

FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

OPERACIÓN DE SISTEMAS DE  
ABASTECIMIENTO DE AGUA  
POTABLE CON ÉNFASIS EN  
LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

Del 12 al 25 de Agosto de 2004

APUNTES GENERALES

CI-075

INSTRUCTOR: DR. OSCAR FUENTES MARILES  
DELEGACIÓN XOCHIMILCO  
AGOSTO DE 2004

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

**OPERACIÓN DE SISTEMAS DE  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE CON  
ÉNFASIS EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN.**

**Módulo II:** Operación de Sistemas  
de abastecimiento de agua  
potable con énfasis en las  
redes de distribución.

20 Hrs.

**Duración del Módulo: 20 Horas**

**Periodo total de impartición del Módulo: Del 12 al 25 de Agosto del 2004.**

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

**OPERACIÓN DE SISTEMAS DE  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE CON  
ÉNFASIS EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN.**

**Módulo II: Operación de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable con  
Énfasis en las Redes de Distribución.**

**Duración del Módulo: 20 Horas**

1. ANTECEDENTES.
  - 1.1 La administración del agua
  - 1.2 Cobertura
  - 1.3 Orientación del servicio
  - 1.4 El valor del agua
  
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
  - 2.1 Abastecimiento
  - 2.2 Características de las áreas de servicio
  - 2.3 Fuentes de abastecimiento
  - 2.4 Captación
  - 2.5 Conducción
  - 2.6 Cómo es una red

3. TRATAMIENTO DEL AGUA.
  - 3.1 Tratamiento de aguas residuales
  - 3.2 Distribución
  - 3.3 Recolección y desecho de aguas residuales
  - 3.4 Reutilización y reciclaje de agua
  
4. VÁLVULAS.

Periodo total de impartición del Módulo: Del 12 al 25 de Agosto del 2004.

Nombre de los Capacitadores:  
Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles,  
M. en I. Juan Javier Carrillo Sosa,  
M. en I. Faustino De Luna Cruz  
M. en I. Adriana Palma Nava

## **ÍNDICE**

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>3</b>
<b>OBJETIVO GENERAL</b> .....	<b>5</b>
<b>1. ANTECEDENTES</b> .....	<b>6</b>
1.1 LA ADMINISTRACION DEL AGUA .....	11
1.2 COBERTURA.....	16
1.3 ORIENTACIÓN DEL SERVICIO.....	18
1.4 EL VALOR DEL AGUA .....	33
<b>2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE</b> .....	<b>54</b>
2.1 ABASTECIMIENTO.....	54
2.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS ÁREAS DE SERVICIO .....	54
2.3 FUENTES DE ABASTECIMIENTO .....	63
2.4 CAPTACIÓN.....	65
2.5 CONDUCCIÓN.....	78
2.6 COMO ES UNA RED.....	89
<b>3. TRATAMIENTO DEL AGUA</b> .....	<b>102</b>
3.1 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES .....	102
3.2 DISTRIBUCIÓN .....	106
3.3 RECOLECCIÓN Y DESECHO DE AGUAS RESIDUALES .....	108
3.4 REUTILIZACIÓN Y RECICLAJE DE AGUA .....	112
<b>4. VÁLVULAS</b> .....	<b>115</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>172</b>

## INTRODUCCIÓN

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

En la antigüedad, el hombre se estableció cerca de ríos o lagunas que le proporcionaban agua, lo que le permitió subsistir y atender sus necesidades de agua, haciendo uso de este recurso.

Con el crecimiento de los poblados, el agua en condiciones naturales no fue suficiente para cumplir sus necesidades de uso. En la actualidad se requiere de procesos para adecuarla en calidad, transporte y de almacenamiento para cumplir con el 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 desalojo de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reúso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidráulico con los usuarios (figura 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, tanques de almacenamiento, sistemas de bombeo y accesorios necesarios para un buen funcionamiento hidráulico. 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.

En este curso se abordan los sistemas de abastecimientos de agua potable, se presenta en antecedentes los aspectos de la administración del agua, cobertura del servicio de agua potable; su orientación y el valor del agua.

Se describen los componentes principales de los sistemas de abastecimiento de agua, como se hace el abastecimiento, las características de las áreas de servicio, el tipo de fuentes de abastecimiento, captación, conducción y se presentan con mayor detalle los aspectos inherentes a las redes de distribución de agua potable.

En el curso se describe al tratamiento del agua, tanto potable como residual y se comenta sobre el reúso, la recolección y el desecho de las agua residuales.

En la parte final se incluyen notas sobre las válvulas y su importancia dentro del funcionamiento de las redes de agua potable.

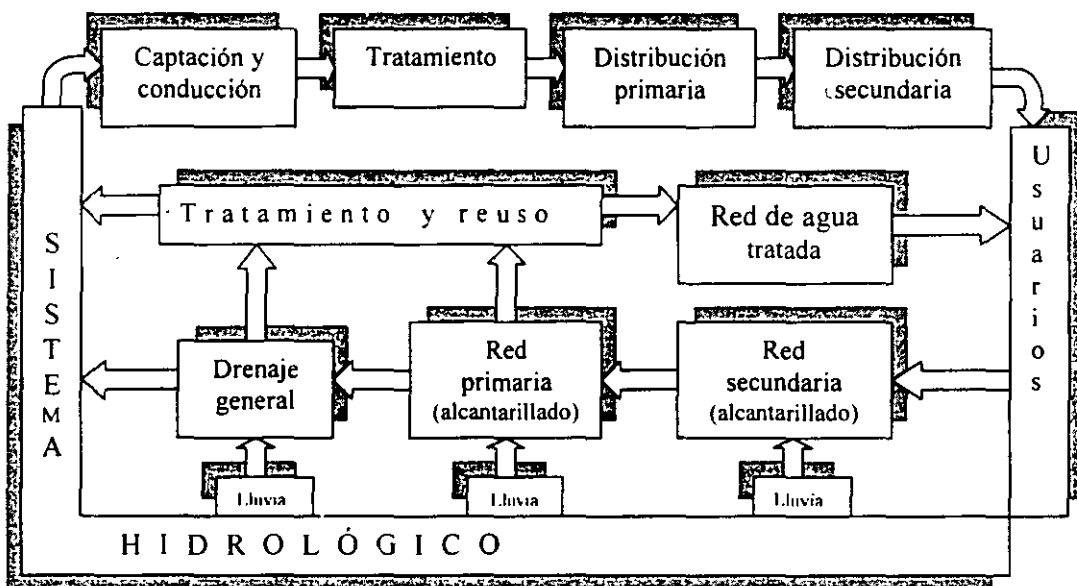


Figura 1 Sistema hidráulico urbano

## **OBJETIVO GENERAL**

Propiciar el conocimiento de los aspectos más importantes del sistema de abastecimiento de agua potable; como son la administración del agua, características de las áreas de servicio, las redes de distribución de agua y de tratamiento de agua. Así mismo, se pretende adquirir habilidades y las bases teóricas para un mejor desempeño de funciones relacionadas con los temas de este curso.



## **1. ANTECEDENTES**

### **El agua en el mundo**

En nuestro planeta hay algo así como 1.35 millones de kilómetros cúbicos de agua, de los que el 97.4% está en el océano y el resto en la Tierra y en la atmósfera. Se calcula que 97.4% es agua salada, 1.98% es agua congelada en los glaciares y en los polos del planeta, 0.6% es agua subterránea que está en el subsuelo y solo 0.02% es agua dulce de la superficie.

La distribución del agua en el mundo se estima distribuida de la siguiente manera: América Latina 57.8%, Norteamérica 25.6%, África 11.3%, Europa 5.3%.

En general, de toda el agua que llueve y escurre por la superficie de nuestro planeta, aprovechamos el 12% y de esa cantidad el 85% se utiliza en la agricultura, el 5% en la industria, 5% para usos domésticos y el resto en usos diversos. La mayoría del agua que escurre se aprovecha principalmente en la generación de energía eléctrica.

En el mundo 1,300 millones de personas carecen de agua potable, 1,700 millones no tienen acceso a servicios y 25 mil mueren a diario por agua contaminada.

### **El agua en México**

Más de la mitad del territorio, localizado en el centro y norte del país, dispone del 19% del agua que escurre anualmente, pero ahí sólo se concentran dos terceras partes de la población, el 70% de la actividad industrial y el 40% de las tierras de temporal. Mientras que en el Sureste del territorio, que comprende menos de la cuarta parte de superficie nacional, escurre el 76% de agua y habita el 24% de la población y muy poca industria.

En altitudes superiores a los 2000 metros sobre el nivel del mar, se asienta más de la cuarta parte de la población y sólo se dispone del 4% del agua que escurre. En contraste, por debajo de los 500 metros de altitud, se dispone del 50% del escurrimiento para un 50% de la población.

### **Historia del abastecimiento de agua en la Ciudad de México**

Desde la fundación de Tenochtitlan en 1325, el agua era distribuida por medio de canoas que pasaban a todos los calpullis, pero ante el crecimiento de la ciudad, la demanda aumentó y en 1426 el tercer emperador Chimalpopoca mandó a construir la primera gran obra hidráulica de la historia de la ciudad y para ello encomendó a Netzahualcóyotl, príncipe de Texcoco, la labor de construir un acueducto que trajera agua fresca de los manantiales de Chapultepec, un sistema de desalojamiento, así como un albarradón que contuviera las aguas saladas de las dulces y que al mismo tiempo evitara las inundaciones.

Ese acueducto fue destruido parcialmente durante la Guerra de Conquista para privar a la ciudad de agua potable y posteriormente sobrevivió a ella hasta 1536, cuando su caudal fue considerado como de "agua gruesa", por su alto contenido de carbonato de sodio.

Esto constituyó la construcción del acueducto de Santa Fe, pueblo que en aquel entonces estaba rodeado de manantiales. En su traza renacentista coincidía con el de Chapultepec en lo que es ahora el Circuito Interior, después seguía por puente de Alvarado hasta la actual avenida Hidalgo hasta llegar a la fuente de Mariscalá, detrás del Palacio de Bellas Artes justo en la Alameda, donde en aquel entonces estaba la orilla de la ciudad.

El acueducto de Santa Fe resolvió el abastecimiento de agua, pero momentáneamente, ya que cada vez se tuvo que recurrir a más caudales y en esos primeros 100 años de la Colonia se traía también de los manantiales de Azcapotzalco, Cuajimalpa, Molino del Rey, Chapultepec San Pablo y San Juan.

Durante los siglos XVII y XVIII los acueductos de arcos fueron la principal fuente de agua potable y además eran una de las características esenciales y ejes de la fisonomía de la entonces Ciudad de México. Son pocos los restos de los acueductos que ahora sobreviven, entre ellos se encuentran el de Arcos de Belén, en la actual Avenida Chapultepec, el cual se comenzó a construir en 1620 para concluirse en 1790 y que se posaba sobre más de 900 arcos y llegaba hasta la actual fuente del Salto del Agua. Otro de los que se pueden apreciar hasta ahora es el de Guadalupe, el cual nutría de las aguas del Río Tlalnepantla a la Villa de Guadalupe, San Bartolo, Ticumán, Tilmolulco, Zacatenco y Santa Isabel Tola. El Acueducto de Guadalupe medía 10 kilómetros y contenía 2 mil arcos.

Ante la lejanía de las fuentes, surgió el singular oficio de los aguadores, quienes realizaban la gran labor de entregar el agua en las casas en grandes cántaros a cambio de unas cuantas monedas, de esta forma las familias satisfacían sus necesidades para beber, cocinar, regar las plantas y lavar la ropa.

Hacia finales del siglo XIX luego de la demolición del acueducto de Santa Fe, comenzarían la nueva red de distribución y abastecimiento de agua potable en caños de barro cocido, plomo, fierro y piedra. Justo debajo de ese acueducto se construyó el primer abastecedor bajo tierra que comenzaría a operar el 30 de julio de 1879. Fue así como se rompió una parte esencial del paisaje capitalino para darle paso a las nuevas vías subterráneas.

En 1906, don Porfirio Díaz da la orden de traerse el agua de los manantiales de Xochimilco y para ello manda a construir un moderno acueducto de concreto con dos metros de diámetro y 26 kilómetros de largo para traer más y mejor agua a la ciudad.

Lógicamente la construcción de esta obra no dejó satisfechos a los agricultores de la región, ya que sin el importante manantial, muchos de los chinamperos xochimilcas tuvieron que cambiar sus arraigadas actividades y tuvieron que emigrar a la Ciudad de México para adquirir empleos como albañiles, sirvientes o cargadores.

Era inevitable, pues históricamente ha sido necesario afectar las regiones externas para beneficiar el abastecimiento de la ciudad. El agua de Xochimilco no ha dejado de surtir a la ciudad y sus respiraderos aún se pueden apreciar en Tepepan y la avenida División del Norte.

Las crecientes necesidades por la acelerada explosión demográfica, provocaban que una vez terminada una obra ya se estuviera pensando en la siguiente que lógicamente conllevaría mayores gastos por su complejidad. Fue así como se comenzó a optar por una de las medidas que si bien, no era fácil, sí se consideraba como la menos difícil.

Esta consistió en cavar en Nativitas el primer pozo profundo de la ciudad con la cifra récord para la época de nueve metros de profundidad, este pozo del cual brotaba el agua con gran presión inauguró una forma de abastecimiento que consistía en extraer el agua de los mantos acuíferos del subsuelo de la ciudad.

Para 1910 la Ciudad de México contaba 300 mil habitantes y ocupaba 28 kilómetros cuadrados, ya en 1953 la capital medía 240 kilómetros cuadrados y su población sumaba 3 millones y medio de personas, sin duda para ese tiempo ni todos los manantiales aledaños a la ciudad hubieran alcanzado a satisfacer las necesidades primordiales de la capital.

Esta medida fomentó lo que es hasta ahora la principal fuente de abastecimiento en la ciudad, sin embargo la sobreexplotación de esos grandes yacimientos de agua filtrada por la existencia de los antiguos grandes lagos de lo que era la cuenca de México y las lluvias en todas las estribaciones montañosas han provocado hasta ahora los inevitables hundimientos.

La excavación de pozos a profundidades de 12 a 45 metros fue la práctica más recurrida para saciar las necesidades de agua, casi cada industria o nuevo fraccionamiento cavaba su propio pozo. En 1930 eran 350 y llegaron a 700 para 1950. Ante la gravedad de los hundimientos que comenzaron a evidenciarse en los edificios más antiguos y por ende históricos, se determinó en 1942 el traer agua desde una cuenca no muy lejana.

Después de los estudios correspondientes se decidió por la cuenca del Río Lerma, una de las más ricas y amplias cuencas. Su cauce principal nace en Almoloya del Río en el Estado de México y culmina 515 kilómetros adelante, después de cruzar los estados de México, Michoacán, Guanajuato, y parte de Jalisco en el Lago de Chapala. Pero el traer el agua a una ciudad ubicada a 2,200 metros sobre el nivel del mar y encerrada con una muralla natural, tampoco resultaba algo sencillo.

Sin embargo después de 10 años de construcción, en 1951 se inauguró la obra que consta de un acueducto casi siempre subterráneo con 62 kilómetros de largo y dos metros de diámetro que dota a la ciudad de cinco metros cúbicos de agua por segundo. Pero esta gran obra no fue suficiente y la perforación de pozos se intensificó nuevamente.

En 1970 la Ciudad de México era ya una megalópolis de 640 kilómetros cuadrados y en ella vivían 10 millones de personas, para entonces ya se habían consolidado en su alrededor nuevos municipios de inmensas proporciones como Naucalpan, Ecatepec, Tlalnepantla, Huixquilucan, Nezahualcóyotl y Chimalhuacán, lo que trajo como consecuencia menores extensiones naturales para la recarga del acuífero y lógicamente una mayor demanda de agua potable.

Todas las fuentes acuíferas juntas eran ya insuficientes y eso llevó a tomar una vez más la decisión de traer el agua de sitios lejanos y con ello surgió la alternativa de la cuenca del Río Cutzamala, la cual se encuentra entre las sierras de Michoacán y la costa de Guerrero. Esta fue una obra ambiciosa, compleja y muy costosa que consta de un conjunto de presas llamadas: Villa Victoria, Valle de Bravo, Chilesdo y Colorines, que proporcionan una red de 350 kilómetros de acueductos de concreto de tres metros de diámetro que recorren 260 kilómetros de distancia entre la cuenca y la capital.

Para bombear esta agua desde su origen se utiliza la energía eléctrica como para iluminar cada día la ciudad de Puebla con sus más de 4 millones y medio de habitantes. En su trayecto existen plantas de bombeo para elevarla en donde sea necesario, casi al final el agua llega a la planta potabilizadora de Berros a 2,700 metros sobre el nivel del mar en donde se recibe y purifica el caudal y se manda por gravedad a Huixquilucan a través de dos tubos de concreto y un gran túnel, para posteriormente llegar a los tanques de almacenamiento.

El Cutzamala constituyó uno de los más grandes avances, sin embargo, como siempre resultaron afectadas extensas zonas agrícolas en donde se desarrollaba la actividad de miles de campesinos y ganaderos.

### **Sistema actual de abastecimiento a la Ciudad de México**

Actualmente para poder subsistir, la Ciudad de México necesita diariamente un promedio de 35 a 37 metros cúbicos de agua por segundo. El Sistema Cutzamala, aporta poco más de nueve metros cúbicos, el Sistema Lerma arriba de cuatro, excepto en temporada de estiaje en donde se cancela el suministro a la capital; el gran resto es aportado por las antiguas fuentes ya mencionadas basadas en manantiales y pozos particulares ubicados en puntos estratégicos de la ciudad, los cuales alcanzan ya una profundidad de hasta 450 metros. (tabla 1)

**Tabla 1. Caudales promedio de agua potable aportados al Distrito Federal**

<b>Sistema</b>	<b>Caudal l/s</b>
Norte	2,812
Centro	1,983
Oriente	8,941
Poniente	2,249
Sur	0.406
Lerma	4.265
Pozos Particulares	0.525
Manantiales	0.917
<b>Total</b>	<b>22,098</b>
<b>GRAVAMEX</b>	
Norte	2,281
Sur	0.507
Cutzamala	10,217
<b>Total</b>	<b>13,005</b>
<b>Gran Total</b>	<b>35,103</b>

Toda esta agua proveniente de fuentes subterráneas y externas al valle, se transporta dentro del Distrito Federal por medio de 517 kilómetros de acueductos y líneas de conducción hacia 336 tanques de almacenamiento, para posteriormente hacerla llegar a las tomas de los usuarios a través de 951 kilómetros de red primaria y 12,279 kilómetros de redes de distribución. Cabe destacar que del total de las tomas el 98 por ciento son domiciliarias y sólo el dos por ciento es distribuida por medio de carros cisterna.

**Infraestructura de agua potable en operación**

972	Pozos
517	Kilómetros de acueductos y líneas de conducción
336	Tanques de almacenamiento y regulación
256	Plantas de bombeo
951	Kilómetros de red primaria
12,279	Kilómetros de red secundaria
68	Manantiales
47	Plantas Potabilizadoras
357	Dispositivos de desinfección
75	Estaciones instrumentadas para la medición en tiempo real de agua en bloque

En virtud de la construcción y operación de las primeras tres etapas del Acueducto Perimetral, que está localizado al poniente de la ciudad y consta de un túnel de cuatro metros de diámetro y 20. 906 kilómetros de longitud en operación, comprendidos entre el Portal San José en la Delegación Cuajimalpa, y el tanque La Primavera en la Delegación Tlalpan, se distribuye el caudal a las comunidades lejanas y a un bajo costo, puesto que éste funciona por medio de la gravedad.

El Objetivo de esta obra es distribuir de manera más eficiente los caudales provenientes del Sistema Cutzamala y de las futuras fuentes de abastecimiento externas al valle de México, entre los habitantes del Distrito Federal, especialmente a aquellos ubicados en las zonas sur y oriente.

Para el año 2010, es probable que la Ciudad de México tenga que utilizar hasta 43 metros cúbicos por segundo de este preciado líquido y con ello aumentarán las funciones para potabilizarla, tratarla y desalojarla; para ello se requiere la construcción y mantenimiento de más y mejores sistemas hidráulicos para mantener satisfactoriamente el ciclo del agua que utilizamos en la Ciudad de México, como el Acueducto Perimetral, el Drenaje Profundo, o los Sistemas de Potabilización, sino que también trabajan en programas de aprovechamiento del agua, en donde se instruye a la población en general, principalmente a los niños de una nueva cultura del agua, que consiste primordialmente en saber utilizarla.

### **1.1 La administración del agua**

Administrar y preservar las aguas nacionales significa medirlas en cantidad y calidad, calcular su disponibilidad, otorgar las concesiones, asignaciones y reservas para hacer un uso más justo y eficiente del agua, promover la participación de los usuarios en los consejos de cuenca para mantener el equilibrio hidrológico y una adecuada calidad del agua en la misma mediante la construcción y operación de la infraestructura necesaria, garantizar su seguridad ante la presencia de fenómenos externos, otorgándole el valor económico correspondiente, con objeto de preservarlo para las generaciones actuales y futuras.

La participación de la sociedad considera la delegación de la responsabilidad de construir, operar y mantener la infraestructura hidráulica a las autoridades locales y los usuarios y lograr la participación social activa en la preservación de la calidad y cantidad del agua. Es decir, se le confiere al gobierno la facultad de administrar el recurso del agua en nuestro país.

La participación del gobierno, los usuarios y las organizaciones sociales y políticas en el uso y la gestión pública del agua, se enmarcan jurídicamente en el artículo 27 de la Constitución (1987) del que se derivó la promulgación de la nueva Ley de Aguas (1992) y su reglamento (1994); así como en la creación, en 1989, de la Comisión Nacional del Agua.

La administración del agua se basa en la premisa de que el agua no es un recurso que se pueda dividir claramente y ser, como los autos, propiedad de un determinado agente. Es un bien público que circula constantemente en alguno de los procesos del ciclo hidrológico a través de distintos ecosistemas.

Para el uso eficiente y equitativo del agua se requiere, por tanto, mecanismos públicos de administración del recurso, ampliamente aceptados y legitimados entre los usuarios, si es que quiere garantizarse su cumplimiento.

Lo anterior lleva a la promoción de la cultura del agua. La cual no debe reducirse a un conjunto poco organizado de campañas publicitarias e inclusión de páginas ecologistas en libros de texto gratuito. La percepción de los problemas asociados al uso social del agua, el convencimiento de que es necesario optimizar su consumo y disminuir o revertir su deterioro debe formar parte del ser y deber ser del sistema de normas de la sociedad mexicana. El despilfarro y el acaparamiento deben ser socialmente sancionados, así como aplicado el castigo legal por incumplimiento. Sólo entonces se podrá romper con la ancestral costumbre de acatar las leyes pero no cumplirlas.

La participación de la sociedad en la preservación del recurso se logrará mediante el establecimiento de la cultura del agua; entendida ésta como los hábitos, costumbres y maneras de usar eficiente y racionalmente el recurso.

La sustentabilidad del recurso está relacionada con tres factores:

- A) La preservación del agua con el propósito de asegurar su disponibilidad en cantidad y calidad para las generaciones presentes y futuras, lo que implica detener y revertir su deterioro;
- B) Propiciar el desarrollo económico del país mediante un mejor aprovechamiento del agua para incrementar la producción y productividad y
- C) Coadyuvar al bienestar de la población, mejorando sus condiciones de vida. El alcanzar la sustentabilidad implica preservar el recurso con desarrollo económico y bienestar social.

La administración del agua debe tener una nueva visión y convicción gubernamental: debe ser menor la intervención gubernamental y mayor la participación de los sectores social y privado en la regulación del uso y gestión del líquido.

El Estado se debe concentrar en crear las condiciones jurídicas e institucionales (tales como derechos claros de propiedad en torno al agua, por ejemplo) para un adecuado funcionamiento del mercado, garantía del uso eficiente del recurso.

Todo esto significa, que el modelo de administración del agua debe contemplar del agua:

1. Abrir al sector privado la inversión en red climatológica e hidrométrica, abastecimiento, drenaje y otras obras de infraestructura hidráulica, cuya ampliación sigue siendo parte de la política gubernamental (ver Programa nacional hidráulico, 1996).
2. Transferir a los agricultores la administración de los distritos de riego.
3. Aplicar los principios de que paga más quien más agua usa y contamina, "independientemente de si cuenta con el título o permiso correspondiente". Lo primero implica que todos los usuarios deben pagar derechos sobre el uso de agua. Lo segundo, que requieren permiso de la CNA o de la autoridad competente para descargar aguas residuales.'
4. Descentralizar, hacia las autoridades estatales y municipales, funciones en la materia. En un primer momento, programas operativos tales como los de Agua limpia y Uso eficiente del agua.
5. Desarrollar un programa de comunicación, nacional y localmente, en el que participen medios de comunicación y otras instancias gubernamentales, tendiente a generar entre los usuarios una cultura del agua.

Si bien la participación de la iniciativa privada es fuente de recursos para nuestro gobierno y mecanismo de obtención de ganancias para las empresas, no debe ser vista como la clave para resolver problemas como el déficit en la cobertura de algunos servicios o las ineficiencias en su administración.

La participación de la iniciativa privada enfrenta, entre otros, el siguiente dilema: o se rige por el criterio de rentabilidad, que implica no atender a sectores que no pueden pagar y acabar con los subsidios a algunos sectores de usuarios. Esto beneficiaría a las empresas pero tendría altos costos sociales y políticos. O se rige por un criterio social y de política, que significa mantener subsidios, hacerse de la vista gorda ante fraudes de usuarios y dotar de servicios incluso a sectores y regiones con insuficiente o nulo poder de pago.

La descentralización de funciones hacia los gobiernos estatales y municipales es una medida necesaria, en la que no se debe olvidar la máxima ambiental de pensar globalmente y actuar localmente. Deberá acompañarse, eso sí, de un intenso y profundo proceso de capacitación y de participación democrática de todos los usuarios. De lo contrario, se corre el riesgo de que se privilegie a unos en detrimento de la mayoría de los usuarios regionales.



## **Marco jurídico de la administración del agua**

La Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos dice en su artículo 27 en lo referente al agua:

...”La propiedad de las tierras y aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional, corresponde originariamente a la nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares, constituyendo la propiedad privada.

Las expropiaciones solo podrán hacerse por causa de utilidad pública y mediante indemnización.

La nación tendrá en todo tiempo el derecho de imponer a la propiedad privada las modalidades que dicte el interés público, así como el de regular, en beneficio social, el aprovechamiento de los elementos naturales susceptibles de apropiación, con objeto de hacer una distribución equitativa de la riqueza pública, cuidar de su conservación, lograr el desarrollo equilibrado del país y el mejoramiento de las condiciones de vida de la población rural y urbana”...

...”Son propiedad de la nación las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fije derecho internacional; las aguas marinas interiores; las de las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar; las de los lagos interiores de formación natural que estén ligados directamente a corrientes constantes; las de los ríos y sus afluentes directos o indirectos, desde el punto del cauce en que se inicien las primeras aguas permanentes, intermitentes o torrenciales, hasta su desembocadura en el mar, lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional; las de las corrientes constantes o intermitentes y sus afluentes directos o indirectos, cuando el cauce de aquellas en toda su extensión o en parte de ellas, sirva de límite al territorio nacional o a dos entidades federativas, o cuando pase de una entidad federativa a otra o cruce la línea divisoria de la republica; las de los lagos, lagunas o esteros cuyos vasos, zonas o riberas, estén cruzados por líneas divisorias de dos o mas entidades o entre la republica y un país vecino; o cuando el límite de las riberas sirva de lindero entre dos entidades federativas o a la republica con un país vecino; las de los manantiales que broten en las playas, zonas marítimas, cauces, vasos o riberas de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional, y las que se extraigan de las minas; y los cauces, lechos o riberas de los lagos y corrientes interiores en la extensión que fije la ley. Las aguas del subsuelo pueden ser libremente alumbradas mediante obras artificiales y apropiarse por el dueño del terreno, pero cuando lo exija el interés publico o se afecten otros aprovechamientos, el ejecutivo federal podrá reglamentar su extracción y utilización y aun establecer zonas vedadas, al igual que para las demás aguas de propiedad nacional. Cualesquiera otras aguas no incluidas en la enumeración anterior, se

consideraran como parte integrante de la propiedad de los terrenos por los que corran o en los que se encuentren sus depósitos, pero si se localizaren en dos o mas predios, el aprovechamiento de estas aguas se considerara de utilidad publica, y quedara sujeto a las disposiciones que dicten los estados.”...

... “el dominio de la nación es inalienable e imprescriptible y la explotación, el uso o el aprovechamiento de los recursos de que se trata, por los particulares o por sociedades constituidas conforme a las leyes mexicanas, no podrá realizarse sino mediante concesiones, otorgadas por el ejecutivo federal, de acuerdo con las reglas y condiciones que establezcan las leyes. Las normas legales relativas a obras o trabajos de explotación de los minerales y sustancias a que se refiere el párrafo cuarto, regularan la ejecución y comprobación de los que se efectúen o deban efectuarse a partir de su vigencia, independientemente de la fecha de otorgamiento de las concesiones, y su inobservancia dará lugar a la cancelación de estas”...

... “La capacidad para adquirir el dominio de las tierras y aguas de la nación, se registrá por las siguientes prescripciones:

... “Solo los mexicanos por nacimiento o por naturalización y las sociedades mexicanas tienen derecho para adquirir el dominio de las tierras, aguas y sus accesiones o para obtener concesiones de explotación de minas o aguas”...

... “En una faja de cien kilómetros a lo largo de las fronteras y de cincuenta en las playas, por ningún motivo podrán los extranjeros adquirir el dominio directo sobre tierras y aguas.”...

... “La ley, considerando el respeto y fortalecimiento de la vida comunitaria de los ejidos y comunidades, protegerá la tierra para el asentamiento humano y regulara el aprovechamiento de tierras, bosques y aguas de uso común y la provisión de acciones de fomento necesarias para elevar el nivel de vida de sus pobladores”...

También, en su artículo 115, al referirse sobre las responsabilidades de los servidores públicos y específicamente a la administración del agua se dice:

... “Los estados adoptarán, para su régimen interior, la forma de gobierno republicano, representativo, popular, teniendo como base de su división territorial y de su organización política y administrativa el municipio libre”...

... “III. Los municipios tendrán a su cargo las funciones y servicios públicos siguientes:

A) agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de sus aguas residuales;”...

## 1.2 Cobertura

“Nuestro planeta está envuelto en agua, y aún así casi ocho millones de niños por debajo de los cinco años morirán en el 2004 debido a la escasez de este vital líquido. La misma ironía es vista con 800 millones de personas que viven en riesgo por las sequías. Dos tercios de la población rural mundial no tienen acceso al agua potable; mientras millones se quedan sin hogar anualmente debido a las inundaciones, y cientos de millones no pueden enfrentar las sequías.” –Programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente-

Hay más de 28 países que se pueden considerar con problemas de escasez de agua pues cuentan con una dotación menor a los 1,000 m<sup>3</sup> por habitante al año, cifra considerada como crítica en cuanto a oferta; México se encuentra en un nivel medio con una disponibilidad de agua per-cápita de 5,000 m<sup>3</sup> por año.

De acuerdo con las Naciones Unidas, el abastecimiento de agua potable, en especial en lo que concierne al saneamiento y la higiene, pueden ser un factor de reducción hasta en un 22% en la incidencia de enfermedades diarreicas y en un 65% las muertes provocadas por estas enfermedades.

En la última década se logró un avance relativo en el esfuerzo por asegurar la universalidad de la cobertura de agua potable a nivel mundial, al pasar de una cobertura del 77% en el año de 1990 a una cobertura del 82% en el año 2000.

En el Informe Mundial sobre el Desarrollo de Recursos Hídricos de las Naciones Unidas se menciona que “...en la actualidad 1,200 millones de personas carecen de agua potable y diariamente se descargan 2 millones de toneladas de desechos en ríos, lagos y arroyos.”

Por otra parte, la cobertura en zonas de menores ingresos sigue siendo insuficiente, especialmente en asentamientos espontáneos, cuya población, dadas las características socio demográficas de las familias que los habitan, son fundamentalmente niños y niñas.

México no es la excepción en esta problemática, ya que el país se encuentra en la escala internacional de baja disponibilidad de este recurso y si no se toman medidas urgentes para preservar el agua, nuestra capacidad de abastecimiento podría disminuir hasta tres veces respecto de los niveles actuales. La cobertura de agua potable en las grandes ciudades, oscila alrededor del 97%, de 90% en las ciudades de tamaño medio y apenas de 65% en las áreas rurales.

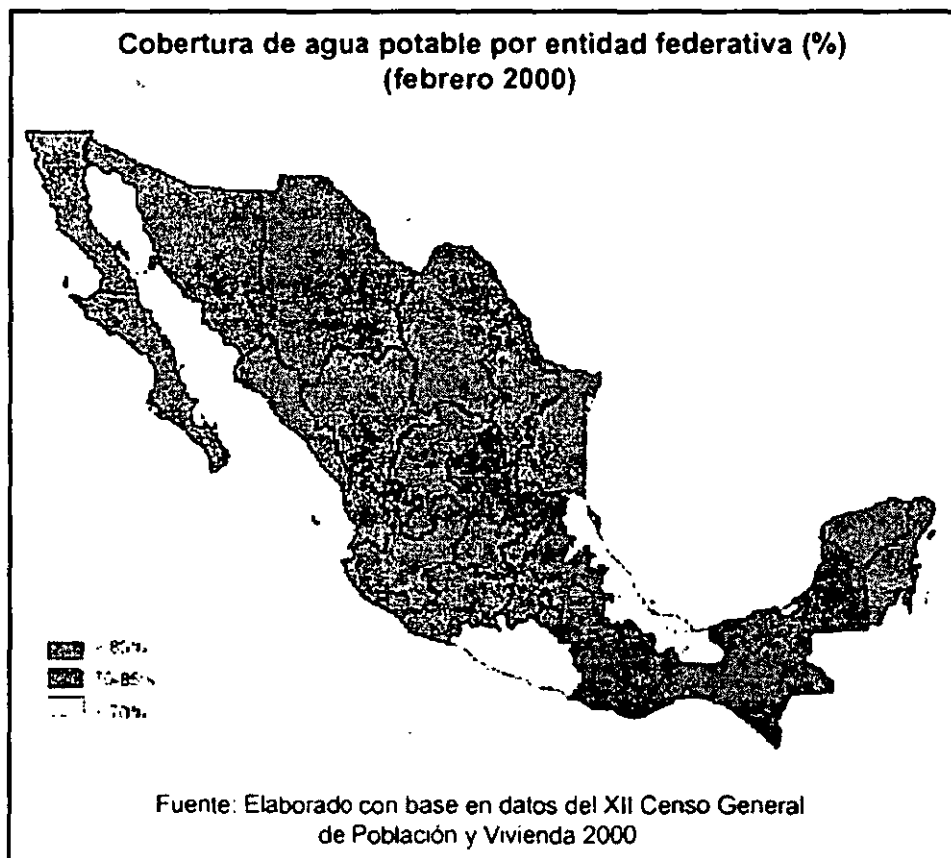
En México, el agua se distribuye desigualmente, tanto en términos espaciales como temporales. El 50% del volumen escurrido se genera en tan sólo el 20% de la superficie del país localizada en el sureste, mientras que el 4% del escurrimiento se genera en la parte norte del país en una superficie del orden del 30% del territorio nacional (Comisión Nacional del Agua, 1997).

Algunas zonas, como las de Campeche y Tabasco, sufren de constantes, o cuando menos periódicas, inundaciones. Mientras que otras áreas padecen de sequías, como las localizadas en Sonora, Chihuahua, Coahuila y otras entidades septentrionales del país. No sólo eso, una misma región se ve sometida a lo largo del año a estaciones de lluvia y secas, así como a heladas y nevadas.

Diversos factores se intervienen para determinar, en cualquier región, la escasez o –en su defecto– la sobreabundancia del vital recurso: el clima de la zona, su altura, latitud y longitud, su régimen de precipitación, tipo de suelos y de vegetación, así como el grado de perturbación a que han sido sometidos los recursos regionales.

El sureste del territorio nacional –Tabasco, Oaxaca y Chiapas, entre otros– tiene menos población y actividades económicas, pero cuenta con la mayor parte de los recursos hidráulicos. El centro y el norte concentran más gente y producen el 86% del Producto Interno Bruto (PIB), y presentan escasez relativa de agua, lo que demuestra la enorme disparidad regional.

La cobertura del servicio de agua potable en el país es del 83%, distribuida asimétricamente entre la población urbana (92%) y la rural (62%). El 67% de la población cuenta con sistemas de drenaje y alcantarillado, que dan servicio al 85.5% de las zonas urbanas y sólo al 20.9% de las rurales.



La construcción y operación de obras hidráulicas, son el principal mecanismo para incrementar la oferta de agua para riego, el abastecimiento y el alcantarillado, entre otros servicios, así como para satisfacer las crecientes demandas, asociadas tanto al incremento de la población como al crecimiento económico del país.

México cuenta con una compleja infraestructura hidráulica conformada en la actualidad por 1,273 presas de almacenamiento, 80 distritos de riego, 30 mil unidades de pequeño y mediano riego e infinidad de sistemas de abastecimiento de agua y alcantarillado, tantos como las 22,770 localidades con que cuenta el país, de acuerdo a la Comisión Nacional del Agua (1997). La infraestructura se ha destinado a satisfacer las necesidades de usuarios como los domésticos, conformados por 91.6 millones de habitantes, distribuidos en 156,603 localidades urbanas y rurales.

El Gobierno federal ha elaborado el “Programa de Acción 2002 – 2010 Un México apropiado para la Infancia y la Adolescencia”, estableciendo una meta de 90% de cobertura de agua potable para el año 2010.

### **1.3 Orientación del servicio**

La prestación del servicio de abastecimiento de agua potable requiere de alta capacidad técnica, referida tanto a las características del personal y de la organización como a las herramientas técnicas para el desempeño de las funciones y responsabilidades.

Los administradores del agua contarán con la suficiente información para la toma de decisiones y con los mecanismos adecuados para la transmisión de instrucciones, con una adecuada comunicación interna y externa, todo ello apoyado en una normatividad coherente y congruente con sus responsabilidades, lo cual redundará en que la organización responda con efectividad y eficiencia a las necesidades de la población y a la atención de emergencias.

Para alcanzar la alta capacidad técnica, se requiere de la desconcentración de funciones, programas y recursos de sus áreas central a las gerencias regionales, lo cual permitirá la adecuada planeación hidráulica al nivel de cuencas hidrológicas, el acercamiento de la institución con los usuarios, una mayor autonomía en la toma de decisiones y la implantación de soluciones acordes a las problemáticas regionales. También el llevar a cabo la consecución de algunos objetivos como:

1. Fomentar el uso eficiente del agua.
2. Fomentar la ampliación de la cobertura y calidad del servicio de agua potable
3. Lograr el manejo integrado y sustentable del agua en las distintas zonas de distribución.

4. Promover el desarrollo técnico, administrativo y financiero del área hidráulica.
5. Consolidar la participación de los usuarios y la sociedad organizada en el manejo del agua y promover la cultura de su buen uso.
6. Disminuir los riesgos y atender los efectos nocivos de lluvias intensas o temporadas de sequías

Estos servicios se deben proporcionar con ética. Sobre la ética en el servicio público, se han formulado algunas definiciones, sin embargo, éstas normalmente tienden a destacar o privilegiar algún o algunos elementos tales como:

**Probidad.-** el servidor público debe conducirse con rectitud, integridad y honradez en su desempeño cotidiano.

**Responsabilidad.-** el servidor público debe dar cuenta de las tareas que le han sido asignadas, y responder por lo no realizado o efectuado incorrectamente.

**Lealtad institucional.-** el servidor público debe responder por la confianza en él depositada, y no revelar ni utilizar información confidencial o estratégica en su beneficio, ni en el de otros.

**Transparencia.-** el servidor público debe transparentar y justificar sus decisiones y acciones.

**Imparcialidad.-** el servidor público debe servir absolutamente a todos por igual, sin discriminaciones o favoritismos.

**Eficiencia y eficacia.-** el servidor público debe desempeñar sus tareas cotidianas con profesionalismo y calidad, como quisiera que fuera atendido él y su familia por otros servidores públicos, cuidando que su desempeño alcance los objetivos que se hayan previsto.

**Respeto.-** el servidor público debe tratar con cortesía a sus compañeros, superiores jerárquicos, subordinados y a los ciudadanos con los que tenga algún tipo de comunicación o trato directo.

**Apego a la Ley.-** el servidor público sólo debe hacer lo que la legislación y normatividad le faculta, cumplir estrictamente con las obligaciones que le imponen, y evitar interpretaciones tendenciosas. De igual manera, usar el poder exclusivamente para servir al ciudadano no para atentar contra su dignidad y sus derechos.

**Vocación de servicio.**- el servidor público debe asumir como propios los fines o propósitos de la institución o área administrativa donde labora.

Los gobiernos deben su razón de ser a las sociedades que los instituyen, son producto de la voluntad general expresada en un contrato social (Rosseau), sin embargo, bajo esquemas de democracia clásica, la transparencia gubernamental se reduce básicamente a informes gubernamentales muchas veces cuestionados por fuerzas políticas y sectores sociales.

La orientación del servicio de abastecimiento de agua debe estar enfocada a la ética del servidor público:

Todo servidor público tendrá las siguientes obligaciones para salvaguardar la legalidad, honradez, lealtad, imparcialidad y eficiencia que deben ser observadas en el desempeño de su empleo, cargo o comisión, y cuyo incumplimiento dará lugar al procedimiento y a las sanciones que correspondan, sin perjuicio de sus derechos laborales en las normas respectivas

### **Bien Común**

Todas mis decisiones y acciones estarán dirigidas a la satisfacción de las necesidades e intereses de la sociedad, por encima de intereses particulares ajenos al bienestar de la colectividad. No permitiré que influyan en mis juicios y conducta, intereses que puedan perjudicar o beneficiar a personas o grupos en detrimento del bienestar de la sociedad. Mi compromiso con el bien común implica estar consciente de que el servicio público es un patrimonio que pertenece a todos los mexicanos y que representa una misión que sólo adquiere legitimidad cuando se busca satisfacer las demandas sociales y no cuando se persiguen beneficios individuales.

Declaración del valor: "Asumo un compromiso irrenunciable con el bien común, que se refiere al bien de todos, sobre mis intereses particulares. Entiendo que el servicio público es patrimonio de todos los mexicanos y de todas las mexicanas y por tanto procuraré, el bien común por encima de los intereses particulares".

Uno de los principales valores que deben guiar el comportamiento de un servidor público es el bien común. Este valor puede definirse, en esencia, como el interés de nosotros los servidores públicos por el bien social, es decir, la búsqueda de que la comunidad inmediata en la que conviven, así como la sociedad, en general, se vean beneficiadas a partir del trabajo que realizamos.

Este valor está directamente relacionado con el sentido de la solidaridad hacia las demás personas, esto es, tener un sentimiento de pertenencia en la comunidad, como grupo, y asumir un compromiso de cooperación y ayuda hacia ésta.

El beneficio social que se obtiene de practicar una actitud y compromiso con el bien común, consiste en que la comunidad cuenta con servidores públicos comprometidos y responsables. Esto permite el mejoramiento de la calidad de vida de la comunidad.

Para actuar en la búsqueda del bien común se requiere sentirse parte de la comunidad, identificarse con ella. Esto implica que todos los servidores públicos se pongan en el lugar de los ciudadanos a quienes sirven, para entender mejor sus necesidades y tratar, así, de atenderlas de la mejor manera posible.

Otro concepto clave relacionado con el bien común es el del compromiso social que deben asumir los servidores públicos, que se concreta en hacer a la sociedad la promesa de procurar su beneficio y cumplirla.

El bien común considera las aportaciones de cada persona, al contribuir a lograr un todo, esto es, reconocer que la aportación de cada individuo es valiosa porque contribuye al beneficio de la comunidad.

Cuando se practica el bien común, se reconoce cómo a través de la sociedad se constituye a la persona y cómo, a su vez, la persona misma constituye una parte de la sociedad. En la medida que exista este reconocimiento, existirá un sentido de pertenencia y se generará el compromiso para con la comunidad.

Asimismo, se requiere que como parte del bien común, se valore la idea de que el beneficio de uno contribuye al beneficio de todos, mientras que el beneficio de todos, implica la mejora de uno.

Para aprender a poner en práctica el valor del bien común, es necesario definirlo en función de algunos comportamientos típicos de los servidores públicos que lo practican.

El primer comportamiento esperado sería interesarse en programas de desarrollo social para los menos favorecidos, o sea, para aquellas personas que se encuentran en la pobreza extrema y que, por lo tanto, carecen de los satisfactores básicos: los desprotegidos y los marginados de la sociedad.

La búsqueda del bien común requiere que las personas se interesen en las necesidades y circunstancias de los demás. No se trata únicamente de reaccionar cuando se solicite apoyo, sino de interesarse por iniciativa propia, estar pendientes de lo que otros necesitan, interesarse en ello y buscar su satisfacción, en la forma en que los servidores públicos puedan hacerlo.

La práctica de este valor requiere también que las personas escuchen, hablen, respondan y atiendan a su comunidad procurando siempre ponerse en el lugar del otro, esto es, mostrar una actitud de empatía o identificación para comprender la situación de las otras personas.

Cuando los servidores públicos procuran el bien común, aplazan o dejan para después la satisfacción de sus propias necesidades a fin de ayudar a otros seres que requieren de su apoyo. En la medida en que se anteponga el bien común al bien particular, ambas partes, servidores y sociedad, se verán beneficiadas. No es fácil actuar de esta forma; sin embargo,



el reconocimiento y atención a las necesidades de la sociedad son la razón de ser de los servidores públicos.

Por otra parte, el concepto de bien común es aplicable no únicamente a la comunidad en general, sino también al grupo que conforma esta Secretaría. Es por ello que se espera que todos los servidores públicos estén dispuestos a ofrecer, dentro de la propia dependencia de gobierno, apoyo solícito y desinteresado y eficiente en sus actividades y tareas a quienes así lo requieran.

### **Integridad**

Actuaré con honestidad, conduciéndome siempre con la verdad y de ésta manera fomentaré la credibilidad de la sociedad en las instituciones públicas y contribuiré a generar una cultura de confianza y de apego a la verdad.

Declaración del valor: "Ceñiré mi conducta pública y privada de modo tal que mis acciones y mis palabras sean honestas y dignas de credibilidad, para fomentar, así, una cultura de confianza y de verdad".

Ser un servidor público íntegro, está relacionado con otros valores, principios y virtudes que se consideran clave para cultivar la integridad. Implica actuar en forma congruente con las ideas que el propio servidor público profesa y manifiesta. Ser un servidor público íntegro está relacionado, en primer lugar, con el valor de la honestidad, lo que implica decir la verdad en cualquier circunstancia. De esta manera se gana la credibilidad de las demás personas. Adicionalmente, la integridad permite que la persona sea digna de confianza para el manejo de información, la realización de tareas y el buen cumplimiento de las mismas.

Otra idea importante relacionada con la integridad es que el servidor público íntegro se conduzca con franqueza y autenticidad, lo que supone decir lo que se piensa, de la manera adecuada y en el momento oportuno, esto es, asertivamente.

El servidor público íntegro confía en sí mismo y los demás confían en él o ella. Además es coherente en su forma de pensar y actuar, por ello se tiene siempre confianza de que responderá congruentemente ante cualquier situación. El servidor público íntegro cumple con la palabra dada, responde cuando se compromete con algo y con alguien. Adicionalmente, la integridad se refleja en un comportamiento que antepone la verdad ante todo, aunque se arriesguen los intereses personales, y busca evitar cualquier forma de deshonestidad en el ejercicio de su tarea.

El servidor público íntegro se compromete a admitir sólo aquel reconocimiento que sea debidamente meritorio. Pero de igual manera, acepta con un alto sentido de responsabilidad las consecuencias por violar una política, ley o código del servidor público.

Otro comportamiento esperado de una persona íntegra es que procurará evitar ocultar la verdad con el fin de manipular las decisiones de otras personas, ya que esto a fin de cuentas, se convierte en una mentira premeditada. La integridad significa respetar la propiedad ajena

y entregar a las instancias correspondientes los bienes extraviados encontrados tanto dentro como fuera de la dependencia pública.

Para cerrar los comportamientos que se esperan de un servidor público íntegro, se incluye finalmente el realizar de forma veraz los proyectos que se le han asignado, sin omitir o alterar la información que debe presentar, para fines de análisis, evaluación y toma de decisiones.

### **Honradez**

No utilizaré el cargo público para obtener algún provecho o ventaja personal o a favor de terceros. Tampoco buscaré o aceptaré compensaciones o prestaciones de cualquier persona u organización que puedan comprometer mi desempeño como servidor público.

Declaración del valor: "Nunca usaré mi cargo público para ganancia personal, ni aceptaré prestación o compensación de ninguna persona u organización que me pueda llevar a actuar con falta de ética en mis responsabilidades y obligaciones".

La honradez implica el respeto por los recursos que son confiados al gobierno y propiedad de la sociedad; incluye, en pocas palabras, no robar. Este valor se refiere también a no buscar ganancias personales aprovechando que se tiene un puesto público en el que se manejan grandes cantidades de recursos.

De igual manera el valor de la honradez implica no recibir prestaciones o compensaciones a costa del incumplimiento de las obligaciones y responsabilidades que se tienen como servidor público.

Otros conceptos clave relacionados con este valor son la transparencia, la honestidad y la rendición clara de cuentas, que se han incluido ya, como valores en sí mismos, en el Código. Las personas que hagan un claro compromiso de cumplir estos valores, seguramente tendrán una gestión honrada como servidores públicos.

El servidor público honrado reconoce la propiedad de la sociedad sobre los recursos públicos, por lo que de ninguna manera se apropia de éstos, en ninguna circunstancia, ni en grandes ni en pequeñas cantidades. La honradez en un servidor se pone de manifiesto cuando no acepta obsequios, regalos o favores que comprometen su honestidad. De igual manera, jamás utiliza su puesto o funciones para conseguir ventajas o beneficios personales, para su familia, o sus amigos.

El servidor público honrado se compromete a rechazar las acciones que otros ciudadanos o colegas pudieran ofrecerle para su beneficio personal. La honradez conlleva a actuar con transparencia y reglas claras reconocidas por las autoridades de la dependencia, por los colegas y los colaboradores que dependan del servidor. Finalmente, el servidor público honrado reconoce que su obligación principal es cumplir cabalmente con sus responsabilidades y obligaciones para con la sociedad.

### **Imparcialidad**

Declaración del valor: "Actuaré siempre en forma objetiva e imparcial sin conceder preferencias o privilegios indebidos a persona alguna".

Como la propia declaración del valor lo menciona, la esencia es el no conceder preferencias o privilegios indebidos a las demás personas. Dicho de otra manera, no se debe tomar partido para favorecer a alguien en particular.

Otro concepto clave relacionado con la imparcialidad es la objetividad. La objetividad obliga a no considerar cuestiones ajenas al asunto sobre el cual se está tomando una decisión o definiendo el trato con las personas. La imparcialidad está también encaminada a la búsqueda de la justicia y al trato igual a todas las personas, porque así lo merecen.

Analizando estos antivalores, clarificamos mejor el concepto de la imparcialidad.

En las diferentes tareas que lleva a cabo un servidor público pueden encontrarse los siguientes comportamientos como parte de su ejercicio con integridad.

El servidor público íntegro lleva a cabo con objetividad su comportamiento, desempeño y trato hacia sus superiores y compañeros de trabajo. En la medida en que busque ser objetivo, esto se reflejará en mejores relaciones interpersonales en el contexto laboral. Esto también aplica para sus colaboradores, esto es, deberá reconocer de manera objetiva el desempeño de las personas que dependen de él.

La integridad en un individuo se demuestra también en los mensajes verbales que transmite. Deberá expresarse en todo momento en forma precisa y objetiva, evitando los comentarios alejados de la verdad y de los hechos, ya sea en asuntos de trabajo o personales.

El funcionario público íntegro no podrá otorgar algún tipo de concesión especial a otras personas a cambio de un beneficio personal, a lo que frecuentemente se puede ver expuesto por el tipo de encargo que desempeña.

Se requiere especificar que la integridad en un funcionario público implica aceptar sólo aquellas gratificaciones o reconocimientos que sean permitidos en el ejercicio de su función, para evitar preferencias en las relaciones con los demás. Esto es, no podrá aceptar las gratificaciones prohibidas para no mostrar preferencias a aquéllos que se las hayan proporcionado.

La integridad consiste también en ofrecer un trato equitativo -igual- a cualquier ciudadano que requiera del servicio público sin hacer ningún tipo de distinción por diferencia de creencias, géneros, culturas o nivel socioeconómico. Este punto también es aplicable a los demás colegas en el ámbito laboral, esto es, tratar a todos los servidores públicos por igual, independientemente de su puesto o actividad.

Actuar íntegramente incluye distribuir los recursos entre el personal a cargo de manera equitativa, con el fin de propiciar y facilitar el óptimo desempeño de sus funciones.

Además, deberá observar una actitud objetiva e imparcial enfocándose al asunto o situación que se aborde, sin dejarse influir por la predisposición -positiva o negativa- hacia las personas involucradas.

De igual manera, la integridad del servidor público se traduce en elegir a los proveedores de productos o servicios que presenten las mejores propuestas en beneficio del sector público y por consecuencia de la sociedad en general, sin dejarse influir por ningún tipo de relación con estas entidades.

Actuaré sin conceder preferencias o privilegios indebidos a organización o persona alguna. Mi compromiso es tomar decisiones y ejercer mis funciones de manera objetiva, sin prejuicios personales y sin permitir la influencia indebida de otras personas.

### **Justicia**

Me conduciré y actuaré con apego a las normas jurídicas inherentes a la función que desempeño. "Respetar el Estado de Derecho es una responsabilidad que, más que nadie, debo asumir y cumplir como servidor público". Es mi obligación conocer, cumplir y hacer cumplir las disposiciones jurídicas que regulen el ejercicio de mis funciones.

Declaración del valor: "Ceñiré mis actos al cumplimiento estricto de la ley, impulsando una cultura de procuración efectiva de justicia y de respeto al estado de derecho".

El concepto clave esencial en este valor es dar a cada quien lo que le corresponde, así como recibir lo que se merece.

La justicia también se relaciona con la observancia y el cumplimiento de la ley. Una persona respeta la ley y sabe hacer que los demás la respeten.

La distribución con equidad, es decir, dar lo proporcional al esfuerzo y resultados de un trabajo o de una responsabilidad a quien lo ejecuta o la tiene, es parte del sentido de la justicia. Adicionalmente, la justicia se relaciona con actuar con igualdad y dar a cada uno la misma oportunidad de ser considerado para cualquier situación.

El sentido de la justicia se asocia con apoyar lo que es auténtico, correcto y verdadero, es decir, con el sentido de la rectitud. Hablar de una persona justa es hablar de una persona recta.

Otro concepto clave relacionado con la justicia es tener un sentido del orden en la distribución de recursos. Un correcto orden en este aspecto seguramente derivará en un comportamiento justo. La justicia también se asocia con actuar limpia y objetivamente y hacer lo que corresponde en cada situación.

Llevando el valor de la justicia a la práctica, se esperarí que un servidor público justo se comprometiera a dar el debido reconocimiento a quien ha cumplido con las expectativas de un

trabajo realizado: así como a confrontar directamente a una persona cuando hizo algo incorrecto, evitando los "malos entendidos".

El servidor público justo sabrá imponer la sanción que corresponda a quien haya dejado de cumplir con sus obligaciones de acuerdo a las políticas de la dependencia y según la ley. La justicia hacia uno mismo permite admitir los errores y aceptar las consecuencias, sean éstas positivas o negativas.

El servidor público justo defiende los derechos propios y los de otros en el área laboral y de manera personal. Es capaz de tratar a los demás respetando su dignidad humana, sin hacer distinciones ni discriminaciones por raza, género o posición económica.

Finalmente, el ser humano justo sabe compartir con los demás de manera equitativa los beneficios obtenidos por medio del trabajo.

## **Transparencia**

Permitiré y garantizaré el acceso a la información gubernamental, sin más límite que el que imponga el interés público y los derechos de privacidad de los particulares establecidos por la ley. La transparencia en el servicio público también implica que como servidor público haga un uso responsable y claro de los recursos públicos, eliminando cualquier discrecionalidad indebida en su aplicación.

Declaración del valor: "Garantizaré el acceso a la información gubernamental, sin más límite que el que imponga el interés público y los derechos de privacidad de los particulares, establecidos en la ley, así como el uso y la aplicación transparente de los recursos públicos, fomentando su manejo responsable y eliminando su indebida discrecionalidad, ofreciendo certeza sobre la actuación de la autoridad y generando confianza en los ciudadanos".

El concepto clave relacionado con el valor de la transparencia se refiere a la claridad con la que se maneja la información gubernamental, de manera que se permita el acceso a la misma por parte de la sociedad interesada. El valor de la transparencia adquiere mayor relevancia cuando los servidores públicos desechan cualquier trato discrecional. Permitir el acceso a la información gubernamental como medida de transparencia nos lleva a dos conceptos directamente relacionados, como son el derecho a la privacidad y el manejo responsable de la información, así como de los recursos que se ponen en manos de los servidores públicos.

El servidor público que actúa conforme a la declaración del valor de la transparencia, presenta la información que le corresponde administrar de una manera clara, sencilla y precisa apeguándose a la realidad. Debe procurar eliminar el ocultamiento y distorsión de la información. Actuar de manera transparente implica que el servidor público actuará con objetividad, imparcialidad y buscando en todo momento el bien común y serán responsables de informar sobre el uso y resultado del empleo de los recursos.

Tener una actuación conforme al sentido de la transparencia, conlleva a que el servidor público sea responsable al no divulgar la información privilegiada y confidencial a la que

tiene acceso. Muy relacionado con esto, se encuentra el no transgredir los derechos privados de los particulares respecto a los datos que de ellos se manejen en los bancos de información gubernamentales. El servidor público deberá dar acceso a la información que tiene carácter público a la comunidad interesada, evitando negar la información por hacer distinciones entre las personas.

La transparencia también se refleja en otro tipo de comportamientos con respecto a los recursos asignados a las dependencias públicas y a cada servidor público, no sólo en el manejo de la información. En este sentido, se debe garantizar la distribución y el uso correcto de los recursos que se le han conferido, de una manera clara, precisa y apegada a la veracidad.

### **Rendición de cuentas**

Rendir cuentas significa asumir plenamente ante la sociedad, la responsabilidad de desempeñar mis funciones en forma adecuada y sujetarme a la evaluación de la propia sociedad. Ello me obliga a realizar permanentemente mis funciones con eficacia y calidad así como brindar mi más alta disposición para desarrollar procesos de mejora continua, de modernización y de optimización de los recursos públicos.

Declaración del valor: "Convencido de que la sociedad tiene derecho de conocer el resultado de mis acciones como servidor público, entiendo mi responsabilidad de informar y presentar cuentas claras de mi trabajo a la ciudadanía".

Las ideas clave relacionadas con este valor se refieren a la información sobre la gestión gubernamental eficiente, mediante la aplicación de políticas claramente establecidas. La rendición de cuentas tiene que ver con la calidad en los principios y procesos de la administración pública. El sentido de la eficacia y la calidad llevan a la mejora continua, ya que todo proceso puede perfeccionarse cuando se mantiene una apertura hacia la posibilidad de encontrar las deficiencias o limitaciones. Una consecuencia directa del sentido de la rendición de cuentas es la modernización, que es indispensable en los tiempos de cambio y promueve el desarrollo de la comunidad. La rendición de cuentas se encuentra relacionada, además, con el concepto clave de la optimización de recursos, tanto en su distribución como en su utilización. Los ciudadanos ejercerán su derecho a conocer las responsabilidades, facultades y obligaciones de la administración pública, y en particular de los servidores públicos.

El servidor público que tiene un compromiso con la rendición de cuentas efectiva y clara orientará su trabajo al logro de resultados, enfocando sus esfuerzos de manera efectiva y eficiente. De igual manera buscará lograr el más alto nivel de calidad en su trabajo, procurando incurrir en el mínimo margen de error en el desempeño de sus funciones y buscando la oportunidad de mejora en el mismo. Siempre se verá obligado a presentar cuentas de su desempeño como servidor público. La clara rendición de cuentas implicará no prometer lo que no puede cumplir, ya que incurriría en falta de responsabilidad y los efectos de este tipo de errores repercuten en el malgasto de tiempo y otro tipo de recursos.

El servidor público que cuenta con el sentido de rendir cuentas a la sociedad, estará consciente de la importancia de optimizar el uso de los recursos disponibles, tanto de los tangibles como los intangibles; utilizar el tiempo de manera efectiva así como saber distribuir las tareas entre las personas que colaboran en el equipo forma parte del ejercicio de este valor. La organización del tiempo estableciendo prioridades y programando ordenadamente las funciones, es parte del compromiso del servidor público consciente de su responsabilidad para con la rendición de cuentas. En ocasiones, la rendición de cuentas podrá resultar en logros, pero en otras ocasiones puede terminar en dificultades. El servidor público con un claro sentido de este valor, compartirá los resultados con sus colegas, asumiendo la responsabilidad que le corresponde como miembro de un equipo de trabajo. Finalmente, el servidor público comprometido con la rendición de cuentas eficiente, estará consciente de que el mayor impacto será en beneficio de la sociedad en general.

### **Entorno cultura y ecológico**

Al realizar mis actividades, evitaré la afectación del patrimonio cultural y del ecosistema donde vivo, asumiendo una férrea voluntad de respeto, defensa y preservación de la cultura y del medio ambiente de nuestro país, que se refleje en mis decisiones y actos. Nuestra cultura y el entorno ambiental son nuestro principal legado para las generaciones futuras, por lo que tengo la responsabilidad de promover en la sociedad su protección y conservación.

Declaración del valor: "Adoptaré una clara actitud de respeto y defensa de la cultura y ecología de nuestro país".

Para identificar los conceptos clave de este segundo apartado del Código de Ética, es conveniente separarlo en dos partes: el entorno cultural y ecológico.

La idea central sobre el entorno cultural se refiere a comprender y valorar la diversidad en cuanto a estilos de vida, creencias y costumbres de los diferentes grupos en el país. Este valor implica no discriminar a las personas con una cultura diferente a la propia, esto es, respetar las diferentes culturas que coexisten en México.

Otra idea clave relacionada con estos principios es no sólo respetar a otras culturas, sino preservar el valor cultural como parte de las raíces propias. El aprecio por el entorno cultural significa interesarse en evitar que desaparezcan las culturas que son parte de México, lo cual puede lograrse respetando su forma de entender o ver la vida (cosmovisión) y sus costumbres y tradiciones, siempre y cuando no se trate de apoyar prácticas que vayan en contra de la dignidad del ser humano, ni de su bienestar físico y emocional.

El segundo ámbito que se contempla como parte del medio ambiente, además del ámbito cultural, es el llamado entorno ecológico. La preocupación por el uso adecuado y la preservación de los recursos naturales se ha vuelto un tema crítico en la actualidad, por lo que se trata de crear conciencia, en todos los sectores, de la necesidad de cuidar el medio ambiente.

Una vez que se toma conciencia del problema relativo al medio ambiente, se debe comprender que todos y cada uno somos responsables de cuidar el medio del cual formamos parte. Una actitud proactiva con relación a este tema sería la de contribuir a preservar el entorno ambiental y el equilibrio ecológico. Finalmente, es necesario respetar las leyes que rigen la relación del ser humano con su medio ambiente. Estas leyes se han reformado y ampliado de manera considerable en los últimos años.

Cuidar el medio ambiente no es solo responsabilidad de organizaciones formales, como instituciones y empresas: debe ser preocupación de cada individuo el formar una actitud de conciencia para la preservación del mundo natural en que habitamos.

En la práctica los comportamientos típicos que se esperarían de un servidor público que cumpla con el principio de apreciar el entorno cultural y ecológico se especifican enseguida.

El aprecio por el entorno cultural se demuestra al reconocer y valorar la importancia de las tradiciones, las artes y demás manifestaciones de nuestro país y de la humanidad. Si la persona reconoce la importancia del entorno cultural, significa que entiende la existencia de diferentes formas de pensar (entender idiosincrasia) de nuestros pueblos y aprende así a respetarlos.

Otro comportamiento esperado en el individuo que aprecia el entorno cultural es el tener interés y conocer otras culturas del mundo siendo capaz de hacer comparaciones entre éstas y la propia. En la medida que conoce más, desarrolla la valoración por la propia y el sentido de la tolerancia por las demás. Como consecuencia de ello, quien se compromete con su entorno cultural es capaz de sentir orgullo por sus raíces históricas y naturales, además de buscar conocer las costumbres y tradiciones de las diferentes regiones del país.

Adicionalmente, respetar y valorar a quienes se dedican a la creación del arte es otro comportamiento típico en el compromiso con el entorno cultural. Y no sólo esto, sino colaborar con las instituciones que se dedican a promover la cultura en la comunidad y participar en eventos que muestren otras culturas.

El servidor público que siente aprecio por el entorno cultural tenderá a promover una actitud hacia la interculturalidad, es decir, la convivencia entre las diferentes culturas, de manera que se respeten los derechos de toda la ciudadanía, así como su sentido de pertenencia. La convivencia con otras culturas como parte de este valor implica finalmente, manifestar la intencionalidad de colaboración y cooperación para tratar de enriquecerse al retomar lo mejor de cada cultura.

Por otro lado, la preocupación por el entorno ecológico se demuestra aprendiendo a apreciar la naturaleza, tanto a los seres vivos, como al resto de los recursos naturales. Para ello se necesita comprender que lo que afecta a la naturaleza, nos afecta a todos y cada uno de quienes formamos parte de ella. La comprensión de un principio tan sencillo a la vista y tan trascendente, permitirá desarrollar conciencia de la importancia del entorno natural.



El aprecio por el entorno ecológico se traduce en usar y aprovechar de manera racional los recursos naturales y cuidar su preservación para las generaciones futuras, evitando acciones que dañen a la naturaleza. Además se refiere a emprender acciones como:

- No contaminar
- No desperdiciar los recursos como el agua, el papel, etc.
- Reciclar materiales
- Evitar el uso excesivo de productos contaminantes (uso racional del automóvil, aerosoles, etc.)

Existen instituciones que tienen como objetivo la promoción de la cultura del cuidado y preservación del medio ambiente. Se espera que una persona comprometida con el entorno ecológico participe en los programas y campañas que dichas instituciones emprendan para la concientización sobre la importancia del medio ambiente.

De igual manera, el servidor público que vive una cultura ecológica se compromete a conocer y comprender los efectos de sus acciones sobre el entorno natural, a mantener el interés por la información relacionada con aspectos ecológicos y a no contaminar, no desperdiciar los recursos como el agua y a cumplir las normas relativas.

Estos aspectos son los que definen el comportamiento típico esperado en una persona que aprecia el entorno cultural y ecológico.

### **Generosidad**

Me conduciré con una actitud sensible y solidaria, de respeto y apoyo hacia la sociedad y con mis compañeros con quienes interactúo. Esta conducta la observaré con especial atención hacia las personas o grupos sociales que carecen de los elementos suficientes para alcanzar su desarrollo integral, como los adultos en plenitud, los niños, las personas con capacidades especiales, los miembros de nuestras etnias y quienes menos tienen.

Declaración del valor: "Actuaré con sensibilidad y solidaridad particularmente frente a los niños, jóvenes y las personas de la tercera edad, nuestras etnias y las personas con discapacidad y, en especial, frente a todas aquellas personas que menos tienen, estando siempre dispuesto a compartir con ellos los bienes materiales, intelectuales y afectivos que estén a mi alcance".

Ser un servidor público que ha desarrollado la virtud de la generosidad implica de parte de él o ella una actitud solidaria y sensible a las necesidades de los demás. La generosidad requiere de compartir y apoyar en forma desinteresada no sólo los bienes materiales sino también los intelectuales y los afectivos. Ser generoso requiere de la disponibilidad de compartir estos bienes tanto en el ámbito directo como en el indirecto.

El sentido práctico del valor de la generosidad lo manifiesta un servidor público cuando muestra una actitud de apoyo a aquéllos quienes lo necesitan. Estas personas pueden referirse a la familia, el trabajo o el grupo social al que pertenece; pero también aquellos sectores de la sociedad menos favorecidos, o con aquellas personas con quienes no se tiene un contacto directo pero que forman parte de la sociedad mexicana a la que pertenecemos todos. Estas necesidades de los demás se pueden manifestar de una forma explícita e implícita, por ello será necesario no sólo atender las necesidades, sino primero descubrirlas. En este sentido el servidor público muestra esta actitud generosa no sólo al compartir con los demás los recursos materiales, intelectuales o afectivos, sino también otros recursos intangibles.

### **Igualdad**

Prestaré los servicios que se me han encomendado a todos los miembros de la sociedad que tengan derecho a recibirlos, sin importar su sexo, edad, raza, credo, religión o preferencia política. No permitiré que influyan en mi actuación, circunstancias ajenas que propicien el incumplimiento de la responsabilidad que tengo para brindar los servicios públicos a mi cargo.

Declaración del valor: "Haré regla invariable de mis actos y decisiones el procurar igualdad de oportunidades para todos los mexicanos y mexicanas, sin distinción de sexo, edad, raza, credo, religión o preferencia política".

Ser un servidor público que manifiesta el valor de la igualdad implica promover la imparcialidad en las acciones que desarrolla como parte de su servicio público. La igualdad también se manifiesta al reconocerse como igual ante las leyes políticas y reglamentos que rigen a todos los ciudadanos y en particular a todo servidor público. Este valor también se expresa por el servidor público al permitir y fomentar el igual acceso a las oportunidades de desarrollo personal y profesional a los empleados que dependen de él. El valor de la igualdad también se practica en la vida cotidiana por parte del servidor público al ofrecer un trato respetuoso a los demás sin distinción de ideologías, creencias, posición social, nivel intelectual, edad, género, características físicas, nacionalidad o cultura.

El sentido práctico de la igualdad se presenta en un servidor público cuando muestra interés por las personas independientemente de sus diferencias. Este valor se aplica tanto en su ámbito inmediato (como lo son compañeros de trabajo o ciudadanos a los que atiende) como en la sociedad en general, al ejercer su actividad profesional y como ciudadano común. Para ello es necesario no rechazar a las personas en razón de su sexo, raza, religión o preferencias políticas, en este sentido la igualdad implica aceptar que todo ser humano es valioso por el hecho de ser persona. También conlleva, evitar rechazar a las personas que son diferentes porque piensan distinto, así como ofrecer las mismas oportunidades a las personas en función de su capacidad, potencial o experiencia, y no en otros aspectos irrelevantes a la función que ejerce. Ser un servidor público con alto sentido de igualdad implica negarse a trabajar en función de favoritismos, compadrazgos y preferencias subjetivas.

## **Respeto**

Daré a las personas un trato digno, cortés, cordial y tolerante. Estoy obligado a reconocer y considerar en todo momento los derechos, libertades y cualidades inherentes a la condición humana.

Declaración del valor: "Respetaré sin excepción alguna la dignidad de la persona humana y los derechos y libertades que le son inherentes, siempre con trato amable y tolerancia para todos y todas las mexicanas".

Un servidor público comprometido con el valor respeto, lo proyecta valorando en las demás personas su dignidad humana, como la suya propia. Lo muestra además siendo respetuoso de las libertades y derechos de los demás y cumpliendo con las normas y leyes que rigen al servidor público como a la ciudadanía en general. Actuar conforme el valor respeto implica también un trato amable, cordial, y tolerante.

Un servidor público que actúa con respeto, acepta que sus compañeros de trabajo y las personas con quienes convive tienen maneras diferentes de ser, pensar y actuar. En este sentido el respeto por parte del servidor público no significa indiferencia, sino tener la capacidad de dialogar y expresar sus propias formas de pensar, pero sin imponerlas a los demás. Es necesario mostrar ante todo una actitud tolerante pero propositiva y de diálogo hacia los otros, cuyas formas de pensar difieren de la propia. Ser respetuoso implica reconocer en su interior y así manifestarlo, que todas las personas son dignas de su atención tanto en el ámbito laboral, público o privado, no importando las diferencias físicas, sociales, intelectuales o religiosas. Un servidor público respetuoso no sólo sabe reconocer las coincidencias, sino también apreciar las diferencias en las discusiones que entable con los demás para la toma de decisiones, en los diversos ámbitos en los que se desempeña.

## **Liderazgo**

Me convertiré en un decidido promotor de valores y principios en la sociedad, partiendo de mi ejemplo personal al aplicar cabalmente en el desempeño de mi cargo público este Código de Ética y el Código de Conducta de la Secretaría de Obras Públicas. Asumiré el liderazgo dentro de la Secretaría de Obras Públicas, fomentando aquellas conductas que promuevan una cultura ética y de calidad en el servicio público. Asumiré una responsabilidad especial, ya que a través de mi actitud, actuación y desempeño se construye la confianza de los ciudadanos en sus instituciones.

Declaración del valor: "Promoveré y apoyaré estos compromisos con mi ejemplo personal, siguiendo los principios morales que son base y sustento de una sociedad exitosa en una patria ordenada, generosa y próspera".

Un servidor público que ejerce su liderazgo los manifiesta a través del ejemplo personal, poniendo en práctica los principios a los que se compromete como servidor público y como ciudadano de México. Este liderazgo debe estar basado en principios éticos para ser ejercido

en una forma responsable y honesta, sin actitudes poco honestas o manipulatorias que arrastren las voluntades de los demás, sin la plena conciencia de sus actos. Por ello, el poder de la palabra honesta y la razón, serán indispensables para el ejercicio del liderazgo, aquello que le ayuda a convencer a los otros y dirigir sus esfuerzos hacia un proyecto ético.

Un servidor público que quiere desempeñarse como un líder tendrá que trabajar con claros principios éticos en la vida personal y profesional. Es necesario que dichos principios sean aplicados en forma congruente tanto en la actividad personal, familiar y laboral, como social. Ante todo, el liderazgo que ejerza un servidor público tendrá como fin mejorar a su país: México. Un servidor público líder asume también en forma autónoma o voluntaria su compromiso de aportar lo mejor de su capacidad y talento al servicio de su sociedad. En el ejercicio de un liderazgo responsable, tendrá que sumar sus esfuerzos a los de otros para lograr un esfuerzo integrado, una sinergia con los demás funcionarios públicos, así como con aquellos que la sociedad civil aporte.

#### 1.4 El valor del agua

El agua puede tener distintos tipos de valor, de acuerdo al sentido literal del término. La primera distinción que estableció la literatura en este sentido, es aquella que separa los valores de uso, de los valores de no-uso:

##### a) *Valores de uso.*

Los *valores de uso* son aquellos que van ligados a la utilización directa o indirecta del recurso para la satisfacción de una necesidad, la obtención de un beneficio económico, o el simple deleite. Las personas utilizan en este sentido los bienes ambientales y se ven afectadas, por tanto, por cualquier cambio que ocurra con respecto a su calidad, existencia o accesibilidad. Porque las consideraciones relativas a la cantidad (y esencialmente a la escasez) y las relativas a la calidad tiene una frontera difusa entre ambas.

En el caso del agua, ésta tiene un valor de uso directo para quienes satisfacen con ella muchas necesidades, algunas básicas; obtienen de ella su sustento o una rentabilidad económica de la explotación de alguno de sus atributos y/o funciones; la contemplan en su estado natural o intervenido; investigan en ella o en sus ecosistemas asociados; realizan actividades recreativas; etc.

El agua tendrá un valor de uso indirecto, para todas aquellas personas o grupos sociales que se benefician, en el sentido anteriormente apuntado, de algún otro recurso ambiental cuya existencia y calidad depende de la existencia y calidad del agua.

*b) Valores de opción.*

En segundo lugar, existen personas que, aunque en la actualidad no están utilizando un medio hídrico determinado, o alguno de sus atributos, prefieren tener abierta la opción de hacerlo en algún momento futuro. Para ellas, por tanto, cualquier cambio en sus características, supone un cambio en el bienestar. Este es el llamado *valor de opción* del recurso, que aunque se considera también como un valor de uso (en este caso futuro), tiende a individualizarse para facilitar el análisis.

Conviene, sin embargo, aclarar un poco este concepto, ya que en la literatura especializada se utilizan dos términos muy próximos, con distinto significado:

*Valor de opción propiamente dicho.*

Es el ya mencionado, y se deriva de la incertidumbre individual: la que experimenta la persona con respecto a si el bien ambiental en cuestión estará o no disponible para su disfrute en el futuro. La persona tiene también otras fuentes de incertidumbre, (si querrá utilizarlo, los riesgos que puede suponer su utilización).

El valor de opción, de acuerdo a la utilización del término más común en la literatura, se refiere precisamente a esto: al valor que tiene no cerrar la posibilidad de una futura utilización del bien.

*El valor de cuasi-opción.*

Es el derivado de un segundo tipo de incertidumbre, que no tiene gran cosa que ver con la anterior, aunque asimismo reviste gran relevancia en el campo del medio ambiente y la gestión de los recursos naturales: la incertidumbre de quien decide.

Emana ésta del hecho de que quien toma las decisiones ignora, en muchas ocasiones, la totalidad de los costos y los beneficios de las acciones emprendidas. Bien por la propia falta de conocimientos científicos al respecto (pensemos por ejemplo en el grado de desconocimiento existente sobre los efectos de alterar el medio, el equilibrio de un determinado ecosistema, etc.), bien por la ausencia de información sobre relaciones económicas relevantes.

El valor de cuasi-opción refleja, precisamente, el beneficio neto obtenido al posponer la decisión, en espera de despejar total o parcialmente la incertidumbre, mediante la obtención de mayor información. Como es obvio, este planteamiento, en principio, no tiene nada que ver con el problema de la valoración que las personas otorgan a un determinado bien, sino con la búsqueda de un proceso óptimo de toma de decisiones.

c) *Valores de no-uso.*

El componente fundamental de entre los valores de no-uso, es el denominado valor de existencia. Es el valor que pueden tener el agua y sus atributos para un grupo de personas que no la utilizan directa ni indirectamente (no son pues usuarias de la misma), ni piensan hacerlo en el futuro, pero que valoran positivamente el simple hecho de que exista, en unas determinadas condiciones: por ejemplo, unos humedales de alto valor ecológico.

Su degradación o desaparición, por tanto, supondría para ellas una pérdida de bienestar. Son diversos los motivos que se han señalado para explicar la relevancia de este valor de existencia. Entre los más relevantes se encuentran:

La benevolencia: la estima que despiertan amigos y parientes, y que lleva a desear su mayor bienestar. En este sentido, el bien se valora porque se considera que ellos lo hacen: es una muestra pues de "altruismo localizado" y paternalista.

La simpatía para con la gente afectada por el deterioro de un bien ambiental, aun cuando no se tenga ninguna relación directa con ellos: es decir, una suerte de altruismo de carácter global.

El motivo de herencia, o de legado. Es decir, el deseo de preservar un determinado bien para su disfrute por parte de las generaciones futuras: altruismo intertemporal.

El valor simbólico que puede llegar a tener un determinado bien ambiental, o recurso natural, como parte de la identidad cultural de una sociedad determinada.

La creencia en el derecho a la existencia de otras formas de vida, incluyendo por tanto a animales, plantas, y/o ecosistemas.

Son, como puede comprobarse fácilmente, motivos que introducen consideraciones de altruismo, difíciles de considerar en los modelos de la teoría microeconómica convencional, pero no por ello menos reales. Se ha señalado, por ejemplo, que el hecho de que organizaciones de defensa de la naturaleza como Greenpeace o el World Wildlife Fund, se financien en gran medida con aportes de sus socios sería un buen indicador de la existencia de este motivo, ya que en la mayoría de los casos no son éstos usuarios reales ni potenciales del patrimonio natural defendido por ellas. La característica fundamental en cualquier caso de estos valores de no uso, es que relacionan a la persona o grupo social que valora, no con un objeto (el bien ambiental valorado), sino con otras personas (cuyo bienestar es el que da valor a la preservación del bien), o entes depositarios de un valor inmanente. Como es natural, este hecho modifica sustancialmente el contexto mismo de la valoración y su significado. Vamos a verlo con un poco más de detenimiento.

### Valores intrínsecos y valores superiores.

Tanto los valores de uso y de opción, como una parte de aquellos valores de no-uso ligados a las diferentes formas de altruismo, pueden ser considerados como valores *extrínsecos*. Es decir, se valora el bien en cuestión de forma delegada, porque se valora algo distinto: el propio bienestar, o el bienestar ajeno. Muchos de estos valores extrínsecos, aunque no todos, tienen asimismo un carácter *instrumental* (casi todos los valores de uso y de opción). Sin embargo, los dos últimos motivos aludidos para explicar la aparición de los valores de no uso (el valor simbólico, y el reconocimiento de derechos fundamentales en favor de otras especies y/o ecosistemas), hacen referencia a la existencia de un tipo de valor más esencial, al hecho de que estos bienes poseen, por estos conceptos, en opinión del sujeto o grupo social que así lo considera, un *valor intrínseco*.

Como es natural, y dado el carácter de la relación que se establece en este caso con el bien objeto de consideración, el significado del propio proceso de valoración, así como los mecanismos a través de los que se lleva éste a cabo, no puede ser el mismo que en el caso de los valores extrínsecos: de hecho, estos valores no son susceptibles de ser expresados en términos monetarios, aún cuando sí sea posible expresar, en estos términos, el Costo de oportunidad de preservarlos en unas determinadas condiciones. Vale la pena recordar, de todas formas, que no hay nada de contradictorio en el hecho de que un mismo bien ambiental (un paraje natural determinado, por ejemplo) tenga al mismo tiempo, y para la misma persona, tanto un valor de uso directo o indirecto, como un valor de existencia intrínseco.

En este sentido, tanto los valores intrínsecos, como un subconjunto de los valores extrínsecos, son considerados valores de orden *superior*. Con ello se quiere dar a entender que la relación que se establece entre el sujeto que valora y el bien, o servicio, valorado trasciende el campo de los simples valores de uso, y no permite que el objeto de valoración sea considerado como una simple mercancía.

El uso y disfrute de los servicios del agua representan un problema debido a la diferencia entre los derechos individuales y colectivos, ya que únicamente aquellas personas a las que la sociedad reconozca un derecho con respecto al disfrute del agua, y en las condiciones en las que se lo reconozca, podrán exigir que el cambio experimentado en su bienestar sea tenido en cuenta a la hora de asignar el recurso a aquellos usos que maximicen el bienestar social.

Desde un punto de vista estrictamente económico, lo ideal sería plantear el problema como la asignación eficiente de un recurso público, sobre el que todos los miembros de la sociedad, incluyendo los pertenecientes a las generaciones venideras, tienen el mismo conjunto de derechos.

## Valor y rentabilidad

Los valores que adquiere el agua para distintas personas y colectivos, de acuerdo a las funciones que cumple directa o indirectamente para ellos, se traducen operativamente en una *rentabilidad* para los sujetos afectados, que el decisor debería conocer para no perder de vista las implicaciones de sus preferencias con respecto a la ordenación de usos del agua.

El estudio de estas manifestaciones de rentabilidad permite, asimismo, detectar las posibles fuentes de conflicto potencial entre los distintos agentes y colectivos afectados por esta eventual ordenación. En este sentido vale la pena distinguir tres distintos tipos de rentabilidad.

### 1. *Rentabilidad financiera.*

La *rentabilidad financiera*, en términos muy simples, es aquella que se expresa como un flujo de caja positivo (o la reducción de un flujo de caja negativo), en favor del propietario del recurso que la genera, o de la persona que tiene reconocido el derecho a su uso y disfrute. Repercute por tanto sobre un agente individualizado (persona física o jurídica, representante de intereses privados o colectivos), y viene determinada normalmente por la valoración explícita del *mercado* con respecto a las funciones desarrolladas por el recurso en cuestión, apropiables con exclusividad por su titular.

Es el caso, por ejemplo, del agua de riego, que aumenta la rentabilidad del propietario de una explotación agrícola, al incrementar los rendimientos netos de la tierra. Alternativamente, también sería el caso de una empresa municipal de abastecimiento de agua: el acceso a una fuente de suministro de calidad le supone un ahorro de costos de tratamiento que repercute positivamente en su cuenta de resultados. Ello hace que el recurso, si es susceptible de apropiación privada, adquiera un precio de mercado que refleja el valor presente neto de este flujo de rentabilidad, y si es de dominio público pero explotable en régimen de concesión, también alcance un precio de equilibrio (el fijado por el Costo de la concesión en una eventual subasta competitiva) que reflejaría esta misma rentabilidad.

Cualquier cambio en la reglamentación relativa a los usos y actividades permitidas con respecto al agua, o los ecosistemas asociados a su calidad, se traducirá en una modificación de la rentabilidad financiera y, tarde o temprano, en un cambio del *precio* correspondiente como reflejo del mismo: por ejemplo, la intrusión marina producto de la sobreexplotación de un acuífero tendrá un impacto negativo sobre el precio de la tierra agrícola.



Desde el punto de vista del bienestar social, si el mercado en el que se regula el precio del activo, en este caso la tierra, es competitivo, y la información perfecta, lo que el cambio en el precio del mismo refleja no es sino el valor que la sociedad, a través de la lógica del mercado, otorga al flujo de servicios generados por el recurso ambiental. Los cambios en la calidad del agua suponen un cambio en las *rentas ricardianas* del recurso privado que las capitaliza parcialmente, reflejo de la disposición a pagar de la población por el acceso a estas funciones. Lamentablemente, éste no suele ser el caso, por lo que vale la pena ampliar el marco de estudio, introduciendo otras fuentes de rentabilidad.

## 2. Rentabilidad económica.

La rentabilidad económica hace referencia al impacto que tiene el recurso en cuestión, en el desempeño de sus distintas funciones, sobre el bienestar de la sociedad como un todo, cuando en la función de bienestar social que recoge estas modificaciones, todas las personas tienen la misma consideración. La rentabilidad económica trasciende la rentabilidad financiera porque incluye todas las condiciones externas que la presencia del recurso genera sobre los agentes económicos distintos de su propietario y/o usuario. Por otro lado, el cálculo de este tipo de rentabilidad supone eliminar todos aquellos componentes de la rentabilidad financiera que, si bien suponen un beneficio para sus titulares, lo hacen a costa de un quebranto paralelo para el resto de la sociedad: en definitiva, que no esconden sino una transferencia de renta, sin ganancia neta.

El caso más paradigmático en el mundo del agua y la agricultura es el de los precios de algunos productos de regadío. Por un lado, el hecho de que el regante rara vez pague el Costo del suministro del agua que utiliza, que no se lleve a la práctica el principio del *full cost recovery*, supone que la rentabilidad de sus cultivos está artificialmente sesgada al alza, ya que el resto de la sociedad es quien tiene que hacerse cargo de esos costos no cubiertos. Por otro lado, los precios que recibe por algunos de sus cultivos contienen un elevado componente de subvención: de nuevo ello resulta rentable para el agricultor, pero a costa de unos presupuestos del Estado, o de instituciones supranacionales, que de una u otra forma pagamos todos. Con respecto a las condiciones externas que genera el uso del agua y que modifican el bienestar de personas distintas de aquellas que tienen reconocido el derecho a su uso, cabría mencionar entre otras, las siguientes:

El impacto ambiental que supone disponer del agua en un punto y unas condiciones que, en ocasiones, no son las que caracterizan su estado natural, y devolverla total o parcialmente con unas propiedades diferentes (calidad, altura, temperatura, etc.) a las originales.

El impacto sobre la función de bienestar de las personas que disfrutaban del uso de los servicios recreativos que proporciona el agua, o de su mera contemplación. Este impacto viene reflejado por la cuantía del excedente del consumidor que capitaliza la persona que disfruta de estos servicios recreativos o culturales: la diferencia entre lo que paga por el acceso a los mismos, y lo que hubiera estado dispuesto a pagar por ello (por el acceso, no por la existencia de este valor).

El impacto multiplicador que sobre las rentas y el empleo de la zona tienen las actividades económicas cuyo soporte es el agua. Este impacto puede ser directo, indirecto o inducido. Vale la pena, sin embargo, debido a la importancia del mismo, analizarlo con algo más de detalle.

### *El impacto multiplicador.*

La explotación económica del recurso agua en el sistema productivo, al igual que la de sus funciones recreativas, no sólo proporcionan una corriente de bienes y servicios netos que aumentan el bienestar social, sino que tiene un indudable impacto dinámico sobre la economía. En otras palabras: genera un impacto multiplicador derivado de sus efectos directos, indirectos e inducidos. Tres son las variables macroeconómicas en las que se recoge este impacto multiplicador:

#### *a) El valor social del impacto multiplicador sobre las rentas*

El incremento inducido en las rentas de una comarca determinada como resultado de la puesta en marcha de una serie de actividades económicas relacionadas con la explotación de los recursos hídricos es el reflejo del aumento paralelo en la dotación de bienes y servicios en el mismo entorno. Ahora bien, en una economía en equilibrio, el precio de estos bienes (la disposición marginal a pagar por una unidad adicional de los mismos, y por tanto, el valor del aumento en el bienestar individual que proporciona su consumo) es igual al Costo marginal incurrido en su producción: el Costo de oportunidad de los factores utilizados, reflejo a su vez de la disposición marginal a pagar de los consumidores por los bienes y servicios que se hubieran obtenido de su utilización en empleos alternativos. En estas condiciones, salvo que la puesta en marcha de las actividades económicas ligadas a la explotación del recurso agua tuviera un impacto tal que modificara las condiciones de equilibrio existentes en los mercados de los bienes y servicios producidos, y suministrados, el impacto multiplicador sobre las rentas de la zona no debería ser tenido en cuenta. Este no sería el caso cuando la economía estuviera caracterizada por la presencia de desempleo de todos sus factores productivos.

*b) El valor social del impacto multiplicador sobre el empleo*

En una economía con desempleo, la creación de puestos de trabajo eleva el bienestar social, no sólo porque lleve aparejada un incremento en la producción de bienes y servicios (véase el apartado anterior), sino porque constituye un mecanismo que puede facilitar la reducción de la desigualdad social, la eliminación de problemas de pobreza absoluta y relativa, así como un mecanismo de elevación de la autoestima e integración y participación social de los beneficiarios (en el extremo, de reducción de la marginación y exclusión social). Al ser los anteriores objetivos sociales, la creación de puestos de trabajo adquiere las características de un *bien público*. No es fácil determinar el valor económico de la mejora en el bienestar social que se origina con ello, y que dependerá de las características socioeconómicas de los beneficiarios. Como primera aproximación a la cuantía de este valor, podría efectuarse un análisis de los recursos financieros que la administración pública dedica directa e indirectamente a fomentar la contratación de trabajadores en paro, en general, o de personas pertenecientes a grupos específicos en particular. Los recursos dedicados tanto a facilitar esta inserción laboral del desempleado (formación profesional, reciclaje), como a incentivar su contratación por parte de las empresas (subvenciones, exenciones fiscales, reducción de las cuotas a un sistema público de Seguridad Social, etc.), constituirían de esta forma un exponente del sacrificio (Costo de oportunidad de los fondos públicos) que la sociedad está dispuesta a soportar, para conseguir estos otros objetivos.

*c) El valor social del impacto multiplicador sobre los ingresos del sector público*

Por último, las actividades económicas inducidas por la explotación de los recursos hídricos tienen un impacto positivo sobre los ingresos del sector público en general, y de las autoridades locales en particular, gracias a los impuestos que devengan. Establecer el impacto neto de estas actividades sobre el presupuesto del municipio en el que se enclavan, pongamos por caso, presenta ciertas dificultades, puesto que si bien es cierto que pagan impuestos, también lo es que pueden propiciar un incremento en la demanda de determinados servicios públicos (transporte, centros educativos y de salud, recreación, etc.), con la consiguiente presión sobre el presupuesto de gastos. En cualquier caso, no ha de perderse de vista que todos estos impactos positivos y negativos sobre el presupuesto público no son sino simples transferencias de renta de unos sectores a otros, importantes desde el punto de vista de la distribución de la renta, pero irrelevantes desde la perspectiva de la eficiencia económica. Únicamente en el caso de que la tasa de ahorro de la economía fuese subóptima, y que pudiera probarse que la rentabilidad social de las inversiones públicas es superior a la de las inversiones privadas, debería tomarse en cuenta este efecto.

### 3. Rentabilidad social.

Convencionalmente se ha venido considerando que la rentabilidad social hace referencia al impacto que la presencia del activo en cuestión tiene sobre el bienestar de todos los miembros de la sociedad, cuando el bienestar individual de cada uno de ellos tiene una ponderación distinta, en función de algunas características particulares consideradas relevantes. En este sentido, el administrador discrimina en la función de bienestar social el peso de cada persona o grupo social, en función de variables tales como su poder adquisitivo, su residencia geográfica, su pertenencia a un grupo marginal etc., con ayuda de los correspondientes factores de ponderación redistributivos. En cualquier caso, vale la pena recordar que el cálculo de la rentabilidad social de una determinada alternativa con respecto, por ejemplo, al uso del agua, sólo debe llevarse a cabo cuando haya poderosas razones para justificar esta discriminación, positiva o negativa, con respecto a determinados grupos sociales. Si este es el caso, se requiere de una elaboración ulterior de la información procesada en el cálculo de la rentabilidad económica, para averiguar el cambio en el bienestar experimentado por el grupo en cuestión, directa e indirectamente, y aplicarle los mencionados factores de ponderación.

Cabe recordar, finalmente, que estas tres facetas de la rentabilidad del agua, o de modificaciones propuestas en cuanto a su utilización, no recogen sino los valores de uso (directos e indirectos), el valor de opción y, parcialmente, ciertos valores de existencia. No pueden recoger la generación de valores considerados superiores por parte de la sociedad (culturales, históricos, etc.), por lo que serán siempre estimaciones parciales del valor total de la misma. No obstante, el cálculo del valor económico total, aún cuando excluya este último componente, será siempre de utilidad cuando, o bien las alternativas planteadas no afecten a dichos valores, o bien permita descubrir el valor crítico de los mismos que decantará la decisión en uno u otro sentido.

#### **Métodos para descubrir el valor económico total (VET) del agua**

Algunas de las funciones que hacen que el agua tenga una rentabilidad económica y social que trasciende la simple rentabilidad financiera, son difíciles de valorar debido a la ausencia de información que proporcione un primer indicio sobre su importancia en el bienestar social.

Es el caso, por ejemplo, de gran parte de los impactos ambientales del traslado del agua; de sus servicios recreativos; de la contribución del recurso al equilibrio global del ecosistema; etc. El análisis económico, sin embargo, ha avanzado ya un cierto trecho en la resolución de este problema, y hoy en día proporciona una serie de métodos para descubrir (es decir, para hacer emerger) el valor económico de los bienes denominados *intangibles*, por carecer de precio explícito.

Estos métodos, sin embargo, no suelen estar encaminados a la valoración de un bien o recurso concreto, como es el caso del agua, sino que se centran en la valoración de sus distintas funciones. Se hace necesario, por tanto, a la hora de intentar valorar un recurso natural determinado, elaborar un diseño metodológico que, partiendo de una primera identificación de sus funciones más relevantes, y de la compatibilidad existente entre ellas, establezca para cada una el método de valoración más apropiado, si es que existe, o la combinación más adecuada de los distintos métodos, caso de existir más de uno aplicable.

Cuando las características de la función analizada son tales que no la hacen susceptible de valoración económica (como sería el caso ya apuntado con anterioridad de los valores considerados superiores), o el grado de polémica que suscita la propia valoración es muy elevado (como ocurre, por ejemplo, con el valor de la diversidad biológica y los conocimientos tradicionales, o el valor de la vida estadística), se hace necesario recurrir al marco de la *decisión multicriterio*, o multiobjetivo, para tratar de presentar la información relevante en un contexto que facilite la toma de decisiones.

En la primera de las situaciones mencionadas, cuando el análisis económico proporciona varios métodos para valorar una determinada función del recurso o ecosistema que se está estudiando, el analista se enfrenta con dos problemas:

- a. En primer lugar, con el hecho de que, con toda probabilidad, los distintos métodos aplicados arrojarán valores diferentes para la misma función. Un caso paradigmático es el de la influencia de la calidad del agua sobre la salud de las personas. El impacto que una mejora en ella tiene sobre el bienestar de los afectados puede descubrirse mediante la utilización de tres de los métodos que se analizarán a continuación: la función de producción de salud, el Costo del tratamiento, y la valoración contingente. Cada uno de ellos arrojará un resultado diferente. Esto no es algo que realmente deba inquietar. En efecto, lo normal es que esta disparidad aparezca, teniendo en cuenta que los distintos métodos normalmente cubren a distintos grupos de afectados, y descubren diferentes medidas teóricas del cambio en el bienestar de cada uno de ellos (excedente del consumidor en algunos casos, variación equivalente o variación compensatoria, en otros). Lo que verdaderamente debería preocupar no es pues la aparición de estas divergencias, peor sería que no se dieran, sino la necesidad de explicarlas satisfactoriamente, con base en los elementos mencionados.
- b. El segundo problema es el de evitar la doble contabilización. En efecto: cuando se hace necesario combinar varias metodologías de valoración para cubrir todo el espectro de funciones del recurso valorado, y todo el colectivo de afectados potenciales, es de esperar que alguno de estos métodos cubra varias funciones, y se solape por tanto con otros, de forma que una misma función quede valorada dos veces: una mejora en la calidad del agua de riego eleva la productividad de las tierras agrícolas y, en consecuencia, su precio: sería un error computar ambos efectos por separado. Otro tanto podría ocurrir, asimismo, con los distintos grupos afectados. Por otro lado, es muy difícil evitar que alguna función, o algún grupo concreto,

quede sin ser valorado o considerado. Ha de extremarse por tanto el cuidado en el diseño metodológico para evitar, tanto esta doble contabilización de impactos, cuanto la omisión en la valoración de algunos relevantes.

Hechas pues las precisiones anteriores, vamos a proceder a presentar a grandes rasgos los principales métodos de valoración que podrían ser de aplicación para descubrir el valor económico del agua, señalando las funciones que podrían ser valoradas en cada caso, así como el colectivo social afectado de referencia.

### **Métodos indirectos.**

#### ***a) Método de los costos de reposición***

Como su nombre indica, este método consiste simplemente en calcular los costos necesarios para reponer a su estado original todos aquellos activos afectados negativamente por un cambio en la calidad del agua. Desde un punto de vista teórico, este método descubre el llamado "diferencial de costos de Laspeyres", y suele ser el preferido en los distintos ordenamientos relativos a la Declaración de Impacto Ambiental (como elemento tangible y vinculante de los procesos de Evaluación de Impacto Ambiental). Sin embargo, desde el punto de vista de la optimalidad en economía, este método de valoración deja algo que desear, ya que no permite a los afectados elegir su combinación preferida de atributos ambientales y bienes privados. Es el caso, por ejemplo, de un derrame contaminante en el medio hídrico y la obligación de restaurarlo. Para evitar los casos más flagrantes de ineficiencia, es normal que la normativa establezca la necesidad de reponer la naturaleza a su situación original, siempre y cuando exista proporcionalidad entre el valor del daño causado, y los costos de reposición. En el caso del agua, este método se aplicaría cuando se produjera alguna alteración que modificara su capacidad para seguir cumpliendo con alguna de sus funciones básicas, y proporcionar el flujo de servicios correspondiente. El analista debería, en este caso, calcular el Costo de reponer este flujo de servicios, llevando a cabo las inversiones necesarias para que el recurso pueda reanudar sus funciones.

#### ***b) Métodos basados en la función de producción.***

Los recursos naturales proporcionan un flujo de servicios que entra, en ocasiones, a formar parte de la función de producción de bienes y servicios, o de la función de producción de utilidad de las economías domésticas. Cualquier cambio que se produzca en la capacidad del recurso natural considerado para seguir desempeñando estas funciones, podría computarse calculando el valor presente neto del flujo de servicios perdido para los agentes afectados. Podrían contemplarse, en este caso, dos situaciones extremas.

En primer lugar, cuando el agente afectado no toma ningún tipo de medida ante el cambio surgido, y éste se manifiesta en una pérdida del *excedente del productor*: cuando, por ejemplo, una pérdida de calidad del agua (suciedad, presencia de vertidos, malos olores)

reduce el atractivo de los paseos en lancha por un río o un lago, y los dueños de las empresas afectadas ven caer la tasa de ocupación de las embarcaciones, sin tomar ninguna medida.

En ocasiones, el perjuicio se reparte con los consumidores: un vertido de efluentes contamina el agua de riego, reduciendo la capacidad de producción agrícola, y elevando los precios en el mercado local, con la consiguiente pérdida del excedente de los consumidores.

En segundo lugar, el agente afectado puede tomar una serie de medidas, *medidas defensivas*, que intentan recuperar la productividad de sus recursos: el dueño de un negocio turístico, que observa como se deteriora la calidad del agua del lago, y la caída de demanda de sus servicios que ello le genera, puede invertir en la construcción de una piscina sustitutiva para recuperar el nivel de ocupación.

El costo de estas medidas defensivas constituiría el valor de la pérdida de calidad del recurso ambiental. Un aspecto muy importante de los posibles cambios en la calidad del agua, ya mencionado, es su impacto sobre la salud de la población: tanto de quienes la beben, como de los consumidores de productos capturados en ella, o cultivados con su ayuda. Cuando el analista se enfrenta a la necesidad de valorar este posible impacto, uno de los métodos más utilizados es el de cuantificarlo, a partir de las *funciones dosis-respuesta* correspondientes, y valorarlo mediante la aplicación de lo que se conoce como *el método del Costo de tratamiento*, para los cambios en las tasas de morbilidad de la población (y que no es sino una variante de los métodos apuntados); y del *valor de la vida estadística*, para los eventuales cambios en las tasas de mortalidad.

### *c) Método del Costo de viaje.*

El fundamento teórico de este método es bien simple y se aplicaría para valorar las funciones del agua en su aspecto recreativo. Aunque en general el disfrute de la naturaleza es gratuito, la persona incurre en unos gastos para poder disfrutar de ella: unos costos de viaje. Si colocáramos en un eje vertical estos costos (en función de la distancia: combustible y tiempo), y en el eje horizontal el número de veces que la gente visita en promedio un sitio particularmente atractivo, desde una zona determinada, tendríamos, uniendo ambas observaciones, distintos puntos de una hipotética curva de demanda. Ello permitiría descubrir el excedente del consumidor de un "visitante representativo" y, a partir de ahí, aproximar el valor total de los servicios recreativos que el agua proporciona, en función del número de visitantes y su origen geográfico.

En una segunda etapa, mucho más exigente en términos de información requerida, se podría intentar construir la curva de demanda implícita del sitio, tomando en cuenta asimismo las características socioeconómicas de la persona, y los propios atributos del entorno. El problema que presenta este método es doble.

En primer lugar, la dificultad que supone modelizar una decisión que, realmente, está formada por cuatro encadenadas: la decisión de participar en una determinada actividad (pescar, por ejemplo); la de elegir el sitio; determinar el número de veces; y decidir sobre la duración de cada una de ellas. Cualquier cambio en la calidad del agua, o del entorno, puede afectar a todas y cada una de estas cuatro decisiones, para distintos grupos de personas, lo que complica bastante la previsión del impacto total.

En segundo lugar, tiende a existir una divergencia notable entre el Costo que el analista le imputa a la persona que visita un determinado lugar (en función de la distancia recorrida y el tiempo empleado en ello), y el que la propia persona percibe como tal.

Es probable incluso que ésta no tenga en cuenta todos los costos en los que ha incurrido para poder disfrutar de la experiencia: ¿se acuerda de incluir la amortización del equipo de pesca que compró tres años atrás? Todo ello dificulta enormemente el establecimiento del punto relevante en el eje vertical, y puede resultar en desplazamientos importantes de la curva de demanda estimada sobre la real.

La gravedad de este problema dependerá, como es obvio, de la utilización que se le quiera dar a la información obtenida. No cabe duda de que, aún sin desconocerlo, el método puede proporcionar una información muy relevante para una gran cantidad de decisiones que han de tomarse con respecto a la gestión de estos espacios.

#### **d) Método de los precios hedónicos.**

El método de los *precios hedónicos* se basa en el hecho de que las personas adquieren bienes en un mercado, porque éstos tienen una serie de atributos que les permiten ser útiles: satisfacen alguna necesidad. Ahora bien, muchos bienes no tienen un único valor de uso, sino que son bienes multiatributo: satisfacen varias necesidades al mismo tiempo, o una misma necesidad con distinto grado de eficiencia.

Los llamados *precios hedónicos* intentan, precisamente, descubrir todos los atributos del bien que explican su precio, y discriminar la importancia cuantitativa de cada uno de ellos. Uno de los casos más obvios y, por tanto, más utilizados en la literatura, es el del suelo (así como la propia vivienda).

Cuando se adquiere una parcela de tierra (una casa), en efecto, no sólo se están comprando una serie de metros cuadrados de una determinada calidad, sino que también se está escogiendo un entorno, que tiene una serie de características, tanto con respecto al terreno circundante (barrio), como con respecto a la calidad del medio ambiente que la rodea.

En términos muy sencillos, si se comparara el precio de dos parcelas (dos viviendas) iguales en todas sus características excepto en una, el acceso al agua por ejemplo (la presencia de un paisaje atractivo), la diferencia de precio entre ellas reflejaría el valor de este atributo que, en principio, carece de un precio explícito de mercado.



A través de un análisis diagonal (en el que se analiza un conjunto determinado de parcelas y/o viviendas, en un instante del tiempo, y se recogen tanto sus precios como sus diferentes características); o mediante un análisis temporal (en el que se estudia cómo cambia el precio de una determinada parcela/vivienda, o conjunto de parcelas, al ir variando la calidad de alguno de los bienes ambientales de la zona), podría tratarse de explicar estas diferencias de precio en función de las características del bien ambiental.

### *Métodos directos.*

#### *a) El método de la valoración contingente.*

Con este método se intenta averiguar el valor que otorgan las personas a determinados recursos naturales (o a modificaciones en los mismos), preguntándose. El vehículo de aplicación del mismo son, por tanto, las encuestas y entrevistas (personales, telefónicas o por correo).

El hecho de que el *Water Resource Council* de los EE.UU. incluyera en 1979 el método entre los tres recomendados para valorar determinados beneficios de las inversiones públicas, y que en 1986 se lo reconociera como apropiado para medir beneficios (y perjuicios) en el marco de la *Comprehensive Environmental Response, Compensation, and Liability Act* ("Superfund") de 1980, consolidó su respetabilidad, al tiempo que impulsó la realización de gran número de estudios basados en esta metodología.

Recientemente, sin embargo, y debido a la creciente utilización del método para solventar indemnizaciones millonarias en juicios por desastres ecológicos (fundamentalmente derrame de crudos en el mar), se ha desatado una intensa polémica sobre sus bondades.

El origen del problema estriba en que es el único método que permite descubrir el valor de no-uso de un determinado recurso ambiental, y algunos tribunales de justicia determinaron que la empresa responsable de un desastre de este tipo también tenía que hacer frente a estos perjuicios (el caso más notorio fue el del Tribunal del Estado de Ohio con respecto al derrame provocado por el Exxon Valdez). Vale la pena, en este sentido, consultar un informe encargado por la Administración norteamericana a un panel de expertos presidido por dos afamados Premios Nobel (Arrow y Solow), sobre la fiabilidad del método (Arrow et al. 1993), que no sólo resulta bastante positiva en términos generales, sino que se acompaña de ciertas recomendaciones a la hora de aplicar el método, dignas de ser tenidas en cuenta.

Las críticas al método se han concentrado, realmente, en su aplicabilidad para descubrir valores de no-uso, cuya misma existencia está cuestionada, sobre todo cuando de lo que se trata es de calcular posibles responsabilidades judiciales.

**b) El método de la ordenación contingente.**

El método de la ordenación contingente no es sino una variante del anterior, en el que en lugar de ofrecérsele un precio a la persona encuestada, se le confronta con una serie de alternativas para que las ordene de más a menos preferida.

Teniendo en cuenta que dichas alternativas contienen un precio asociado a un determinado nivel de calidad ambiental, el analista es capaz, mediante la introducción del correspondiente modelo econométrico, de estimar el valor buscado.

**Funciones de transferencia de resultados**

Cabe señalar, finalmente que, en muchas ocasiones, es más eficiente tratar de adaptar los resultados de valoración obtenidos en otros estudios, al caso que interesa al decisor, que llevar a cabo todo el ejercicio de valoración desde un principio: no puede perderse de vista que, en general, estos ejercicios demandan una gran cantidad de información de base, y una cantidad no despreciable de trabajo cualificado. No es de extrañar, por tanto, que se haya abierto recientemente en la literatura una línea de investigación consistente en tratar de especificar claramente las condiciones que han de reunir los estudios fuente para ser adaptables, y el tipo de función que ha de especificarse para poder llevar a cabo la transferencia (Azqueta y Touza, 1999).

La transferencia de valores, en efecto, se basa en el hecho de que el valor económico de un activo ambiental puede ser extrapolado a partir de los resultados de algún estudio ya realizado.

En la literatura, al estudio fuente se le conoce con el nombre de *study site*, y al segundo, estudio objeto de la transferibilidad, como *policy site*. La principal ventaja de este enfoque es que, al utilizar fuentes de información secundarias, permite un gran ahorro de Costo y tiempo. Sin embargo tiene algunas importantes limitaciones:

- a. En primer lugar, el hecho de que al aplicar esta metodología se asume que las estimaciones de los estudios primarios son los "verdaderos" valores, por lo que la calidad de los resultados de la transferibilidad nunca será mejor que la del estudio fuente, que a su vez depende de la fiabilidad y validez de los métodos de valoración utilizados.
- b. En segundo lugar, es necesario hacer hincapié en la idoneidad de los resultados de los estudios primarios para ser transferidos, ya que muchas de las valoraciones realizadas son específicas de un bien o servicio ambiental: una de las principales dificultades en cualquier investigación empírica de transferibilidad es, precisamente, encontrar un estudio fuente con una especificación del recurso ambiental que se

ajuste lo suficientemente bien al objeto de valoración, al cambio analizado, a las propiedades del bien objeto de estudio, y a la población de interés.

En resumen: debe tenerse presente que si se emplea la transferencia de beneficios se está aceptando el posible Costo social que surgiría si las estimaciones son de baja calidad y conducen a decisiones erróneas. Se recomienda por ello, que en el proceso de transferencia se realice un análisis de las limitaciones o de los juicios asumidos por el analista, lo cual fortalecerá la utilidad de la información generada. Todo ello pone de relieve la importancia de no traspasar los límites dentro de los cuales esta metodología puede ofrecer resultados satisfactorios.

### Desarrollo y demanda social del agua

El reto al que se enfrenta el analista del valor del agua es garantizar el acceso a los servicios del agua a todo el mundo en igualdad de condiciones, consiguiendo al mismo tiempo priorizar aquellos usos de la misma que maximicen el bienestar social.

Cuando el nivel de desarrollo social alcanzado es relativamente bajo, prima la utilización de los recursos naturales con una orientación *productivista*: explotando directamente estos recursos para la satisfacción de necesidades materiales, o para, cuando no son "consumidos" directamente, apoyar sobre ellos la puesta en marcha de una serie de actividades productivas que generan riqueza y empleo.

En el primer caso tendríamos, por ejemplo, la transformación de determinados espacios naturales (humedales) en terreno agrícola; en el segundo, el trasvase del agua para poner en regadío nuevas tierras, o la transformación del litoral Costero para su explotación turística.

En muchos casos, la satisfacción de una serie de necesidades por parte de la población que utiliza el recurso, transforma éste, en ocasiones de forma irreversible. Sin embargo, cuando la sociedad va elevando su nivel de desarrollo, y ampliando por tanto el conjunto de necesidades cubiertas, la demanda social con respecto a los atributos del agua comienza a cambiar: se tiende a primar su conservación y/o reversión al estado natural, tanto por el valor que se otorga al disfrute de una serie de actividades en contacto con el medio natural, como por el papel que éste recupera en términos culturales, históricos, e incluso de identidad colectiva. Junto a los simples valores de uso del recurso, se comienza a valorar su existencia en condiciones naturales.

Al mismo tiempo, esta evolución del carácter de la demanda con respecto a las características y funciones del agua, viene acompañada de otro cambio no menos importante: las personas comienzan a dar mayor importancia al disfrute *colectivo* y *compartido* del patrimonio natural, que al consumo individual de sus atributos.

Las funciones del medio hídrico como oferente de recursos naturales y ambientales, que permiten la producción de bienes y servicios, de mercancías en general, podrían ser

valoradas en el contexto de la lógica del mercado. El acceso a los mismos satisface una serie de necesidades básicamente individuales, y estaría justificado, en principio, atender a la demanda individual con respecto a los mismos para evaluar la importancia de las necesidades cubiertas gracias a ello.

De esta forma, se garantizaría la eficiencia económica en el uso de un recurso que, por ser de dominio público, genera unas *rentas ricardianas* que el administrador social puede luego distribuir como estime conveniente. Sin embargo, esta lógica comienza a dejar de ser aplicable cuando se trata de valorar al agua como patrimonio natural, ya que cuando la sociedad así la considera, es porque está afirmando que se trata de un conjunto de bienes que no sólo tienen un valor superior, no exclusivamente instrumental y/o de uso, sino que se quieren disfrutar de forma colectiva y compartida.

En definitiva, y como ya se apuntó, que no pueden ser tratados como mercancías. Algo que también ocurre, entre paréntesis, con algunos de los impactos positivos y negativos que tiene la utilización del agua en la esfera estrictamente productiva: el bienestar que la sociedad deriva de la eliminación del problema del desempleo, del freno a la desertificación del entorno, o del mantenimiento de una determinada forma de vida y de cultura.

Es cierto que también podría aplicarse en este caso el análisis de la demanda individual de los mismos, con las dificultades consiguientes, pero sin romper el marco teórico anterior. Da la impresión, sin embargo, de que el consumo de este tipo de bienes (el mantenimiento de un determinado tipo de cultura, de forma de vida, el pleno empleo) no es estrictamente individual: la persona inserta su demanda en el contexto de un consumo colectivo de estos bienes.

Lo que la persona demanda es formar parte de un cuerpo social en el que estos bienes, de consumo compartido, tienen valor. En este sentido, los mecanismos de valoración de necesidades sociales a los que podría acudir el administrador público para escoger entre alternativas excluyentes de utilización del agua, cambian sustancialmente.

## Otros valores

### *Valor estético del agua*

El agua es un componente del paisaje, un elemento emocional. Los ríos llevan asociados kilómetros de costas, cercanas a nuestra vida. El agua es el alma de los paisajes. Y el paisaje es una de las riquezas naturales que tenemos. Es éste el valor estético del agua.

El agua además de ser un recurso es un valor, forma parte del patrimonio natural. El tema del agua no lo percibimos sólo en parámetros tecnológicos y económicos. El agua forma parte de lo emocional, y por tanto, la respuesta a planteamientos relacionados con el agua no tiene porqué ser sólo racional.

Es lícito querer disfrutar de los ríos que fluyen por nuestro territorio, aspirar a que estos ríos se mantengan, decir "estos ríos son bonitos", "queremos proteger los ríos escénicos, los ríos salvajes", "queremos que el agua siga formando parte del paisaje".

### *Valor ético del agua*

El agua es propiedad de todos los seres vivos del planeta. No sólo bebemos nosotros, los hombres y las mujeres, el agua es también para los otros billones de habitantes de este planeta que son plantas y animales.

No se puede ir siempre contra la naturaleza. La Antártida o el Sáhara, no son un desastre ambiental. La Naturaleza no se ha equivocado con ellos. Son así porque su suelo, su clima, su historia, así los han constituido. Y gracias a ello guardan sus propios tesoros naturales.

### *Valor de eficiencia*

El agua es un recurso natural escaso que debemos saber aprovechar. Nos ha tocado vivir en una parte del mundo, en la que si abrimos una llave, encontramos agua en la cantidad requerida y en cualquier momento del día. No tenemos sensación directa de escasez. Y eso dificulta mucho el proceso educativo, ya que nada educa tanto como la escasez.

Como se sabe el agua constituye el 80 % de nuestro organismo. Nuestro primer alimento es el oxígeno. necesitamos unos 15 litros diarios. Nuestro segundo alimento es el agua, necesitamos entre 2 y 3 litros diarios de agua de buena calidad. Pero hemos cambiado mucho, en pocos años las necesidades de agua han crecido, mientras que las disponibilidades no.

Necesitamos mucha agua, aproximadamente unos 150 litros diarios por persona y día. (En Nueva York, el consumo medio por habitante y día llega incluso a los 500 litros. En el polo opuesto se encuentra Madagascar, con 5,4 litros que es prácticamente la cantidad para ubicarse en el límite de supervivencia).

Estamos ante el valor de la eficiencia. La eficiencia como valor del agua, significa hacer más con lo mismo o hacer lo mismo con menos.

El agua como recurso, puede y debe ser utilizada, reutilizada y reciclada. Por ejemplo, el recurso agua en una nave espacial es infinito porque se reutiliza continuamente. Una planificación basada en la eficiencia aumenta el reciclado en el uso del recurso agua.

Para ello es necesario invertir en modernización y eficacia, en técnicas eficientes como pueden ser la desalación, la desalinización y el ahorro, frente a otras medidas como son los embalses y presas.

El valor de la eficiencia también obliga a distinguir entre uso y consumo. El consumo es lo que necesitamos, el uso es lo que podemos modificar y disminuir o aumentar. Podemos gestionar bien, buscar las dobles o triples utilizaciones, el máximo ahorro en el consumo directo y limpiar la totalidad del agua que usemos.

### *Valor de calidad*

Implica mantener su limpieza como garantía para la vida. El agua que sale del grifo esperamos que sea limpia y sana.

El cambio de hábitos en nuestra sociedad no sólo se manifiesta en un aumento de consumo, sino también en lo relativo a la calidad del agua. Es éste el valor de la calidad del agua. Alterar la calidad del agua es un serio atentado al bienestar de las personas, contra su salud y contra su propia vida.

Es también un atentado contra la dignidad de la Naturaleza y de todo lo que en ella existe, porque afecta a la pervivencia de multitud de especies que pueblan la Tierra.

El agua no es sólo nuestra, como ya hemos comentado hay multitud de seres vivos, a los que también les pertenece el agua. Sin embargo, algunos datos ponen de manifiesto que la contaminación del agua es un hecho real:

El 30 % de todos los tramos fluviales del mundo industrializado presentan un alto grado de contaminación.

2.500 millones de personas están expuestas a enfermedades vinculadas con la contaminación del agua. En nuestros días se dan 45,000 casos de cólera.

La mala calidad del agua es culpable del 30 % de las muertes en el Tercer Mundo.

Unos cuatro millones de niños mueren cada año como consecuencia de infecciones transmitidas por el agua.

El agua es el alimento que en mayor cantidad necesitamos. Bajo una u otra forma son varios los cientos de litros que al año pasan por nuestro organismo, en donde el menor constituyente químico anómalo es detectado, no siempre a corto plazo.

Está claro pues que necesitamos agua limpia para vivir. Sin embargo, a veces, con nuestra exagerada obsesión por la limpieza, contaminamos la atmósfera de nuestras propias casas con ambientadores e insecticidas, y el agua de nuestros ríos con detergentes inadecuados. Blancura no es sinónimo de limpieza. Blancura radiante es, en ocasiones, sinónimo de suciedad y muerte de los ríos. Es el costo ambiental de la limpieza equivocada. Porque algunos productos de limpieza utilizan grandes cantidades de productos químicos tóxicos que contaminan el aire y el agua.

### **Conclusión**

El dilema al que se enfrenta quien decide sobre los usos del agua es la búsqueda de la eficiencia. Es decir, tomando en cuenta los valores del agua se debe priorizar el acceso al uso y disfrute del agua, de acuerdo al valor social que se otorga a las necesidades que con ella se cubren.

El problema radica en que el tipo de demanda de la sociedad va cambiando (o cambiará en paralelo a la mejora de los niveles de bienestar), por lo que los beneficios derivados de la conservación del patrimonio natural comienzan a desplazar en importancia a los derivados de su explotación productiva.

En este contexto, quien decide no puede acudir al mercado, ni como mecanismo de priorización de usos alternativos, ni como lógica aplicable a la resolución social del problema.

El cálculo del valor económico total del agua en sus distintos usos no agota el problema, puesto que con el desarrollo social, la demanda se orienta hacia una serie de funciones que no son susceptibles de ser valoradas totalmente en este contexto.

Por ello se tiene que gestionar el recurso del agua atendiendo a la defensa de unos intereses, y de unos valores, de creciente importancia con el paso del tiempo, y que no pueden cuantificarse por completo; frente a otros, más inmediatos y palpables, pero cuya atención hoy puede impedir en el futuro asignar el recurso hídrico a aquellas funciones que maximizan el bienestar social.

**REFERENCIAS:**

- Anderson, E. (1993). *Value in Ethics and Economics*. Cambridge (Ma), Harvard University Press.
- Arrow, K. *et al* (1993). Natural Resource Damage Assessment under the Oil Pollution Act of 1990. Estados Unidos, National Oceanic and Atmospheric Administration, *Federal Register*, 58 (10): 4601-4614.
- Azqueta, D. (1994). *Valoración económica de la calidad ambiental*. Madrid, Mc Graw-Hill.
- Azqueta, D. y J. Touza (1999), Benefit Transfer: the Recreational Value of Three Natural Parks in Galicia, Spain. En N. Georgantzis, *Spatial Economics and Ecosystems: The Interaction between the Economy and the Natural Environment*, Computational Mechanics Publications, Wessex Institute of Technology, Southampton, 1999.
- Elliot, R. (1995). *Environmental Ethics*. Oxford, Oxford University Press.



## **2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

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.

### **2.1 Abastecimiento**

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

### **2.2 Características de las áreas de servicio**

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).

Como se puede observar en la figura 2.2.1, existen diferentes tipos de consumo, de acuerdo al tipo de uso que se le da al agua.

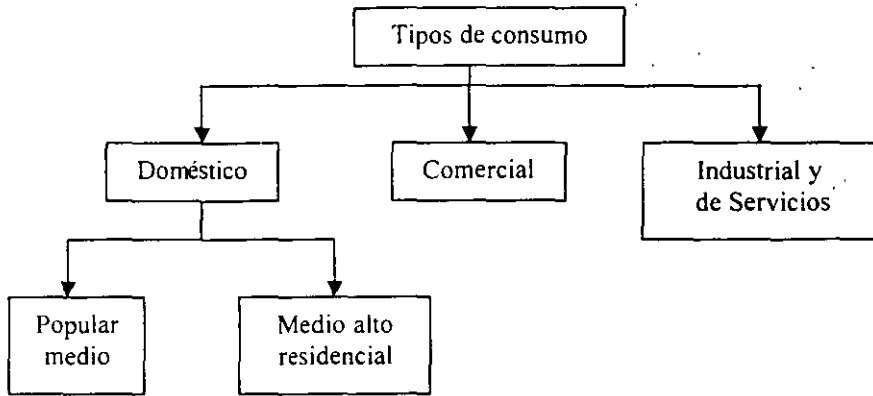


Figura 2.2.1 Tipos de consumo de agua

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.

## **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 2.2.1 se indica los valores aplicables a las poblaciones del país, expresada en litros por habitante por día (l/hab/d).

**Tabla 2.2.1 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 191.6 (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 21.6.23% (figura 1.1.6.2).

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

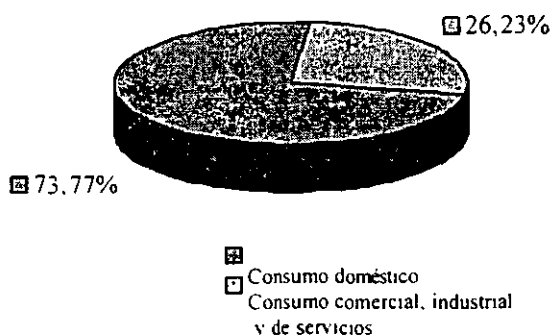


Figura 2.2.2 Porcentajes del consumo de agua en el Distrito Federal en 1997

Las cifras de la tabla 1.1.6.2 toman en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como se especifica.

A los datos de la tabla 1.1.6.2 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 2.2.2 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; 1.6% 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 1.1.6.3).

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 1.1.6.3, 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

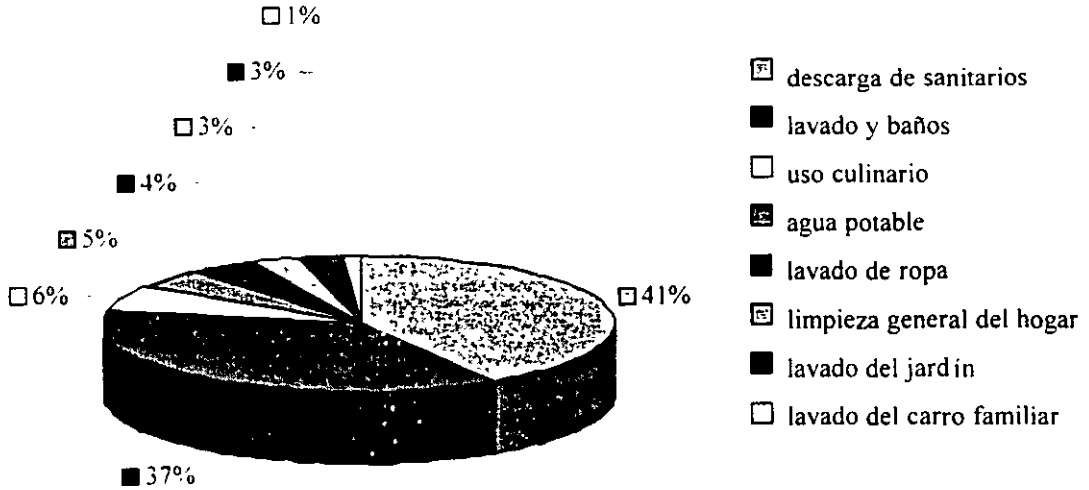


Figura 2.2.3 Desglose del consumo doméstico de agua

Tabla 2.2.3 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	1.608	Hamburgo	229
Sydney	491	Bruselas	178
Milán	400	Pequeñas poblaciones de Italia	100-200
Turin	425	Belfast	495
Roma	1.651	Estocolmo	328
Dinamarca	340	Hamilton	1.61.67
Londres	314	Liverpool	349
Japón	303	Barcelona	21.67
Berlín	21.68	Jerusalén	291
Tel Aviv	281	Copenhague	311

### 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 31.65 días del año:

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad (2.21)$$

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:

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000} \quad (2.2.2)$$

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

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (2.2.3)$$

donde 86.400 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

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD \quad (2.2.4)$$

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

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH \quad (2.2.5)$$

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:

$$\begin{array}{l} CVD \quad 1.2 \text{ a } 1.5 \\ CVH \quad 1.5 \text{ a } 2.0 \end{array}$$

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

$$\begin{array}{l} CVD = 1.2 \\ CVH = 1.5 \end{array}$$

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican el cuadro de la figura 1.6.7

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.

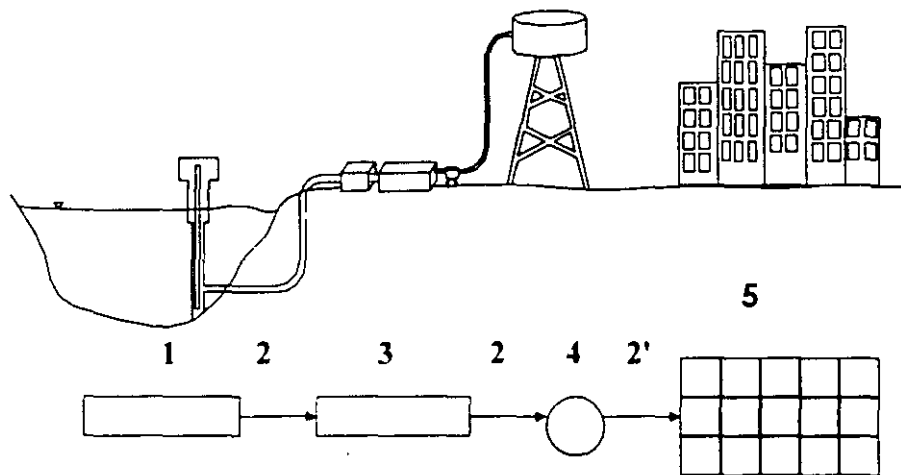


Cuando sea difícil estimar la población, podrá calcularse el consumo diario, con la siguiente fórmula empírica a partir del gasto máximo instantáneo:

$$D = 0.36 Q_{\max} H \quad (2.2.6)$$

donde:

- $D$  demanda diaria
- $Q_{\max}$  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)	$Q_{MD}$
3. Potabilizadora	*
4. Tanque de regularización	$Q_{MD}$
5. Red de distribución	$Q_{MD}$

\*  $Q_m$  ó  $Q_{MD}$  en procesos

Figura 2.2.4 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño

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

$$Q_{MD} = Q_m \times k_1 \quad (2.2.7)$$

en donde a  $k_1$ , se le asigna un valor de acuerdo al tipo de clima (ver tabla 1.6.7)

Tabla 2.2.4 Valores de  $k_1$  de acuerdo al clima

Tipo de clima	$k_1$
Clima uniforme	1.20
Clima variable	45
Clima extremoso	1.50
Clima seco	1.80
Clima muy extremoso	1.75

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

$$Q_{MH} = Q_{MD} \times k_2 \quad (2.2.8)$$

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.

$$Q_E = \frac{Q_{MH}}{\text{longitud total de la red}} \quad (2.2.9)$$

### 2.3 Fuentes de abastecimiento

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 electrodiálisis<sup>1</sup> 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

<sup>1</sup> 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.

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 porosidad<sup>2</sup> 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*, *artesianos* 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 hierro 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.

c) Si existe una falla o fisura en el estrato impermeable superior de un acuífero profundo que conduce agua a presión, o sea, agua artesianas, el agua puede llegar hasta la superficie del terreno y si además el gradiente hidráulico es suficientemente alto, formará un pozo artesianos 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.

---

<sup>2</sup> 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.

## **2.4 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.

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 movable 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.

### **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 más 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

### **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 esta 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 en 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 bolecillo 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, u na 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 apearse 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.

## **2.5 Conducción**

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.

## **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.

## **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.

### **a) 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.

- a) Costo de adquisición. Incluye la compra de la tubería, sus accesorios y la instalación.
- b) 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.

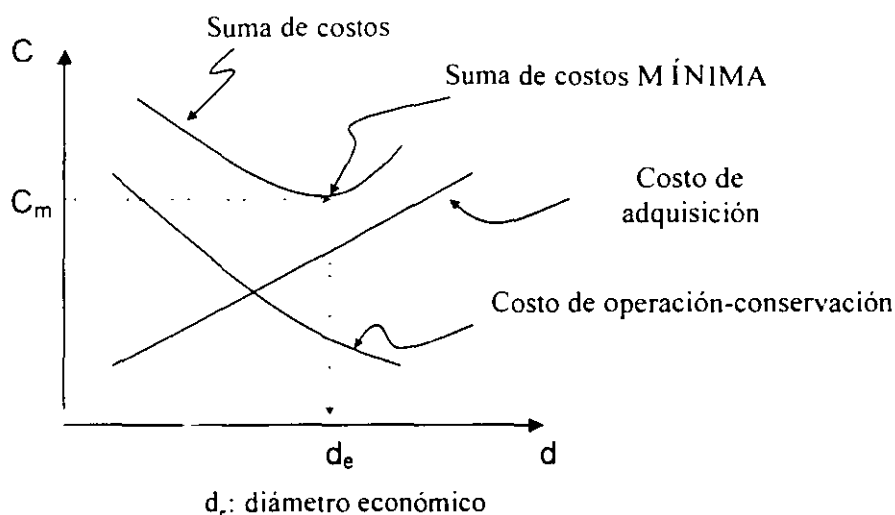


Figura 2.5.1 Curvas de costo

### Fórmula de Bresse

Se consideran los siguientes aspectos: el costo por unidad de longitud y de diámetro ( $c_1$ , en  $\$/m^2$ ), 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 ( $\Delta t$ ).

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  $c_2 P \Delta t$

Costo total será

$$c = c_1 d L + c_2 P \Delta t \quad (2.5.1)$$

Como la potencia (en kw) es:

$$P = \frac{9.81 Q}{\eta} \left[ H + \frac{16 f L Q^2}{2 g \pi^2 d^5} \right] \quad (2.5.2)$$

siendo  $Q$  el gasto (en  $m^3/s$ ) 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),  $\eta$  la eficiencia de la bomba(s) (adimensional),  $g$  la aceleración de la gravedad (en  $m/s^2$ ) y  $d$  el diámetro de la tubería.

Al sustituir la ec. 2.5.2 en la 2.5.1 resulta

$$c = c_1 dL + c_2 \frac{9.81Q \left[ H + \frac{16f}{2g\pi^2} L \frac{Q^2}{d^5} \right]}{\eta} \quad (2.5.3)$$

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

$$\frac{dc}{dd} = c_1 + c_2 \frac{9.81Q}{\eta} \frac{16f}{2g\pi^2} LQ^2 \left( -\frac{5}{d^6} \right) = 0 \quad (2.5.4)$$

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.

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

al observar el signo se deduce que  $\frac{d^2c}{dd^2} > 0$  : 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

$$d = k_2 Q \quad (2.5.5)$$

siendo

$$k_2 = \left( k_1 + \frac{c_2}{c_1} \frac{9.81}{\eta} f \right)^{\frac{1}{6}} \quad (2.5.6)$$

La expresión 2.5.5 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

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi d^2} \quad (2.5.7)$$

donde  $A$  es el área transversal interna de la tubería y  $d$  es su diámetro. Al sustituir la ecuación 2.5.7 en la 2.5.5

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

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 2.4.2 se consignan algunos valores de la velocidad que se presenta en algunos tipos de tuberías.

**Tabla 2.5.1.** 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	
<b>Tuberías principales</b>	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	1.0 a 4.0
<b>Con inclinación y diámetro pequeño</b>	3.6 a 8.0
Con inclinación y diámetro grande	1.0 a 3.0
Horizontales y gran longitud	

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

$$d = \beta' k_2 Q \quad (2.5.8)$$

siendo

$$\beta = \frac{t_o}{24} \quad (2.5.9)$$

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

### b) 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

$$c_1 L F(i, n) \quad (2.5.10)$$

y el costo de operación-conservación anual así

$$c_2 \frac{9.81Q}{\eta} \left[ H + 0.0826 \frac{fLQ^2}{d^5} \right] t_s \quad (2.5.11)$$

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 ( $t_s = (24)(365) = 8570$  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 2.5.2 se consiguen algunos valores de costo de tuberías de PVC y de fibro cemento. El factor de recuperación está dado como:

$$F(i, n) = \frac{(1+i)^n i}{(1+i)^n - 1} \quad (2.5.12)$$

Así, el costo total anual resulta ser

$$c = c_1 L F(i, n) + c_2 \frac{9.81Q}{\eta} \left[ H + 0.0826 \frac{fLQ^2}{d^5} \right] t_s \quad (2.5.13)$$

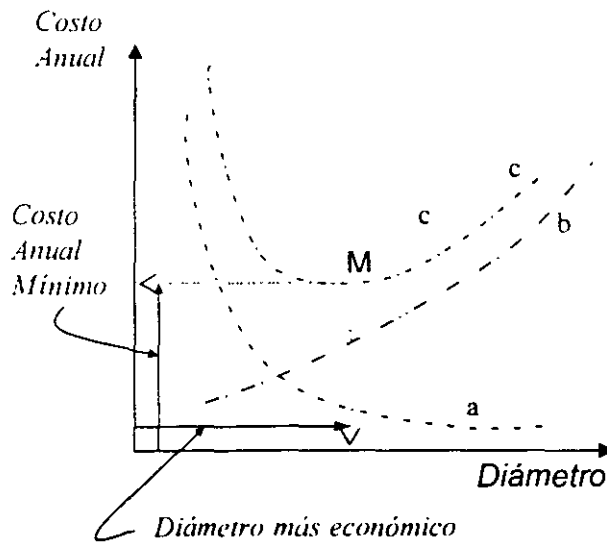


La ecuación 2.5.13 se aplica para varios diámetros seleccionados y el que conduce el menor costo total anual corresponde al diámetro económico. En la figura 2.5.2 se muestran los resultados de aplicar la ecuación 2.5.13 para varios diámetros. El punto M se ubica en el costo total anual y el que dio lugar a él, es el económico.

**Tabla 2.5.2 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 2.5.2** 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	$p$	$p(1+i)^1$	$p(1+i)^2$	$p(1+i)^{n-3}$	$p(1+i)^{n-2}$	$p(1+i)^{n-1}$
Colocada al final del año 2	$p$	$p(1+i)$	$p(1+i)^2$	$p(1+i)^{n-4}$	$p(1+i)^{n-3}$	$p(1+i)^{n-2}$
Colocada al final del año 3		$p$	$p(1+i)^2$	$p(1+i)^{n-5}$	$p(1+i)^{n-4}$	$p(1+i)^{n-3}$
...						
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 $n$						$p$
						$S$
					<b>Suma:</b>	<b><math>S</math></b>

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

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.

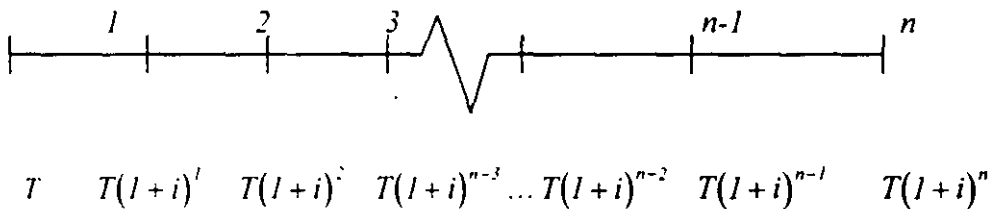
$$-iS = p \left[ 1 - (1+i)^n \right]$$

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

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

## 2.6 Cómo es una red

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 desalojo de aguas residuales y pluviales: eventualmente tratamiento y reúso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidrológico con los usuarios (figura 2.6.1)

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.

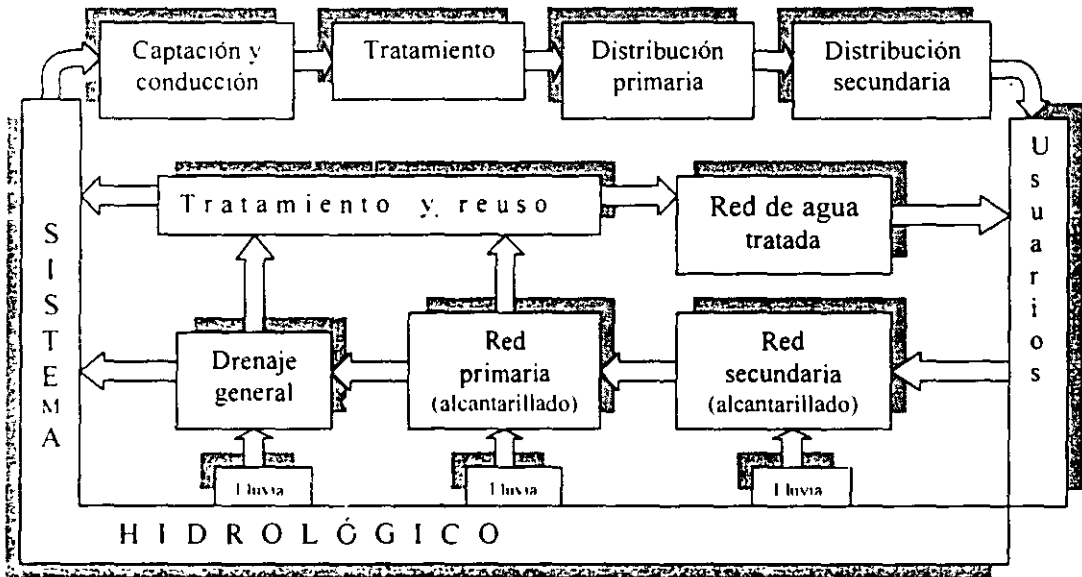


Figura 2.6.1 Sistema hidráulico urbano

### 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 2.6.2).

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.

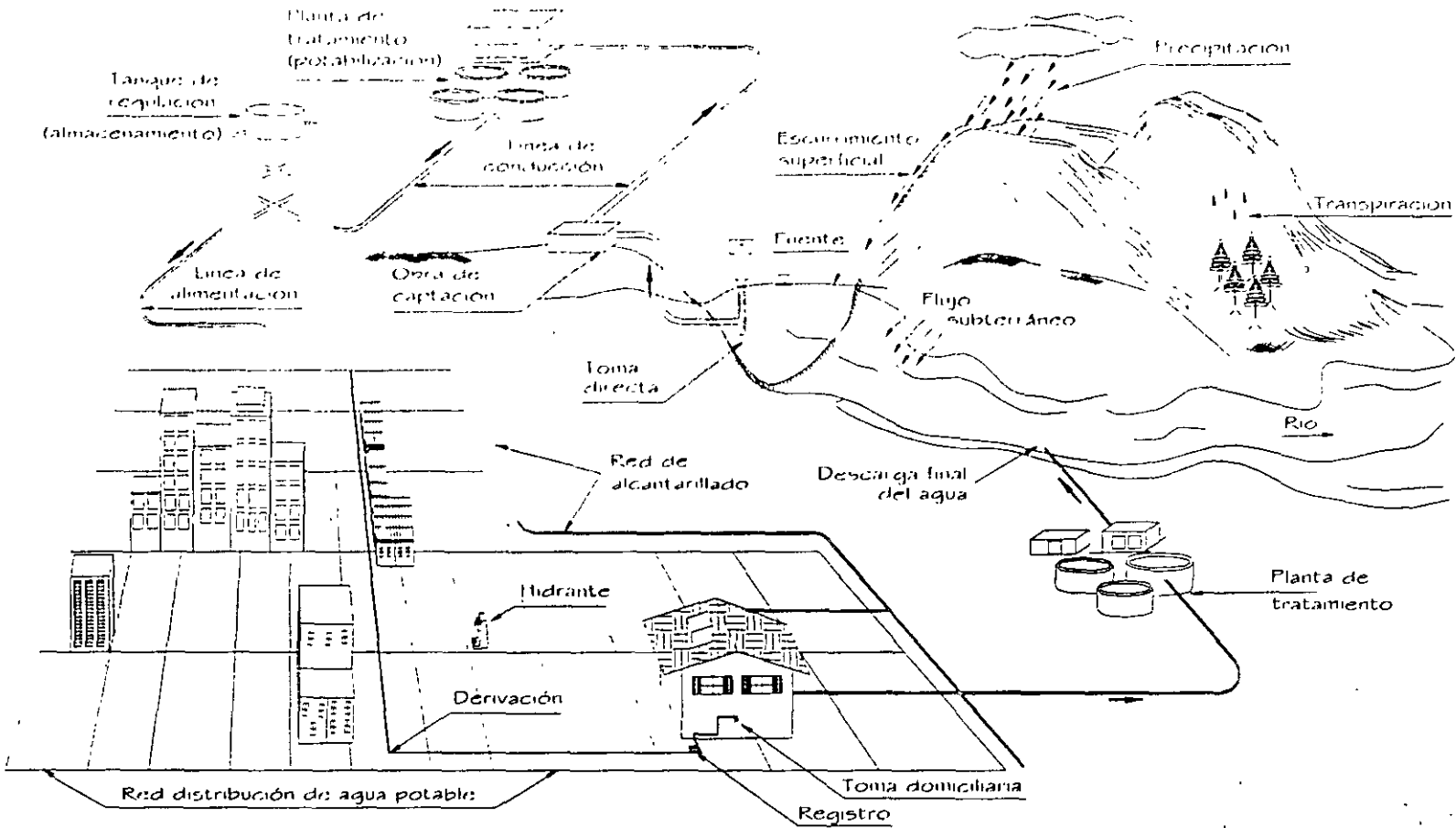


Figura 2.6.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

## **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 coleccionar 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 estáticamente 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 *ablandamiento*<sup>3</sup>, 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.

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,

---

<sup>3</sup> El *ablandamiento* es la eliminación de cationes divalentes, generalmente calcio y magnesio.



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 2.6.3, 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 2.6.3.

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.

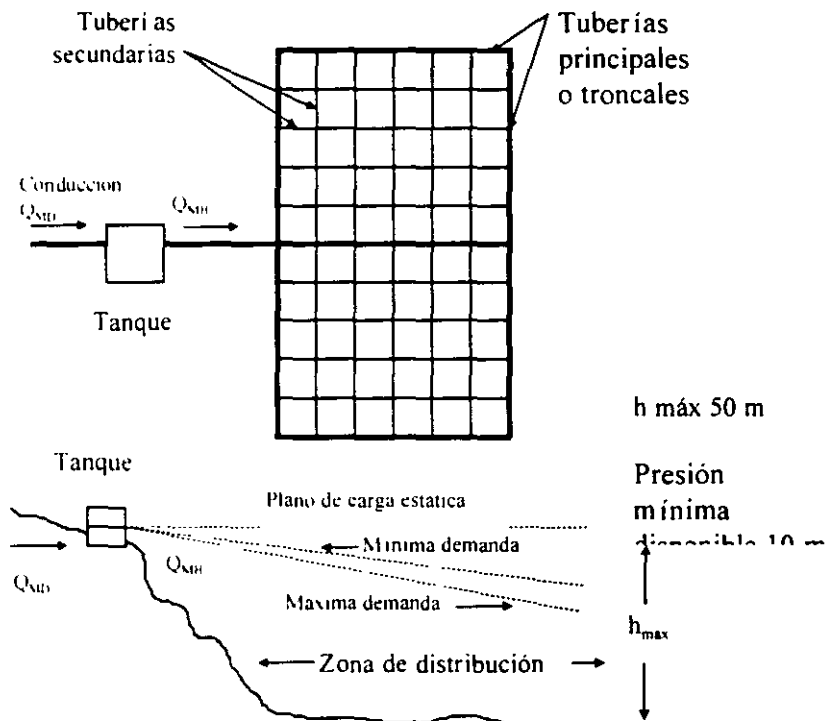


Figura 2.6.3a Sistema por gravedad

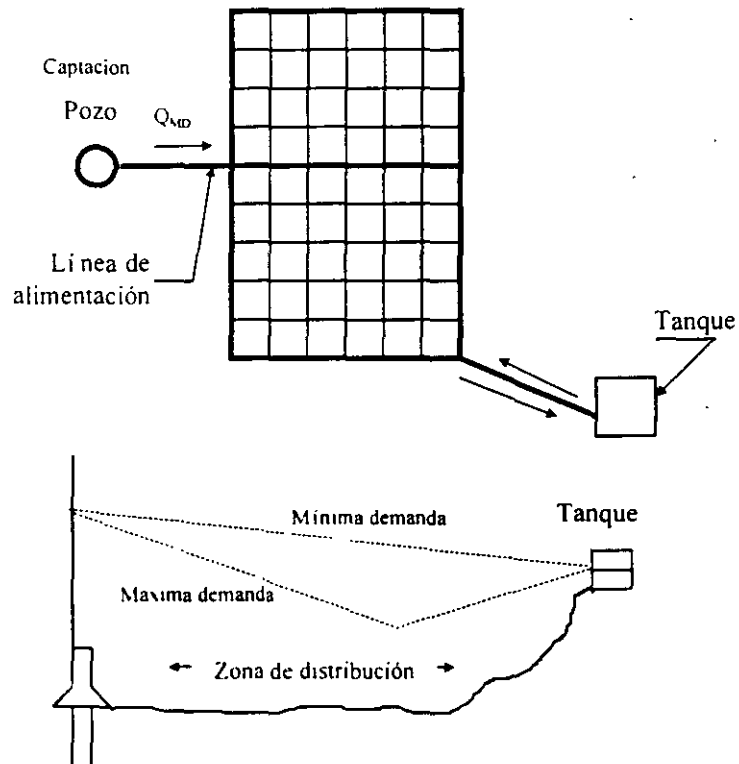


Figura 2.6.3b Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización

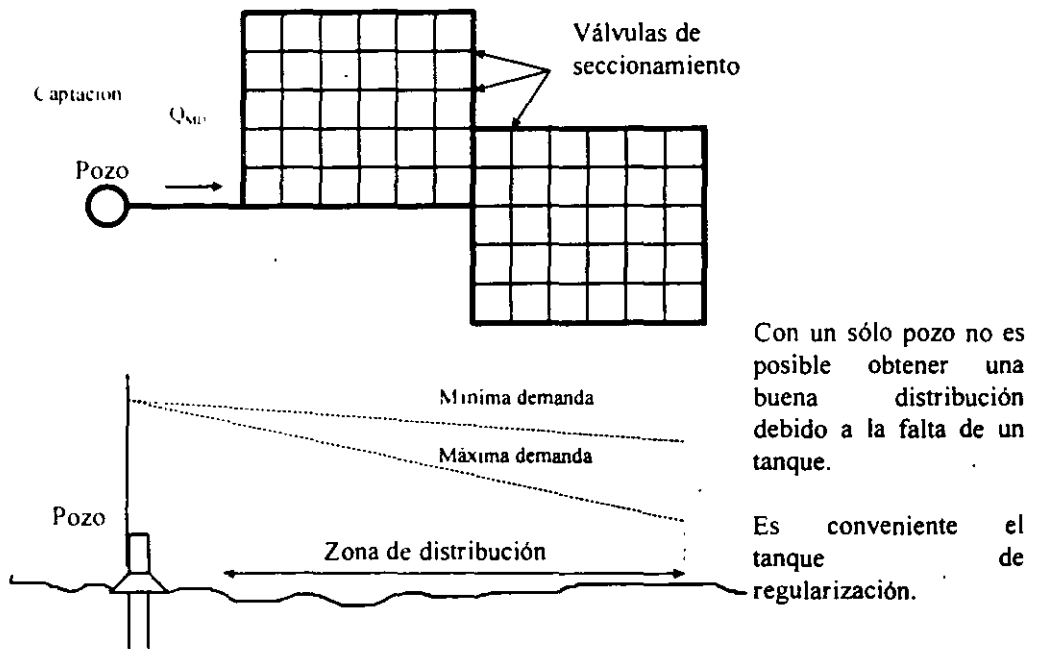


Figura 2.6.3c Sistema abastecido directamente por bombeo

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 2.6.4)

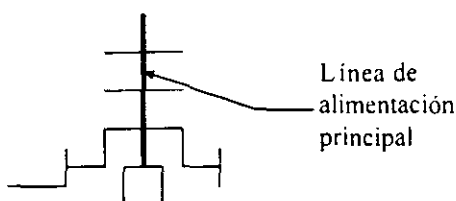


Figura 2.6.4 Sistema ramificado

- *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 2.6.5, en donde la alimentación puede ser mediante una sola línea (a) o un circuito (b).

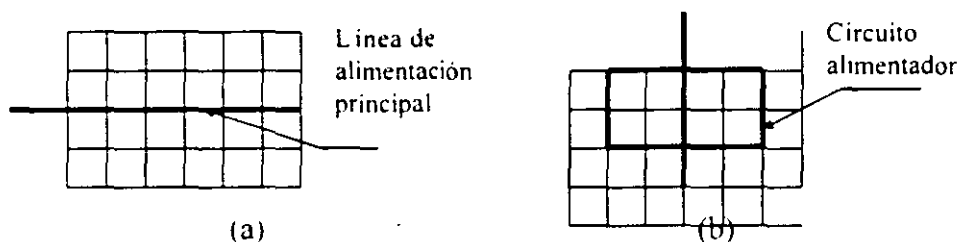


Figura 2.6.5 Sistema en malla

- *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 2.6.6).

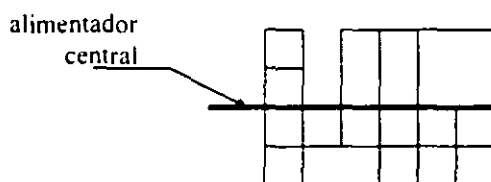


Figura 2.6.6 Sistema combinado

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 2.6.3a), 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 2.6.3a).
- *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 2.6.2).

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.

### **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 2.6.1.

Tabla 2.6.1 Valores de presión usuales en la red de distribución  
Fuente: César, 1992.

ZONAS	PRESIÓN DISPONIBLE en kg/cm <sup>2</sup>
Residencial de 2 <sup>a</sup>	1.5 a 2.0
Residencial de 1 <sup>a</sup>	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.



### **3. TRATAMIENTO DEL AGUA**

El crecimiento económico en las últimas décadas ha sido alto y rápido. Este desarrollo se ha efectuado utilizando muchos recursos naturales, renovables y no renovables, y produciendo desechos, residuos e impactos ambientales importantes, que ahora es preciso corregir.

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La fracción líquida de los mismos -aguas residuales- es esencialmente el agua de que se desprende la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Desde el punto de vista de las fuentes de generación, se puede definir el agua residual como la combinación de los residuos líquidos, o aguas portadoras de residuos, procedentes tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si se permite la acumulación y el estancamiento de agua residual, la descomposición de la materia orgánica que contiene puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes. A este hecho cabe añadir la frecuente presencia en el agua residual bruta, de numerosos microorganismos patógenos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano o que pueden estar presentes en ciertos residuos industriales.

También suele contener nutrientes, que pueden estimular el crecimiento de las plantas acuáticas, y pueden incluir también compuestos tóxicos. Es por todo ello que la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual de sus fuentes de generación, seguida de su tratamiento y eliminación, es no sólo deseable sino también necesaria en toda sociedad industrializada.

#### **3.1 Tratamiento de aguas residuales**

Una vez establecidos los objetivos de tratamiento para un proyecto específico, y revisadas las normativas estatales y federales a las que se debe ajustar, el grado de tratamiento necesario puede determinarse comparando las características del agua residual cruda con las exigencias del efluente correspondiente.

A continuación debe procederse al desarrollo y evaluación de las diferentes alternativas de evacuación o reutilización aplicables para luego determinar la combinación óptima. Es por ello, que llegados a este punto, parece conveniente hacer una revisión de la clasificación de los diferentes métodos empleados para el tratamiento del agua residual.

Entre los procesos existentes se distinguen dos grupos los biológicos y los físico-químicos, combinados con tres niveles de tratamiento: primario, secundario y terciario.

Los procesos físico-químicos son aquellos en los que se añaden reactivos químicos al agua para la eliminación de los sólidos suspendidos y la materia orgánica. Su funcionamiento se basa en el principio de la coagulación-floculación ya que desestabilizan a las partículas coloidales, para formar posteriormente aglomerados de mayor densidad y más rápida sedimentación.

Los procesos biológicos son aquellos que emplean microorganismos para eliminar la materia orgánica -principalmente soluble- y se usan asociados con sedimentadores. La principal aplicación de estos procesos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual en forma tanto coloidal, como en disolución.

Los procesos y operaciones se combinan y complementan para dar lugar a diversos niveles de tratamiento de las aguas. En el tratamiento primario se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica del agua residual. El tratamiento secundario está encaminado a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables, aunque a menudo se incluye la desinfección. El tratamiento terciario se emplea para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que merecen especial atención, como los nutrientes, los compuestos tóxicos y los excesos de materia orgánica o de sólidos en suspensión. En la tabla 3.1 aparecen los contaminantes más importantes de las aguas residuales junto con las operaciones y procesos unitarios que se pueden emplear para eliminarlos. Esta tabla presenta los principales procesos, y el desarrollo de la teoría de cada uno queda fuera del curso por ser muy extensa; las características de cada uno se puede consultar, por ejemplo en Metcalf & Eddy, 1996.

7  
8  
9

**Tabla 3.1. Operaciones y procesos unitarios y sistemas de tratamiento utilizados para eliminar la mayoría de los contaminantes presentes en el agua residual.**

(Fuente: Metcalf & Eddy, 1996)

<b>CONTAMINANTE</b>	<b>OPERACIÓN UNITARIA, PROCESO UNITARIO O SISTEMA DE TRATAMIENTO</b>	
Sólidos en suspensión	Desbaste y dilaceración	
	Desarenado	
	Sedimentación	
	Filtración	
	Flotación	
	Adición de polímeros	
	Coagulación/Sedimentación	
	Sistemas naturales (tratamiento por evacuación del terreno)	
	Materia orgánica biodegradable	Variantes de lodos activados
		Película fija: filtros percoladores
Película fija: biodiscos (RBC)		
Variantes de lagunaje		
Filtración intermitente en arena		
Sistemas físicos-químicos		
Sistemas naturales		
Compuestos orgánicos volátiles	Arrastre por aire	
	Tratamiento de gases	
	Adsorción en carbón	
Patógenos	Cloración	
	Hipocloración	
	Cloruro de bromo	
	Ozonación	
	Radiación UV	
	Sistemas naturales	
<b>NUTRIENTES</b>		
Nitrógeno	Variantes de sistemas de cultivo en suspensión con nitrificación y desnitrificación	
	Variantes de sistemas de película fija con nitrificación y desnitrificación	

**Tabla 3.1. Continuación.**

<b>CONTAMINANTE</b>	<b>OPERACIÓN UNITARIA, PROCESO UNITARIO O SISTEMA DE TRATAMIENTO</b>
	Arrastre de amoníaco
	Intercambio iónico
	Cloración al breakpoint
	Sistemas naturales
Fósforo	Adición de sales metálicas
	Coagulación y sedimentación con cal
	Eliminación biológica del fósforo
	Eliminación biológica-química del fósforo
	Sistemas naturales
Nitrógeno y fósforo	Eliminación biológica de nutrientes
Materia orgánica refractaria	Adsorción en carbón
	Ozonación terciaria
	Sistemas naturales
Metales pesados	Precipitación química
	Intercambio iónico
	Sistemas de tratamiento por evacuación del terreno
Sólidos orgánicos disueltos	Intercambio iónico
	Ósmosis inversa
	Electrodialisis

### **Tratamientos de agua residual empleados en el país**

En México, a diciembre de 2002 se reportan en el país 1077 plantas de tratamiento con un gasto instalado de 79.735.03 l/s y un gasto de operación de 56148.49 l/s. En la tabla 3.2 se presenta un resumen del inventario de las plantas especificando el método de tratamiento.

Se observa en esta tabla que el proceso que más se emplea en el país es el de lodos activados, representando un 24% del caudal total de tratamiento.

El otro proceso más empleado es el de lagunas de estabilización, donde en la mayoría de las plantas se tiene este procedimiento y representa el 22% del caudal total.

**Tabla 3.2. Inventario de plantas de tratamiento por proceso a nivel nacional.**  
(Fuente: Comisión Nacional del Agua)

TIPO DE TRATAMIENTO	NÚMERO DE PLANTAS	GASTO
Aereación extendida	6	5615.0
Discos biológicos	9	655.0
Filtros biológicos	23	4933.6
Lodos activados	131	8616.2
Lagunas aereadas	13	3684.2
Lagunas de estabilización	334	7685.8
Lemna	1	25.0
Lagunas-Pantano	3	25.9
Purificador enzimático	7	4.8
Rafa	5	123.0
Tanque Imhoff	26	407.0
Tratamiento primario	14	1955.2
Tratamiento secundario	12	97.7
Tratamiento primario avanzado	0	0.0
Zanja de oxidación	16	1459.0
Desconocido	1	8.0
Tratamiento anaerobio	14	45.3

### 3.2 Distribución

La distribución del agua tratada queda determinada en el proceso de planificación al determinar el uso a que se destina el agua. En el proceso de planificación es necesario evaluar la fiabilidad de las operaciones y procesos del tratamiento existentes o propuestos.

La cantidad de efluente que puede reutilizarse depende de la disponibilidad y costo del agua potable o no contaminada, costos de transportación y tratamiento, normas sobre la calidad del agua y el potencial de reutilización del agua residual. Según su nuevo uso el agua se clasifica en: 1) municipal, 2) industrial, 3) agrícola, 4) de recreo y 5) de recarga de acuíferos (Tabla 3.3).

Los cultivos susceptibles a regarse con agua residual reutilizada dependen de la calidad y cantidad del efluente, así como de las disposiciones de tipo sanitario relativas al empleo de agua residual para tal uso. En Estados Unidos, razones de tipo higiénico se oponen al uso del agua residual sin tratar, y por supuesto, las verduras que se consumen crudas no pueden regarse con agua residual de ningún tipo. En algunos cultivos, tales como algodón, remolacha y verduras para producción de semillas, se permite el uso de efluentes de agua residual sin desinfectar o procedentes de un tratamiento secundario (Metcalf & Eddy, 1996).

**Tabla 3.3. Usos potenciales del agua recuperada.**

(Fuente: Metcalf & Eddy, 1985)

<b>USO</b>	<b>directo</b>	<b>indirecto</b>
Municipal	Riego de campos de golf o parques, riego de césped con sistema de distribución independiente, recurso potencial de aguas para abastecimiento del público.	Recarga de agua subterráneas para reducir el agotamiento de los acuíferos.
Industrial	Agua para torres de refrigeración. Agua de alimentación de calderas. Agua para proceso.	Recarga de acuíferos para abastecimiento de agua para uso industrial
Agrícola	Imgación de ciertos campos agrícolas, cultivos, huertos, pastos y bosques.	Recarga de acuíferos para usos agrícolas
Recreativo	Construcción de lagos artificiales para usos náuticos, natación piscinas, etc.	Desarrollo de zonas para pesca y áreas acuáticas
Otros	Recarga de acuíferos para controlar la intrusión de agua salada, control del equilibrio salino en el agua subterránea, agente humectante para la compactación de residuos.	Recarga de acuíferos para controlar los problemas de asentamiento del terreno; represurización de los pozos de petróleo; compactación del terreno

En las zonas de recreo, los ejemplo más comunes de reutilización de agua son el riego de campos de golf y parques, construcción de estanques para la práctica de deportes acuáticos y conservación de la fauna o vida animal propia de los estanques. Con la tecnología actual puede producirse un efluente de alta calidad que se ajusta a los objetivos mencionados. En los Estados Unidos, la utilización de efluentes tratados para el riego de parques es una práctica común.

En el caso de la recarga de acuíferos, éste es un método que combina la reutilización del agua con el aprovechamiento del efluente. La recarga se realiza en los depósitos de abastecimiento de agua subterránea. En Nueva York, California y otras zonas costeras, el rápido desarrollo de la industria y el aumento de la población han ocasionado una disminución del agua potable subterránea, dando lugar a la presencia de agua salada en los acuíferos de agua dulce. Para detener esta intrusión se efectuó una recarga con los efluentes tratados. Otro posible uso de los efluentes es la recarga de los estratos que contiene petróleo y que son explotados. Las compañías petroleras han llevado a cabo grandes investigaciones sobre esta aplicación para mejorar la capacidad de producción de tales estratos (Metcalf & Eddy, 1996).

### **3.3 Recolección y desecho de aguas residuales**

En la mayoría de las ciudades se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia para evitar que se inunden las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas de interés. Además, el hombre requiere deshacerse de las aguas que han servido para su aseo y consumo.

Para abastecer de agua a las poblaciones, se cuentan con tecnologías para la captación, almacenamiento, tratamiento y distribución del agua mediante complicados sistemas de conducción y obras complementarias.

Sin embargo, una vez que las aguas procedentes del abastecimiento son empleadas en las múltiples actividades humanas, son contaminadas con desechos orgánicos, inorgánicos y bacterias patógenas. Después de cierto tiempo, la materia orgánica contenida en el agua se descompone y produce gases con olor desagradable. Además, las bacterias existentes en el agua causan enfermedades. Por lo que la disposición o eliminación de las aguas de desecho o residuales debe ser atendida convenientemente para evitar problemas de tipo sanitario.

Por otra parte, la construcción de edificios, casas, calles, estacionamientos y otros modifican el entorno natural en que habita el hombre y, tiene como algunas de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables (que favorece a la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno) y la eliminación de los cauces de las corrientes naturales (que reduce la capacidad de desalojo de las aguas pluviales y residuales).

Así, la urbanización incrementa los volúmenes de agua de lluvia que escurren superficialmente, debido a la impermeabilidad de las superficies de concreto y pavimento.

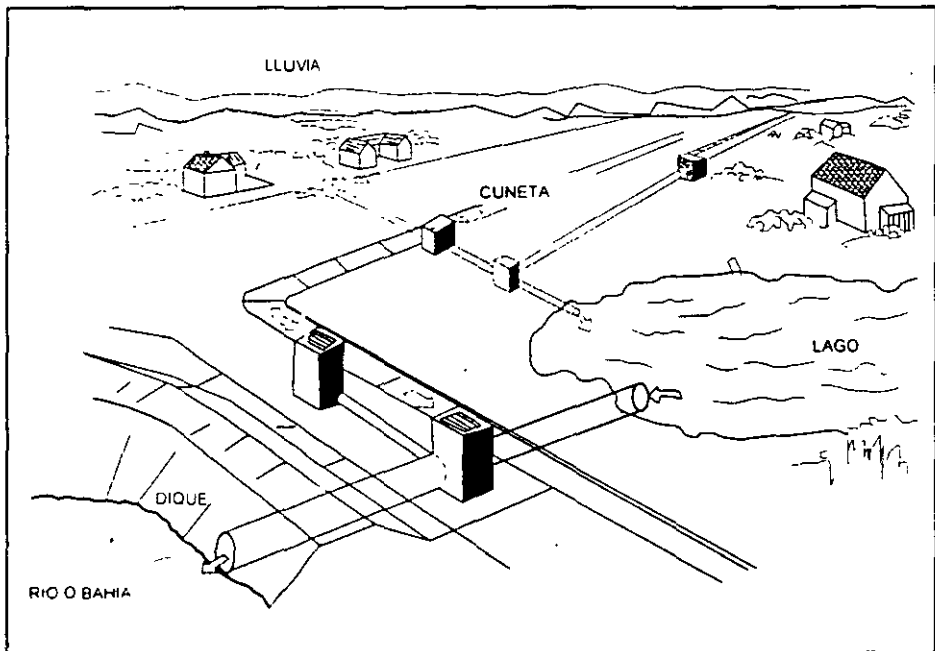
Por ello, las conducciones artificiales para evacuar el agua son diseñadas con mayor capacidad que la que tienen las corrientes naturales existentes.

Los sistemas de alcantarillado se encargan de conducir las aguas de desecho y pluviales captadas en los sitios de asentamiento de las conglomeraciones humanas para su disposición final.

El alcantarillado, tiene como su principal función la conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de poblaciones de donde provienen o a las cercanas.

Un sistema de alcantarillado está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas residuales y las pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven. De ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas.

Los sistemas de alcantarillado modernos son clasificados como **sanitarios** cuando conducen solo aguas residuales, **pluviales** cuando transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia (figura 3.1), y **combinados** cuando llevan los dos tipos de aguas (figura 3.2).



*Figura 3.1 Sistema de alcantarillado pluvial (ASCE, 1992).*

Los sistemas de alcantarillado, separados o combinados, tienen ventajas y desventajas entre sí.

Debido al deterioro ocasionado al medio ambiente y por los procesos de tratamiento, es conveniente la construcción de sistemas separados.

Los sistemas combinados tienen como ventajas el captar tanto las aguas residuales, como las pluviales, con lo cual el diseño, construcción y operación en apariencia es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos especialmente cuando una población contará por primera vez con un sistema de alcantarillado.



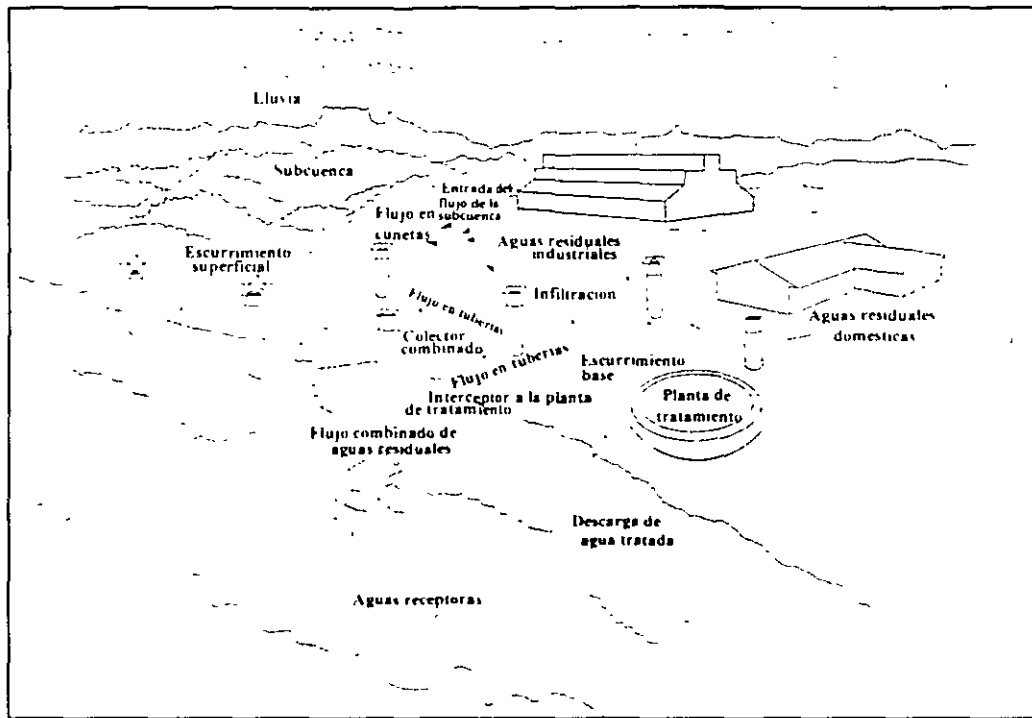


Figura 3.2 Sistema de alcantarillado combinado (ASCE, 1992).

Por otra parte, los problemas ocasionados por la contaminación han obligado a las comunidades a enfrentarlos disminuyendo lo más posible el riesgo de estos tipos de problemas. Por consiguiente, para cuidar el ambiente es necesario contar con plantas de tratamiento que resultan más económicas por unidad de volumen tratado cuando las cantidades de agua que manejan es mayor. Aquí surge la conveniencia de los sistemas separados, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes de aguas residuales en proporción de 50 a 200 veces o más. Así, una planta de tratamiento es más económica si solo se encarga de tratar aguas residuales de cierto tipo.

En el caso del país, por ejemplo, el Valle de México cuenta con aproximadamente 21 millones de habitantes que producen en promedio 45 m<sup>3</sup>/s de agua residual en época de estiaje, mientras que en el periodo de lluvias este valor se incrementa a valores de hasta 300 m<sup>3</sup>/s.

El drenaje construido para manejar los escurrimientos de la región es un sistema complicado que transporta tanto aguas residuales como pluviales a través de una red primaria de 1 212 km de longitud y una red secundaria de 12 326 km. Dicho sistema es de tipo combinado y sus principales colectores son los cauces naturales que atraviesan la zona urbana, actualmente entubados en su mayor parte.



### **3.4 Reutilización y reciclaje de agua**

En términos generales el agua residual no puede ser reutilizada por completo o indefinidamente. La reutilización de un efluente tratado por medios directos o indirectos sólo complementa a otros existentes.

Para determinar la planificación de la reutilización del agua es necesario identificar las demanda potenciales considerando lo siguiente.

- Identificación y características de las fuentes existentes de agua residual tratada para determinar su potencia de reúso.
- Los requerimientos de tratamiento adicional para producir un agua tratada para las aplicaciones mas viables.
- Los requerimientos suplementarios de tratamiento para producir un agua de reuso acorde a las aplicaciones viables de la fuente.
- Facilidades de almacenamiento requerido para balancear las fluctuaciones estacionales de demanda.
- Infraestructura adicional requerida para operar un sistema de reuso de agua, tales como líneas de conducción, red de distribución, by-pass, estaciones de bombeo, etc.
- Impactos potenciales al ambiente por la implementación del sistema de reuso.

Por ejemplo, con respecto al agua residual generada en el Valle de México, una parte es tratada y reutilizada principalmente para riego, contribuyendo además a la recarga de los acuíferos: esto ocurre en parques recreativos como Chapultepec, San Juan de Aragón y Xochimilco. Otro uso es el industrial llevado a cabo en la Termoeléctrica del Valle de México. Esta agua la proveen 32 plantas de tratamiento a nivel secundario, con capacidad de  $8.7 \text{ m}^3/\text{s}$  y que tratan un caudal medio de  $4.8 \text{ m}^3/\text{s}$  (150 millones  $\text{m}^3$  al año) (Capella A., 1996).

Como se mencionó, además de estos reúsos, el agua del drenaje del Valle de México se utiliza principalmente en el riego de cultivos en las zonas de Chiconautla y Zumpango dentro del Valle del Mezquital y, la mayor parte, en la zona de Tula a la salida del Valle. En total se riegan en promedio 90 000 hectáreas con las aguas del drenaje del Valle de México.

Se acostumbra considerar que para aguas residuales domésticas son los de menor costo debido a que tiene una baja producción de lodos. Por su naturaleza biológica, estos procesos no se adaptan a influentes variables y emplean el nitrógeno y el fósforo del agua.

Lo anterior no es estrictamente cierto ya que los procesos biológicos sí eliminan material suspendido por biodegradación con organismos superiores a las bacterias y, los físico-químicos remueven material soluble por adsorción en los flocúlos formados. Por otra parte, los costos dependen de una gran cantidad de variables y no sólo del volumen de lodos producidos.

Las características ideales que debe reunir el agua par ser usada en riego son:

- Elevado contenido orgánico
- Elevado contenido de nutrientes (N y P)
- Bajo contenido de patógenos
- Bajo contenido de metales y compuestos orgánicos tóxicos

La Tabla 3.4 muestra la aplicabilidad de diversos procesos para cumplir dichos propósitos.

**Tabla 3.4. Calidad de efluentes en diferentes procesos.**

PROCESO	CONTENIDO ORGÁNICO	NUTRIENTES (N y P)	PATÓGENOS
Primario	Elevada	Elevada	Elevada
Primario Avanzado	Medio	Medio	Medio a Bajo
Lodos activados	Bajo	Medio	Medio a Bajo

De esta información se observa que los procesos de alta demanda de terreno (lagunas y embalses) así como los de tipo físico-químico son los que mejor remueven los patógenos.

De lo anterior se establece que el Tratamiento Primario Avanzado (TPA) resulta un proceso de interés para el caso de México.

En especial, la eficiencia de la remoción de microorganismos patógenos para diversos procesos de tratamiento se presenta en la Tabla 3.5.

De esta información se observa que los procesos de alta demanda de terreno (lagunas y embalses) así como los de tipo físico-químico son los que mejor remueven los patógenos.

**Tabla 3.5. Remoción esperada de microorganismos para varios sistemas de tratamiento de aguas residuales .**

(Fuente: Guidelines for water reuse. EPA, 1992)

TIPO DE PROCESO	REMOCIÓN EN UNIDADES LOGARÍTMICAS			
	BACTERIAS	HELMINTOS	VIRUS	QUISTES
Sedimentación primaria convencional <sup>(a)</sup>	0-1	0-2	0-1	0-1
Ayuda químicamente <sup>(b)</sup>	1-2	1-3	0-1	0-1
Lodos activados	0-2	0-2	0-1	0-1
Biofiltración	0-2	0-2	0-1	0-1
Lagunas aeradas <sup>(c)</sup>	1-2	1-3	1-2	0-1
Zanjas de oxidación	1-2	0-2	1-2	0-1
Desinfección <sup>(d)</sup>	2-6	0-1	0-1	0-3
Lagunas de estabilización <sup>(e)</sup>	1-6	1-3	1-3	1-4
Efluentes de embalses <sup>(f)</sup>	1-6	1-3	1-3	1-4

(a) En la Tabla original no se incluye la filtración  
 (b) Se requiere investigación adicional para confirmar la eficacia  
 (c) Incluye laguna de sedimentación  
 (d) Cloración u Ozonización  
 (e) El comportamiento depende del número de lagunas y de factores ambientales  
 (f) Depende del tiempo de retención

### Referencias

- 1) Metcalf and Eddy, Inc., *Ingeniería de aguas residuales*, McGraw Hill, 1996.
- 2) Jiménez, B., Cruickshank, C., Chavéz, A., Palma, A., *Evaluación geohidrológica del Valle del Mezquital. Factibilidad de empleo de agua para suministro al Valle de México*, Proyecto elaborado para la CNA, 2000.
- 3) Department of International Development, *Impact of wastewater reuse on groundwater in the Mezquital Valley, Hidalgo state, Mexico*. Final report. November, 1998.

## **4. VÁLVULAS**

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.

### **TIPOS**

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 4.1.1) 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.

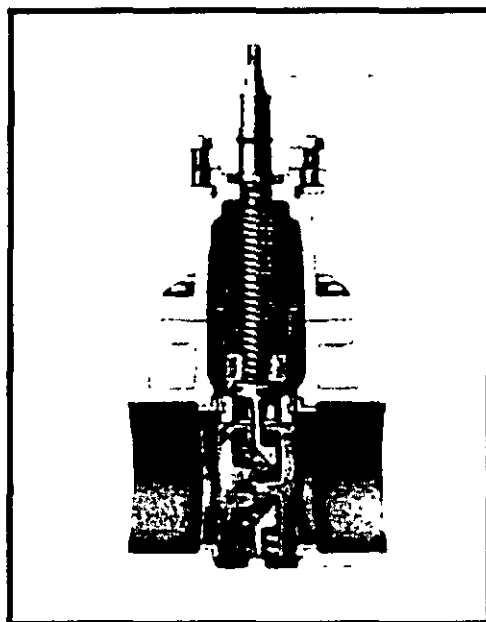


Figura 4.1.1 Válvula de compuerta.

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 4.1.2), 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 esta 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.

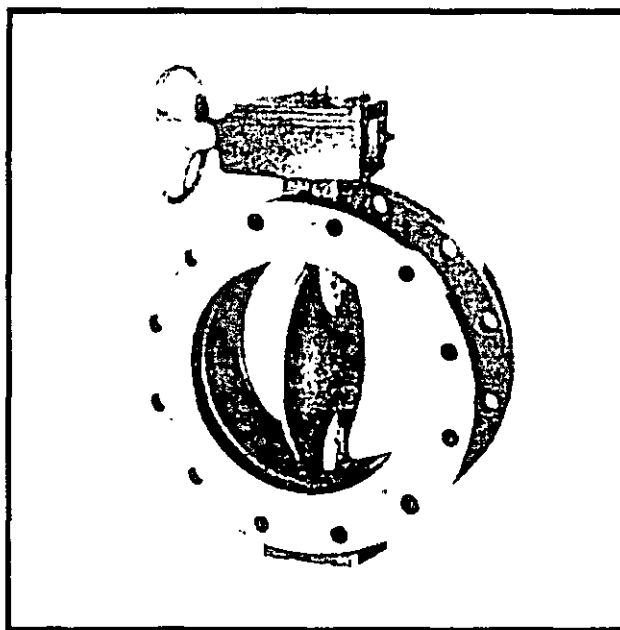


Figura 4.1.2 Válvula de mariposa.

### **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 4.1.3 se muestra el porcentaje de apertura con el desplazamiento de la compuerta al abrir o cerrar la válvula.

En la figura 4.1.4 se observa que el área sombreada  $B'$  del círculo  $B$ , el cual corresponde a la compuerta, se obtiene con la expresión:

$$A_n = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen } \theta) \quad (4.1.1)$$

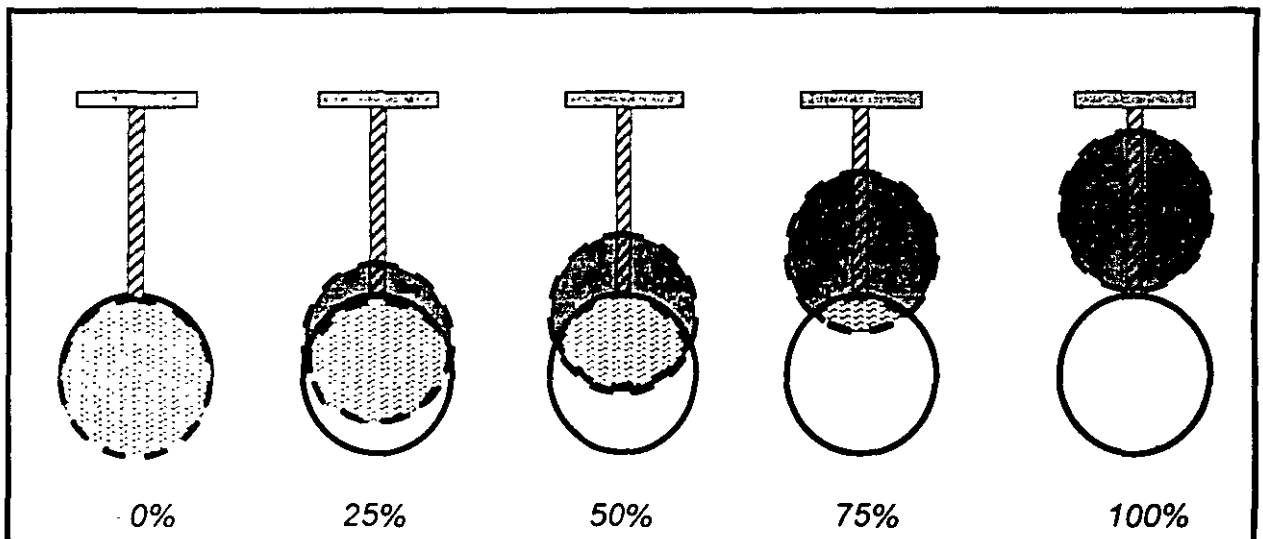


Figura 4.1.3 Relación de apertura en la operación de la válvula

En la figura 4.1.4 se observa el esquema simplificado para el cálculo de las áreas con el desplazamiento de la compuerta.

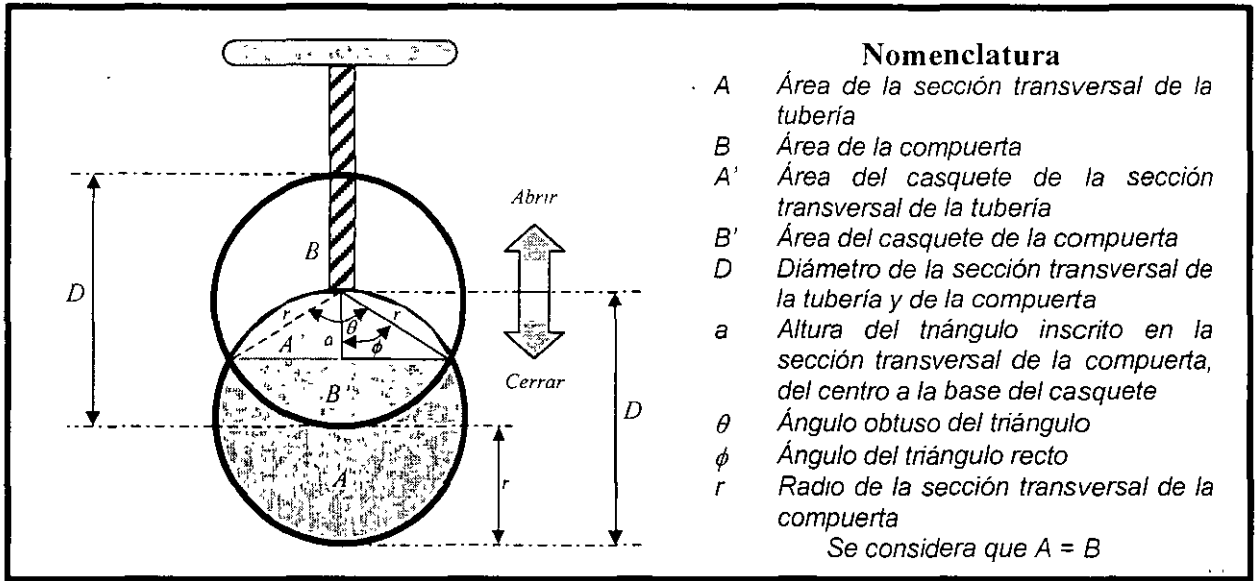


Figura 4.1.4 Relación de áreas en la operación de la válvula.

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 4.1.5 se muestra como el triángulo es dividido a su vez en dos triángulos rectángulos, de donde se obtiene de:

$$a = r - r' = pr \quad (4.1.2)$$

donde  $p$  se considera como:

$$p = \frac{\text{Número de vueltas abierta}}{\text{Número de vueltas totales (cerrada)}} \quad (4.1.3)$$

Utilizando el teorema de Pitágoras en el triángulo de la figura 2.9.8, se obtiene la base  $b$ :

$$b = \sqrt{r^2 - a^2} = \sqrt{r^2 - (pr)^2} \quad (4.1.4)$$

de la misma manera, se obtiene el valor del ángulo  $\phi$  del triángulo rectángulo, con la siguiente relación:

$$\tan \phi = \frac{b}{a} \quad (4.1.5)$$

despejando  $\phi$  y sustituyendo 4.1.2 y 4.1.4 en 4.1.5

$$\phi = \text{ang tan } \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad (4.1.6)$$

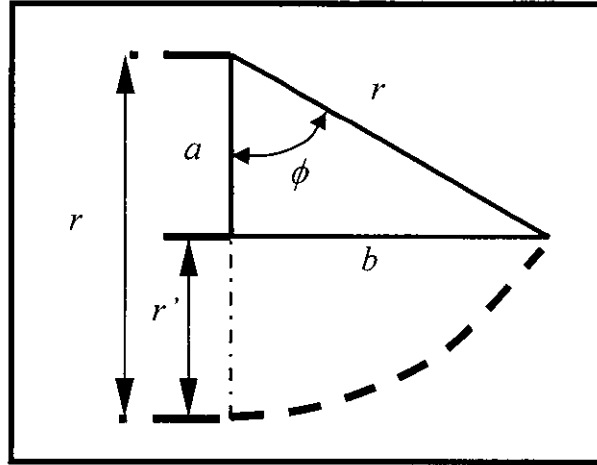


Figura 4.1.5 Cálculo de áreas

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  $\phi$ :

$$\theta = 2\phi = 2 \text{ ang tan } \frac{\sqrt{r^2 - (pr)}}{pr} \quad (4.1.7)$$

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

$$A = \frac{\pi D^2}{4} - 2 \left[ \frac{1}{2} r^2 (\theta - \text{sen } \theta) \right] \quad (4.1.8)$$

simplificando términos:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 (\theta - \text{sen } \theta) \quad (4.1.9)$$

y sustituyendo la expresión 4.1.7 en la 4.1.9, queda finalmente:

$$A_{TA} = \pi r^2 - r^2 \left[ 2 \text{ ang tan } \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} - \text{sen} \left( 2 \text{ ang tan } \frac{\sqrt{r^2 - (pr)^2}}{pr} \right) \right] \quad (4.1.10)$$

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:

$$P = \frac{A_{TA}}{A_{ST}} \quad (4.1.11)$$

Con la tabla 4.1.1 es posible obtener el valor del coeficiente que se utiliza para valuar la pérdida de carga por un accesorio como una válvula.

Tabla 4.1.1 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:

$$h_L = \sum K \frac{V^2}{2g} \quad (4.1.12)$$

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:

$$h_i = \sum K \frac{V^2}{2g} + f \frac{L V^2}{2g D} \quad (4.1.13)$$

donde  $f \frac{L V^2}{2g D}$  considera las pérdidas de energía hidráulica provocadas por el esfuerzo cortante.

Agrupando términos de la expresión anterior, se tiene:

$$h_i = \frac{V^2}{2g} \left( \sum K + f \frac{L}{D} \right) \quad (4.1.14)$$

donde:

$h_i$	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:

$$K \frac{V^2}{2g} = f' \frac{L V^2}{2g D} \quad (4.1.15)$$

despejando al factor de fricción, se tiene:

$$f' = K \frac{V^2 2g D}{2g L V^2}$$

$$f' = K \frac{D}{L} \quad (4.1.16)$$

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:

$$h_i = \frac{L V^2}{2g D} (f' + f) \quad (4.1.17)$$

## **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 4.1.6 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.

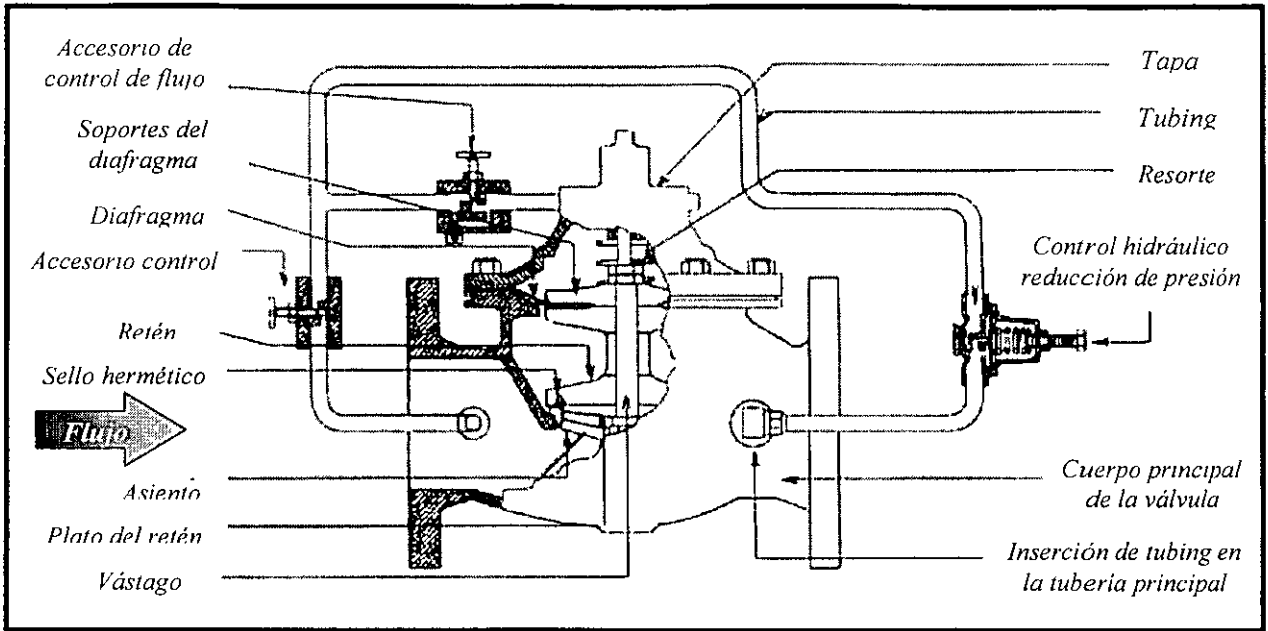


Figura 4.1.6 Ejemplo de una válvula reductora de presión

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 4.1.7 se muestra de manera esquemática su funcionamiento.

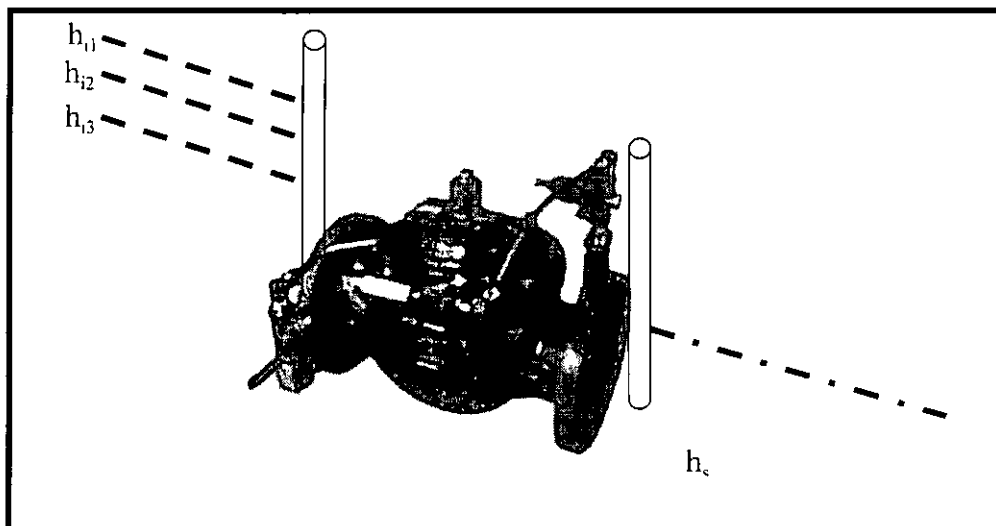


Figura 4.1.7 Esquema del funcionamiento de la válvula reductora de presión

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 4.1.17. 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 4.1.9) 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 4.1.17 ya que la energía hidráulica disponible está restringida por las características constructivas de la propia caja.



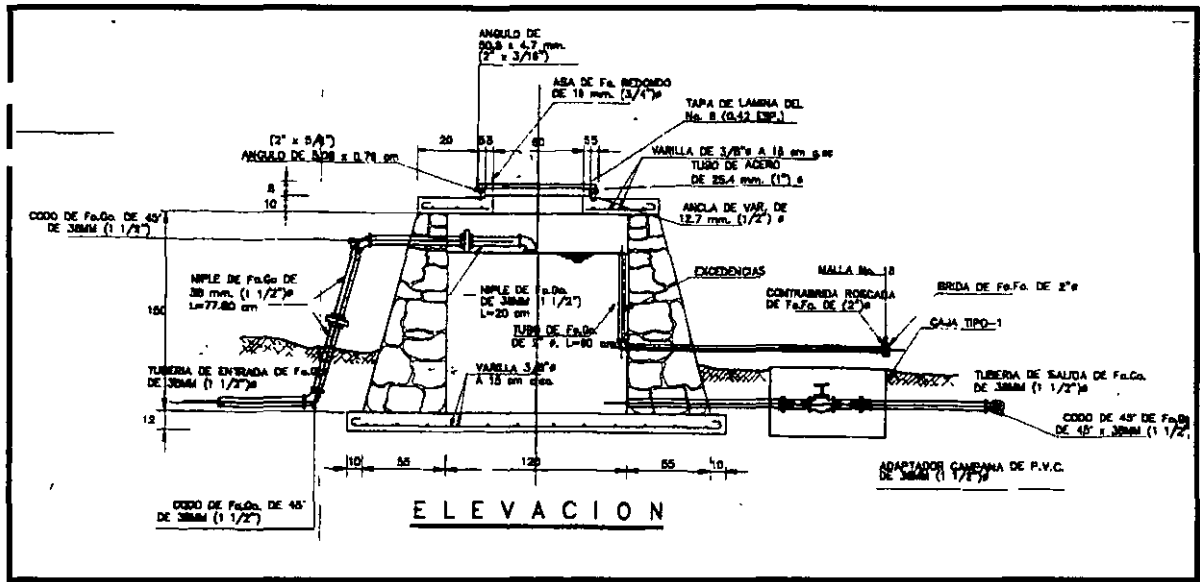


Figura 4.1.9 Ejemplo de una caja rompedora de presión

## EMPLEO DE VÁLVULAS

## 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.

**a) 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 2.7.1 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 2.7.1), 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:

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

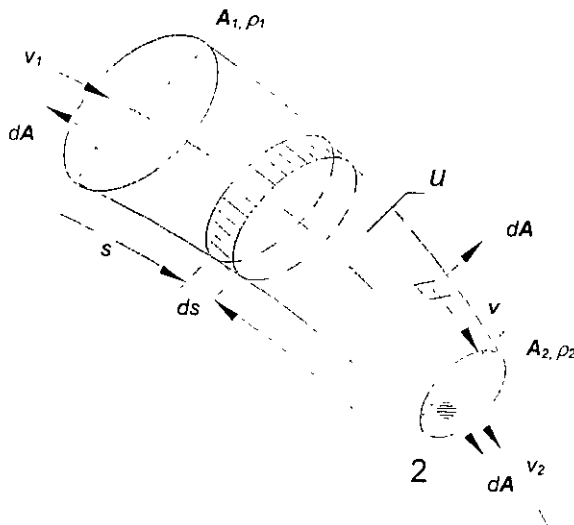


Figura 4.2.1 Ecuación de continuidad para una vena líquida.

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

$$\left[ \rho v A + \frac{\partial(\rho v A)}{\partial s} ds \right] - \rho v A = \frac{\partial(\rho v A)}{\partial s} ds \quad (4.2.1)$$

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

$$\rho v A = C, \text{ siendo } C \text{ una constante.} \quad (4.2.2)$$

Si el fluido es incompresible  $\rho$  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:

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 \quad (4.2.3)$$

### Ecuación de la energía

La ecuación de la energía planteada en dos secciones transversales de una tubería de longitud  $L$  funcionando a presión (figura 2.7.2), en flujo permanente queda establecida así:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (4.2.4)$$

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 4.2.4 corresponden a una longitud de carga. El término  $z$  medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; donde  $p/\gamma$  es la carga de presión;  $\alpha v^2 / 2g$  la carga de velocidad (siendo  $\alpha$  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.

---

<sup>4</sup> 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).

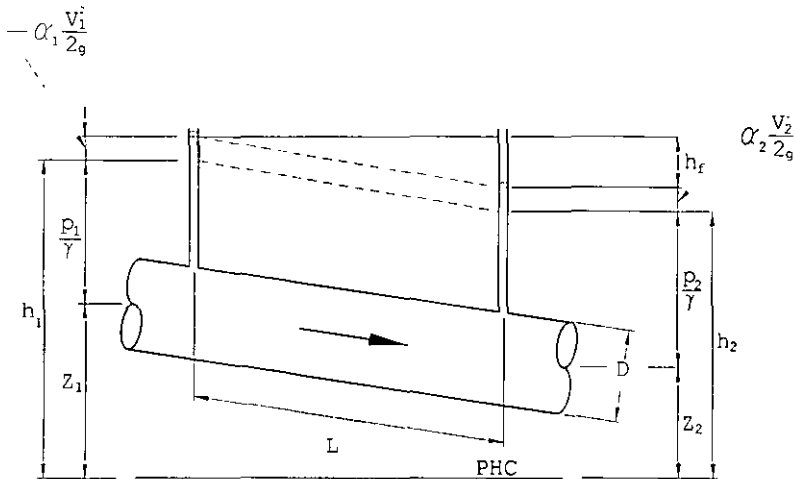


Figura 4.2.2 Cargas en los extremos de un tubo

La ecuación 4.2.4 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 4.2.4 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:

$$\sum_1^2 h_r = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \quad (4.2.5)$$

### b) 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.

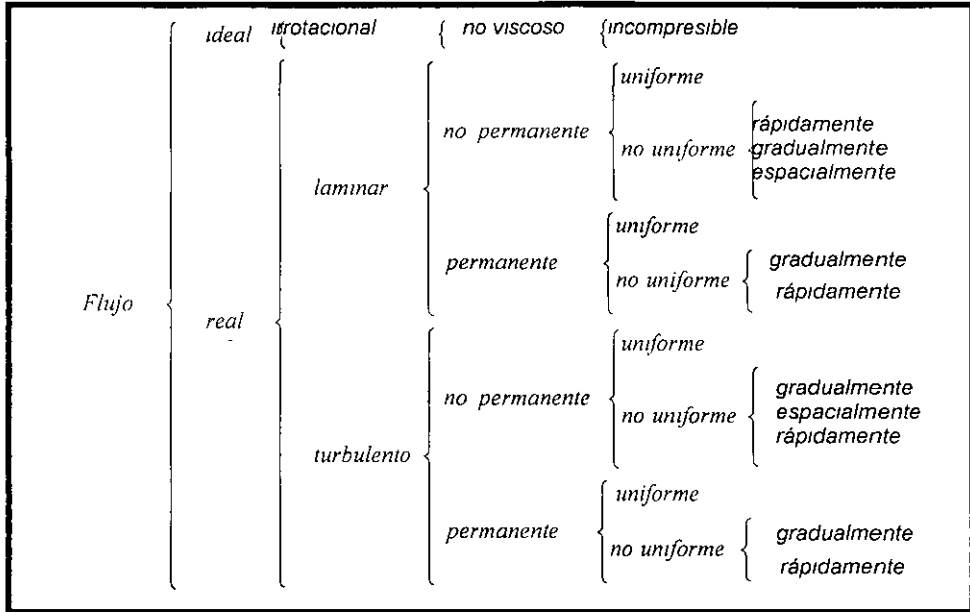


Figura 4.2.3 Clasificación de flujos.

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

$$\bar{a} = \frac{d\bar{v}}{dt} = \underbrace{\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} u + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} v + \frac{\partial \bar{v}}{\partial w} w}_{\text{aceleración convectiva}} + \underbrace{\frac{\partial \bar{v}}{\partial t}}_{\text{aceleración local}} \quad (4.2.6)$$

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  $\rho$ , presión  $p$  o temperatura  $T$  con el tiempo en cualquier punto; así

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (4.2.7)$$

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

$$v = \frac{1}{t} \int_0^t v dt \quad (4.2.8)$$

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.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad (4.2.9)$$

### Flujo a régimen no permanente

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0 \quad \frac{\partial T}{\partial t} \neq 0 \quad (4.2.10)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad (4.2.11)$$

### 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

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (4.2.12)$$

donde

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

$\mu$  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:

$$\tau = \eta \frac{du}{dy} \quad (4.2.13)$$

El factor  $\eta$  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:

$$\tau = (\mu + \eta) \frac{du}{dy} \quad (4.2.14)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad (4.2.15)$$

$s$  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

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w = 0 \quad (4.2.16)$$



### 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*

$$\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 \quad (4.2.17)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial x} u + \frac{\partial v}{\partial y} v + \frac{\partial v}{\partial w} w \neq 0 \quad (4.2.18)$$

### 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).

$$\text{rot } \bar{v} \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} \neq \bar{0} \quad (4.2.19)$$

### 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).

$$\text{rot } \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \times \bar{v} = \bar{0} \quad (4.2.20)$$

### 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,

$$\text{div } v \neq 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot \bar{v} \neq 0 \quad (4.2.21)$$

### 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

$$\operatorname{div} \bar{v} = 0 \quad \text{ó} \quad \nabla \cdot v = 0 \quad (4.2.22)$$

### 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.

### c) 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 2.7.4 ilustra las observaciones de Reynolds.

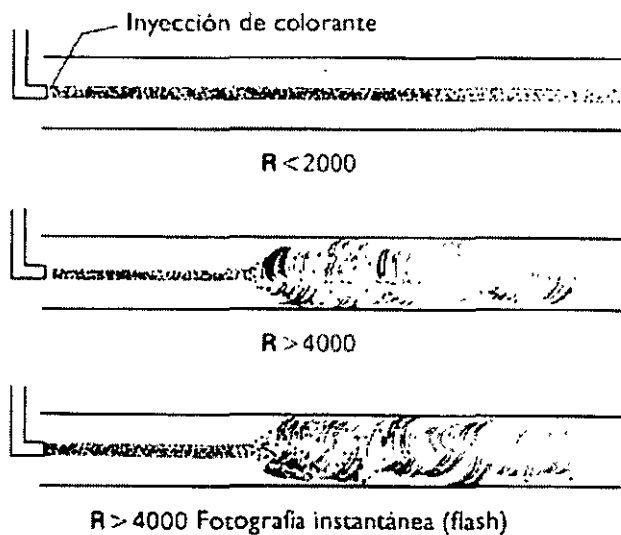


Figura 4.2.4 Representación esquemática de las observaciones de Reynolds de los flujos laminar y turbulento en tuberías

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*:

$$\Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (4.2.23)$$

donde  $V$  es la velocidad promedio,  $D$  es el diámetro interno de la tubería,  $\rho$  es la densidad de masa y  $\mu$  la viscosidad.

El cociente entre  $\rho$  y  $\mu$  se le denomina viscosidad cinemática:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (4.2.24)$$

Reynolds encontró que si el valor de  $\Re$  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  $\Re$  con flujo turbulento en la tubería y después lo disminuía, el flujo se convertía en laminar a un valor de  $\Re$  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

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

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:

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

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:

$$h_f = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (4.2.25)$$

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  $\varepsilon$  (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 ( $\varepsilon/d$ ) y el número de Reynolds.

Para la selección adecuada de la altura de rugosidad equivalente  $\varepsilon$  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  $\varepsilon$ .

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

$$h_f = CQ^2 \quad (4.2.26)$$

donde  $C$  corresponde a la siguiente expresión

$$C = f \frac{L}{A^2} \frac{1}{d} \frac{1}{2g} \quad (4.2.27)$$

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 4.2.5) que se utiliza para determinar el factor de fricción  $f$  en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido.

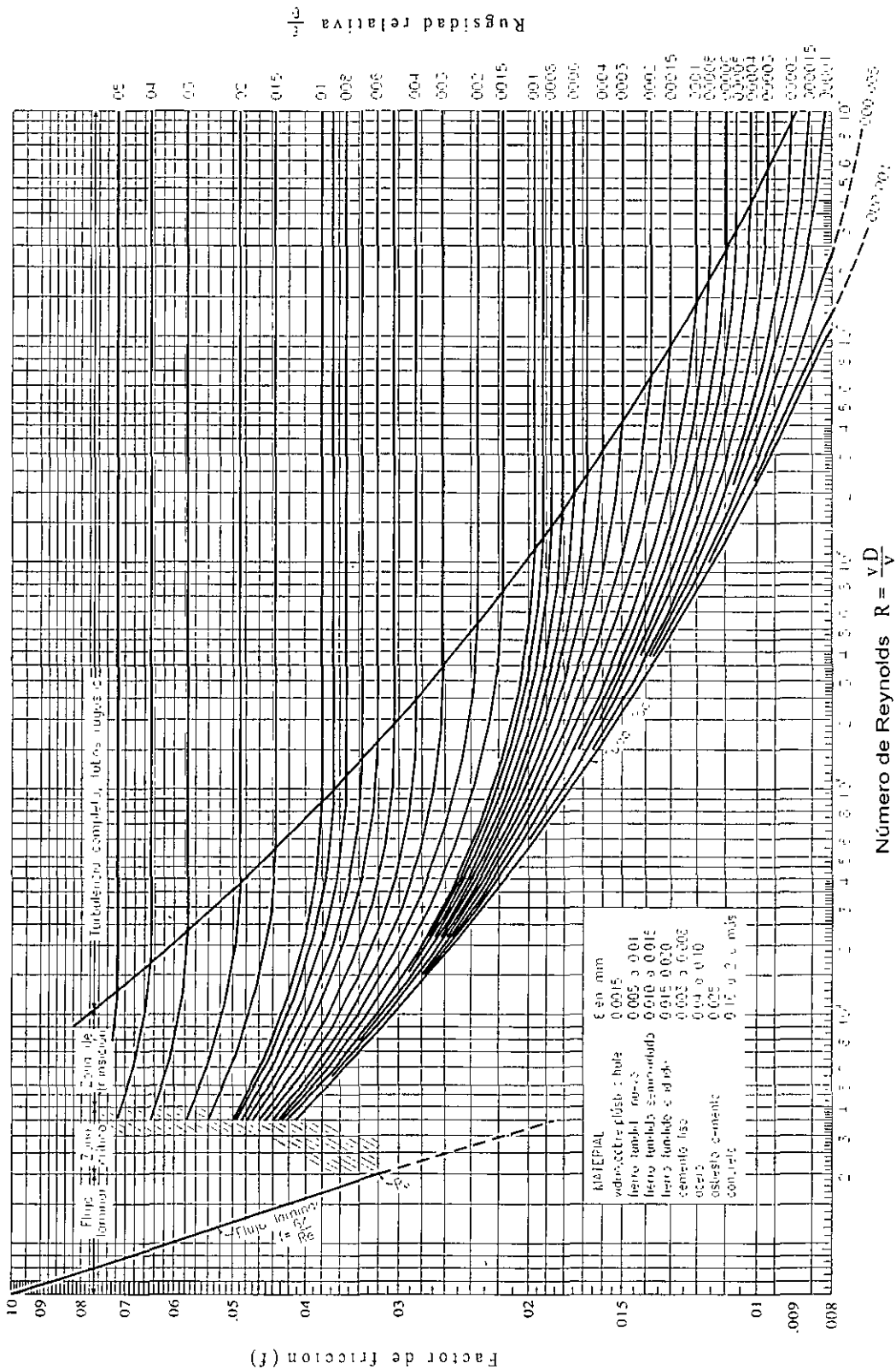


Figura 4.2.5 Diagrama de Moody

## 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:

$$h_m = K \frac{v^2}{2g} \quad (4.2.28)$$

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 2.7.1, 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 4.2.28 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

$$C_d = \frac{1}{\sqrt{K}} \quad (4.2.29)$$

Tabla 4.2.1 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

### 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 4.2.4 se tiene

$$z_s + \frac{p_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (4.2.30)$$

considerando que

$$h_s = z_s + \frac{p_s}{\gamma} \quad (4.2.31)$$

$$h_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma} \quad (4.2.32)$$

la ecuación 4.2.30 se puede escribir como

$$h_s + \alpha_s \frac{v_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{v_i^2}{2g} + h_f \quad (4.2.33)$$



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 4.2.33 se reduce a

$$h_f = h_s - h_i \quad (4.2.34)$$

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  $\varepsilon$ ). La fórmula de Darcy-Weisbach se puede utilizar para calcular dicha pérdida (ecuación 4.2.25).

De la ecuación 4.2.3 se sabe que

$$v = Q / A \quad (4.2.35)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 2.7.25 tendremos

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (4.2.36)$$

si además

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2g A^2} \quad (4.2.37)$$

donde

$$A = \pi D^2 / 4 \quad (4.2.38)$$

como  $C$  es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 2.7.25 se puede escribir como

$$h_f = C_j |Q_j| |Q_j| \quad (4.2.39)$$

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 4.2.37 en la 4.2.34 se obtiene

$$h_s - h_i = C_j |Q_j| |Q_j| \quad (4.2.40)$$

Despejando el gasto  $Q_j$

$$Q_j = \sqrt{\frac{1}{C_j}} \sqrt{h_s - h_i}$$

cuya solución se plantea de la siguiente manera

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_i - h_j)^{1/2} & \text{si } h_i \geq h_j \\ -k_j (h_i - h_j)^{1/2} & \text{si } h_i < h_j \end{cases} \quad (4.2.41)$$

El coeficiente  $k_j$  está definido como

$$k_j = \left( \frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \quad (4.2.42)$$

## DISEÑO

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  $\sum h = 0$ , y el gasto total de entrada y salidas en cada nodo del circuito debe ser también igual a cero, esto es que  $\sum Q = 0$ .

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,  $\sum L_e \approx 0$ , 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  $\sum L_e \approx 0$  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  $\sum (L_e/Q) \approx 0$  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	$\sum H_f = 0$	(4.2.43)
en cada nodo	$\sum Q = 0$	(4.2.44)
ecuación de pérdida de carga	$H_f = K_1 Q^x$	(4.2.45 a)
ecuación modificada que considera a $L_e$	$H_f = K_2 L_e Q^x$	(4.2.45 b)
en cada circuito	$\sum (L_e/Q) \approx 0$	

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.

- Se determinan las cargas piezométricas requeridas en cada nodo (pérdidas de carga en cada tubería) y se debe satisfacer la ec. (4.2.43).
- Se establecen los gastos de demanda en cada nodo y las longitudes de tubería
- Se proponen los gastos iniciales por cada tubería y se debe cumplir la ec. 4.2.44 de acuerdo a la convención de signos
- Se calcula  $L_e$  despejando de la ecuación (4.2.45 b), considerando un valor de  $C$  y  $D$  constantes, que bien pueden ser los propuestos por *Tong*,  $C = 100$  y  $D = 8''$ .
- 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. (4.2.45 b) y desarrollada en series de Taylor.

$$dQ = \frac{\Sigma \frac{L_e}{Q}}{2.85 \Sigma \frac{L_e}{Q^2}} \quad (4.2.46)$$

- 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

$$L_e = L \left( \frac{C_c}{C} \right)^{1.85} \left( \frac{D_c}{D} \right)^{4.86} \quad (4.2.47)$$

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

$$D_e = 0.728 \left( \frac{Q^{0.381}}{H_f^{0.206}} \right) \quad (4.2.48)$$

donde

$D_e$  : Diámetro equivalente (m)

$Q$  : Gasto (m<sup>3</sup>/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.

$$Y = MD_e^m \quad (4.2.49)$$

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

$$Y = M \frac{NQ^{0.381m}}{Hf^{0.206m}} \quad (4.2.50)$$

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:

$$\frac{dY}{dQ_i} = 0.381mK\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = A \quad (4.2.51)$$

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

$$\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = \frac{A}{0.381mK} = A' \quad (4.2.52)$$

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

$$dQ_i = \frac{A' - \sum \left( \frac{D_{ei}^m}{Q_i} \right)}{(0.381m - 1) \sum \left( \frac{D_{ei}^m}{Q_i^2} \right)} \quad (4.2.53)$$

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  $D_e$ , 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:

$$\left[ \frac{D_{ei}}{D_i} \right]^{4.86} = \frac{100}{L_i} \left[ \frac{C}{100} \right]^{1.85} \quad (4.2.54)$$

Finalmente, este método puede ser ampliado considerando diferentes funciones de costo similares a la ec. (4.2.49), 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. 4.2.49) 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 optimiza 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:

$$H'_{o} - H_{o} = P_{o} \quad (4.2.55)$$

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:

$$\text{Min OBJ} = \sum X_{iD} C_{iD} \quad (4.2.56)$$

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

$$H'_{o} - H_{o} \geq \frac{dP_{o}}{dX_{iD}} X_{iD} \text{ en cada nodo;} \quad (4.2.57 \text{ a})$$

$$\sum X_{iD} \leq L_i \text{ en cada línea que une a dos nodos} \quad (4.2.57 \text{ b})$$



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 las 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

$$t = n + c - 1 \tag{4.2.58}$$

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

$$\sum Q_p^e - \sum Q_p^s = 0 \text{ en cada nodo} \tag{4.2.59}$$

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.

$$Hf_i = K_i Q_i^x = K_i Q_{i0}^{x-1} Q_i = K_i' Q_i \tag{4.2.60}$$

donde

- $K_i$  : Constante que depende de la fórmula de pérdida de carga utilizada (ver ecs. 4.2.47, 4.2.48 y 4.2.49) 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

$$Q_{i+1} = \frac{Q_i + Q_{i-1}}{2} \quad (4.2.61)$$

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 puede escribir, de acuerdo a la ecuación de Darcy-Weisbach

$$H_{f_i} = H_o - H_p = K_i |Q_i| Q_i \quad (4.2.62)$$

que es un artificio para linealizar la ecuación, en la que

$$K_i = \frac{8fL}{\pi^2 gD^5} = \frac{fL}{12.102D^5} \quad (4.2.63)$$

de donde, despejando el gasto

$$Q_i^2 = \frac{(H_o - H_p)^2}{K_i (H_o - H_p)} \quad (4.2.64.a)$$

o bien

$$Q_i = \frac{(H_o - H_p)}{[K_i (H_o - H_p)]^{0.5}} \quad (4.2.64.b)$$

Si se desconocen las cargas en los nodos, utilizando la ec. 4.2.44.b en la ec. 4.2.59, 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  $Q_i^n$ , entonces la ec. 4.2.64 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

$$Q_i^{n+1} = C_i^n (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (4.2.65)$$

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:

$$C_i = \left[ \frac{12.102 D^5}{L} \right] \frac{1}{f_i |Q_i^n|}$$

Si se introduce la ec. 4.2.65 dentro de la ecuación de continuidad para el nodo  $p$ , entonces la ec. 4.2.59 queda

$$\Sigma(C_i^n H_o^{n+1}) - \Sigma(C_i^n H_p^{n+1}) = Q_p^s \quad (4.2.66)$$

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. 4.2.66 se tiene

$$H_p^{n+1} = \frac{\Sigma(C_i^n H_o^{n+1})}{\Sigma C_i^n} - Q_p^s \quad (4.2.67)$$

Conocida la carga  $H_p^{n+1}$  se determinan los gastos en cada tubería con ayuda de la expresión suplementaria

$$Q_i^* = \frac{C_i^n}{|Q_i^n|} (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (4.2.68)$$

y el gasto en la siguiente iteración se obtiene como el valor promedio de este caudal y el de la iteración anterior, o sea

$$Q_i^{n+1} = 0.5(Q_i^* + Q_i^n) \quad (4.2.69)$$

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 una 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. 4.2.64.b), y también el caudal de ajuste es función de la diferencia de cargas (ec. 4.2.68).

### 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:

$$\sum X_{im} = L_i \quad (4.2.70)$$

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 optimización 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

$$Hf_{im} = J_{im} X_{im} \quad (4.2.71)$$

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

$$H_{\min_p} \leq H_o - \sum \sum J_{im} X_{im} \leq H_{\max_p} \quad (4.2.72)$$

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. 4.2.72 debe plantearse solo en ciertos 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. 4.2.72 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:

$$\sum J_{1m} X_{1m} + \sum J_{3m} X_{3m} + \sum J_{5m} X_{5m} + \sum J_{6m} X_{6m} \leq H_o - H_{\min_7} \quad (4.2.73)$$

donde se conocen los  $J_{im}$ . Por ejemplo:

$$J_{im} = \frac{K_{im} (Q_i)^{1.85}}{D_{im}^{4.867}}$$

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

$$-\sum J_{2m} X_{2m} + \sum J_{3m} X_{3m} + \sum J_{4m} X_{4m} - \sum J_{7m} X_{7m} = 0 \quad (4.2.74)$$

Con las ecs. 4.2.28, 4.2.31 y 4.2.32 se plantea el sistema de inecuaciones 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:

$$\min OBJ = \sum \sum C_{im} X_{im} \quad (4.2.75)$$

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 inecuaciones se resuelve con programación lineal, de acuerdo a las restricciones de la función objetivo (ec. 4.2.75). 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 optimación 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 4.2.72, 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. 4.2.72, 4.2.73 y 4.2.74) 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:

$$Hf_i = \frac{K_i L_i Q_i^n}{D_i^r} \quad (4.2.76)$$

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  $p$  (m<sup>3</sup>/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  $Y = f(D, L)$

$$Y_i = ML_i D_i^m \quad (4.2.77)$$

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

$$Y_i = \frac{MK_i^{m/r} Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{Hf_i^{m/r}} \quad (4.2.78)$$

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  $Y$ .

$$Y = \frac{M}{H^{m/r}} \sum^n \frac{K_i^{m/r} Q_i^{m/r} L_i^{1+(m/r)}}{r_i^{m/r}} \quad (4.2.79)$$

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

$$\frac{H_{f_i}}{H} = \frac{Y_i}{Y} \quad (4.2.80)$$

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. 4.2.79 y 4.2.80, se obtiene:

$$r_i = \frac{Y_i}{Y} \frac{\left[ \frac{Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{C_i^{xm/r} r_i^{m/r}} \right]}{\sum \left[ \frac{Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{C_i^{xm/r} r_i^{m/r}} \right]} \quad (4.2.81)$$

que es válida para tuberías en serie.

Para la  $k$ -ésima tubería, se utiliza la misma expresión que la ec. 4.2.81. De esta manera, relacionando  $r_i/r_k$ :

$$\frac{r_i}{r_k} = \left( \frac{Q_i C_k}{Q_k C_i} \right)^{xm/(m+r)} \left( \frac{L_i}{L_k} \right) \quad (4.2.82)$$

se debe cumplir la restricción

$$\sum r_i = \sum \left( \frac{H_i}{H} \right) = 1.0 \quad (4.2.83)$$

Considerando un sistema en serie con  $n$  tuberías, con una pérdida de carga máxima permisible, mediante la ec. 4.2.82 y 4.2.83 se tiene:

$$r_i = \frac{r_i/r_n}{r_1/r_n + r_2/r_n + \dots + r_{n-1}/r_n + 1} \quad (4.2.84)$$

Se obtiene la relación  $r_i/r_k$  mediante la ec. 4.2.82; se debe cumplir la restricción de la ec. 4.2.83 y se determinan los valores de  $r_i$  para cada tubería a través de la ec. 4.2.84. 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  $r_j$  en la tubería de donde parten los dos ramales, los  $r_i$  se corrigen con las experiencias:

$$r_{1i} = (1 - r_j) r_{1i}' \quad (4.2.85.a)$$

$$r_{2i} = (1 - r_j) r_{2i}' \quad (4.2.85.b)$$

Donde  $r_{1i}'$  y  $r_{2i}'$  se obtienen mediante la ec. 4.2.42 para cada ramal por separado. Por su parte,  $r_j$  se obtiene a partir de la optimización que se logra derivando la función de costos  $Y_1$  con respecto a  $r_j$  (ec. 4.2.79) e igualando a cero. Queda entonces:

$$\frac{1}{r_1} = 1 + \left[ \frac{\sum^m G_{1i} r_{1i}'^{-m/r} + \sum^{n_2} G_{2i} r_{2i}'^{-m/r}}{G_1} \right]^{r/(r+m)} \quad (4.2.86)$$

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. 4.2.82 y 4.2.84. Se determina el valor de la tubería común mediante la ec. 4.2.86 y con base en éste se corrigen los  $r_i$  con las ecs. 4.2.85. 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. 4.2.80). 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, cuya 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

$$LaC_p \leq LaC_{p+1}; \quad p = 1 \dots N - 1 \quad (4.2.87)$$

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  $Ho$  y la carga mínima requiere en el nodo  $p$  como  $Hmín_p$ , entonces la pendiente hidráulica se define como

$$Sf_p = \frac{Ho - Hmín_p}{LaC_p} \quad (4.2.88)$$

La carga disponible en el nodo  $p$  está definida como

$$H_p = Ho - Sf_p LaC_p \quad (4.2.89)$$

la trayectoria hasta el nodo más alejado es llamada ruta crítica y la pendiente hidráulica asociada con dicha ruta es la pendiente mínima  $Sf_{min}$ . Si el nodo p está en la ruta crítica, entonces la ecuación anterior se define como

$$H_p = H_o - Sf_{min} L_a C_p \quad (4.2.90)$$

de esta manera, todas las cargas en los nodos de la ruta crítica están calculadas con  $Sf_{min}$ . 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. 4.2.88.
- 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. 4.2.90, 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.

### **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 red<sup>5</sup>, 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 acabo 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.

### **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*).

---

<sup>5</sup> 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*)



### **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 2.10.68), 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 cambios 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:

$$\Re = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{V D}{\nu} \quad (4.2.91)$$

donde:

- V es la velocidad media del flujo (en m/s);
- D es el diámetro de la tubería (en m);
- $\nu$  es la viscosidad cinemática del agua en  $\text{m}^2/\text{s}$ . Es igual a la viscosidad dinámica  $\mu$  (en  $\text{kg s}/\text{m}^2$ ) dividida por la densidad de masa  $\rho$  (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, 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

$$C_i = \frac{\mathfrak{R}_i}{\mathfrak{R}_{m\acute{a}x}} \quad (4.2.92)$$

donde:

$\mathfrak{R}_i$  es el número de Reynolds de la tubería  $i$ ;

$\mathfrak{R}_{m\acute{a}x}$  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
5. 3cambio 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-costo 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

$$\text{beneficio / costo} = \frac{\Delta h_{\text{mín}}}{c_i - c_c}$$

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 sistema<sup>6</sup> ( $h_{min}$ ), 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/costo* 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 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.

---

<sup>6</sup> Por Normas existe una carga mínima ( $h_{min}$ ) 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

A continuación se presenta un diagrama de flujo que resume el procedimiento de cálculo:

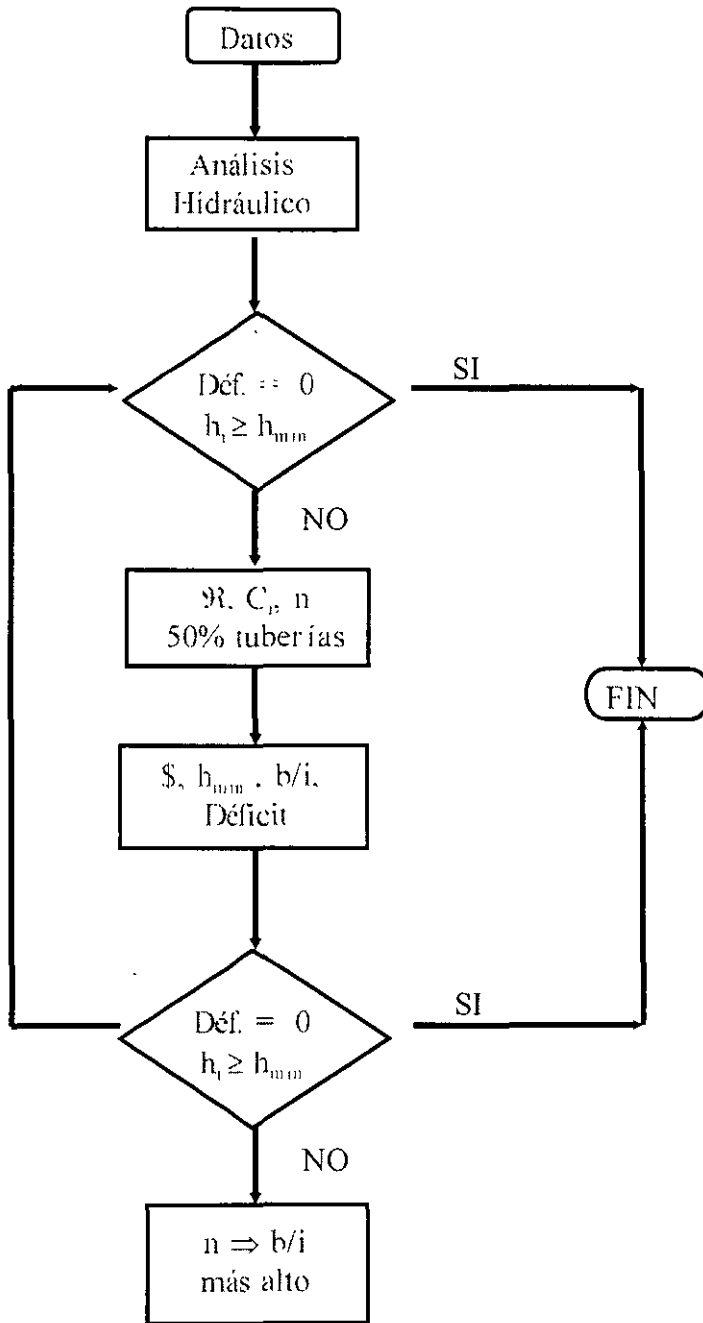


Figura 4.2.6 Diagrama de flujo para el diseño óptimo

## 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. Anderson, E. (1993). Value in Ethics and Economics. Cambridge (Ma), Harvard University Press.
3. 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.
4. Azqueta, D. (1994). Valoración económica de la calidad ambiental. Madrid, Mc Graw-Hill.
5. 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.
6. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen I, Facultad de Ingeniería UNAM, México, enero de 1994.
7. César Valdez Enrique. "Abastecimiento de agua potable", Volumen II, Recomendaciones de construcción, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1993.
8. César Valdez Enrique, "Abastecimiento de agua potable", Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 1994.
9. De Azevedo N., J. M. y Acosta A. Guillermo. "Manual de Hidráulica". Editorial Harla, Sexta Edición, México 1976.
10. 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.
11. Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. "Plan Maestro de Agua Potable". Informe Final, diciembre de 1996.
12. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, "El Plan Maestro de Agua Potable", Revista Hidráulica Urbana, No. 3, noviembre de 1997.
13. 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.

14. 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
15. 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.
16. 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.
17. Metcalf and Eddy, Inc., Ingeniería de aguas residuales, Mgraw Hill, 1996.
18. Paschoal Silvestre. "Fundamentos de Hidráulica General", Editorial Limusa, México 1983.
19. Peavy Howard S., Rowe Donald R. and Tchobanoglous George, "Environmental Engineering", McGraW-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapore, 1986.
20. 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.
21. 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.
22. 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.
23. Steel Ernest W. and McGhee Terence J., "Abastecimiento de agua y alcantarillado, Editorial Gustavo Gili, Barcelona España, 1981.
24. 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.
25. Zepeda C. Sergio, "Manual de instalaciones", Limusa Noriega. 3.