.31.

Tabla 12.30 Gastos de demanda

NUDO (n)	GASTO DE DEMANDA (l/s)	NUDO (n)	GASTO DE DEMANDA (l/s)
1	0.6200	18	0.4300
2	0.3250	19	0.5700
3	0.8800	20	0.5430
4	0.3890	21	0.5690
5	0.5030	22	0.8610
6	0.6650	23	0.8840
7	0.2510	24	0.8930
8	1.3350	25	0.7900
9	0.5980	26	0.2970
10	0.6690	27	0.9940
11	0.6080	28	0.5300
12	0.2570	29	0.6730
13	1.5350	30	0.4630
14	0.5800	31	0.4340
15	0.3820	32	0.4480
16	0.6420	33	0.5760
17	0.4940		

Se sabe que existen fugas en la red y se desea localizar las tuberías de la red en las que pueden existir gastos de fuga.

Tabla 12.31 Niveles piezométricos medidos

NUDO (n)	NIVEL PIEZOMÉTRICO (m)
1	46.854
5	46.752
9	46.679
19	46.663
11	46.810
15	46.745
21	46.597
13	46.754
17	46.555

Solución:

a) Estimación de las demandas

Con el fin de fijar un criterio para calcular las demandas aleatorias, se considera que el porcentaje máximo de cambio en la demanda es 1% con probabilidad de que la demanda “real” exceda en 0.10 a la teórica. En este caso de una tabla de distribución normal $\rho = 1.28$. Este porcentaje es bajo porque las demandas fueron medidas

Por medio de la ecuación respectiva se obtuvieron las demandas que aparecen en la tabla 12.15.

b) Cálculo de red de tuberías

Para obtener los gastos y las presiones en la red de tuberías a partir de las mediciones de presión en los nudos de cruce se consideró que en estos nudos el nivel piezométrico es conocido (como si fueran tanques). A ellos se les asignó el valor medido de presión más el de una carga de posición, la cual fue de 1.2 m para todos los nudos.

Tabla 12.32 Demandas en los nudos de la red

Nudo N	\bar{G}_n	τ	$1 + \frac{R}{\rho} \tau$	G_N
1	0.620	-0.058	1.000	0.620
2	0.325	1.168	1.009	0.328
3	0.880	0.948	1.007	0.887
4	0.389	-0.172	0.999	0.388
5	0.503	-1.113	0.991	0.499
6	0.625	-0.822	0.994	0.621
7	0.251	1.163	1.009	0.253
8	1.335	-0.847	0.993	1.326
9	0.588	-1.256	0.990	0.582
10	0.669	0.252	1.002	0.670
11	0.608	-1.842	0.986	0.599
12	0.257	-0.465	0.996	0.256
13	1.535	-0.503	0.996	1.529
14	0.580	-2.374	0.981	0.569
15	0.382	0.416	1.003	0.383
16	0.642	-0.291	0.998	0.641
17	0.494	1.132	1.009	0.498
18	0.430	0.533	1.004	0.432
19	0.570	-0.577	0.995	0.567
20	0.543	-0.592	0.995	0.540
21	0.569	-0.368	0.997	0.567
22	0.861	0.208	1.002	0.862
23	0.884	-1.338	0.990	0.875
24	0.893	0.368	1.003	0.896
25	0.790	-0.018	1.000	0.790
26	0.297	1.885	1.015	0.301
27	0.904	-1.381	0.989	0.894
28	0.530	0.321	1.003	0.531
29	0.673	0.166	1.001	0.674
30	0.463	-0.201	0.998	0.462
31	0.434	0.777	1.006	0.437
32	0.448	0.003	1.000	0.448
33	0.576	0.168	1.001	0.577

$R = 0.01$, $\rho = 1.28$ y $p = 0.10$.

Tabla 12.33 Gastos y presiones calculados en la red de tuberías

Tramo No.	Gasto (l/s)	Salida del nudo	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga hr (m)	Nudo No.	Nivel Piezométrico (m)	Carga sobre el terreno(m)	Gasto de demanda (l/s)
22	0.1572	23	0.08	0.033	33	46.755	45.255	0.577
2	4.7561	2	0.59	0.028	2	46.814	45.314	0.328
3	3.8696	3	0.48	0.018	3	46.786	45.286	0.887
23	1.0321	24	0.51	0.042	4	46.768	45.268	0.388
26	0.5390	25	0.27	0.007	32	46.772	45.272	0.448
6	4.6069	6	0.57	0.044	6	46.782	45.282	0.621
7	4.3542	7	0.54	0.039	7	46.738	45.238	0.253
27	0.2378	26	0.12	0.131	8	46.699	45.199	1.326
30	1.0597	30	0.52	0.008	31	46.785	45.285	0.437
31	0.3857	29	0.19	0.036	10	46.830	45.330	0.670
34	1.3070	31	0.29	0.013	29	46.780	45.280	0.674
35	0.8592	32	0.19	0.017	12	46.783	45.283	0.256
13	2.9665	5	0.65	0.004	26	46.714	45.214	0.301
14	2.3991	14	0.53	0.003	14	46.748	45.248	0.569
15	1.8315	15	0.40	0.103	30	46.788	45.288	0.462
16	1.1904	16	0.26	0.087	16	46.642	45.142	0.641
17	2.4864	9	0.55	0.010	25	46.721	45.221	0.790
18	2.0546	18	0.45	0.006	18	46.669	45.169	0.432
19	1.8049	19	0.40	0.033	28	46.745	45.245	0.531
20	1.2650	20	0.28	0.033	20	46.630	45.130	0.540
21	0.7049	17	0.35	0.037	27	46.583	45.083	0.894
1	5.0846	1	0.63	0.040	22	46.518	45.018	0.862
4	3.4802	4	0.43	0.016	23	46.551	45.051	0.875
24	1.9282	13	0.95	0.162	24	46.592	45.092	0.896
25	1.3288	13	0.66	0.033	17	46.555	45.055	0.498
5	5.2277	1	0.64	0.072	13	46.754	45.254	1.529
8	3.0279	8	0.37	0.020	21	46.597	45.097	0.567
28	0.6562	21	0.32	0.014	15	46.745	45.245	0.383
29	1.5221	11	0.75	0.022	11	46.810	45.310	0.599
9	10.4598	1	1.29	0.024	19	46.663	45.163	0.567
10	9.8162	10	1.21	0.020	9	46.679	45.179	0.582
32	0.1448	15	0.07	0.000	5	46.752	45.252	0.499
33	1.7441	11	0.38	0.025	1	46.854	45.354	0.620
11	5.5447	11	0.67	0.027				
12	5.2121	12	0.64	0.029				
36	0.2821	33	0.06	0.092				

c) Cálculo de los gastos de desequilibrio

Con los gastos de entrada y salida, a cada nudo de cruce anotados en la tabla 12.33 se aplicó la ecuación para obtener los gastos de desequilibrio. En la tabla 12.34 se anotan los valores de los gastos de desequilibrio calculados, ordenados de mayor a menor en valor absoluto.

En la tabla 12.34 se puede ver que los gastos de desequilibrio más grandes en valor absoluto se presentan en los nudos 11 y 13.

Tabla 12.34 Gastos de desequilibrio
(ordenados de mayor a menor en valor absoluto)

NUDO (n)	GASTO DE DESEQUILIBRIO D_n (l/s)
11	-0.4562
13	-0.4258
21	0.0418
9	0.0405
15	-0.0398
19	-0.0351
5	-0.0147
17	-0.0125
1	0.0000

d) Obtención de los posibles gastos de fuga

Analizando las tuberías ligadas a los nudos que tienen los gastos de desequilibrio más alejados del valor cero (nudos 11 y 13). Se establece una primera selección de las tuberías (identificadas con un rectángulo en la figura 12.19) que podrían tener un gasto de fuga. Ella consiste en las tuberías marcadas con los números: 3, 4, 9, 10, 11 y 12.

Se empleó el procedimiento descrito anteriormente a las tuberías que tenían un gasto de desequilibrio distinto de cero y otro igual a cero; en este caso, a las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12.

En la tabla 12.35 aparecen los gastos de fuga que se calcularon en las tuberías 3, 9, 10, 11 y 12. Se observa que para las tuberías 3, 9 y 12 los gastos de fuga son muy pequeños, por lo que se retiran estos conductos de la primera selección de tuberías con posibles gastos de fuga.

Las tuberías con posible gasto de fuga son entonces la 10 y la 11.

Tabla 12.35 Posibles gastos de fuga en las tuberías seleccionadas

TUBERÍA	NUDO CON FUGA	GASTO DE FUGA (l/s)	TRAMO INICIAL	GASTO EN EL TRAMO INICIAL (l/s)	TRAMO FINAL	GASTO EN EL TRAMO FINAL (l/s)
3	Ninguno	0	9	10.4362	10	9.8162
	10	0.0476	9	10.4587	10	9.7911 *
9	Ninguno	0	24	1.9281	21	-0.7048
	24	0.0037	24	1.9310	21	-0.7056 *
	23	0.0037	24	1.9306	21	-0.7060 *
	22	0.0037	24	1.9287	21	-0.7080 *
10	Ninguno	0	25	1.3288	28	-0.6562
	25	0.7434	25	2.0307	28	-0.6977
	26	0.5017	25	1.7890	28	-0.6967
	27	0.0428	25	1.3302	28	-0.6905 *
11	Ninguno	0	29	1.5218	32	-0.1452
	30	0.2893	29	1.7714	32	-0.1849
	29	0.1941	29	1.6763	32	-0.1848
	28	0.0403	29	1.5226	32	-0.1846 *
12	Ninguno	0	33	1.7441	36	0.2821
	31	0.0036	33	1.7476	36	0.2820 *
	32	0.0036	33	1.7475	36	0.2819 *
	33	0.0036	33	1.7474	36	0.2817 *

* No se considera por que el gasto de fuga se observa que es pequeño.

e) Identificación de tuberías con posibles gastos de fuga

Se aplicó la ecuación de continuidad con los nuevos valores de los gastos de los tramos inicial y final anotados en la tabla 12.35 a cada uno de los nudos con gasto de desequilibrio grande (nudos 13 y 11). En las tablas 12.36 y 12.37 se consignan los valores encontrados con esta ecuación.

La tubería 4 no se consideró porque tenía gasto de desequilibrio en sus dos nudos de cruce, por esta razón en el balance de gastos del nudo 13 no se toma en cuenta que exista fuga en la tubería 4 ni en la 9 de acuerdo con la tabla 12.35. Por consiguiente de acuerdo a este análisis en el balance de gastos del nudo 11 se supone que no existe fuga en las tuberías 4, 3 y 12.

Tabla 12.36 Balance de gastos en el nudo 13 (sin fuga en las tuberías 4 y 9).

CASO	GASTO EN EL TRAMO 12	GASTO EN EL TRAMO 24	GASTO EN EL TRAMO 25	GASTO DE SALIDA EN EL NUDO 13	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD
	5.2121	-1.9282	-1.3288	-1.529	0.4261 *
1	5.2121	-1.9282	-2.0307	-1.529	-0.2757
2	5.2121	-1.9282	-1.7890	-1.529	-0.0341
3	5.2121	-1.9282	-1.3302	-1.529	0.4247 *

* Se eliminan por ser mayores o parecidos al gasto de desequilibrio que existía en ese nudo (0.4258 l/s según la tabla 12.34)

Tabla 12.37 Balance de gastos en el nudo 11 (sin fuga en las tuberías 4, 3 y 12)

CASO	GASTO EN EL TRAMO 10	GASTO EN EL TRAMO 11	GASTO EN EL TRAMO 29	GASTO EN EL TRAMO 33	GASTO DE SALIDA EN EL NUDO 11	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD
	9.8162	-5.5447	-1.5218	-1.7441	-0.599	0.4831 *
4	9.8162	-5.5447	-1.7714	-1.7441	-0.599	0.2335
5	9.8162	-5.5447	-1.6763	-1.7441	-0.599	0.3286
6	9.8162	-5.5447	-1.5226	-1.7441	-0.599	0.4058 *

* Se eliminan por ser mayores o parecidos al gasto de desequilibrio que existía en ese nudo (0.4562 l/s según la tabla 12.34)

f) Orden de búsqueda de fugas

Para establecer un orden en la localización de la fuga se calculan los gastos de fuga en cada una de las tuberías. Se comienza con las que tienen en un extremo un gasto de desequilibrio (tuberías 3, 9, 10, 11 y 12) y se termina con las que en ambos extremos tienen gastos de desequilibrio (tubería 4).

Al descartar los casos en los que el gasto de fuga es muy pequeño (tabla 12.35) y los casos en los cuales la ecuación de continuidad da valores mayores o iguales a los gastos de desequilibrio iniciales (tablas 12.36 y 12.37) se reduce el número de posibilidades de tuberías con fuga.

En las tablas 12.38 y 12.39 se amplía la información de los casos que se anotaron en las tablas 12.36 y 12.37. Además se escriben en orden de prioridad para proceder a la localización de la fuga. Ello se hizo de acuerdo con el menor gasto de desequilibrio resultante.

Tabla 12.38 Nudo 13 (se unen las tuberías 4, 9 y 10)

PRIORIDAD	CASO	TUBERÍA CON FUGA	NUDO (ver tabla 12.35)	GASTO DE FUGA (l/s, ver tabla 12.35)	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD (ver tabla 12.36)
1	2	10	26	0.5017	-0.0341
2	1	10	25	0.7434	-0.2757

Tabla 12.39 Nudo 11 (se unen las tuberías 3, 4, 11 y 12)

PRIORIDAD	CASO	TUBERÍA CON FUGA	NUDO (ver tabla 12.35)	GASTO DE FUGA (l/s, ver tabla 12.35)	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD (ver tabla 12.36)
1	4	11	30	0.7214	0.2335
2	5	11	29	0.5017	0.3286

g) Recapitulación

Los dos nudos que presentaron en un principio los gastos de desequilibrio mayores fueron los nudos 13 y 11.

Por lo que se refiere al nudo 13, la tabla 12.38 señala que la posible fuga se localiza en la tubería 10. Primero debe buscarse en el nudo 26, si no se ubica ahí, puede estar en el nudo 25.

Respecto al nudo 11, se tiene de la tabla 12.39 que es probable que exista fuga en la tubería 11. Además que debe empezar a localizarse la fuga en el nudo 30, en caso de no encontrarse en él, se pasa al nudo 29.

Debido a que la aplicación de este ejemplo, está basada en las mediciones de presión que se obtuvieron en el dispositivo físico, simulando fugas en los nudos 26, 29 y 32, es viable comparar los resultados y concluir que fue posible la localización de dos del total de tres fugas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Academia de la Investigación Científica, A. C., Academia Nacional de Ingeniería, A.C., Academia Nacional de Medicina, A.C., "El agua y la ciudad de México", México, 1995.
2. Alperovits E. & Shamir U., "Desing of Optimal Water Distribution Systems", Water Resources Research, Vol. 13, No. 6, December, 1977.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE), Committe on pipeline planning of pipeline division, "Pressure pipeline design for water and wastewater", U. S. A., 1992.
4. American Water Works Association (AWWA), "Distribution Network Analysis for Water Utilities", Manual AWWA M32, U. S. A., 1989.
5. Andrew L. Simon, "Hidráulica Básica", Editorial Limusa, México D.F., 1986.
6. Aranguren Alejandro, "Control de aparición de fugas", Procesos y Sistemas, Tecnología del agua, No. 128, septiembre 1994.
7. Arreguín Felipe I., Ochoa Alejo Leonel y Fernández Esparza Antonio, "Evaluación de pérdidas en redes de distribución de agua", TLALOC-AMH, Órgano informativo de la Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH), septiembre-diciembre, 1997, No.10; pags.28-30.
8. Burden, Faires and Reynolds, "Numerical analysis", Prindle, Weber and Schmidt, U. S. A., 1979.
9. Carmona Paredes Rafael, Lomónaco Tonda Pedro, "Calibración del método numérico para solución de redes de abastecimiento de agua potable", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1991.
10. Centro Internacional de Agua y Saneamiento, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), "Sistema de Abastecimiento de Agua para Pequeñas Comunidades", Documento Técnico 18, noviembre de 1988.
11. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
12. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1993.

13. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1994.
14. Cussler E. L. "Diffusion Mass Transfer in Fluid Systems", Second Edition, Cambridge University Press, 1997.
15. Darío Guaycochea, "Flujo en tubos a presión", Universidad Autónoma Metropolitana, México.
16. De Azevedo N., J. M. y Acosta A. Guillermo. "Manual de Hidráulica". Editorial Harla, Sexta Edición, México 1976.
17. De Luna Cruz Faustino "Flujo no permanente en redes de tuberías funcionando a presión". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. DEPMI UNAM, noviembre 1999.
18. Deb & Sarkar A., "Optimization in Design of Hydraulics Network", Journal of the Sanitary Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. SA2, April, 1971.
19. Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Operación de la red primaria de agua potable vía modelación matemática con el programa del Instituto de Ingeniería". Informe Final 2ª Etapa. Elaborado por el Instituto de Ingeniería. Diciembre de 1996. México.
20. Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Plan Maestro de Agua Potable". Informe Final, diciembre de 1996.
21. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, "El Plan Maestro de Agua Potable", Revista Hidráulica Urbana, No. 3, noviembre de 1997.
22. Echávez A. Gabriel. "Apuntes del curso Mecánica de Fluidos". DEPMI UNAM 1997.
23. Fair Gordon Maskew, Geyer John Charles y Okun Daniel Alexander, "Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales", Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, Volumen 1., Limusa Noriega Editores, octava impresión, México 1994.
24. Fuentes M. Óscar y Martínez A. Polioptro. "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica", IMTA, serie divulgación 5, México 1988.

25. Fuentes M. Óscar, De Luna C. Faustino, Carrillo S. J. Javier., "Un método para rehabilitar redes de distribución de Agua Potable". Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México, Octubre de 1998. Vol 1, págs. 943-952
26. Fuentes Mariles O. y Martínez Austria P., "Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica, IMTA, serie divulgación 5, México 1988.
27. Fuentes Mariles O. y Sánchez Bribiesca J.L., "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre-diciembre de 1991.
28. Gobierno del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Sectorización de redes primarias de agua potable para su modelación". Informe Final. Elaborado por el Instituto de Ingeniería. Diciembre de 1998. México.
29. Gurewich Nathan y Gurewich Ori. "Aprendiendo Visual Basic 5". Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, S. A. Edición en Español, México, 1998.
30. Hammer Mark J. and Hammer Mark J. Jr, "Water and Wastewater Technology", Pretince Hall, U. S. A., 1986.
31. Herrera Toledo César, "Proyecto de sistemas de abastecimiento de agua, UNAM, Facultad de Ingeniería, División de educación continua, México D.F. octubre de 1984.
32. International Standard, "ISO 5167-1 Measurement of fluid flow by means of pressure differential devices", Reproduced by Global Engineering Documents, first edition 1991-12-15.
33. Jeppson Roland W., "Analysis of flow in pipe networks", Ann Arbor Science 1976, U. S. A.
34. Lambert Allan, "An International model for leakage management-the bursts and background losses concept, Water Supply", Vol13, Nos ¾, Osaka, 1995.
35. López Alegría Pedro, "Abastecimiento de Agua Potable Disposición y Eliminación de Excretas", Instituto Politécnico Nacional, México 1994.
36. López Petra A., Vela Antonio F. e Iglesias Pedro L., "Análisis de seguridad en abastecimientos y su aplicación a la detección de fugas", Ingeniería del agua, Vol. 2, No. 3, septiembre de 1995, Valencia España.

37. Male James W., and Walski Thomas M., "Water Distribution Systems, A Troubleshooting Manual", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
38. Paschoal Silvestre. "Fundamentos de Hidráulica General", Editorial Limusa, México 1983.
39. Peavy Howard S., Rowe Donald R. and Tchobanoglous George, "Environmental Engineering", McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapore, 1986.
40. Programming System for Windows. "Visual Basic. Programmer's Guide". Microsoft Corporation. U. S. A. 1997.
41. Pudar R. S. and Liggett J. A., "Leaks in Pipe Networks", Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 7. July, 1992.
42. Raman V. & Raman S., "New Method of solving Distribution System Network Based on Equivalent Pipe Lengths", Journal of the American Water Works Association, May, 1966.
43. República Peruana, Banco Interamericano de Desarrollo, Organización Panamericana de la Salud, Organización Mundial de la salud, CEPIS, "Control de Fugas en los Sistemas de Distribución de Agua Potable", Lima Perú, febrero de 1985.
44. Rojas Ortuste Franz, "Hacia una mayor eficiencia hidráulica en sistemas de agua potable", Tesis presentada a la División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1994.
45. Rosales P. Ismene L. "Método para detectar fugas en redes de tuberías". Tesis para obtener el grado de Maestra en Ingeniería. DEPMI UNAM, noviembre 1998.
46. Sánchez Bribiesca J. L., "Doce algoritmos para resolver problemas de hidráulica", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 412, agosto, 1978.
47. Sánchez Bribiesca J. L. y Fuentes Mariles O. "Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente", Revista Ingeniería, Vol. LXI, octubre - diciembre de 1991.
48. Sánchez Bribiesca J. L. y Fuentes Mariles O., "Método para detectar fugas mayores en una red de agua potable", Ingeniería del agua Vol.3 No.1, marzo de 1996.
49. Serie Schaums. "Mecánica de Fluidos e Hidráulica". Editorial McGraw-Hill, México, 1990.

50. Simon Andrew L. "Hidráulica Básica", Editorial Limusa; Primera Edición en español, México 1983.
51. Sotelo Ávila Gilberto, "Hidráulica General", Editorial Limusa, S.A. de C.V.; México D.F. 1991.
52. Steel Ernest W. and McGhee Terence J., "Abastecimiento de agua y alcantarillado, Editorial Gustavo Gili, Barcelona España, 1981.
53. Streeter Víctor L., Benjamin W. E. And Bedford Keith. "Fluid Mechanics". Ninth Edition. Editorial McGraw-Hill. Singapore. International Edition 1998.
54. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Control de fugas en sistemas de distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.
55. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Datos básicos", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, 1994.
56. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, Comisión Nacional del Agua, "Redes de distribución", Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, México 1994.
57. Tong, A. ; et. al. ," Analysis of Distribution Network by Balancing Equivalent Pipe Lengths", Journal of the AWWA, January, 1961.
58. Twort A. C., Law F. M. and Crowley F. M., "Water Supply", Edward Arnold, Third Edition, 1985.
59. Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
60. Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1993.
61. Valdez E. César. "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
62. Vela A., Martínez F., García-Sierra J. y Pérez R., "Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento", Ingeniería del Agua, Vol.1, No.1, 1994, Valencia España.

63. Ven Te Chow, "Hidráulica de los canales abiertos", Editorial Diana, México D.F., 1990.
64. Walski Thomas M., Gessler Johannes and Sjostrom John W., "Water Distribution Systems, Simulation and Sizing", Lewis Publishers, USA Michigan, 1990.
65. Watanatada P., "Least-Cost desing of Water Distribution Systems", Journal of Hydraulics Division, ASCE, November, 1973.
66. White Frank M., "Fluid Mechanics", Third Edition. International Edition. Editorial McGraw-Hill, USA, 1994.
67. Zepeda C. Sergio, "Manual de instalaciones", Limusa Noriega.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MODULO I

**ANÁLISIS, DISEÑO Y OPERACIÓN DE REDES
DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**

TEMA

ANEXOS

**EXPOSITOR:
PALACIO DE MINERÍA
ABRIL DEL 2002**

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo A

RED	EJEMPLO	ESTÁTICO	TRADICIONAL			
	20					
	1	15	1	400	4	0.02
	2	1	2	200	3	0.02
	3	2	3	300	3	0.02
	4	1	4	50	3	0.02
	5	4	5	200	2	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
1						
	15	100	100	2.5	1	0.0225
NO						
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
	1					
SI						
T						
NO						
	0					

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo B

RED EJEMPLO

ESTATICO TRADICIONAL

Desarrollado por Instituto de Ingenieria, UNAM (O.Fuentes)

Avance: 100%

PE= 1.00 K0= 1 E= 0.00% S/D= 100.0

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga (m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.	
13 a 14	0.52	20	0.03	14	57.2	15.2	1.406	1.406	0.000	
1 a 2	8.63	2	9.58	1	71.6	27.6	1.004	1.004	0.000	
2 a 3	4.62	3	4.13	2	62.0	19.0	2.210	2.210	0.000	
1 a 4	12.86	4	5.32	3	57.9	18.9	1.607	1.607	0.000	
4 a 5	2.27	5	5.05	4	66.3	20.3	1.205	1.205	0.000	
2 a 5	1.80	6	0.79	5	61.2	12.2	1.205	1.205	0.000	
4 a 6	9.38	7	2.83	6	63.4	9.4	1.607	1.607	0.000	
6 a 7	2.40	8	4.24	7	59.2	-1.8	1.607	1.607	0.000	
8 a 7	0.21	9	0.01	8	59.2	-2.8	1.004	1.004	0.000	
5 a 8	2.87	10	2.01	9	57.2	0.2	2.009	2.009	0.000	
8 a 9	1.65	11	1.99	10	57.3	11.3	1.808	1.808	0.000	
10 a 9	0.32	12	0.08	11	59.7	16.7	1.406	1.406	0.000	
3 a 10	3.02	13	0.59	12	58.2	14.2	2.210	2.210	0.000	
6 a 11	5.37	14	3.71	13	57.2	11.2	2.210	2.210	0.000	
7 a 12	1.01	15	1.00	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000	
13 a 9	0.04	16	0.00							
							suma	22.498		
10 a 14	0.89	17	0.10							
11 a 12	3.97	18	1.52							
12 a 13	2.77	19	0.98							
15 a 1	22.50	1	30.91							

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
20	0.114	8684	0.0200
2	1.893	144218	0.0200
3	1.014	77263	0.0200
4	2.821	214929	0.0200
5	0.499	25329	0.0200
6	0.394	20018	0.0200
7	2.058	156801	0.0200
8	0.527	26783	0.0200
9	0.047	2367	0.0200
10	0.628	31924	0.0200
11	0.362	18373	0.0200
12	0.071	3595	0.0200
13	0.662	50412	0.0200
14	1.178	89775	0.0200
15	0.221	11249	0.0200
16	0.008	411	0.0200
17	0.194	14809	0.0200
18	0.870	66281	0.0200
19	0.607	46228	0.0200
1	4.933	501231	0.0200

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo C

RED	EJEMPLO	ESTÁTICO	MODIFICADO			
	20					
	1	15	1	400	4	0.02
	2	1	2	200	3	0.02
	3	2	3	300	3	0.02
	4	1	4	50	3	0.02
	5	4	5	200	2	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
	1					
NO	15	100	100	2.5	1	0.0225
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
	1					
SI						
M						
NO						
	0					

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo D

RED EJEMPLO

ESTATICO MODIFICADO

Desarrollado por Instituto de Ingenieria, UNAM (O.Fuentes)

Avance:100%

PE= 1.00 K0= 1 E= 0.00% S/D= 95.3

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
13 a 14	0.60	20	0.03	14	61.4	19.4	1.406	1.406	0.000
1 a 2	8.20	2	8.65	1	74.5	30.5	1.004	1.004	0.000
2 a 3	4.43	3	3.79	2	65.8	22.8	2.210	2.210	0.000
1 a 4	12.23	4	4.81	3	62.0	23.0	1.607	1.607	0.000
4 a 5	2.13	5	4.43	4	69.6	23.6	1.205	1.205	0.000
2 a 5	1.56	6	0.59	5	65.2	16.2	1.205	1.205	0.000
4 a 6	8.89	7	2.54	6	67.1	13.1	1.607	1.607	0.000
6 a 7	2.15	8	3.40	7	63.7	2.7	1.145	1.607	0.462
8 a 7	0.16	9	0.01	8	63.7	1.7	0.569	1.004	0.435
5 a 8	2.48	10	1.50	9	61.5	4.5	1.838	2.009	0.171
8 a 9	1.75	11	2.25	10	61.5	15.5	1.808	1.808	0.000
10 a 9	0.21	12	0.03	11	63.7	20.7	1.406	1.406	0.000
3 a 10	2.83	13	0.51	12	62.4	18.4	2.210	2.210	0.000
6 a 11	5.13	14	3.39	13	61.5	15.5	2.210	2.210	0.000
7 a 12	1.17	15	1.33	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000
9 a 13	0.13	16	0.02						

suma 21.431

10 a 14	0.81	17	0.08
11 a 12	3.73	18	1.34
12 a 13	2.68	19	0.93
15 a 1	21.43	1	28.04

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
20	0.132	10024	0.0200
2	1.798	137007	0.0200
3	0.972	74091	0.0200
4	2.681	204309	0.0200
5	0.467	23726	0.0200
6	0.341	17326	0.0200
7	1.950	148586	0.0200
8	0.472	23986	0.0200
9	0.035	1774	0.0200
10	0.544	27629	0.0200
11	0.384	19513	0.0200
12	0.047	2373	0.0200
13	0.620	47240	0.0200
14	1.125	85755	0.0200
15	0.256	13004	0.0200
16	0.028	1408	0.0200
17	0.177	13469	0.0200
18	0.817	62262	0.0200
19	0.588	44840	0.0200
1	4.699	477456	0.0200

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo E

RED	EJEMPLO	ESTÁTICO	MODIFICADO	CORREGIDO		
	20					
	1	15	1	400	6	0.02
	2	1	2	200	3	0.02
	3	2	3	300	3	0.02
	4	1	4	50	3	0.02
	5	4	5	200	2	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
	1					
	15	100	100	2.5	1	0.0225
NO	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
	1					
SI						
M						
SI						
	0					

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo F

RED EJEMPLO

ESTATICO MODIFICADO

Desarrollado por Instituto de Ingenieria, UNAM (O.Fuentes)

Avance:100%

PE= 1.00 K0= 1 E= 0.00% S/D= 100.0

Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.
13 a 14	0.48	20	0.04	14	80.9	38.9	1.406	1.406	0.000
1 a 2	8.67	2	11.96	1	99.3	55.3	1.004	1.004	0.000
2 a 3	4.68	3	5.43	2	87.3	44.3	2.210	2.210	0.000
1 a 4	12.83	4	6.44	3	81.9	42.9	1.607	1.607	0.000
4 a 5	2.18	5	6.64	4	92.9	46.9	1.205	1.205	0.000
2 a 5	1.78	6	1.12	5	86.2	37.2	1.205	1.205	0.000
4 a 6	9.44	7	3.53	6	89.3	35.3	1.607	1.607	0.000
6 a 7	2.34	8	5.74	7	83.6	22.6	1.607	1.607	0.000
8 a 7	0.18	9	0.02	8	83.6	21.6	1.004	1.004	0.000
5 a 8	2.75	10	2.61	9	81.0	24.0	2.009	2.009	0.000
8 a 9	1.57	11	2.66	10	81.1	35.1	1.808	1.808	0.000
10 a 9	0.34	12	0.16	11	84.4	41.4	1.406	1.406	0.000
3 a 10	3.07	13	0.81	12	82.3	38.3	2.210	2.210	0.000
6 a 11	5.49	14	4.92	13	81.0	35.0	2.210	2.210	0.000
7 a 12	0.91	15	1.28	15	102.5	2.5	0.000	0.000	0.000
13 a 9	0.10	16.	0.02						

suma 22.498

10 a 14	0.92	17	0.17						
11 a 12	4.08	18	3.09						
12 a 13	2.79	19	1.35						
15 a 1	22.50	1	3.20						

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
20	0.106	8041	0.0358
2	1.901	144845	0.0247
3	1.026	78204	0.0257
4	2.812	214303	0.0243
5	0.478	24274	0.0286
6	0.390	19809	0.0291
7	2.070	157757	0.0246
8	0.514	26113	0.0285
9	0.039	1977	0.0426
10	0.604	30660	0.0282
11	0.344	17499	0.0294
12	0.075	3793	0.0367
13	0.674	51352	0.0266
14	1.204	91736	0.0254
15	0.201	10188	0.0312
16	0.021	1086	0.0504
17	0.203	15452	0.0314
18	0.896	68243	0.0260
19	0.612	46598	0.0269
1	4.933	751846	0.0157

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo G

RED EJEMPLO DINÁMICO

20						
1	15	1	400	6	0.02	
2	1	2	200	3	0.02	
3	2	3	300	3	0.02	
4	1	4	50	3	0.02	
5	4	5	200	2	0.02	
6	2	5	50	2	0.02	
7	4	6	50	3	0.02	
8	6	7	150	2	0.02	
9	7	8	50	2	0.02	
10	5	8	50	2	0.02	
11	8	9	150	2	0.02	
12	9	10	150	2	0.02	
13	3	10	100	3	0.02	
14	6	11	200	3	0.02	
15	7	12	200	2	0.02	
16	9	13	200	2	0.02	
17	10	14	200	3	0.02	
18	11	12	150	3	0.02	
19	12	13	200	3	0.02	
20	13	14	150	3	0.02	
1						
15	100	100	2.5	1	0.0225	

NO

15	
1	44
2	43
3	39
4	46
5	49
6	54
7	61
8	62
9	57
10	46
11	43
12	44
13	46
14	42
15	100
14	
1	0.001004
2	0.002210
3	0.001607
4	0.001205
5	0.001205
6	0.001607
7	0.001607
8	0.001004
9	0.002009
10	0.001808
11	0.001406
12	0.002210
13	0.002210
14	0.001406
0	
0	
0	
0	

1

Módulo I: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo H

PROGRAMA REDINA/II/OAFM/JOR

TIEMPO 7 h F= 1										TIEMPO 10 h F= 1.475													
Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol		Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol					
0.022		0.022		80.993		80.993		0.000		0.032		0.033		414.926		421.163		6.737					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def				
Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.				
14	84.07	42.07	1.4	0.0	1	98.44	54.44	1.0	1.0	0.0	14	64.87	22.87	2.1	2.1	0.0	1	93.59	49.59	1.5	1.5	0.0	
2	88.88	45.88	2.2	2.2	0.0	3	84.76	45.76	1.6	1.6	0.0	2	74.38	31.38	3.3	3.3	0.0	3	66.17	27.17	2.4	2.4	0.0
4	93.13	47.13	1.2	1.2	0.0	5	88.09	39.09	1.2	1.2	0.0	4	82.90	36.90	1.0	1.0	0.0	5	72.93	23.93	1.8	1.8	0.0
6	90.31	36.31	1.6	1.6	0.0	7	86.08	25.08	1.6	1.6	0.0	6	77.24	23.24	2.4	2.4	0.0	7	69.28	8.28	2.0	2.0	0.0
8	86.09	24.09	1.0	1.0	0.0	9	84.11	27.11	2.0	2.0	0.0	8	69.29	7.29	1.2	1.2	0.0	9	65.00	8.00	2.5	2.5	0.0
10	84.18	38.18	1.8	1.8	0.0	11	86.60	43.60	1.4	1.4	0.0	10	65.05	19.05	2.7	2.7	0.0	11	69.80	26.80	2.1	2.1	0.0
12	85.08	41.08	2.2	2.2	0.0	13	84.10	38.10	2.2	2.2	0.0	12	66.84	22.84	3.3	3.3	0.0	13	64.93	18.93	3.3	3.3	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0						15	101.82	1.82	0.0	0.0	0.0							

TIEMPO 8 h F= 1.3										TIEMPO 11 h F= 1.5													
Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol		Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol					
0.029		0.029		186.283		186.283		0.000		0.032		0.034		530.906		542.652		11.746					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def				
Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.				
14	71.33	29.33	1.8	1.8	0.0	1	95.54	51.54	1.3	1.3	0.0	14	44.11	22.11	2.1	2.1	0.0	1	93.14	49.14	1.5	1.5	0.0
2	79.43	36.43	2.9	2.9	0.0	3	72.49	33.49	2.1	2.1	0.0	2	73.71	30.71	3.3	3.3	0.0	3	65.42	26.42	2.4	2.4	0.0
4	86.60	40.60	1.6	1.6	0.0	5	78.10	29.10	1.6	1.6	0.0	4	82.31	36.31	1.8	1.8	0.0	5	72.27	23.27	1.8	1.8	0.0
6	81.83	27.83	2.1	2.1	0.0	7	74.72	13.72	2.1	2.1	0.0	6	76.59	22.59	2.4	2.4	0.0	7	68.68	7.68	1.9	1.9	0.0
8	74.73	12.73	1.3	1.3	0.0	9	71.37	14.37	2.6	2.6	0.0	8	68.69	6.69	1.1	1.1	0.0	9	64.28	7.28	2.3	2.3	0.0
10	71.50	25.50	2.4	2.4	0.0	11	75.59	32.59	1.8	1.8	0.0	10	64.31	18.31	2.7	2.7	0.0	11	69.06	26.06	2.1	2.1	0.0
12	73.03	29.03	2.9	2.9	0.0	13	71.37	25.37	2.9	2.9	0.0	12	66.09	22.09	3.3	3.3	0.0	13	64.18	18.18	3.3	3.3	0.0
15	102.42	2.42	0.0	0.0	0.0						15	101.47	1.47	0.0	0.0	0.0							

TIEMPO 9 h F= 1.425										TIEMPO 12 h F= 1.495													
Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol		Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol					
0.032		0.032		299.702		301.698		1.996		0.032		0.034		646.417		663.736		17.319					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def				
Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.				
14	66.20	24.20	2.0	2.0	0.0	1	94.17	50.17	1.4	1.4	0.0	14	64.02	22.02	2.1	2.1	0.0	1	92.86	48.86	1.5	1.5	0.0
2	75.51	32.51	3.1	3.1	0.0	3	67.50	28.50	2.3	2.3	0.0	2	73.54	30.54	3.3	3.3	0.0	3	65.31	26.31	2.4	2.4	0.0
4	83.80	37.80	1.7	1.7	0.0	5	74.04	25.04	1.7	1.7	0.0	4	82.09	36.09	1.6	1.6	0.0	5	72.12	23.12	1.8	1.8	0.0
6	78.30	24.30	2.3	2.3	0.0	7	70.31	9.31	2.1	2.1	0.0	6	76.41	22.41	2.4	2.4	0.0	7	68.56	7.56	1.9	1.9	0.0
8	70.33	8.33	1.3	1.3	0.0	9	66.27	9.27	2.7	2.7	0.0	8	68.57	6.57	1.1	1.1	0.0	9	64.18	7.18	2.3	2.3	0.0
10	66.38	20.38	2.6	2.6	0.0	11	71.07	28.07	2.0	2.0	0.0	10	64.21	18.21	2.7	2.7	0.0	11	66.93	25.93	2.1	2.1	0.0
12	68.15	24.15	3.1	3.1	0.0	13	66.26	20.26	3.1	3.1	0.0	12	65.99	21.99	3.3	3.3	0.0	13	64.08	18.08	3.3	3.3	0.0
15	102.14	2.14	0.0	0.0	0.0						15	101.13	1.13	0.0	0.0	0.0							

TIEMPO 10 h F= 1.475										TIEMPO 12 h F= 1.495													
Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol		Suma Q sumin.		Suma Q dem.		Vol acum sumin.		Vol acum dem.		Def en vol					
0.032		0.032		299.702		301.698		1.996		0.032		0.034		646.417		663.736		17.319					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def				
Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.				
20	0.8	13a	14	0.04	0.06	2	12.0	1a	2	2.64	18.66	20	0.8	13a	14	0.05	0.07	2	12.3	1a	2	2.69	19.31
3	6.4	2a	3	1.41	8.02	4	18.0	1a	4	3.94	10.37	3	6.5	2a	3	1.43	8.23	4	18.3	1a	4	4.01	10.77
5	3.2	4a	5	1.56	9.76	6	2.5	2a	5	1.21	1.47	5	3.2	4a	5	1.58	9.97	6	2.4	2a	5	1.19	1.42
7	13.1	4a	6	2.87	5.51	8	3.3	6a	7	1.63	7.99	7	13.3	4a	6	2.92	5.68	8	3.3	6a	7	1.63	7.85
9	0.3	8a	7	0.14	0.02	10	3.9	5a	8	1.92	3.71	9	0.2	8a	7	0.12	0.01	10	3.8	5a	8	1.88	3.55
11	2.4	8a	9	1.16	4.06	12	0.4	10a	9	0.19	0.20	11	2.4	8a	9	1.21	4.39	12	0.2	10a	9	0.09	0.01
13	4.2	3a	10	0.91	1.12	14	7.5	6a	11	1.64	7.13	13	4.1	3a	10	0.91	1.10	14	7.6	6a	11	1.67	7.48
15	1.5	7a	12	0.73	2.16	16	0.1	9a	13	0.06	0.02	15	1.6	7a	12	0.80	2.57	16	0.3	9a	13	0.16	0.10
17	1.2	10a	14	0.26	0.18	18	5.5	11a	12	1.21	2.92	17	1.2	10a	14	0.27	0.19	18	5.5	11a	12	1.21	2.94
19	3.8	12a	13	0.84	1.89	1	31.4	15a	1	6.89	7.97	19	3.8	12a	13	0.84	1.90	1	32.0	15a	1	7.02	8.27

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo H

TIEMPO 13 h F= 1.43														
Suma Q sumin. Suma Q dem				Vol acum sumin. Vol acum dem				Def en Vol						
0.031 0.032				758 942 779 556				20.613						
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Nudo Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo
14	55.17	23.17	2.0	2.0	0.0	1.92	88	48	88	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0
2	74.17	31.37	3.2	3.2	0.0	3.66	44	27	44	2.1	2.1	2.3	0.0	0.0
4	82.59	36.59	1.7	1.7	0.0	5.72	95	23	95	1.7	1.7	1.7	0.0	0.0
6	77.13	23.13	2.3	2.3	0.0	7.67	35	8	35	2.0	2.0	2.3	0.3	0.3
8	69.37	7.37	1.2	1.4	0.3	9.65	27	8	27	2.5	2.5	2.9	0.4	0.4
10	65.35	19.35	2.6	2.6	0.0	11.69	96	26	96	2.0	2.0	2.0	0.0	0.0
12	67.10	23.10	2.2	2.2	0.0	13.65	24	19	24	3.2	3.2	3.2	0.0	0.0
15	100.79	0.79	0.0	0.0	0.0									
Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.9	13a	14	0.05	0.07	2	12.0	1a	2	2.63	18	51		
3	6.4	2a	3	1.41	7.94	4	17.9	1a	4	3.92	10	30		
5	3.1	4a	5	1.55	9.63	6	2.4	2a	5	1.19	1.42			
7	13.0	4a	6	2.86	5.46	8	3.3	6a	7	1.61	7.78			
9	0.3	8a	7	0.15	0.02	10	3.8	5a	8	1.89	3.58			
11	2.4	8a	9	1.17	4.00	12	0.3	10a	9	0.17	0.09			
13	4.1	3a	10	0.90	1.08	14	7.5	6a	11	1.64	7.17			
15	1.5	7a	12	0.75	2.25	16	0.2	9a	13	0.09	0.03			
17	1.2	10a	14	0.26	0.18	18	5.5	11a	12	1.20	2.87			
19	3.8	12a	13	0.83	1.86	1	31.3	15a	1	6.87	7.91			
TIEMPO 14 h F= 1.35														
Suma Q sumin. Suma Q dem				Vol acum sumin. Vol acum dem				Def en Vol						
0.030 0.030				867 984 888 963				20 979						
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Nudo Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo
14	64.81	24.81	1.9	1.9	0.0	1.93	06	49	06	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0
2	75.60	32.60	3.0	3.0	0.0	3.68	06	29	06	2.2	2.2	0.0	0.0	0.0
4	83.37	37.37	1.6	1.6	0.0	5.74	19	25	19	1.6	1.6	0.0	0.0	0.0
6	78.21	24.21	2.2	2.2	0.0	7.70	55	9	55	2.2	2.2	0.0	0.0	0.0
8	70.57	8.57	1.3	1.4	0.1	9.66	85	9	85	2.7	2.7	0.0	0.0	0.0
10	67.00	21.00	2.4	2.4	0.0	11.71	44	28	44	1.9	1.9	0.0	0.0	0.0
12	68.67	24.67	3.0	3.0	0.0	13.66	86	20	86	3.0	3.0	0.0	0.0	0.0
15	100.49	0.49	0.0	0.0	0.0									
Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.7	13a	14	0.04	0.05	2	11.6	1a	2	2.55	17	46		
3	6.3	2a	3	1.37	7.54	4	17.4	1a	4	3.81	9	69		
5	3.1	4a	5	1.51	9.18	6	2.4	2a	5	1.19	1.42			
7	12.7	4a	6	2.78	5.16	8	3.2	6a	7	1.60	7.66			
9	0.3	8a	7	0.16	0.03	10	3.8	5a	8	1.90	3.61			
11	2.3	8a	9	1.13	3.72	12	0.4	10a	9	0.22	0.15			
13	4.1	3a	10	0.89	1.07	14	7.3	6a	11	1.59	6.77			
15	1.4	7a	12	0.68	1.87	16	0.1	13a	9	0.03	0.01			
17	1.2	10a	14	0.26	0.19	18	5.4	11a	12	1.17	2.76			
19	3.8	12a	13	0.82	1.81	1	30.4	15a	1	6.66	7.43			
TIEMPO 15 h F= 1.25														
Suma Q sumin. Suma Q dem				Vol acum sumin. Vol acum dem				Def en Vol						
0.021 0.028				951.774 990.204				38 430						
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Nudo Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo
14	56.96	14.96	1.8	1.8	0.0	1.71	58	27	58	1.3	1.3	0.0	0.0	0.0
2	61.78	18.78	2.8	2.8	0.0	3.57	52	18	52	2.0	2.0	0.0	0.0	0.0
4	66.04	20.04	1.5	1.5	0.0	5.61	41	12	41	1.5	1.5	0.0	0.0	0.0
6	63.19	9.19	2.0	2.0	0.0	7.60	55	-0.45	0.2	2.0	1.8			
8	60.53	-1.47	0.1	1.3	1.2	9.57	56	0.56	0.6	2.5	1.9			
10	57.05	11.05	2.3	2.3	0.0	11.59	29	16	29	1.8	1.8	0.0	0.0	0.0
12	57.95	13.95	2.8	2.8	0.0	13.57	06	11	06	2.8	2.8	0.0	0.0	0.0
15	76.43	-23.57	0.0	0.0	0.0									
Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.6	13a	14	0.03	0.10	2	8.8	1a	2	1.92	9	80		
3	4.7	2a	3	1.04	4.27	4	13.2	1a	4	2.89	5	34		
5	2.2	4a	5	1.08	4.63	6	1.3	2a	5	0.63	0.37			
7	9.5	4a	6	2.08	2.86	8	1.9	6a	7	0.95	2.64			
9	0.2	7a	8	0.08	0.01	10	2.0	5a	8	0.97	0.88			
11	2.0	8a	9	1.00	2.98	12	0.6	9a	10	0.31	0.50			
13	2.7	3a	10	0.60	0.46	14	5.5	6a	11	1.22	1.90			
15	1.6	7a	12	0.81	2.60	16	0.8	9a	13	0.17	0.50			
17	1.1	10a	14	0.24	0.09	18	3.8	11a	12	0.83	1.34			
19	2.7	12a	13	0.58	0.89	1	23.2	15a	1	5.08	4.85			
TIEMPO 16 h F= 1.175														
Suma Q sumin. Suma Q dem				Vol acum sumin. Vol acum dem				Def en Vol						
0.022 0.026				1031 510 1085 370				53 861						
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Nudo Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo
14	57.50	15.50	1.7	1.7	0.0	1.71	17	27	17	1.2	1.2	0.0	0.0	0.0
2	62.06	19.06	2.6	2.6	0.0	3.58	09	19	09	1.9	1.9	0.0	0.0	0.0
4	66.03	20.03	1.4	1.4	0.0	5.61	67	12	67	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0
6	63.36	-9.36	1.9	1.9	0.0	7.60	72	-0.28	0.3	1.9	1.6			
8	60.72	-1.28	0.1	1.2	1.1	9.57	87	0.87	0.8	2.4	1.5			
10	57.64	11.64	2.1	2.1	0.0	11.59	71	16	71	1.7	1.7	0.0	0.0	0.0
12	58.42	14.42	2.6	2.6	0.0	13.57	54	11	54	2.6	2.6	0.0	0.0	0.0
15	75.03	-24.97	0.0	0.0	0.0									
Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.5	13a	14	0.03	0.04	2	8.4	1a	2	1.85	9	11		
3	4.5	2a	3	0.99	3.97	4	12.7	2a	4	2.77	5	15		
5	2.1	4a	5	1.04	4.36	6	1.3	2a	5	0.63	0.39			
7	9.1	4a	6	2.00	2.67	8	1.9	6a	7	0.94	2.64			
9	0.0	7a	8	0.02	0.00	10	2.0	5a	8	0.97	0.94			
11	2.0	8a	9	0.97	2.85	12	0.6	9a	10	0.27	0.22			
TIEMPO 17 h F= 1.125														
Suma Q sumin. Suma Q dem				Vol acum sumin. Vol acum dem				Def en Vol						
0.022 0.025				1111 533 1176.487				64 954						
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Nudo Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo
14	58.94	16.94	1.6	1.6	0.0	1.72	84	28	84	1.1	1.1	0.0	0.0	0.0
2	63.59	20.59	2.5	2.5	0.0	3.59	55	20	55	1.8	1.8	0.0	0.0	0.0
4	67.64	21.64	1.4	1.4	0.0	5.63	10	14	10	1.4	1.4	0.0	0.0	0.0
6	64.93	10.93	1.8	1.8	0.0	7.61	90	0.90	0.7	1.8	1.1			
8	61.90	-0.10	0.2	1.1	0.9	9.59	12	2.12	1.3	2.3	1.0			
10	59.07	13.07	2.0	2.0	0.0	11.61	26	18	26	1.6	1.6	0.0	0.0	0.0
12	59.91	15.91	2.5	2.5	0.0	13.58	98	12	98	2.5	2.5	0.0	0.0	0.0
15	76.74	-23.26	0.0	0.0	0.0									
Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.6	13a	14	0.03	0.04	2	8.5	1a	2	1.86	9	25		
3	4.6	2a	3	1.00	4.03	4	12.7	2a	4	2.79	5	19		
5	2.2	4a	5	1.06	4.55	6	1.4	2a	5	0.70	0.49			
7	9.2	4a	6	2.01	2.71	8	2.0	6a	7	1.00	3.04			
9	0.1	8a	7	0.05	0.00	10	2.2	5a	8	1.09	1.20			
11	1.9	8a	9	0.96	2.78	12	0.3	9a	10	0.14	0.05			
13	2.7	3a	10	0.60	0.49	14	5.3	6a	11	1.17	3.67			
15	1.4	7a	12	0.70	1.99	16	0.4	9a	13	0.19	0.14			
17	1.0	10a	14	0.22	0.13	18	3.8	11a	12	0.82	1.36			
19	2.7	12a	13	0.59	0.93	1	22.3	15a	1	4.89	3.91			
TIEMPO 18 h F= 1.1														
Suma Q sumin. Suma Q dem				Vol acum sumin. Vol acum dem				Def en Vol						
0.022 0.025				1191 871 1265 579				73 708						
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def
Nudo Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo	Piez.	Terr	Sumin.	Dem	Nudo					

Módulo I: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo H

3	4.6	2a	3	1.01	4.06	4	12.6	1a	4	2.77	5.14
5	2.2	4a	5	1.10	4.82	6	1.7	2a	5	0.83	0.69
7	9.2	4a	6	2.02	2.73	8	2.3	6a	7	1.13	3.87
9	0.2	8a	7	0.11	0.01	10	2.7	5a	8	1.33	1.77
11	1.8	8a	9	0.86	2.25	12	0.3	10a	9	0.16	0.08
13	1.0	3a	10	0.65	0.57	14	5.3	6a	11	1.16	3.62
15	1.1	7a	12	0.55	1.21	16	0.0	13a	9	0.01	0.02
17	0.9	10a	14	0.19	0.10	18	3.9	11a	12	0.85	1.46
19	2.8	12a	13	0.61	1.01	1	22.1	15a	1	4.86	3.76

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 21 h		F= 78	Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 018	0 018	1414.687	1497.007							

Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	85.45	43.45	1.1	1.1	0.0	1	94.34	50.34	0.8	0.8	0.0
2	88.42	45.42	1.7	1.7	0.0	3	85.87	46.87	1.3	1.3	0.0
4	91.05	45.05	0.9	0.9	0.0	5	87.93	38.93	0.9	0.9	0.0
6	89.30	35.30	1.3	1.3	0.0	7	86.68	25.68	1.3	1.3	0.0
8	86.68	24.68	0.8	0.8	0.0	9	85.46	28.46	1.6	1.6	0.0
10	85.51	39.51	1.4	1.4	0.0	11	87.01	44.01	1.1	1.1	0.0
12	86.07	42.07	1.7	1.7	0.0	13	85.47	39.47	1.7	1.7	0.0
15	94.70	-5.30	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.5	13a	14	0.03	0.02	2	6.8	1a	2	1.49	5.92
3	3.6	2a	3	0.00	2.55	4	10.1	1a	4	2.22	3.29
5	1.8	4a	5	0.08	3.12	6	1.4	2a	5	0.70	0.49
7	7.4	4a	6	1.62	1.75	8	1.9	6a	7	0.94	2.62
9	0.2	8a	7	0.10	0.01	10	2.3	5a	8	1.12	1.25
11	1.3	8a	9	0.64	1.22	12	0.3	10a	9	0.13	0.05
13	2.4	3a	10	0.52	0.36	14	4.2	6a	11	0.93	2.29
15	0.8	7a	12	0.39	0.60	16	0.1	13a	9	0.03	0.00
17	0.7	10a	14	0.16	0.07	18	3.1	11a	12	0.69	0.93
19	2.2	12a	13	0.48	0.61	1	17.7	15a	1	3.89	0.36

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 22 h		F= 65	Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 015	0 015	1467.332	1549.652							

Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	92.53	50.53	0.9	0.9	0.0	1	98.58	54.58	0.7	0.7	0.0
2	94.53	51.53	1.4	1.4	0.0	3	92.80	53.80	1.0	1.0	0.0
4	96.34	50.34	0.8	0.8	0.0	5	94.20	45.20	0.8	0.8	0.0
6	95.13	41.13	1.0	1.0	0.0	7	93.35	32.35	1.0	1.0	0.0
8	93.35	31.35	0.7	0.7	0.0	9	92.53	35.53	1.3	1.3	0.0
10	92.56	46.56	1.2	1.2	0.0	11	93.57	50.57	0.9	0.9	0.0
12	92.93	48.93	1.4	1.4	0.0	13	92.52	46.52	1.4	1.4	0.0
15	100.56	0.56	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.00	2	5.6	1a	2	1.24	4.05
3	3.0	2a	3	0.66	1.73	4	8.4	1a	4	1.84	2.24
5	1.5	4a	5	0.73	2.14	6	1.2	2a	5	0.58	0.33
7	6.2	4a	6	1.35	1.20	8	1.6	4a	7	0.77	1.78
9	0.2	8a	7	0.08	0.00	10	1.9	5a	8	0.92	0.85
11	1.1	8a	9	0.53	0.82	12	0.2	10a	9	0.11	0.03
13	2.0	3a	10	0.43	0.24	14	3.5	6a	11	0.77	1.56
15	0.7	7a	12	0.32	0.42	16	0.0	13a	9	0.02	0.00
17	0.6	10a	14	0.13	0.03	18	2.6	11a	12	0.57	0.64
19	1.8	12a	13	0.40	0.41	1	14.7	15a	1	3.23	1.99

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 23 h		F= 6	Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013	0 013	1515.928	1598.248							

Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	94.10	52.10	0.8	0.8	0.0	1	99.37	55.37	0.6	0.6	0.0
2	95.86	52.86	1.3	1.3	0.0	3	94.35	55.35	1.0	1.0	0.0
4	97.42	51.42	0.7	0.7	0.0	5	99.57	46.57	0.7	0.7	0.0
6	95.38	42.38	1.0	1.0	0.0	7	94.83	31.83	1.0	1.0	0.0
8	94.83	32.83	0.6	0.6	0.0	9	94.11	37.11	1.2	1.2	0.0
10	94.14	48.14	1.1	1.1	0.0	11	95.02	52.02	0.8	0.8	0.0
12	94.47	50.47	1.3	1.3	0.0	13	94.11	48.11	1.3	1.3	0.0
15	100.86	0.86	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.01	2	5.2	1a	2	1.15	3.51
3	2.8	2a	3	0.61	1.51	4	7.8	1a	4	1.71	1.95
5	1.4	4a	5	0.68	1.85	6	1.1	2a	5	0.54	0.29
7	5.7	4a	6	1.25	1.04	8	1.5	6a	7	0.72	1.55
9	0.2	8a	7	0.08	0.01	10	1.7	5a	8	0.88	0.74
11	1.0	8a	9	0.49	0.72	12	0.2	10a	9	0.10	0.03
13	1.8	3a	10	0.40	0.21	14	3.3	6a	11	0.71	1.36
15	0.6	7a	12	0.30	0.36	16	0.0	13a	9	0.02	0.00
17	0.6	10a	14	0.12	0.04	18	2.4	11a	12	0.53	0.55
19	1.7	12a	13	0.37	0.36	1	13.6	15a	1	2.99	1.49

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 24 h		F= 57	Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013	0.013	1562.094	1644.414							

Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	95.08	53.08	0.8	0.8	0.0	1	99.86	55.86	0.6	0.6	0.0
2	96.68	53.68	1.3	1.3	0.0	3	95.31	56.31	0.9	0.9	0.0
4	98.09	52.09	0.7	0.7	0.0	5	96.42	47.42	0.7	0.7	0.0
6	97.15	43.15	0.9	0.9	0.0	7	95.74	34.74	0.9	0.9	0.0
8	95.75	33.75	0.6	0.6	0.0	9	95.09	38.09	1.1	1.1	0.0
10	95.12	49.12	1.0	1.0	0.0	11	95.92	52.92	0.8	0.8	0.0
12	95.42	51.42	1.3	1.3	0.0	13	95.09	49.09	1.3	1.3	0.0
15	101.18	1.18	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	5.0	1a	2	1.69	3.18
3	2.7	2a	3	0.58	1.37	4	7.4	1a	4	1.63	1.77
5	1.3	4a	5	0.65	1.67	6	1.0	2a	5	0.51	0.26
7	5.4	4a	6	1.18	0.94	8	1.4	6a	7	0.68	1.41
9	0.2	8a	7	0.08	0.01	10	1.7	5a	8	0.82	0.67
11	0.9	8a	9	0.47	0.66	12	0.2	10a	9	0.10	0.03
13	1.7	3a	10	0.38	0.19	14	3.1	6a	11	0.68	1.23
15	0.6	7a	12	0.28	0.32	16	0.0	13a	9	0.02	0.00
17	0.5	10a	14	0.12	0.04	18	2.3	11a	12	0.50	0.50
19	1.6	12a	13	0.35	0.33	1	13.0	15a	1	2.84	1.33

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 1 h		F= 56	Vol acum sumin		Vol acum dem		Def en vol	
0 013	0.013	1607.450	1689.770							

Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	95.63	53.63	0.8	0.8	0.0	1	100.25	56.25	0.6	0.6	0.0
2	97.18	54.18	1.2	1.2	0.0	3	95.85	56.85	0.9	0.9	0.0
4	98.54	52.54	0.7	0.7	0.0	5	96.92	47.92	0.7	0.7	0.0
6	97.63	43.63	0.9	0.9	0.0	7	96.27	35.27	0.9	0.9	0.0
8	96.28	34.28	0.6	0.6	0.0	9	95.64	38.64	1.1	1.1	0.0
10	95.67	49.67	1.0	1.0	0.0	11	96.45	53.45	0.8	0.8	0.0
12	95.96	51.96	1.2	1.2	0.0	13	95.64	49.64	1.2	1.2	0.0
15	101.53	1.53	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	4.9	1a	2	1.87	3.07
3	2.6	2a	3	0.57	1.32	4	7.3	1a	4	1.60	1.71
5	1.3	4a	5	0.63	1.62	6	1.0	2a	5	0.50	0.25
7	5.3	4a	6	1.16	0.92	8	1.4	6a	7	0.67	1.36
9	0.2	8a	7	0.08	0.01	10	1.6	5a	8	0.80	0.65
11	0.9	8a	9	0.46	0.64	12	0.2	10a	9	0.09	0.03
13	1.7	3a	10	0.37	0.18	14	3.0	6a	11	0.67	1.19
15	0.6	7a	12	0.28	0.31	16	0.0	13a	9	0.02	0.00

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo H

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
6	98.45	44.45	0.5	0.9	0.0	7	97.06	36.06	0.9	0.9	0.0
8	97.06	35.06	0.6	0.6	0.0	9	96.40	39.40	1.2	1.2	0.0
10	96.42	50.42	1.0	1.0	0.0	11	97.22	54.22	0.8	0.8	0.0
12	96.72	52.72	1.3	1.3	0.0	13	96.40	50.40	1.3	1.3	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0						

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.01	0.01	2	5.0	1a	2	1.09	3.17
3	2.7	2a	3	0.58	1.36	4	7.4	1a	4	1.62	1.75
5	1.3	4a	5	0.65	1.67	6	1.0	2a	5	0.51	0.28
7	5.4	4a	6	1.19	0.94	8	1.4	6a	7	0.68	1.39
9	0.1	8a	7	0.05	0.00	10	1.6	5a	8	0.41	0.66
11	0.9	8a	9	0.47	0.66	12	0.2	10a	9	0.09	0.02
13	1.7	3a	10	0.38	0.20	14	3.1	6a	11	0.68	1.23
15	0.6	7a	12	0.29	0.34	16	0.0	13a	9	0.00	0.00
17	0.5	10a	14	0.11	0.03	18	2.3	11a	12	0.50	0.50
19	1.6	12a	13	0.35	0.32	1	12.9	15a	1	2.84	1.35

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 5 h	F=	Vol acum sumin	Vol acum dem	Def en vol
0.015	0.015	1796.973	65	1879.292	82.320	

Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	94.84	52.84	0.9	0.9	0.0	1	100.81	56.81	0.7	0.7	0.0
2	96.84	53.84	1.4	1.4	0.0	3	95.12	56.12	1.0	1.0	0.0
4	98.60	52.60	0.8	0.8	0.0	5	96.51	47.51	0.8	0.8	0.0
6	97.43	43.43	1.0	1.0	0.0	7	95.68	34.68	1.0	1.0	0.0
8	95.68	33.68	0.7	0.7	0.0	9	94.85	37.85	1.3	1.3	0.0
10	94.88	48.88	1.2	1.2	0.0	11	95.89	52.89	0.9	0.9	0.0
12	95.26	51.26	1.4	1.4	0.0	13	94.85	48.85	1.4	1.4	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0						

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.3	13a	14	0.02	0.01	2	5.6	1a	2	1.22	3.97
3	3.0	2a	3	0.65	1.71	4	8.3	1a	4	1.81	2.20
5	1.5	4a	5	0.72	2.10	6	1.2	2a	5	0.57	0.31
7	6.0	4a	6	1.32	1.18	8	1.5	6a	7	0.76	1.75
9	0.1	8a	7	0.05	0.00	10	1.8	5a	8	0.91	0.83
11	1.1	8a	9	0.53	0.83	12	0.2	10a	9	0.10	0.03
13	2.0	3a	10	0.43	0.25	14	3.5	6a	11	0.76	1.54
15	0.7	7a	12	0.32	0.42	16	0.0	13a	9	0.00	0.00
17	0.5	10a	14	0.12	0.04	18	2.4	11a	12	0.66	0.63
19	1.8	12a	13	0.39	0.41	1	14.5	15a	1	3.17	1.69

Suma Q sumin	Suma Q dem	TIEMPO 6 h	F=	Vol acum sumin	Vol acum dem	Def en vol
0.018	0.018	1861.767	8	1944.087	82.320	

Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def Nudo	Nivel Nudo Piez	Carga Terr	Gasto Sumin	Gasto Dem	Def		
14	90.81	48.81	1.1	1.1	0.0	1	99.32	55.92	0.8	0.8	0.0
2	93.86	50.86	1.8	1.8	0.0	3	91.25	52.25	1.3	1.3	0.0
4	96.55	50.55	1.0	1.0	0.0	5	93.36	44.36	1.0	1.0	0.0
6	94.76	40.76	1.3	1.3	0.0	7	92.09	31.09	1.3	1.3	0.0
8	92.10	30.10	0.8	0.8	0.0	9	90.83	33.83	1.6	1.6	0.0
10	90.87	44.87	1.4	1.4	0.0	11	92.41	49.41	1.1	1.1	0.0
12	91.45	47.45	1.8	1.8	0.0	13	90.83	44.83	1.8	1.8	0.0
15	102.50	2.50	0.0	0.0	0.0						

Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No.	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	13a	14	0.02	0.01	2	6.9	1a	2	1.50	6.06
3	3.7	2a	3	0.80	2.61	4	10.2	1a	4	2.24	3.36

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo I

RED	EJEMPLO	DINÁMICO	CORREGIDO			
	20					
	1	15	1	400	6	0.04
	2	1	2	200	4	0.02
	3	2	3	300	4	0.02
	4	1	4	50	4	0.02
	5	4	5	200	3	0.02
	6	2	5	50	2	0.02
	7	4	6	50	3	0.02
	8	6	7	150	2	0.02
	9	7	8	50	2	0.02
	10	5	8	50	2	0.02
	11	8	9	150	2	0.02
	12	9	10	150	2	0.02
	13	3	10	100	3	0.02
	14	6	11	200	3	0.02
	15	7	12	200	2	0.02
	16	9	13	200	2	0.02
	17	10	14	200	3	0.02
	18	11	12	150	3	0.02
	19	12	13	200	3	0.02
	20	13	14	150	3	0.02
	1					
	15	100	100	4.0	1	0.0225
NO						
	15					
	1	44				
	2	43				
	3	39				
	4	46				
	5	49				
	6	54				
	7	61				
	8	62				
	9	57				
	10	46				
	11	43				
	12	44				
	13	46				
	14	42				
	15	100				
	14					
	1	0.001004				
	2	0.002210				
	3	0.001607				
	4	0.001205				
	5	0.001205				
	6	0.001607				
	7	0.001607				
	8	0.001004				
	9	0.002009				
	10	0.001808				
	11	0.001406				
	12	0.002210				
	13	0.002210				
	14	0.001406				
	0					
	0					
	0					
1						
1	6.25	20.5	0.04	20.5	6.25	0.25

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo J

PROGRAMA REDINA/II/OAFM/JOR

TIEMPO 7 h F= 1		TIEMPO 10 h F= 1.475	
Suma Q sumin	Suma Q dem	Suma Q sumin	Suma Q dem
0 022	0 022	0 033	0 033
Vol acum sumin	Vol acum dem	Vol acum sumin	Vol acum dem
80 593	80 993	421.163	421.163
Def en vol 0 000		Def en vol 0 000	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto
Nudo Piez	Terr	Sumin	Dem
Def	Nudo	Piez	Terr
Def	Nudo	Piez	Terr
14	89.62	47.62	1.4
2	93.28	50.28	2.2
4	94.72	48.72	1.2
6	92.89	38.89	1.6
8	90.82	28.82	1.0
10	90.11	44.11	1.8
12	89.86	45.86	2.2
15	104.00	4.00	0.0

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.6	14a	13	0.03	0.04	2	9.2	1a	2
3	6.2	2a	3	0.77	1.78	4	12.3	1a	4
5	3.5	4a	5	0.77	1.59	6	0.8	2a	5
7	7.6	4a	6	1.66	1.83	8	1.7	6a	7
9	0.8	8a	7	0.39	0.15	10	3.1	5a	8
11	1.3	8a	9	0.65	1.26	12	4.9	10a	9
13	4.6	3a	10	1.02	1.39	14	0.2	6a	11
15	0.9	7a	12	0.45	0.80	16	0.1	9a	13
17	2.0	10a	14	0.43	0.49	18	2.8	11a	12
19	1.5	12a	13	0.33	0.29	1	22.5	15a	1

TIEMPO 8 h F= 1.3		TIEMPO 11 h F= 1.5	
Suma Q sumin	Suma Q dem	Suma Q sumin	Suma Q dem
0 029	0 029	0 034	0 034
Vol acum sumin	Vol acum dem	Vol acum sumin	Vol acum dem
186 283	186 283	542.513	542.513
Def en vol 0 000		Def en vol 0 139	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto
Nudo Piez	Terr	Sumin	Dem
Def	Nudo	Piez	Terr
Def	Nudo	Piez	Terr
14	79.61	37.61	1.8
2	85.81	42.81	2.9
4	88.26	42.26	1.6
6	85.16	31.16	2.1
8	81.67	19.67	1.3
10	80.46	34.46	2.4
12	80.05	16.05	2.9
15	103.91	3.91	0.0

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.9	14a	13	0.05	0.07	2	13.6	1a	2
3	9.2	2a	3	1.13	3.88	4	10.1	1a	4
5	5.2	4a	5	1.14	3.45	6	1.1	2a	5
7	11.1	4a	6	2.44	3.98	8	2.6	6a	7
9	1.1	8a	7	0.55	0.32	10	4.6	5a	8
11	1.9	8a	9	0.94	2.67	12	1.2	10a	9
13	6.8	3a	10	1.50	3.00	14	6.2	6a	11
15	1.3	7a	12	0.66	1.76	16	0.2	9a	13
17	2.9	10a	14	0.64	1.09	18	4.1	11a	12
19	2.2	12a	13	0.49	0.63	1	33.1	15a	1

TIEMPO 9 h F= 1.425		TIEMPO 12 h F= 1.495	
Suma Q sumin	Suma Q dem	Suma Q sumin	Suma Q dem
0 032	0 032	0 034	0 034
Vol acum sumin	Vol acum dem	Vol acum sumin	Vol acum dem
301 698	301 698	663 414	663 736
Def en vol 0.000		Def en vol 0.322	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto
Nudo Piez	Terr	Sumin	Dem
Def	Nudo	Piez	Terr
Def	Nudo	Piez	Terr
14	74.45	32.45	2.0
2	81.89	38.89	1.1
4	84.82	38.82	1.7
6	81.11	27.11	2.3
8	76.91	14.91	1.4
10	75.47	29.47	2.6
12	74.97	30.97	3.1
15	103.64	3.64	0.0

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.8	14a	13	0.04	0.06	2	12.0	1a	2
3	8.1	2a	3	1.00	3.62	4	15.9	1a	4
5	4.6	4a	5	1.00	2.09	6	1.0	2a	5
7	9.8	4a	6	2.15	3.09	8	2.3	6a	7
9	1.0	8a	7	0.49	0.25	10	4.0	5a	8
11	1.7	8a	9	0.83	2.08	12	1.1	10a	9
13	6.0	3a	10	1.32	2.33	14	5.5	6a	11
15	1.2	7a	12	0.58	1.37	16	0.2	9a	13
17	2.6	10a	14	0.56	0.85	18	3.6	11a	12
19	1.9	12a	13	0.43	0.49	1	29.2	15a	1

TIEMPO 10 h F= 1.475		TIEMPO 13 h F= 1.565	
Suma Q sumin	Suma Q dem	Suma Q sumin	Suma Q dem
0 033	0 033	0 034	0 034
Vol acum sumin	Vol acum dem	Vol acum sumin	Vol acum dem
421.163	421.163	663 414	663 736
Def en vol 0 000		Def en vol 0 322	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto
Nudo Piez	Terr	Sumin	Dem
Def	Nudo	Piez	Terr
Def	Nudo	Piez	Terr
14	72.02	30.02	2.1
2	79.99	36.99	3.3
4	83.13	37.13	1.8
6	79.15	25.15	2.4
8	74.65	12.65	1.5
10	73.11	27.11	2.7
12	72.57	28.57	3.3
15	103.29	3.29	0.0

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.9	14a	13	0.05	0.08	2	13.8	1a	2
3	9.3	2a	3	1.15	4.00	4	18.4	1a	4
5	5.3	4a	5	1.15	3.56	6	1.1	2a	5
7	11.3	4a	6	2.49	4.10	8	2.6	6a	7
9	1.2	8a	7	0.58	0.34	10	4.6	5a	8
11	1.9	8a	9	0.96	2.78	12	1.3	10a	9
13	6.9	3a	10	1.52	3.10	14	6.3	6a	11
15	1.4	7a	12	0.68	1.84	16	0.2	9a	13
17	3.0	10a	14	0.65	1.13	18	4.2	11a	12
19	2.2	12a	13	0.49	0.65	1	33.6	15a	1

TIEMPO 11 h F= 1.5		TIEMPO 14 h F= 1.635	
Suma Q sumin	Suma Q dem	Suma Q sumin	Suma Q dem
0 029	0 029	0 034	0 034
Vol acum sumin	Vol acum dem	Vol acum sumin	Vol acum dem
186 283	186 283	663 414	663 736
Def en vol 0 000		Def en vol 0 322	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto
Nudo Piez	Terr	Sumin	Dem
Def	Nudo	Piez	Terr
Def	Nudo	Piez	Terr
14	79.61	37.61	1.8
2	85.81	42.81	2.9
4	88.26	42.26	1.6
6	85.16	31.16	2.1
8	81.67	19.67	1.3
10	80.46	34.46	2.4
12	80.05	16.05	2.9
15	103.91	3.91	0.0

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.8	14a	13	0.05	0.07	2	13.1	1a	2
3	8.9	2a	3	1.10	3.62	4	17.5	1a	4
5	5.0	4a	5	1.10	3.23	6	1.1	2a	5
7	10.7	4a	6	2.36	3.71	8	2.5	6a	7
9	1.1	8a	7	0.54	0.30	10	4.4	5a	8
11	1.8	8a	9	0.91	2.50	12	1.2	10a	9
13	6.6	3a	10	1.45	2.80	14	6.0	6a	11
15	1.3	7a	12	0.64	1.65	16	0.2	9a	13
17	2.8	10a	14	0.62	1.02	18	4.0	11a	12
19	2.1	12a	13	0.47	0.59	1	32.0	15a	1

TIEMPO 12 h F= 1.495		TIEMPO 15 h F= 1.705	
Suma Q sumin	Suma Q dem	Suma Q sumin	Suma Q dem
0 034	0 034	0 034	0 034
Vol acum sumin	Vol acum dem	Vol acum sumin	Vol acum dem
663 414	663 736	663 414	663 736
Def en vol 0 322		Def en vol 0 322	
Nivel	Carga	Gasto	Gasto
Nudo Piez	Terr	Sumin	Dem
Def	Nudo	Piez	Terr
Def	Nudo	Piez	Terr
14	70.47	28.47	2.1
2	78.63	35.63	3.3
4	81.85	35.85	1.8
6	77.77	23.77	2.4
8	73.20	11.20	1.5
10	71.59	25.59	2.7
12	71.04	27.04	3.3
15	102.50	2.50	0.0

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)
20	0.9	14a	13	0.05	0.07	2	13.7	1a	2
3	9.3	2a	3	1.15	3.97	4	18.3	1a	4
5	5.2	4a	5	1.15	3.53	6	1.1	2a	5
7	11.3	4a	6	2.47	4.08	8	2.6	6a	7
9	1.2	8a	7	0.58	0.34	10	4.6	5a	8
11	1.9	8a	9	0.96	2.77	12	1.3	10a	9
13	6.9	3a	10	1.52	3.07	14	6.3	6a	11
15	1.4	7a	12	0.68	1.83	16	0.2	9a	13
17	2.9	10a	14	0.65	1.12	18	4.2	11a	12
19	2.2	12a	13	0.49	0.65	1	33.5	15a	1

Módulo I: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo J

TIEMPO 13 h Fw 1.43										TIEMPO 17 h Fw 1.125														
Suma Q sumin 0.032					Suma Q dem 0.032					Vol acum sumin 779.233					Vol acum dem 779.556					Def en vol 0.322				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo					
14	72.52	30.52	2.0	2.0	0	0	85.38	41.38	1.4	1.4	0.0	14	82.87	40.87	1.6	1.6	0.0	1	90.84	46.84	1.1	1.1	0.0	
2	80.06	37.06	3.2	3.2	0	0	76.40	37.40	2.3	2.3	0.0	2	87.54	44.54	2.5	2.5	0.0	3	85.27	46.27	1.8	1.8	0.0	
4	83.02	37.02	1.7	1.7	0	0	79.76	30.76	1.7	1.7	0.0	4	89.38	43.38	1.4	1.4	0.0	5	87.36	38.36	1.4	1.4	0.0	
6	79.26	25.26	2.3	2.3	0	0	74.71	13.71	2.3	2.3	0.0	6	84.41	22.41	1.1	1.1	0.0	7	82.85	25.85	2.3	2.3	0.0	
8	75.01	13.01	1.4	1.4	0	0	72.49	15.49	2.9	2.9	0.0	8	83.52	37.52	2.0	2.0	0.0	9	84.15	41.15	1.6	1.6	0.0	
10	73.56	27.56	2.6	2.6	0	0	74.60	31.60	2.0	2.0	0.0	10	83.19	39.19	2.5	2.5	0.0	11	82.83	36.83	2.5	2.5	0.0	
12	73.05	29.05	3.2	3.2	0	0	72.46	26.46	3.2	3.2	0.0	12	83.19	39.19	2.5	2.5	0.0	13	82.83	36.83	2.5	2.5	0.0	
13	102.11	2.11	0.0	0.0	0	0						13	101.21	1.21	0.0	0.0	0							
Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.8	14a	13	0.04	0.06	2	13.2	1a	2	1.63	5.32	3	7.0	2a	3	0.87	2.27	4	13.8	1a	4	1.28	3.30	
1	8.9	2a	3	1.10	3.66	4	17.6	1a	4	2.17	2.36	5	4.0	4a	5	0.87	2.02	6	0.9	2a	5	0.42	0.18	
5	5.0	4a	5	1.10	1.26	6	1.1	2a	5	0.54	0.29	7	0.5	4a	6	1.87	2.33	8	2.0	6a	7	0.97	2.82	
7	10.8	4a	6	2.37	3.76	8	2.5	6a	7	1.23	4.75	9	0.9	8a	7	0.44	0.19	10	3.5	5a	8	1.71	2.94	
9	1.1	8a	7	0.55	0.31	10	4.4	5a	8	2.18	4.75	11	1.5	8a	9	0.72	1.53	12	1.0	7a	9	0.47	0.67	
11	1.9	8a	9	0.92	2.52	12	1.2	10a	9	0.60	1.75	13	5.2	3a	10	1.15	1.76	14	4.7	6a	11	0.74	2.89	
13	6.4	3a	10	1.46	2.83	14	6.0	6a	11	1.32	4.66	15	1.0	7a	12	0.51	1.03	16	0.1	9a	13	0.07	0.02	
15	1.3	7a	12	0.64	1.66	16	0.2	9a	13	0.09	0.03	17	2.2	10a	14	0.49	0.65	18	3.2	11a	12	0.69	0.96	
17	2.9	10a	14	0.60	1.4	18	4.0	11a	12	0.88	1.55	19	1.7	12a	13	0.37	0.37	1	25.4	15a	1	5.57	10.38	
19	2.1	12a	13	0.47	0.59	1	32.2	15a	1	7.07	16.74													

TIEMPO 14 h Fw 1.135										TIEMPO 18 h Fw 1.1														
Suma Q sumin 0.030					Suma Q dem 0.030					Vol acum sumin 888.974					Vol acum dem 888.896					Def en vol 0.322				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo					
14	75.41	33.41	1.9	1.9	0	0	86.87	42.87	1.4	1.4	0.0	14	83.57	41.57	1.5	1.5	0.0	1	91.19	47.19	1.1	1.1	0.0	
2	82.12	39.12	3.0	3.0	0	0	79.86	39.86	2.2	2.2	0.0	2	86.04	45.04	2.4	2.4	0.0	3	85.87	46.87	1.8	1.8	0.0	
4	84.77	38.77	1.6	1.6	0	0	81.86	32.86	1.6	1.6	0.0	4	89.80	43.80	1.3	1.3	0.0	5	87.86	38.86	1.3	1.3	0.0	
6	81.41	27.41	2.2	2.2	0	0	77.36	16.36	2.2	2.2	0.0	6	87.57	33.57	1.8	1.8	0.0	7	84.67	23.67	1.8	1.8	0.0	
8	77.63	15.63	1.4	1.4	0	0	75.38	18.38	2.7	2.7	0.0	8	85.05	23.05	1.1	1.1	0.0	9	83.55	26.55	2.2	2.2	0.0	
10	76.34	10.34	2.4	2.4	0	0	77.26	34.26	1.9	1.9	0.0	10	84.19	38.19	2.0	2.0	0.0	11	84.80	41.80	1.5	1.5	0.0	
12	75.88	31.88	3.0	3.0	0	0	75.35	29.35	3.0	3.0	0.0	12	83.88	39.88	2.4	2.4	0.0	13	83.53	37.53	2.4	2.4	0.0	
15	101.79	1.79	0.0	0.0	0	0						15	101.12	1.12	0.0	0.0	0							
Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.8	14a	13	0.04	0.06	2	12.5	1a	2	1.54	4.74	3	6.9	2a	3	0.85	2.17	4	13.5	1a	4	1.67	1.40	
1	8.4	2a	3	1.04	3.26	4	16.6	1a	4	2.05	2.10	5	3.9	4a	5	0.85	1.93	6	0.8	2a	5	0.41	0.17	
5	4.8	4a	5	1.04	2.90	6	1.0	2a	5	0.51	0.26	7	0.3	4a	6	1.83	2.23	8	1.9	6a	7	0.95	2.70	
7	10.2	4a	6	2.24	3.35	8	2.4	6a	7	1.16	4.06	9	0.9	8a	7	0.43	0.18	10	3.4	5a	8	1.68	2.82	
9	1.8	8a	7	0.52	0.27	10	4.2	5a	8	2.05	4.23	11	1.4	8a	9	0.71	1.50	12	0.9	10a	9	0.46	0.64	
11	1.8	8a	9	0.87	2.25	12	1.1	10a	9	0.56	0.96	13	6.3	3a	10	1.37	2.53	14	5.7	6a	11	1.02	2.77	
13	6.3	3a	10	1.37	2.53	14	5.7	6a	11	1.25	4.16	15	1.2	7a	12	0.61	1.48	16	0.2	9a	13	0.09	0.03	
15	1.2	7a	12	0.61	1.48	16	0.2	9a	13	0.09	0.03	17	2.7	10a	14	0.59	0.93	18	3.8	11a	12	0.83	1.38	
17	2.7	10a	14	0.59	0.93	18	3.8	11a	12	0.83	1.38	19	2.0	12a	13	0.44	0.53	1	30.5	15a	1	6.68	14.92	
19	2.0	12a	13	0.44	0.53	1	30.5	15a	1	6.68	14.92													

TIEMPO 15 h Fw 1.25										TIEMPO 19 h Fw 1.075														
Suma Q sumin 0.028					Suma Q dem 0.028					Vol acum sumin 989.815					Vol acum dem 990.137					Def en vol 0.323				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo					
14	78.91	36.91	1.8	1.8	0	0	88.74	44.74	1.3	1.3	0.0	14	84.28	42.28	1.5	1.5	0.0	1	91.56	47.56	1.1	1.1	0.0	
2	84.67	41.67	2.8	2.8	0	0	81.89	42.89	2.0	2.0	0.0	2	88.55	45.55	2.4	2.4	0.0	3	86.47	47.47	1.7	1.7	0.0	
4	86.94	40.94	1.5	1.5	0	0	84.45	35.45	1.5	1.5	0.0	4	90.23	44.23	1.3	1.3	0.0	5	88.38	39.38	1.3	1.3	0.0	
6	84.06	30.06	2.0	2.0	0	0	80.58	19.58	2.0	2.0	0.0	6	88.10	34.10	1.7	1.7	0.0	7	85.52	24.52	1.7	1.7	0.0	
8	80.82	18.82	1.3	1.3	0	0	78.89	21.89	2.5	2.5	0.0	8	85.69	23.69	1.1	1.1	0.0	9	84.26	27.26	2.2	2.2	0.0	
10	79.71	13.71	2.1	2.1	0	0	80.50	37.50	1.9	1.9	0.0	10	84.87	38.87	1.9	1.9	0.0	11	85.45	42.45	1.5	1.5	0.0	
12	79.32	15.32	2.8	2.8	0	0	78.86	32.86	2.8	2.8	0.0	12	84.58	40.58	2.4	2.4	0.0	13	84.24	38.24	2.4	2.4	0.0	
15	101.53	1.53	0.0	0.0	0	0						15	101.04	1.04	0.0	0.0	0							
Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)					
20	0.7	14a	13	0.04	0.05	2	11.6	1a	2	1.42	4.07	3	7.8	2a	3	0.96	2.79	4	15.4	1a	4	1.90	1.80	
1	4.4	4a	5	0.97	2.49	6	1.0	2a	5	0.47	0.22	7	9.5	4a	6	2.07	2.87	8	2.2	6a	7	1.08	3.48	
9	1.0	8a	7	0.48	0.23	10	3.9	5a	8	1.90	3.63	11	1.6	8a	9	0.80	1.93	12	1.1	10a	9	0.52	0.82	
13	5.8	3a	10	1.27	2.17	14	5.3	6a	11	1.16	3.66	15	1.1	7a	12	0.56	1.27	16	0.2	9a	13	0.08	0.02	
17	2.5	10a	14	0.55	0.80	18	3.5	11a	12	0.77	1.18	19	1.9	12a	13	0.41	0.45	1	28.2	15a	1	6.18	12.79	
19	1.9	12a	13	0.41	0.45	1	28.2	15a	1	6.18	12.79													

TIEMPO 16 h Fw 1.175										TIEMPO 20 h Fw 1.1														
Suma Q sumin 0.026					Suma Q dem 0.026					Vol acum sumin 1084.981					Vol acum dem 1085.303					Def en vol 0.323				
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin.	Dem.	Nudo					
14	81.34	39.34	1.7	1.7	0	0	90.03	46.03	1.2	1.2	0.0	14	86.49	44.49	1.4	1.4	0.0							

Módulo 1: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo J

TIEMPO 21 h P= .78													TIEMPO 1 h P= .56																
Suma Q sumin 0 018						Suma Q dem 0 018						Vol acum sumin 1496 424						Vol acum dem 1496 747						Def en vol 0 323					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo					
14	0.9	7a	12	0.45	0.81	16	0.1	9a	13	0.06	0.02	11	0.7	8a	9	0.37	0.40	12	0.5	10a	9	0.24	0.17						
17	2.0	10a	14	0.44	0.51	18	2.8	11a	12	0.62	0.76	13	2.7	3a	10	0.58	0.45	14	2.4	6a	11	0.53	0.75						
19	1.5	12a	13	0.33	0.29	1	22.6	15a	1	4.96	8.20	15	0.5	7a	12	0.26	0.26	16	0.1	9a	13	0.03	0.01						
17	1.2	10a	14	0.25	0.17	18	1.6	11a	12	0.35	0.25	19	0.9	12a	13	0.19	0.09	1	1.6	15a	1	2.85	16 91						
TIEMPO 22 h P= .65													TIEMPO 2 h P= .55																
Suma Q sumin 0 015						Suma Q dem 0 015						Vol acum sumin 1549 070						Vol acum dem 1549 392						Def en vol 0 323					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo					
14	76 13	34 13	0.9	0.9	0.0	0.1	78 63	34 63	0.7	0.7	0.0	14	86 00	42 90	0.8	0.8	0.0	1	86 82	42 82	0.6	0.4	0.0						
2	77 59	34 59	1.4	1.4	0.0	0.3	76 88	37 88	1.0	1.0	0.0	2	86.03	43 03	1.2	1.2	0.0	3	85.48	46 48	0.9	0.9	0.0						
4	78 16	32 16	0.8	0.8	0.0	0.5	77 53	28 53	0.8	0.8	0.0	4	86 47	40 47	0.7	0.7	0.0	5	85.98	36 98	0.7	0.7	0.0						
6	77 41	23 41	1.0	1.0	0.0	0.7	76 54	15 54	1.0	1.0	0.0	6	85 93	31 93	0.9	0.9	0.0	7	85.22	24 22	0.9	0.9	0.0						
8	76 59	14 59	0.7	0.7	0.0	0.9	76 18	19 18	1.3	1.3	0.0	8	85 27	23 27	0.6	0.6	0.0	9	84.89	27 89	1.1	1.1	0.0						
10	76 32	30 32	1.2	1.2	0.0	1.1	76 48	33 48	0.9	0.9	0.0	10	85 06	39 06	1.0	1.0	0.0	11	85.21	42 21	0.8	0.8	0.0						
12	76 19	32 19	1.4	1.4	0.0	1.3	76 08	30 08	1.4	1.4	0.0	12	84 98	40 98	1.2	1.2	0.0	13	84 89	38 89	1.2	1.2	0.0						
15	101 27	1 27	0.0	0.0	0.0	0.0						15	102 59	2 59	0.0	0.0	0.0												
TIEMPO 23 h P= 6													TIEMPO 3 h P= .56																
Suma Q sumin 0 013						Suma Q dem 0 013						Vol acum sumin 1597 666						Vol acum dem 1597 988						Def en vol 0 323					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo					
14	80 56	38 56	0.8	0.8	0.0	0.1	82 82	38 82	0.6	0.6	0.0	14	86 92	42 92	0.8	0.8	0.0	1	86 90	42 90	0.6	0.6	0.0						
2	81 88	38 88	1.3	1.3	0.0	0.3	81.24	42 24	1.0	1.0	0.0	2	86 08	43 08	1.2	1.2	0.0	3	85 52	46 52	0.9	0.9	0.0						
4	82 40	36 40	0.7	0.7	0.0	0.5	81 83	32 83	0.7	0.7	0.0	4	86 54	40 54	0.7	0.7	0.0	5	86 04	37 04	0.7	0.7	0.0						
6	81 74	27 74	1.0	1.0	0.0	0.7	80 94	19 94	1.0	1.0	0.0	6	85 96	31 96	0.9	0.9	0.0	7	85 26	24 26	0.9	0.9	0.0						
8	80 99	18 99	0.6	0.6	0.0	0.9	80 56	23 56	1.2	1.2	0.0	8	85 33	23 33	0.6	0.6	0.0	9	84 92	27 92	1.1	1.1	0.0						
10	80 74	14 74	1.1	1.1	0.0	1.1	80 92	37 92	0.8	0.8	0.0	10	85 09	39 09	1.0	1.0	0.0	11	85.24	42 24	0.8	0.8	0.0						
12	80 64	16 64	1.3	1.3	0.0	1.3	80 54	34 54	1.3	1.3	0.0	12	85 01	41 01	1.2	1.2	0.0	13	84 92	38 92	1.2	1.2	0.0						
15	101 56	1 56	0.0	0.0	0.0	0.0						15	102 95	2 95	0.0	0.0	0.0												
TIEMPO 24 h P= 57													TIEMPO 4 h P= .58																
Suma Q sumin 0 013						Suma Q dem 0 013						Vol acum sumin 1643 831						Vol acum dem 1644 154						Def en vol 0 323					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo					
14	82 92	40 92	0.8	0.8	0.0	0.1	84 98	40 98	0.6	0.6	0.0	14	84 54	42 54	0.8	0.8	0.0	1	86 62	42 62	0.6	0.6	0.0						
2	84 13	41 13	1.3	1.3	0.0	0.3	83 54	44 54	0.9	0.9	0.0	2	85 76	42 76	1.3	1.3	0.0	3	85 17	46 17	0.9	0.9	0.0						
4	84 60	38 60	0.7	0.7	0.0	0.5	84 08	35 08	0.7	0.7	0.0	4	86 24	40 24	0.7	0.7	0.0	5	85 73	36 73	0.7	0.7	0.0						
6	84 00	30 00	0.9	0.9	0.0	0.7	83 27	22 27	0.9	0.9	0.0	6	85 63	31 63	0.9	0.9	0.0	7	84 90	23 90	0.9	0.9	0.0						
8	83 32	21 32	0.6	0.6	0.0	0.9	82 91	25 91	1.1	1.1	0.0	8	84 94	22 94	0.6	0.6	0.0	9	84 54	27 54	1.2	1.2	0.0						
10	83 09	37 09	1.0	1.0	0.0	1.1	83 25	40 25	0.8	0.8	0.0	10	84 70	38 70	1.0	1.0	0.0	11	84 88	41 88	0.8	0.8	0.0						
12	83 00	35 00	1.3	1.3	0.0	1.3	82 91	36 91	1.3	1.3	0.0	12	84 63	40 63	1.3	1.3	0.0	13	84 53	38 53	1.3	1.3	0.0						
15	101 89	1 89	0.0	0.0	0.0	0.0						15	103 30	3 30	0.0	0.0	0.0												
TIEMPO 25 h P= 57													TIEMPO 5 h P= .58																
Suma Q sumin 0 013						Suma Q dem 0 013						Vol acum sumin 1689 424						Vol acum dem 1689 510						Def en vol 0 323					
Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def					
Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo	Piez.	Terr.	Sumin	Dem	Nudo					
14	82 92	40 92	0.8	0.8	0.0	0.1	84 98	40 98	0.6	0.6	0.0	14	84 54	42 54	0.8	0.8	0.0	1	86 62	42 62	0.6	0.6	0.0						
2	84 13	41 13	1.3	1.3	0.0	0.3	83 54	44 54	0.9	0.9	0.0	2	85 76	42 76	1.3	1.3	0.0	3	85 17	46 17	0.9	0.9	0.0						
4	84 60	38 60	0.7	0.7	0.0	0.5	84 08	35 08	0.7	0.7	0.0	4	86 24	40 24	0.7	0.7	0.0	5	85 73	36 73	0.7	0.7	0.0						
6	84 00	30 00	0.9	0.9	0.0	0.7	83 27	22 27	0.9	0.9	0.0	6	85 63	31 63	0.9	0.9	0.0	7	84 90	23 90	0.9	0.9	0.0						
8	83 32	21 32	0.6	0.6	0.0	0.9	82 91	25 91	1.1	1.1	0.0	8	84 94	22 94	0.6	0.6	0.0	9	84 54	27 54	1.2	1.2	0.0						
10	83 09	37 09	1.0	1.0	0.0	1.1	83 25	40 25	0.8	0.8	0.0	10	84 70	38 70	1.0	1.0	0.0	11	84 88	41 88	0.8	0.8	0.0						
12	83 00	35 00	1.3	1.3	0.0	1.3	82 91	36 91	1.3	1.3	0.0	12	84 63	40 63	1.3	1.3	0.0	13	84 53	38 53	1.3	1.3	0.0						
15	101 89	1 89	0.0	0.0	0.0	0.0						15	103 30	3 30	0.0	0.0	0.0												

Módulo I: Análisis, diseño y operación de sistemas de abastecimiento de agua potable con énfasis en las redes de distribución

Anexo J

7	4.3	4a	6	0.95	0.61	8	1.0	6a	7	0.49	0.73
9	0.4	8a	7	0.21	0.04	10	1.8	5a	8	0.87	0.77
11	0.7	8a	9	0.37	0.40	12	0.5	10a	9	0.24	0.16
13	2.7	1a	10	0.89	0.46	14	2.4	6a	11	0.53	0.75
15	0.5	7a	12	0.26	0.27	16	0.1	9a	13	0.04	0.01
17	1.1	10a	14	0.25	0.17	18	1.6	11a	12	0.35	0.25
19	0.9	12a	13	0.19	0.10	1	12.9	15a	1	2.83	16.68

TIEMPO 5 h F= .65
 Suma Q sumin. Suma Q dem Vol acum sumin. Vol acum dem Def en vol
 0.015 0.015 1878.710 1879.033 0.323

Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def	Nudo	Nivel Piez	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
14	79.95	37.95	0.9	0.9	0.0	1	82.57	38.57	0.7	0.7	0.0
2	81.48	38.48	1.4	1.4	0.0	3	80.74	41.74	1.0	1.0	0.0
4	82.09	36.09	0.8	0.8	0.0	5	81.42	32.42	0.8	0.8	0.0
6	81.32	27.32	1.0	1.0	0.0	7	80.40	19.40	1.0	1.0	0.0
8	80.46	18.46	0.7	0.7	0.0	9	79.94	22.94	1.3	1.3	0.0
10	80.15	34.15	1.2	1.2	0.0	11	80.37	37.37	0.9	0.9	0.0
12	80.05	36.05	1.4	1.4	0.0	13	79.93	33.93	1.4	1.4	0.0
15	103.63	3.63	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.4	14a	13	0.02	0.02	2	6.0	1a	2	0.73	1.09
3	4.0	2a	3	0.50	0.75	4	7.9	1a	4	0.98	0.48
5	2.3	4a	5	0.50	0.67	6	0.5	2a	5	0.25	0.06
7	4.9	4a	6	1.07	0.77	8	1.1	6a	7	0.55	0.93
9	0.5	8a	7	0.24	0.06	10	2.0	5a	8	0.98	0.97
11	0.8	8a	9	0.41	0.52	12	0.5	10a	9	0.27	0.22
13	3.0	3a	10	0.66	0.68	14	2.7	6a	11	0.60	0.95
15	0.6	7a	12	0.29	0.34	16	0.1	9a	13	0.05	0.01
17	1.3	10a	14	0.28	0.21	18	1.8	11a	12	0.40	0.32
19	1.0	12a	13	0.21	0.12	1	14.5	15a	1	3.17	21.05

TIEMPO 6 h F= .8
 Suma Q sumin. Suma Q dem Vol acum sumin. Vol acum dem Def en vol
 0.018 0.018 1943.505 1943.827 0.323

Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
14	68.54	26.54	1.1	1.1	0.0	1	72.46	28.46	0.8	0.8	0.0
2	70.85	27.85	1.8	-1.8	0.0	3	69.72	30.72	1.3	1.3	0.0
4	71.76	25.76	1.0	-1.0	0.0	5	70.75	21.75	1.0	1.0	0.0
6	70.61	16.61	1.3	1.3	0.0	7	69.22	8.22	1.3	1.3	0.0
8	69.30	7.30	0.8	0.8	0.0	9	68.53	11.53	1.5	1.5	0.0
10	68.85	22.85	1.4	1.4	0.0	11	69.18	26.18	1.1	1.1	0.0
12	68.70	24.70	1.8	1.8	0.0	13	68.51	22.51	1.8	1.8	0.0
15	103.87	3.87	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.5	14a	13	0.03	0.03	2	7.3	1a	2	0.90	1.43
3	4.9	2a	3	0.61	1.23	4	9.7	1a	4	1.20	0.77
5	2.8	4a	5	0.61	1.00	6	0.6	2a	5	0.31	0.10
7	6.0	4a	6	1.31	1.15	8	1.4	6a	7	0.68	1.39
9	0.6	8a	7	0.29	0.06	10	2.4	5a	8	1.20	1.45
11	1.0	8a	9	0.51	0.78	12	0.7	10a	9	0.32	0.32
13	3.7	3a	10	0.81	0.87	14	3.3	6a	11	0.73	1.43
15	0.7	7a	12	0.36	0.52	16	0.1	9a	13	0.06	0.01
17	1.5	10a	14	0.34	0.31	18	2.2	11a	12	0.49	0.48
19	1.2	12a	13	0.26	0.19	1	17.7	15a	1	3.88	31.40

TIEMPO 7 h F= 1
 Suma Q sumin. Suma Q dem Vol acum sumin. Vol acum dem Def en vol
 0.022 0.022 2024.497 2024.820 0.323

Nudo	Nivel Piez	Carga Terr	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def	Nudo	Nivel Piez	Carga Terr.	Gasto Sumin.	Gasto Dem	Def
14	93.02	51.02	1.4	1.4	0.0	1	99.43	55.43	1.0	1.0	0.0
2	96.78	53.78	2.2	2.2	0.0	3	94.96	55.96	1.6	1.6	0.0
4	98.26	52.26	1.2	1.2	0.0	5	96.64	47.64	1.2	1.2	0.0
6	96.41	42.41	1.6	1.6	0.0	7	94.14	33.14	1.6	1.6	0.0
8	94.10	32.30	1.0	1.0	0.0	9	93.03	36.03	2.0	2.0	0.0
10	93.57	47.57	1.8	1.8	0.0	11	94.09	51.09	1.4	1.4	0.0
12	93.32	49.32	2.2	2.2	0.0	13	93.03	47.03	2.2	2.2	0.0
15	103.98	3.98	0.0	0.0	0.0						

Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)	Tubo No	Gasto (lps)	Va del nudo	Vel (m/s)	Hf (m)		
20	0.5	14a	13	0.03	0.00	2	9.3	1a	2	1.14	2.45
3	6.3	2a	3	0.77	1.82	4	12.3	1a	4	1.52	1.17
5	3.5	4a	5	0.77	1.62	6	0.8	2a	5	0.38	0.14
7	7.6	4a	6	1.66	1.66	8	1.8	6a	7	0.86	2.27
9	0.8	8a	7	0.39	0.16	10	3.1	5a	8	1.53	2.34
11	1.3	8a	9	0.65	1.27	12	0.8	10a	9	0.42	0.54
13	4.6	3a	10	1.02	1.40	14	4.2	6a	11	0.93	2.32
15	0.9	7a	12	0.45	0.82	16	0.1	9a	13	0.06	0.00
17	2.0	10a	14	0.44	0.55	18	2.8	11a	12	0.61	0.77
19	1.5	12a	13	0.33	0.29	1	22.6	15a	1	4.96	4.55