

01162  
A  
2ej



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
Facultad de Ingeniería

HACIA UNA MAYOR EFICIENCIA HIDRAULICA  
EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE

por: *Franz José Rojas Ortuste*

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER

EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA  
(HIDRAULICA)

*Asesor: M. I. Gilberto Sotelo Avila*

CIUDAD UNIVERSITARIA  
1994.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A la memoria de don Enzo Levi,  
con quien sólo tuve dos  
conversaciones, una sobre sus  
actividades y recuerdos de  
Bolivia, mi país, y la otra  
sobre su formidable libro "El  
agua según la ciencia". No hizo  
falta más.

# HACIA UNA MAYOR EFICIENCIA HIDRAULICA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE

## C O N T E N I D O

<b>I. INTRODUCCION</b>	
<b>II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	<b>4</b>
II.1 El agua no contabilizada y las pérdidas físicas	4
II.1.1 Categorías del agua no contabilizada	5
II.1.2 Determinación del agua no contabilizada	6
II.1.3 Las pérdidas físicas	7
II.2 Factores que intervienen en la eficiencia hidráulica	13
II.3 Perspectivas	21
<b>III. ELEMENTOS DE PLANEACION</b>	<b>24</b>
III.1 Consumos unitarios, pérdidas físicas y dotación	24
III.1.1 Los consumos en México con relación a otros países	27
III.1.2 Acciones para disminuir el consumo de agua	29
III.1.3 Determinación del volumen y porcentaje de pérdidas físicas	32
III.2 Proyección de la demanda a partir de consumos	36
III.2.1 Población total y pérdidas físicas	36
III.2.2 Población servida y agua no contabilizada	37
III.3 Criterios alternativos para la proyección de la demanda	38
III.3.1 Modelos econométricos	39
III.3.2 Modelos estocásticos	44
III.4 Discusión acerca de los periodos de diseño	46

<b>IV. CRITERIOS Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO</b>	<b>51</b>
IV.1 El uso de los coeficientes de variación	51
IV.2 Los factores de fricción. Limitaciones y alcances	56
IV.2.1 Determinación de las pérdidas por fricción	60
IV.2.2 Relación entre ecuaciones. Posibles errores	70
IV.2.3 Ecuaciones explícitas para el cálculo de f	75
IV.2.4 Variación del valor de f en el tiempo	77
IV.3 Propuesta para la selección del diámetro económico en líneas de conducción por bombeo	80
<b>V. MÉTODOS PARA OPTIMAR EL DISEÑO DE REDES</b>	<b>86</b>
V.1 Método de la longitud equivalente	87
V.2 Método del diámetro equivalente	89
V.3 Método combinado Cross-programación lineal	92
V.4 Dos métodos basados en la teoría lineal	94
V.5 Dos métodos gradiente hidráulico-programación lineal	99
V.6 Dos métodos para redes abiertas	103
V.7 Optimación con programación lineal	109
V.8 Método de Cross-gradiente hidráulico óptimo	114
V.9 Dos métodos de ruta crítica	117
V.10 Dos métodos de selección enumerativa	120
V.11 Corolario	123
<b>VI. CONCLUSIONES</b>	<b>125</b>
ANEXO 1	128
AGRADECIMIENTOS	130
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	131

## I. INTRODUCCION

Para la construcción de una obra de servicio público es importante que los parámetros básicos para el diseño final sean adecuados y congruentes, y que existan normas de diseño que estandaricen los criterios bajo una perspectiva de utilidad práctica.

En la mayoría de los países se emiten lineamientos y normas para el diseño de obras, que varían de acuerdo con sus características propias, hábitos y costumbres de su gente, de la disponibilidad de materiales e insumos, tecnología accesible y recursos financieros.

En los últimos años, México ha buscado el desarrollo sostenido y sustentable, que se ha visto reflejado en tasas de inflación bajas, disminución del gasto público y finanzas públicas sanas, lo que le ha permitido el repunte en mercados internacionales, la apertura comercial con países de norteamérica y de sudamérica. Del mismo modo, también se ha observado una evolución e interacción tecnológica como resultado de una economía abierta, contraria a políticas proteccionistas que prevalecieron en décadas pasadas.

En esta perspectiva, las normas de diseño para obras y servicios de abastecimiento de agua potable a zonas urbanas merecen ser replanteadas, más aun cuando la última versión que se utiliza en el país corresponde al año 1976.

La importancia de cuestionar las normas se basa en la búsqueda de una nueva concepción de criterios económicos, ambientales y tecnológicos, que discrepa con la de años anteriores.

En la década de los sesenta y setenta, la tendencia en materia de agua potable fue el suministro de agua en cantidad y calidad adecuadas, independientemente del costo de la infraestructura. Esta concepción obedeció al rezago en la cobertura de estos servicios durante ese periodo.

Los escasos recursos económicos disponibles o destinados durante esta década a ese sector fueron un obstáculo significativo, pues el ritmo de construcción de obras hidráulicas fue más lento que el crecimiento demográfico. Además, de acuerdo a la lógica económica, conforme aumenta el número de obras se incrementan los costos de operación y mantenimiento anual, de manera que el presupuesto

nacional debería incrementarse cada año, con el problema de que existirían menores recursos para nuevas obras de ampliación.

En este contexto, la propuesta económica del gobierno federal en la década de los ochenta, planteó llevar a cabo obras mediante instancias descentralizadas del municipio, que operasen los sistemas de agua y, en su caso, invirtieran en obras de ampliación de la infraestructura de servicios básicos. Sin embargo, los resultados alcanzados hasta hace poco sólo confirman que la descentralización y los fines que ésta persigue no se logran implantando exclusivamente una normatividad. Hacia fines de los años ochenta, los organismos encargados en México de la operación de los sistemas de agua y saneamiento se encontraron en situaciones financieras delicadas y con un servicio deficiente, resultado de aplicar tarifas por debajo del costo real o costo marginal del recurso, que imposibilitó no sólo ampliar su cobertura, sino también impidió el mantenimiento adecuado de la infraestructura existente.

El aspecto ambiental, medido a través de la conservación de los recursos naturales, se ha visto afectado por los problemas financieros. Debido al poco mantenimiento de los componentes del sistema hidráulico, se detectaron pérdidas importantes de agua en éstos, política contraria al uso eficiente y controlado de los recursos naturales.

El lento crecimiento tecnológico nacional y la poca aceptación de tecnología foránea en décadas pasadas, tuvo un fuerte impacto en la concepción y diseño de las obras de servicios públicos, en las que han prevalecido parámetros, criterios dogmáticos y coeficientes de seguridad que sólo encarecen el costo de las obras.

Con base en lo anterior, en el presente trabajo se busca una concepción de ingeniería que brinde mayores beneficios a los protagonistas dialécticos del agua: los que suministran el servicio y los que requieren de éste.

En el capítulo II se abordan los factores que intervienen y determinan la eficiencia hidráulica de los sistemas de abastecimiento de agua potable; se trata la importancia del agua no contabilizada y sus categorías; se reflexiona sobre las perspectivas actuales y futuras bajo dos escenarios de política hidráulica: la que ha prevalecido en años pasados y la que debe ser promovida e implantada bajo una nueva concepción de la cultura del agua.

En el capítulo III se discuten los elementos básicos de planeación de los sistemas de abastecimiento; se determina la demanda actual a partir del consumo real y satisfecho por tipo de usuario y las deficiencias operativas del sistema hidráulico. Las proyecciones de la demanda futura se realizan de acuerdo con el crecimiento

esperado de la población, su nivel de cobertura y la proyección de disminución de las pérdidas físicas acorde con un programa de inversiones para lograrlo. Se comentan también criterios opcionales para estimar la demanda de agua. Por último, se cuestionan los periodos de diseño de los componentes hidráulicos -utilizados indiscriminadamente en la actualidad- y se recomienda que el valor seleccionado debe tomar en cuenta elementos de viabilidad financiera y económica.

En el capítulo IV se comentan los elementos de decisión para el uso de los coeficientes de variación diaria y horaria y se presentan nuevos valores, comparándolos con los de otros países. Por otra parte, se plantean las limitaciones y alcances de las ecuaciones para determinar las pérdidas de energía, destacando los errores en los que se incurre al utilizar las fórmulas de Manning y Hazen-Williams con un factor de fricción constante para todo diámetro. También se presentan y comparan ecuaciones explícitas para el cálculo del factor de fricción  $f$ , así como expresiones para el cálculo del incremento de la rugosidad en el tiempo. Otro concepto importante que se trata es la selección del diámetro económico en conducciones de bombeo. Se propone una alternativa de selección del diámetro óptimo a partir de un análisis dinámico de los costos de inversión y de operación.

En el capítulo V se describen varios métodos para optimar el diseño de redes de distribución, con el objeto de lograr menores costos de inversión, dejando de lado el método de Hardy-Cross, que a la fecha sigue siendo muy utilizado en el medio hidráulico tradicional. Se presentan los principales criterios y consideraciones de cada método, destacando sus limitaciones. La mayoría de éstos son teóricos, academicistas y sólo algunos son aplicables a redes de distribución reales. Finalmente, de los pocos métodos realmente útiles en la práctica, es todavía preciso efectuar modificaciones en sus algoritmos, con el fin de contar con instrumentos computacionales que permitan diseños más confiables y flexibles.

En el capítulo VI se sintetizan las reflexiones y recomendaciones del presente trabajo, dentro de una concepción que busca mayor eficiencia hidráulica de los sistemas de agua potable, ligada a beneficios económicos importantes y la conservación de los recursos hídricos.

## II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### II.1 EL AGUA NO CONTABILIZADA Y LAS PERDIDAS FISICAS

Ante una escasez aparente en el suministro de agua es común que se piense en la búsqueda de nuevas fuentes de agua, el diseño de los proyectos necesarios y la promoción de su ejecución. Sin embargo, el volumen de agua no contabilizada ha sido tema de poca atención en la historia del funcionamiento de los sistemas de abastecimiento.

En efecto, el volumen de agua no contabilizada, definida [Jeffcoate, 1989] como la diferencia entre la "producción neta" (el volumen de agua suministrado) y el "consumo" (volumen de agua registrado o medido en los usuarios), resulta fundamental para el uso eficiente y conservación del agua, además de los importantes beneficios económicos que proporciona. En otros medios, el agua no contabilizada ha recibido denominaciones como agua improductiva o volumen de agua no medida; en todo caso, lo importante es definir ideas y no términos.

Por otra parte, la falta de criterio práctico y un malinterpretado concepto de innovación en el uso eficiente del agua, ha llevado a que se propongan prácticas poco usuales que atentan el confort del usuario e incluso puedan afectar cánones establecidos que preservan la salud e higiene.

A juicio personal, el problema de escasez de agua o políticas para optimar su uso no se resuelven mediante la disminución del consumo de agua de los usuarios; por el contrario, existen cálculos estimados, derivados de numerosos estudios de factibilidad realizados por la Comisión Nacional del Agua durante 1990-1992, que estiman que el agua no contabilizada en importantes ciudades de México es del orden del 40% al 50%. Sin embargo, este problema no es exclusivo de México, pues existe información [AWWA, 1987] de que el volumen del agua no contabilizada de las ciudades de Quebec y Laval en Canadá rebasaba hasta hace pocos años el 40%; por su parte, la ciudad de Boston en la Unión Americana llevó a cabo intensos programas [Speranza, 1992] para abatir el porcentaje de agua no contabilizada, que era del orden del 50% en 1976.

En este sentido, el primer problema por resolver debe ser buscar cómo reducir el agua no contabilizada antes de pretender disminuir el consumo del usuario que, finalmente, bien medido o no, cubre una tarifa. Este aspecto cobra importancia en ciudades en las cuales el concepto de modernidad ha dirigido equivocadamente políticas que promocionan dispositivos ahorradores de agua, que el autor no juzga innecesarias pero sí secundarias bajo porcentajes tan altos de agua no contabilizada.

Expuesta la definición del agua no contabilizada, el cálculo de ésta implica el conocimiento del volumen de agua suministrada y también el consumo registrado, éste último obtenido a partir de los histogramas de consumo. Sin embargo, para estimar con cierta precisión las categorías del agua no contabilizada es necesario determinar el *consumo real* de los usuarios, aspecto que tiene cierta complejidad y por ello se trata en la sección destinada a determinación de consumos unitarios.

### II.1.1 Categorías del agua no contabilizada

El agua no contabilizada, de aquí en adelante denominada ANC, puede dividirse en dos categorías [Jeffcoate y Saravanapavan, 1989], a saber:

- a) El agua que se pierde a través de fugas en las redes de distribución, más conocida en el medio mexicano como *pérdida física*, incide drásticamente en pérdida del volumen suministrado y por tanto en el costo de producción.
- b) El agua consumida pero no registrada por los medidores de los usuarios o asignada al uso del gobierno u otro uso público, o bien el consumo no medido por falta de una adecuada cobertura de medidores en buen estado. Asimismo, esta categoría incluye al agua consumida a través de conexiones clandestinas. Estas son las *pérdidas no físicas* y se reflejan también como una pérdida de ingresos. Todos estos factores propician el uso excesivo e incontrolado del recurso hídrico.

Cabe destacar que existe otra pérdida en los sistemas de abastecimiento, ajena al volumen de agua no contabilizada y de índole estrictamente comercial, que resulta de la diferencia entre el importe facturado y el importe recaudado por concepto de servicio de agua potable y alcantarillado, ambos del ejercicio fiscal. Esta diferencia está asociada a un cierto volumen y se le conoce como *pérdida comercial*, aunque es posible una recuperación parcial de esta pérdida en el siguiente ejercicio fiscal, dentro del rubro de *Cuentas por Cobrar*.

De esta manera, la mayoría de los sistemas de agua potable y saneamiento, que atraviesan actualmente por problemas financieros, tienen como resultado una recaudación equivalente al 35% o 40% del volumen que producen, pues se conjugan las pérdidas físicas, las pérdidas no físicas y también las comerciales.

La categoría de las pérdidas no físicas involucra problemas ajenos al aspecto exclusivamente técnico, hidráulico, pues es función de un padrón de usuarios desactualizado, falta de suficientes medidores -y por lo general la submedición en la cuantificación de consumos-, mal mantenimiento e instalación inapropiada de los medidores. Esta categoría no se trata en el presente trabajo por razones obvias, sin que esto signifique que no sea un aspecto esencial para el mejoramiento del nivel de servicios e ingresos del organismo operador de los sistemas de agua y saneamiento.

### II.1.2 Determinación del Agua No Contabilizada

Con base en la definición planteada anteriormente, el ANC se obtiene a partir de la diferencia de los volúmenes de producción y los consumos registrados. Para ello, es preciso contar con medidores en las fuentes de captación para determinar el caudal medio y máximo diario que se suministra.

Desafortunadamente, existen dos problemas importantes, primero, son pocas las ciudades que cuentan con buena cobertura de medición tanto a nivel de fuentes de abastecimiento como de micromedidores; segundo, los medidores, independientemente de que se encuentren en buen estado, no siempre miden correctamente el volumen que fluye a través de ellos.

El primer paso consiste en determinar el caudal suministrado como producción neta; para ello pueden utilizarse diversos métodos, entre los que figuran [AWWA, Research Foundation, 1987], [Jeffcoate y Saravanapavan, 1989] los que a continuación se exponen.

- a) Llevar a cabo pruebas de aislamiento nocturno y medición del cambio de volumen en el tanque de regularización para compararlo con los registros de producción de cada bomba en servicio durante el mismo periodo.
- b) Medir el agua desviando el caudal hacia un vertedor o cualquier dispositivo de aforo (medidor Parshall u otros).
- c) Instalar pitómetros con transductor de presiones en caudales reducidos o bien un medidor temporal de otras características, como los medidores de turbina o propela.
- d) Verificar la producción estimada de cada bomba utilizando para ello las curvas características proporcionadas por los

proveedores. El procedimiento consiste en bombear con la válvula de descarga cerrada, medir la carga a gasto nulo y compararla con la carga a gasto nulo presentada en la curva característica. Con base en esta diferencia, trazar una curva paralela a la proporcionada por el fabricante para que, de acuerdo a la carga dinámica del sistema en particular, se determine el gasto de operación.

Por su parte, el volumen facturado a los usuarios es proporcionado por el organismo operador, que lleva un historial de los consumos por cada toma de agua registrada y que está generalmente separado por tipo de usuario. Debe señalarse que dichos consumos se obtienen en pocas ocasiones a partir de medición (ya que existe la duda de que los medidores instalados funcionen adecuadamente); la mayoría son el resultado de suponer un consumo hipotético por toma y tipo de usuario. Bajo esta perspectiva, el volumen de agua no contabilizada se obtiene como la diferencia del volumen suministrado o producido y del consumo registrado, involucrando por tanto pérdidas físicas y no físicas.

Una vez determinado el porcentaje de ANC, la siguiente interrogante es decidir si dicho porcentaje es significativo o no. La experiencia de numerosas ciudades indica [Jeffcoate y Saravanapavan, 1989], [Moyer, 1985] que si el porcentaje supera el 25%, es preciso que se lleve a cabo un programa para disminuir el ANC. Sin embargo, en algunos países que padecen escasez de agua, un porcentaje arriba del 15% puede ser considerado excesivo. En todo caso, el porcentaje máximo permisible depende de una evaluación económica de beneficios y costos. Como acertadamente se indica [Jeffcoate y Saravanapavan, 1989], la experiencia también ha demostrado que los costos de reducir el ANC pueden ser tan altos, que en algunas situaciones no resulte económico mantener el nivel de agua no contabilizada por debajo de un 20%.

### II.1.3 Las pérdidas físicas

Las pérdidas físicas, también llamadas fugas, se presentan en la mayoría de los casos desde el sitio de captación hasta el punto de consumo del usuario. En efecto, cuando se capta el agua cruda de una fuente de abastecimiento, es probable que se presenten fugas en la conducción, en el almacenamiento y en la potabilización.

Las causas para que se presenten pérdidas físicas en la red de agua se deben a una combinación de aspectos inherentes a la tubería, a la calidad del agua y a efectos externos. Las fugas se presentan debido al tipo de material, edad de las tuberías, a problemas constructivos por mal junteo de la tubería, mal colado del concreto y, en general, por el incumplimiento de las normas de instalación.

También se originan por la variación extrema de la temperatura del agua y por la existencia de partículas agresivas en ésta que corroen y aceleran su deterioro. Los efectos externos que incrementan el número de fugas son el contacto de las tuberías con otras estructuras, las vibraciones del tráfico de vehículos, la sobrecarga e incluso las condiciones de temperatura del suelo. Finalmente, es posible que se originen pérdidas de agua por derrames o vaciados originados por una operación deficiente, por ejemplo, en los tanques de almacenamiento o en torres de oscilación.

A juicio personal, las fugas en las redes se ven incrementadas sustancialmente debido a un problema de planeación, diseño y operación del sistema de abastecimiento. Concretamente, en muchas ciudades del país se diseña con el sistema de *presión variable*, que consiste en el bombeo directo desde el cárcamo hacia la red de distribución con excedencias a tanques. En ocasiones, la línea de interconexión de tanques de regularización deja agua en ruta, es decir, se deriva también a la red primaria de zonas específicas. Este criterio de diseño ha sido preferido en muchas ciudades pues presenta ventajas económicas aparentes con respecto al criterio de *presión fija o constante*, que consiste en el bombeo desde los cárcamos de la captación o potabilización a tanques superficiales o elevados (según la topografía) y de éstos se distribuye a la red primaria de influencia. En la siguiente sección se ahonda en los problemas operativos que el primer esquema presenta y el porqué incrementa el número de fugas.

La disminución del agua no contabilizada y por consiguiente el de las pérdidas físicas, involucra el mejoramiento en el servicio de abastecimiento mediante el uso más controlado y metódico del recurso hídrico. Permite además mejorar la eficiencia comercial del organismo operador, aspecto que puede ser explicado por medio de dos situaciones hipotéticas de oferta-demanda de agua [Moyer, 1985]. En el primer caso, supóngase que existe un déficit en el suministro de agua (la demanda es mayor que la oferta), de modo que la disminución de las pérdidas físicas permite un descenso del ANC y el incremento en el volumen ofertado, que es consumido por los usuarios, situación que eleva la recaudación del organismo operador. En el segundo caso, supóngase que la oferta de agua es mayor que la demanda, en esta situación la disminución de ANC permite abatir costos innecesarios de energía eléctrica, de productos y reactivos químicos para potabilizar el agua, como resultado de disminuir el volumen suministrado.

Además del beneficio económico que representa la disminución del ANC y concretamente la reducción de las pérdidas físicas, existen beneficios no cuantificables [Moyer, 1985], que se resumen a continuación:

- Se obtiene información valiosa acerca del sistema de distribución, lo que permite fijar prioridades para un programa de rehabilitación.
- Se reduce el riesgo de contaminación.
- Incremento en las presiones de los circuitos de la red.
- Prolongación de la vida útil de los equipos al suministrar menor volumen de agua.
- Menores rupturas en la red y como resultado, menor daño en la propiedad pública o privada y menores reclamos.
- Mejora las relaciones públicas entre empleados y el público.
- Permite diferir obras de infraestructura costosas.
- Disminuye el volumen a las plantas de tratamiento de aguas negras al disminuir el volumen de infiltración al alcantarillado.
- Mejora el medio ambiente.

Expuesta la importancia tanto del ANC como el de las pérdidas físicas, existe aún la disyuntiva acerca de qué parte o componente del sistema de abastecimiento de agua es el que presenta mayores problemas de fuga. Si bien algunos trabajos estadísticos [AWWA, 1987], [Jeffcoate y Saravanapavan, 1989] aseveran que el mayor porcentaje de agua se pierde en las tomas domiciliarias, los resultados en cinco ciudades estadounidenses [Moyer, 1985] indican que otros puntos del sistema, como son los hidrantes contra incendio y las redes primarias, presentan mayor frecuencia y número de fugas, sobretodo éstas últimas donde se ocasionan pérdidas de agua considerables.

En la tabla 2.1 se muestra la estadística de fugas de la ciudad estadounidense [Moyer, 1985] de Westchester, cercana a Nueva York. El organismo operador de esta ciudad abastecía en 1980 a 50,000 habitantes suministrando 480 l/s. En seis años consecutivos se realizaron tres programas de detección y reparación de fugas, dos años por cada investigación. En dicha tabla se presentan los resultados del primer programa y del acumulado en los seis años. En los dos primeros años se detectaron 182 fugas, de las cuales el 53% se presentó en los hidrantes contra incendios, que representan en términos de caudal el 18.4%; en las redes primarias se detectaron 39 fugas que representan el 21.5% del total de fugas y el 56% (91 l/s) en caudal. Con este primer programa se redujo el ANC en un 18.5% bajando del 29.5% al 11%. Como se esperaba, los dos programas subsiguientes fueron menos espectaculares. El resultado

acumulado permitió detectar y reparar 498 fugas, de las cuales el 60% se presentaron en los hidrantes y solo el 15% en las redes; pese a lo anterior, el 52% del total del caudal detectado se presentó en las redes. En los seis años se pudieron recuperar 334 l/s, equivalentes a 10.53 millones de m<sup>3</sup>/año, que representan el 13% del caudal suministrado.

T A B L A 2.1  
ESTADÍSTICA DE FUGAS EN WESTCHESTER, N.Y. (1975-1980)  
(50,000 habitantes)

COMPONENTES DEL SISTEMA	No. DE FUGAS DETECTADAS	PORCENTAJE DEL TOTAL	PORCENTAJE DEL CAUDAL DETECTADO	CAUDAL DE LAS FUGAS DETECTADAS (l/s)
Hidrantes	298	60%	17%	56.62
En Serv. Usuario	38	8%	10%	34.58
En Obras de Cabeza (*)	70	14%	21%	71.40
En las redes	75	15%	52%	171.00
Falsas Fugas	10	2%	0%	-
Otros	7	1%	0%	-
Totales	498	100%	100%	333.60
Caudal de Fugas en Promedio Anual				55.6
Porcentaje del Caudal Suministrado				13.0%

(\*) Se entiende por obras de cabeza las estructuras para el suministro de agua en bloque.

T A B L A 2.2  
ESTADÍSTICA DE FUGAS EN LOUISVILLE, KY. (1964-1980)  
(800,000 habitantes)

COMPONENTES DEL SISTEMA	No. DE FUGAS DETECTADAS	PORCENTAJE DEL TOTAL	PORCENTAJE DEL CAUDAL DETECTADO	CAUDAL DE LAS FUGAS DETECTADAS (l/s)
Hidrantes	154	9%	1.5%	35.42
En Serv. Usuario	760	43%	20.0%	471.20
En las redes	753	43%	77.0%	1807.20
En medidores	86	5%	0.2%	12.90
En cisternas, otros	11	1%	1.3%	34.10
Totales	1764	100%	100%	2360.82
Caudal de Fugas en Promedio Anual				138.87
Porcentaje del Caudal Suministrado				2.8%

FUENTE: Información complementada a partir de Tablas del documento Economics of Leak Detection realizado por Ellen Moyer, AWWA, 1985.

En la tabla 2.2 se muestra la estadística de fugas de 17 años en la ciudad de Louisville, Ky. Esta ciudad contaba en 1980 con 800,000 habitantes que se abastecían mediante el suministro de 5,200 l/s. Durante este periodo se realizaron programas de detección con cierta frecuencia, evaluando las zonas más viejas cada año y medio. El comportamiento del ANC a lo largo de los 17 años fue del 16% en 1964 alcanzando su nivel máximo del 20% en 1967 y en 1977. En dicha tabla se presentan la distribución por tipo de componente del total de 1764 fugas detectadas en los 17 años, que dan un promedio anual de 103 fugas. En este caso el número de fugas fue grande tanto en las redes primarias como en las instalaciones de los usuarios (43% en cada uno); sin embargo, el 77% del caudal detectado se originó en las redes (1807 l/s en 17 años). Con el programa se redujo el ANC en un 2.8% en promedio, valor que desmerece la actividad intensa de haber disminuido el ANC del 20% al 14% en dos ocasiones

y pese a haberse incrementado la población servida en un 10% en el periodo especificado.

Los casos anteriores permiten concluir que, si bien el mayor número de fugas se presentó en los hidrantes, redes primarias y en las tomas domiciliarias, la mayor pérdida de caudal se presentó en las redes de distribución y por ello debió ser el aspecto atendido con prioridad.

En la tabla 2.3 se muestra el reporte de fugas de cinco ciudades estadounidenses -incluidas las dos anteriormente citadas-, así como la distribución del caudal perdido en cada uno de los componentes del sistema de distribución de agua. Con relación al número de fugas, en la ciudad de Westchester se presentó el 60% del total en los hidrantes, el 35% en Nueva York; en Atlanta el 60% se presentó en las conexiones de los medidores, en Boston el 58% fue en las redes primarias y, como se mencionó, en Louisville se presentó el 43% tanto en las redes como en las tomas de los usuarios.

T A B L A 2.3  
ANALISIS COMPARATIVO DE PROGRAMAS DE DETECCION DE FUGAS

INFORMACION GENERAL	WESTCHESTER	ATLANTA	BOSTON	LOUISVILLE	NEW YORK
Longitud redes primarias (Km)	300	1720	1730	4000	10720
Años de duracion del Programa	6	31	5	17	1
Metodo de Deteccion Utilizado	Ultrasonido	Auditoria y Ultrasonido	Auditoria y Ultrasonido	Auditoria y Ultrasonido	Auditoria y Ultrasonido
NUMERO DE FUGAS					
En la red Primaria	75	232	48	753	302
En el Servicio	108	639	386	760	183
Hidrantes c/incendio	298	430	227	154	399
Medidores	-	2128	-	86	-
Otros	7	140	5	11	254
Total	488	3569	666	1764	1138
PORCENTAJE DE FUGAS					
En la red Primaria	15.0%	6.0%	7.0%	43.0%	27.0%
En el Servicio	22.0%	18.0%	58.0%	43.0%	16.0%
Hidrantes c/incendio	61.0%	12.0%	34.0%	9.0%	35.0%
Medidores	-	60.0%	-	4.5%	-
Otros	2.0%	4.0%	1.0%	0.5%	22.0%
Total	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%
CAUDAL PROMEDIO EN FUGAS (l/s) DURANTE EL PERIODO					
En la red Primaria	172.5	90.48	148.8	1807.2	1963
En el Servicio	105.84	281.16	463.2	471.2	457.5
Hidrantes c/incendio	56.62	77.4	11.35	35.42	19.95
Medidores	-	63.84	-	12.9	-
Otros	-	100.8	1.05	34.1	304.8
Total (l/s durante el periodo)	334.96	613.68	624.4	2360.82	2745.25
Promedio Anual detectado (l/s)	55.83	19.80	124.88	138.87	2745.25

Los datos anteriores permiten afirmar que el tipo y número de fugas depende del tipo de material utilizado en los procesos

constructivos, del control de calidad, prácticas y costumbres específicas. Por ello, no es posible dictaminar, por lo menos en la Unión Americana, que las fugas se presenten con mayor frecuencia en un componente específico del sistema hidráulico.

Con respecto al porcentaje del caudal total detectado, en la tabla 2.3 también se observa que en Atlanta el 46% y en Boston el 73% se presentaron en los dispositivos de los usuarios. Por su parte, el 52%, 71% y 77% del caudal fugado se presentó en las redes primarias de las ciudades de Westchester, de Nueva York y de Louisville, respectivamente. En este sentido, es posible afirmar que en términos del caudal detectado en las fugas, existe un evidente beneficio ecológico y económico al operar y mantener en buen estado las redes primarias e instalaciones de los usuarios. Con relación a datos estadísticos en México, las pruebas efectuadas en la localidad de Guaymas [IMTA, 1990] permiten concluir que el 89% del número total de fugas detectadas ocurrió en las tomas domiciliarias y solo el restante 11% en la red y obras de cabeza.

En la tabla 2.4 se presentan los resultados del programa de detección de fugas emprendido por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA en 15 importantes ciudades de la república mexicana [IMTA, 1992]. Dicha información está referida a porcentajes del caudal total suministrado. Al igual que en las ciudades estadounidenses, se concluye que existen variaciones importantes, por ejemplo, las fugas en las tomas domiciliarias fluctúan entre 13.6% al 59.2% mientras que las fugas en la red oscilan entre el 1.1% al 25.7%. Sin embargo, es claro que las tomas domiciliarias son el problema principal pues en promedio representan el 72.3% del caudal que se pierde. Este aspecto se debe fundamentalmente al tipo de material utilizado para efectuar la conexión de agua desde la tubería hasta el usuario. Este aspecto conlleva un problema de normatividad en el diseño y en los procesos constructivos que se aborda en el Capítulo V.

Expuestas las experiencias en Canadá, la Unión Americana y México, es posible afirmar que las pérdidas físicas constituyen el factor más importante del porcentaje total del ANC, y es el aspecto que merece ser atendido urgentemente por las instancias involucradas en el sector de abastecimiento de agua a zonas urbanas de cada país.

Como corolario, la información presentada permite tomar decisiones acertadas en México; sin embargo, es preciso que en cada país se estudien los fenómenos socioeconómicos que pueden desvirtuar lo aquí expuesto, tal es el caso de algunas ciudades de Colombia [Wozel, 1989], en las cuales existe un elevado porcentaje de pérdidas no físicas por la existencia de tomas clandestinas. En general, el peor caso es el volumen de agua perdido en las fugas, puesto que nadie saca provecho de él.

**T A B L A 2.4**  
**RESULTADOS DEL PROGRAMA DE DETECCIÓN DE FUGAS EMPRENDIDO**  
**POR EL IMA EN CIUDADES DE MEXICO**

C I U D A D	Q promedio suministrado (l/s)	TOMAS CON FUGAS (%)	FUGAS EN TOMAS		FUGAS EN LA RED		PORCIENTO DE FUGAS EN EL SISTEMA
			l/s	(%)	l/s	(%)	
Cancún, Q. Roo	940	38.0%	226	24.0%	146.7	15.6%	39.6%
Chihuahua, Chih.	3489	5.0%	552	15.8%	896	25.7%	41.5%
Coatzacoalcos, Ver.	730	19.0%	289	39.6%	31.9	4.4%	44.0%
Constitución, B.C.S	165	35.0%	52	31.5%	2	1.2%	32.7%
Durango, Dgo.	2128	21.0%	650	30.5%	236	11.1%	41.6%
Guaymas, Son.	488	30.0%	114	23.4%	8.6	1.8%	25.1%
Juárez, Chih	4147	19.0%	1241	29.9%	239.7	5.8%	35.7%
Los Cabos, B.C.S.	268	34.0%	61	22.8%	32.2	12.0%	34.8%
Oaxaca, Oax.	721	24.0%	427	59.2%	8.2	1.1%	60.4%
Querétaro, Qro.	1783	14.0%	242	13.6%	50	2.8%	16.4%
Tapachula, Chis.	776	10.0%	107	13.8%	170	21.9%	35.7%
Tuxtla Gtz, Chis.	1162	15.0%	300	25.8%	174.3	15.0%	40.8%
Veracruz, Ver.	2869	17.0%	694	24.2%	4	0.1%	24.3%
Xalapa, Ver.	1215	9.0%	418	34.4%	108	8.9%	43.3%
Zacatecas, Zac.	485	14.0%	134	27.6%	14.8	3.1%	30.7%
<b>T O T A L E S</b>	<b>21,366</b>		<b>5,507</b>	<b>25.8%</b>	<b>2,122</b>	<b>9.9%</b>	<b>35.7%</b>

Nota: Los Porcentajes reflejan el volumen perdido con respecto al total suministrado.

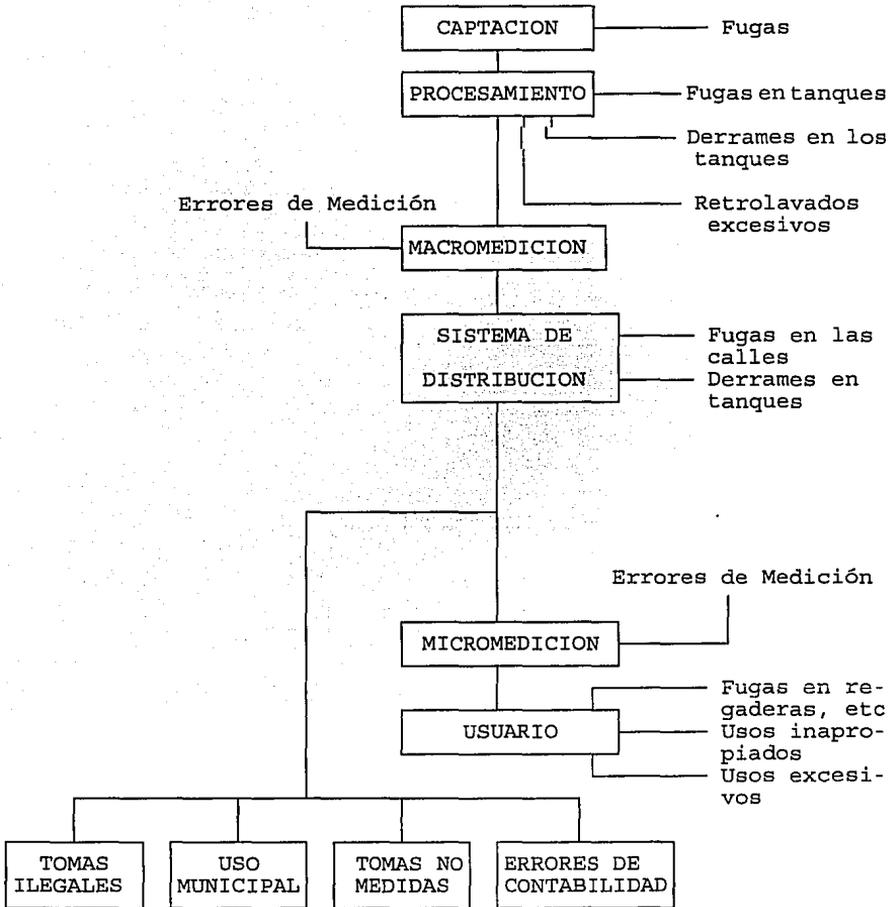
A modo de resumen se presentan las causas del agua no contabilizada en la figura 2.1.

## II.2 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA EFICIENCIA HIDRÁULICA

En la presente sección se comentan diversos aspectos de planeación, diseño, construcción y operación de los sistemas hidráulicos, que inciden en la eficiencia hidráulica de éstos. Posteriormente, cada tópico comentado se amplía en las secciones correspondientes.

Llevar a cabo obras hidráulicas que permitan el abastecimiento de agua a las zonas urbanas y rurales requiere de una planeación adecuada, cuyo sustento básico es contar con información veraz sobre el número de habitantes por beneficiar, dotaciones y consumos unitarios, tipo y caracterización de los usuarios, disponibilidad y el potencial hídrico de las fuentes de abastecimiento, a fin de comparar el volumen suministrado o la capacidad instalada con la demanda de agua actual y futura.

FIGURA 2.1



Los periodos de diseño seleccionados para cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento deben tener bases técnicas adecuadas y a la vez ser acordes con la capacidad financiera del organismo operador.

Por su parte, el análisis de la oferta y demanda de agua se obtiene comúnmente mediante la multiplicación de una dotación aparente (extraída de distintos manuales que cada país dispone) por la población actual y futura, determinando la demanda de agua año con año. Estos valores se comparan con la disponibilidad de agua y se determina en qué año se presentará un déficit; si éste se vislumbra muy próximo, se comenzarán los estudios y proyectos para definir el incremento de la oferta de agua y a diseñar toda la infraestructura asociada.

Por lo general el cálculo de la población actual y futura se obtiene mediante el uso indiscriminado de varios métodos que no tienen otro beneficio que el de ser buenos ejercicios algebraicos, y el valor que finalmente se toma se obtiene del promedio de éstos, año con año, lo que es tan cuestionable como utilizar un solo método bajo ciertas hipótesis poco fundamentadas. Por su parte, la determinación de la población actual y/o futura tiene como base la tasa de crecimiento anual observada entre censos consecutivos; sin embargo, las condiciones socioeconómicas pueden ser diferentes de una década a otra o de un censo a otro, siendo por tanto incierta la consideración de asumir dicha tasa para la obtención de la población actual y/o futura. Este aspecto no resulta fácil y a juicio personal no puede recomendarse una nueva expresión que minimice la posibilidad de error. En todo caso, no existe mejor aproximación que la inspección y análisis de áreas potenciales de crecimiento, planes de inversionistas privados interesados en promover algún tipo de industria o turismo, planes de desarrollo urbano municipales, estatales, federales y otros, es decir, recopilar toda la información posible para plantear un crecimiento menos impreciso. Con estas bases es posible proyectar los requerimientos de servicios en el mediano plazo, pudiendo ser éste de diez años.

La dotación de agua para una ciudad determinada suele ser también arbitraria, pues frecuentemente se supone que la dotación per cápita debe aumentar conforme el tamaño de la urbe es mayor. Del mismo modo, se suele considerar que la dotación debe incrementarse si el clima de la zona urbana es más cálido. Este criterio aparece en las Normas para aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la república mexicana de 1976 [SAHOP, 1976]; el intervalo de variación que permite dicha propuesta abarca desde 100 l/hab/día hasta 350 l/hab/día. Los consumos unitarios (término más adecuado para definir los consumos per cápita) medidos recientemente en diversas ciudades mexicanas indican que difícilmente se requirieren más de 250 l/hab/día como consumo equivalente de todos los tipos de usuario y que el nivel doméstico

requiere de 180 a 220 l/hab/día para satisfacer sus necesidades. Asimismo, cabe destacar que el nivel socioeconómico de las ciudades o la cercanía de unas con otras localidades determinan con mayor claridad los incrementos en el consumo unitario, más que el efecto del clima.

Así, resulta curioso que se definan inversiones considerables a partir de análisis tan sencillos. Por lo anterior, las normas de 1976 deben ser, si no desechadas, al menos utilizadas con mucha reserva. En el capítulo siguiente se aborda este tema y se propone una metodología para el cálculo de la dotación de agua.

*Los periodos de diseño* para los diversos componentes del sistema de abastecimiento han sido tema de poco interés y sin embargo son de gran importancia. La literatura consultada proporciona una gama considerable de periodos para las estructuras hidráulicas. Esto incide en la eficiencia hidráulica pues normalmente se construyen estructuras sobredimensionadas que utilizan su máxima capacidad sólo hasta el final de su periodo de diseño, que puede ser de 20 a 25 años. Sin embargo, el costo de inversión de dichas estructuras debe ser sufragado por los usuarios actuales cuando queda claro que se beneficiarán más los usuarios futuros. Esta reflexión obliga a pensar en el criterio de la *modulación* de ciertas estructuras y a plantear la necesidad de utilizar periodos de diseño acordes con los requerimientos actuales y de corto plazo, así como llevar a cabo la planeación de la infraestructura indispensable a mediano plazo. Este aspecto será tratado también en el capítulo siguiente.

Los elementos que inciden en la búsqueda de mayor eficiencia hidráulica involucran también aspectos del diseño de las estructuras hidráulicas.

*Los factores de fricción* utilizados en tuberías, conocidos como la "n" de Manning, la "f" de Darcy-Weisbach o la "C" de Hazen-Williams son parámetros que afectan directamente el valor de las pérdidas de carga por fricción. Sin embargo, sólo la f depende de la velocidad y viscosidad del flujo y de la rugosidad relativa; en los otros dos casos, es común que se diseñe con un solo valor que depende del material de la tubería, independientemente del diámetro de éstas y sus condiciones hidráulicas de operación; adicionalmente, es común que no se revise el cambio en la rugosidad del material al cabo de los 3, 5 ó 10 años de operación, tiempo en el que normalmente no se da mantenimiento alguno. El cuestionamiento es mayor puesto que el valor de diseño seleccionado puede ser inadecuado ya que éste se obtiene de tablas simplificadas.

En todo caso, las pérdidas de carga deben, a juicio personal, obtenerse mediante la ecuación de Darcy-Weisbach, evitando el uso de las ecuaciones de Hazen-Williams o Manning, puesto que éstas subvalúan o sobredimensionan el valor de las pérdidas de carga, con

el consiguiente error en la determinación del diámetro requerido de las tuberías y la potencia de los equipos electromecánicos. Este tema será tratado con detalle en el capítulo IV.

Otro aspecto que incide en la eficiencia hidráulica es el uso de los coeficientes de variación diaria y horaria. Estos coeficientes deben obtenerse de la medición adecuada y continua de las fluctuaciones de la demanda de agua durante el día y en las horas pico. Sin embargo, es común utilizar valores de 1.2 y 1.5, respectivamente. Otro atenuante es que, por la norma mexicana [Normas SAHOP, 1976], [Lineamientos CNA, 1992], el coeficiente de variación diaria debe utilizarse en el diseño de la captación, conducción y regularización del agua, mientras que el coeficiente de variación horaria debe utilizarse en el diseño de las redes hidráulicas. Ambos elementos deben ser tomados con reserva, por la simplificación que involucra considerar un valor fijo y con relación a las recomendaciones de la norma, el gasto de diseño de cada componente depende de factores que están ligados con el tamaño de la población, el tipo de estructura que recibe los caudales antes y después de la conducción así como las consideraciones específicas del proyecto. Este punto también será tratado en el capítulo IV.

Por su parte, *los fenómenos transitorios*, si bien ya han comenzado a ser estudiados con detalle, todavía no existe una normatividad que exija analizarlos minuciosamente en el diseño de los componentes del sistema hidráulico. En efecto, los fenómenos de golpe de ariete y separación de la columna líquida en tuberías, la cavitación en bombas y accesorios de control, los vórtices en cárcamos de bombeo y la resonancia en equipos electromecánicos, se tratan con demasiada ligereza, siguiendo recomendaciones más cualitativas que como resultado de un análisis hidráulico y electromecánico cuantitativo.

Estos aspectos deben ser estudiados ampliamente, lo que exige ahondar en temas que bien pueden merecer extenderse en un trabajo independiente de éste. A continuación se describen los aspectos más relevantes y los efectos que dichos fenómenos causan al no considerarlos en el diseño hidráulico.

El golpe de ariete se genera por el paro momentáneo de los equipos de bombeo, situación que da lugar a que se produzca en primera instancia un descenso en la carga piezométrica de operación normal hasta presiones manométricas negativas -fenómeno conocido como depresión- y posteriormente a un incremento de presión por encima de la de operación normal -sobrepresión-. Ambos fenómenos se producen en cuestión de segundos y generan los siguientes problemas [Chaudhry, 1979]:

- Incremento de tensiones en la tubería y posible falla de ésta

- Separación de la columna líquida por presiones negativas
- Rotación inversa del equipo de bombeo por efecto del regreso de la onda con velocidades angulares mayores a la de diseño del equipo
- Desgaste de las piezas especiales

Pese a lo anterior, algunas instancias relacionadas con el agua en el país aceptan como válido el diseño de las líneas de conducción con expresiones simples que datan de principios de siglo (fórmula de Joukowsky en 1897 y Allievi en 1902) siguiendo las normas establecidas en 1976 [Normas SAHOP, 1976] que consideran que el 80% de la sobrepresión del golpe de ariete bien puede ser absorbido por una válvula de alivio y la tubería debe tener una resistencia para la presión en operación normal más el porcentaje restante de la sobrepresión (20%). En dichas normas no se aborda nada respecto al fenómeno de separación de columna por presiones negativas. Para evitar este fenómeno y lograr un buen diseño de las estructuras de alivio, se recomienda consultar las referencias siguientes: Chaudhry (1979), Guarga et.al. (1985).

Por su parte, la cavitación en bombas es un tema poco estudiado en el medio. En general, este fenómeno se asocia con la sumergencia o carga de succión neta de las bombas en los cárcamos, conocida como NPSH disponible (del inglés *Net Positive Suction Head*), la cual debe ser mayor a una carga de succión mínima requerida, conocida como NPSHreq y proporcionada por los fabricantes de bombas para evitar la cavitación. Derivado de una investigación bibliográfica efectuada con anterioridad [Rojas O, 1989] es posible afirmar que, aún si se diseña para cumplir el requisito anterior ( $NPSH_{disp} > NPSH_{req}$ ), la cavitación se origina por:

- Problemas locales de presión causados por la existencia de accesorios o dispositivos en la tubería de succión que afectan al flujo hacia la bomba (codos, válvulas, mala alineación y otros);
- Inadecuado diseño de los impulsores de la bomba o de la curvatura de la voluta de la carcasa;
- Operación a gastos muy por debajo del nivel de operación normal (gasto de diseño) o por el contrario, por operación a gastos mucho mayores a éste.

Por ello, no es condición suficiente verificar la carga de succión ya que debe tenerse cuidado en la selección del equipo de bombeo y de piezas especiales cercanas que puedan generar patrones de flujo inestables.

Los problemas que genera la cavitación son [Knapp, Daily & Hammit, 1970]:

- Ruido y vibración de los equipos electromecánicos
- Descenso en las curvas de carga-gasto H-Q y baja eficiencia
- Erosión (*pitting*) y posible perforación de los álabes del impulsor y carcasa de la bomba, que amerita la sustitución de los equipos.

El cálculo de la  $NPSH_{req}$  puede obtenerse a partir de la ecuación de balance de energía, considerando que este principio es válido mientras no se produzca el inicio de la cavitación, pues a partir de entonces, el flujo es bifásico (estado líquido y vapor). La mecánica del medio continuo, en la que se basa la expresión de balance de energía de Euler y, más simplificada aún, la expresión de Bernoulli, no permiten un análisis para flujo bifásico, es más, se arriba a expresiones inadecuadas, que desvirtúan la interpretación del fenómeno, como ha sido expuesto en un trabajo previo [Rojas O, septiembre, 1989].

Por lo anterior, es necesario recurrir a expresiones experimentales para verificar la curva característica de  $NPSH_{req}$  de las bombas así como sus niveles de operación permisibles. La limitación de dichas expresiones se debe, fundamentalmente, a que los resultados son en su mayoría obtenidos en modelos físicos, hidráulicos, y no en prototipos (obviamente por el costo que esto representaría). Las leyes de similitud tampoco son aplicables a este fenómeno y por ello, el inicio y la formación de cavidades de vapor, la extensión del vapor dentro de los impulsores, los efectos de la velocidad de rotación de las bombas y el tiempo en el que viajan las burbujas de vapor entre los álabes, no pueden ser extrapolados, lo que genera que, por lo general, se considere un factor de seguridad para prototipos. Se recomienda, para mayor información, consultar las siguientes referencias [Yedidia, 1980], [Pérez F, 1986], [Rojas O, enero 1989], [Rojas O, septiembre 1989].

Como se comentó, los efectos de operar las bombas con gastos muy por debajo o por encima del gasto de diseño propician también el inicio de la cavitación. La importancia de este último punto se relaciona más con aspectos de operación que del diseño de la estructura.

La eficiencia hidráulica se ve también afectada por un problema que involucra el diseño y operación del sistema de distribución mediante el sistema de bombeo directo a la red, que en el presente trabajo se denomina sistema de presión variable, anteriormente descrito como causante del incremento de fugas de agua. Este criterio fue propuesto hace algunos años en el país y existen

sistemas de agua construídos con este diseño; su fundamento básico es que resulta más económico que el esquema de bombeo a tanques de regulación y de éstos a la red de distribución (**sistema de presión fija o constante**). En efecto, los *costos de inversión* del sistema de presión variable son mucho menores que los del sistema de presión constante pues no se requiere de tanques de regulación para la distribución del agua; sin embargo, los *costos de operación y mantenimiento* pueden ser sustancialmente mayores en el primer caso que en el segundo debido a un incremento considerable en el consumo de energía eléctrica, independientemente de que sea un esquema que genera problemas de operación. En efecto, la red primaria está expuesta no sólo a las variaciones de presión por efecto de variaciones en el consumo diario, sino también a pulsaciones y fluctuaciones de presión por efecto del inicio y paro de los equipos de bombeo. Estos efectos transitorios generan sobrepresiones, presiones negativas, fugas y eventualmente ruptura de tuberías.

Al no existir un control en las horas de bombeo, este sistema propicia en adición que se den frecuentemente bombeos a gasto nulo cuando las redes se encuentran saturadas, lo que genera costos adicionales e innecesarios en energía eléctrica; por su parte, debido a las prácticas comunes en la operación de estos sistemas, se bombea el gasto máximo horario directo a la red y al usuario y no se bombea el gasto máximo diario que es común en el sistema de presión constante. Esta práctica, para asegurar presiones y caudales en zonas alejadas, incrementa en un 35% a 50% los costos de energía eléctrica.

Otra consecuencia del sistema de presión variable se suscita al ampliar la cobertura de la red primaria pues es frecuente que no se tengan análisis hidráulicos del funcionamiento del sistema o zona de presión con la ampliación de la red, lo que obliga a que, en el afán de que las nuevas zonas cuenten con presión suficiente, se bombee sin conocer con precisión el área de servicio eficiente, ya que se modifica el comportamiento de la red.

Además del problema de operación y uso ineficiente del esquema de presión variable, esta alternativa no necesariamente es la más económica si se analizan los sistemas de presión variable y presión constante bajo el criterio de *Valor Presente Neto*. Para ello, se programan los costos de inversión y costos de operación durante el periodo de diseño y se traen a valor presente (año 0) con una tasa de descuento, y se elige la opción de menor valor. De acuerdo a este planteamiento, es muy probable que la alternativa de presión constante sea más económica y además existirá mejor operación del sistema. En este sentido, debe tenerse cuidado al analizar los costos de inversión y operación de estas alternativas pues en casos remotos sería probable que el análisis económico indicara, equivocadamente, que la opción de presión variable es más económica, situación generalmente producida por no considerar todos los insumos y costos asociados a este sistema, como es el costo de

rehabilitar con mayor periodicidad las redes de agua por efecto de las fugas y el costo asociado a la pérdida de un volumen de agua, que se traduce como una pérdida de ingresos del organismo encargado de los servicios de agua.

Un punto importante en el mejoramiento de la operación de los sistemas de abastecimiento es el trazado y esquema de las redes primarias. Se ha comprobado que las redes abiertas, utilizadas muy a menudo en zonas rurales e industriales, son más económicas que las redes cerradas. Sin embargo, las primeras no permiten el control uniforme de presiones y propician que en los puntos finales se sedimenten partículas, además de que existe mayor probabilidad de corrosión en las tuberías pues el agua puede tornarse más agresiva.

Los problemas de construcción asociados a la instalación incorrecta, suministro de materiales inadecuados, falta de control y de supervisión calificada, incrementan aún más los problemas de funcionamiento hidráulico de los sistemas.

Finalmente, la falta de personal calificado, la ausencia de equipos de detección y control de fugas, falta de manuales de operación, de planos actualizados y el descuido en el mantenimiento -que deja de ser preventivo para devenir en correctivo- son el punto culminante de serios problemas que inciden directamente en la eficiencia hidráulica deseada.

### II.3 PERSPECTIVAS

Es cada vez más evidente la escasez de recursos naturales, los problemas de contaminación que enfrenta la humanidad y el incremento en los costos de inversión y operación para brindar un adecuado servicio en el suministro de agua. Por ello, la orientación y perspectivas de la ingeniería hidráulica deben encaminarse hacia la maximización de los aprovechamientos hídricos y la optimación de la infraestructura hidráulica instalada y proyectada. La búsqueda de mayor eficiencia hidráulica en sistemas de abastecimiento de agua potable tiene como objetivo lograr ambos aspectos. De esta manera, los temas tratados en la sección anterior, serán desarrollados con mayor detalle en los capítulos posteriores, buscando los objetivos siguientes:

- Minimizar aprovechamientos excesivos del agua por errores y conceptos dogmáticos en la planeación y diseño.

- Reducir el volumen de agua que, una vez captada, se pierde como resultado de diseños hidráulicos que incrementan la probabilidad de fugas por problemas constructivos y por mala operación de los sistemas;
- Cuestionar ciertos criterios actuales y algunos parámetros utilizados comúnmente, cuyos valores afectan directamente las inversiones programadas y que, si están bien definidos, generan beneficios económicos adicionales como producto de la disminución de costos de capital y de operación de los sistemas y, en su caso, por el incremento de agua vendida.

La reducción de las pérdidas físicas y el impacto económico que esto representa ejemplifican mejor los postulados anteriores. A falta de resultados en el medio mexicano, a continuación se describen los obtenidos en la Unión Americana y Canadá.

El programa realizado en el sistema de agua de Westchester, Nueva York [Moyer, 1985], logró disminuir el volumen de ANC del 29.5% al 16.3% en un periodo de 6 años con una relación de beneficio/costo de B/C = 1.7, habiendo sido muy exitosa la primera investigación con un B/C = 2.15 [tablas 2.5 y 2.6].

T A B L A 2.5  
RESULTADOS DEL PROGRAMA DE DETECCION DE FUGAS EN EL  
SISTEMA DE WESTCHESTER JOINT WATER WORKS, N.Y.  
(50,000 HABITANTES)

AÑOS DE INVESTIGACION	NUMERO DE FUGAS DETECTADAS	CAUDAL AHORRADO Mill m3	BENEFICIOS DEL CAUDAL AHORRADO (Dolares Amer.)	COSTO PROGRAMA DETECC. FUGAS (Dolares Amer.)	RELACION Benef/Costo
1975-1976	182	5.09	212,689	98,519	2.16
1977-1978	179	2.71	99,350	75,650	1.31
1979-1980	137	2.66	89,375	64,883	1.38
1975-1980	498	10.46	401,414	239,052	1.68

T A B L A 2.6  
BENEFICIOS Y COSTOS POR CADA FUGA DETECTADA EN WESTCHESTER, N.Y.

COMPONENTES DEL SISTEMA	AÑOS 75-76		AÑOS 77-78		AÑOS 79-80	
	BENEFICIO (Dolares Amer.)	COSTO	BENEFICIO (Dolares Amer.)	COSTO	BENEFICIO (Dolares Amer.)	COSTO
Hidrantes	404	363	136	301	153	339
En Serv. Usuario	1149	287	950	245	1147	290
En Obras de Cabeza	1369	880	969	742	1361	942
En las redes	3704	822	2699	899	2274	823
Falsas Fugas	0	970	0	464	0	410
Otros	0	232	0	242	0	305
Total (Prom.Pond.)	1168	541.	555	423	652	474

Del mismo modo, en el programa de reducción de fugas efectuado en la ciudad de Louisville Ky, USA, a lo largo de 17 años, se obtuvo muy buena rentabilidad, con una relación de beneficio/costo de 5.0 (tabla 2.7).

T A B L A 2.7  
RESULTADOS DEL PROGRAMA DE DETECCION DE FUGAS EN EL  
SISTEMA DE LOUISVILLE WATER COMPANY, KY.  
(800,000 HABITANTES)

AÑOS DE INVESTIGACION	NUMERO DE FUGAS DETECTADAS	CAUDAL AHORRADO Mill m3	BENEFICIOS DEL CAUDAL AHORRADO (Dolares Amer.)	COSTO PROGRAMA DETECC. FUGAS (Dolares Amer.)	RELACION Benef/Costo
1964-1980	1764	68.64	8,500,000	1,700,000	5.00

Resultados también favorables se obtuvieron en la ciudad de Boston [Speranza, 1992], que en 1976 suministraba 6,570 l/s y en 1991 4,560 l/s, como producto de la disminución del ANC del 50% al 26%. Sus perspectivas económicas son recuperar un monto de seis millones de dólares en los próximos cinco años.

La ciudad canadiense de Quebec [AWWA, 1987] producía en 1974 un volumen de 2190 l/s y en 1977 produjo 1830 l/s, como consecuencia de haber disminuido sus pérdidas del 40% al 24% en solo 4 años, pese a que la población servida se incrementó en un 10%.

A juicio personal, las propuestas planteadas persiguen beneficios ecológicos y financieros, como resultado de la aplicación de diversos criterios hidráulicos encaminados a disminuir el desperdicio del agua y la reducción de costos operacionales.

### III. ELEMENTOS DE PLANEACION

En el capítulo anterior se expusieron las limitaciones que conlleva la determinación de la población a partir de la utilización indiscriminada de métodos estadísticos sencillos, sin que exista mayor análisis de las tendencias, perspectivas de desarrollo y crecimiento económico. Asimismo, la dotación de agua per cápita obtenida de manuales repercute en diseños sub o sobredimensionados. Las demandas de agua se han obtenido tradicionalmente de la multiplicación de la población por una dotación per cápita. Este criterio fue propuesto por primera vez en 1897 en Baltimore, USA, en el cual se especificaba no exceder de 150 galones per cápita diarios (568 l/hab/día) [Boland, 1985]. Sin embargo, allá por 1926, Leonard Metcalf destacaba el efecto y la variación en las dotaciones unitarias, siendo el primero en introducir el concepto empírico de la elasticidad del precio del agua, es decir, que los consumos de agua dependan no sólo de la magnitud de la población, sino también del precio del agua.

En este capítulo se presenta una metodología para el cálculo de la demanda de agua a partir de los consumos reales de agua por tipo de usuario más las pérdidas físicas de cada sistema de abastecimiento en particular.

Existen otros criterios recientes y poco difundidos. Se plantean modelos econométricos y estocásticos basados en la correlación múltiple de variables climáticas y socioeconómicas, que permiten pronosticar la variación en el consumo de acuerdo a políticas restrictivas o bien, a fuertes fenómenos meteorológicos.

Finalmente, se discuten los periodos de diseño recomendados en la diversa literatura técnica, la importancia y las implicaciones económicas de su selección inadecuada.

#### III. 1. CONSUMOS UNITARIOS, PERDIDAS FISICAS Y DOTACION

El consumo unitario es un concepto que representa el consumo satisfecho y real de cada tipo de usuario. Se obtiene a partir de los pasos siguientes.

- Seleccionar los predios o zonas en las que existe un servicio continuo de agua sin problemas de presión en la red,

clasificando a éstos de acuerdo al grupo de usuarios al que pertenecen. Es importante que exista medición completa en toda la zona o predio elegido. Esta muestra seleccionada puede considerarse representativa de un servicio con un consumo satisfecho. Seleccionar en estas zonas a aquellos usuarios que registren consumos constantes a lo largo de su historial.

- Verificar en campo que los medidores de los usuarios seleccionados funcionen adecuadamente. De ser posible, comprobar su consumo con algún dispositivo temporal con el objeto de asegurar que el medidor no registre errores considerables.
- Determinar el Consumo Unitario por tipo de usuario, de acuerdo con la unidad más conveniente. Se recomienda utilizar los siguientes grupos de usuarios.

Consumo Doméstico -----	l/hab/día
Consumo Comercial -----	l/com/día
Consumo Industrial -----	l/ind/día
Consumo Turístico -----	l/cuarto/día
Consumo Serv. Público -----	l/serv pub/día

En la medida de que los consumos por tipo de usuario sean significativos con respecto al total, las categorías pueden subdividirse. Si este fuera el caso, se recomienda clasificar el consumo doméstico en popular, medio y residencial; el comercial en alto y bajo; el industrial dependiendo de los tipos de industria que existan en la zona (textiles, cementeras, etc); el turístico por la categoría de los hoteles en turismo medio y gran turismo. Rara vez se justifica dividir los servicios públicos puesto que representan consumos menores del 5% del total.

Con esta información, en condiciones óptimas y cumpliendo con los requerimientos para lograr la satisfacción del servicio, el consumo total del sistema se obtiene como la sumatoria del producto de los consumos unitarios por tipo de usuario por el número total de éstos.

El procedimiento anterior describe la forma correcta de determinar los consumos unitarios, entendidos éstos como representativos de consumos satisfechos. Lo anterior cobra importancia pues en el diagnóstico efectuado por entidades federales a los sistemas de agua potable en los años de 1990 a 1992, se estimaron los consumos unitarios de diversas ciudades de la república mexicana. Sin embargo, en algunos casos, se detectó que los consumos unitarios se obtuvieron de la simple división de los consumos registrados en el histograma de consumos entre el número total de usuarios. El error

en este procedimiento consiste en que, en el registro de consumos totales por tipo de usuario, se incluyen normalmente los consumos medidos más los consumos hipotéticos asignados a los de cobro por cuota fija. Por lo tanto, la obtención del consumo unitario a partir de dichos registros no es adecuada, ya que se desvirtúa el análisis en la medida que el número de usuarios de cuota fija es significativo; en la mayoría de los casos de cuota fija se subvalúa el consumo real de agua, en virtud que el usuario que no es medido es menos cuidadoso.

En ciudades donde no se cuente con suficiente medición, se recomienda seleccionar una muestra representativa de cada tipo de usuario y asumir que el consumo unitario obtenido es el promedio de cada sector. Para ello, es necesario seguir las expresiones de la inferencia estadística y seleccionar el tamaño de la muestra asociada con un intervalo de confianza, que puede ser del 90%.

Puede suceder que la ciudad tenga un porcentaje de medición muy bajo, por ejemplo menor al 25% del total de tomas instaladas, en cuyo caso se recomienda seguir las siguientes alternativas:

- Instalar medidores en zonas estratégicas como parte del tamaño de la muestra y medir periódicamente por un lapso no menor de seis meses.
- Recopilar información de consumos unitarios obtenidos en ciudades con características socioeconómicas y climáticas similares que además cuenten con un padrón de usuarios confiable y buen porcentaje de medición.

En relación al punto anterior, en la tabla 3.1 se presenta la relación de ciudades de México con sus respectivos consumos unitarios, en las cuales existe buen porcentaje de medición, lo que permite disminuir el error de considerar a los usuarios de cuota fija para la obtención del consumo unitario.

Con base en dicha tabla, se puede afirmar lo siguiente :

- Los consumos unitarios del sector doméstico oscilan entre 120 l/hab/día y 260 l/hab/día;
- Los consumos unitarios comerciales más comunes fluctúan entre 1,320 l/com/día a 4,000 l/com/día;
- Los consumos unitarios industriales dependen del tipo de industria y no es posible acotar a un valor representativo.

Tabla 3.1

LOCALIDAD	Consumo doméstico l/hab/día	Consumo comercial l/com/día	Consumo industrial l/ind/día
Aguascalientes, Ags.	159.0	1,450	1,957
Mexicali, B.C.	171.0	3,588	20,998
Hermosillo, Son.	267.0	4,067	14,272
Mazatlán, Sin.	162.0	1,822	17,284
Cuahtémoc, Chih.	154.0	2,130	12,130
Cd. Juárez, Chih.	197.0	6,806	30,800
Culiacán, Sin.	157.0	4,350	6,156
Colima, Col.	162.0	1,408	1,801
Zihuatanejo, Gro.	156.0	3,033	1,840
Acapulco, Gro.	189.0	2,837	2,500
León, Gto.	120.0	1,317	3,419
Irapuato, Gto.	155.0	765	717
Actopan, Hgo.	120.0	13,630	23,315
Cuernavaca, Mor.	272.0	2,259	3,923
Cd. Valles, SLP.	182.0	2,513	3,665
Matehuala, SLP.	126.0	1,314	24,900
San Luis Potosí, SLP	159.0	1,900	4,850
Guaymas, Son.	191.4	1,915	44,718
Reynosa, Tamps.	174.0	2,037	13,492
Tampico-Madero, Tamps.	179.5	1,671	12,528

Fuente: Recopilación de los Estudios de Factibilidad efectuados por CNA, 1990-1992.

Es preciso destacar que la obtención precisa de los consumos requiere de un trabajo constante. Los resultados de la tabla 3.1 son de los que se dispone en el medio mexicano, aunque puede existir alguna imprecisión asociada a la falta de mantenimiento y chequeo de los medidores instalados, pues son raros los organismos operadores que llevan a cabo la revisión periódica de éstos. Es muy recomendable que las instancias encargadas de los servicios de agua de cada ciudad lleven a cabo acciones encaminadas a mejorar la información existente de consumos, situación que permitirá la toma de decisiones acertada y diseños hidráulicos más confiables.

### III.1.1 Los consumos en México con relación a otros países

En el caso específico del consumo doméstico en México, el promedio per cápita de la tabla 3.1 es muy razonable si se compara con el consumo promedio doméstico típico de la Unión Americana [Metcalf & Eddy, 1991] que es de 226 l/hab/día.

Adicionalmente, en la tabla 3.2 se presenta el reporte de consumos domésticos evaluados en diferentes ciudades del mundo [BIRF, 1983]. Con base en estos resultados, es posible caracterizar los rangos de consumo de los usuarios domésticos de acuerdo a su nivel socioeconómico (tabla 3.3).

Tabla 3.2

Consumos unitarios domésticos (l/hab/día)			
Localidad	País	Consumo Unitario	Año
Kathmandu	Nepal	96	1973
Cairo	Egipto	157	1966
		181	1976
Puerto Said	Egipto	127	1966
Provincias centrales	Egipto	39 a 149	1978
Provincias centrales	Lesoto	107 a 158	1977
Estambul	Turquía	119	1976
Lima	Perú	212	1980
Santa Cruz	Bolivia	124	1981
Sucre	Bolivia	98	1981
Camiri	Bolivia	137	1982
París	Francia	143	1948
		159	1978
Ciudad Cabo	Sudáfrica	140	1978
Amsterdam	Holanda	91	1948
		123	1978

Fuente: Agua Potable y Saneamiento en países en desarrollo, BIRF, 1983

Tabla 3.3

Resumen por categorías del consumo unitario doméstico (l/hab/día)		
Nivel socioeconómico	Descripción	Rango de consumo
Alto	Departamentos lujosos que cuentan con 2 o más baños y con 3 o más tomas de agua. Casas independientes con jardín.	150 a 260
Medio	Casas y departamentos con un solo baño como mínimo y 2 tomas de agua.	110 a 160
Bajo	Departamentos de interés social, vecindades y baños compartidos.	55 a 70

Fuente: BIRF, 1983, basado en resultados en 10 ciudades de 7 países

De lo anterior se concluye que el consumo doméstico promedio de México es adecuado; no se justifica proponer, para fines de proyección de la demanda, consumos domésticos mayores. En todo caso, con acciones encaminadas a la conservación del recurso, es posible disminuir éste, como se describe más adelante.

Los consumos unitarios comerciales e industriales son variables dependiendo del grado de actividad económica de la zona urbana, del precio del agua y de la existencia o no de aprovechamientos de agua independientes. Los consumos unitarios de éstos deben ser medidos por cada organismo operador en cada predio comercial y/o industrial, independientemente de la capacidad de pago de éstas.

Para que los organismos cuenten con referencias para detectar de manera indirecta las fugas de agua, o bien, errores en la medición, las tablas 3.4 y 3.5 [Metcalf, 1991], [BIRF, 1983], presentan los consumos típicos por tipo de comercio e industria en países industrializados y en vías de desarrollo.

Tabla 3.4

Consumos unitarios comerciales típicos (l/unid/día)			
Usuario	Unidad	Intervalo	Típico
Aeropuerto	pasajero	15 a 19	11.5
	Taller de automóviles	empleado	49.0
	vehículo atendido	30 a 56	38.0
Tienda comercial	sanitario	1500 a 2200	2000.0
	empleado	30 a 45	38.0
Hotel	huésped	151 a 227	189.0
	empleado	30 a 49	38.0
Motel	huésped	95 a 151	132.0
Lavandería automática	máquina	1500 a 2460	2000.0
Oficinas	empleado	30 a 76	57.0
Sanitario Público	usuario	11 a 23	19.0
Restaurante (c/baño)	convencional	cliente	34.0
	comida rápida	cliente	23.0
	con bar y salones	cliente	11.0
Centro comercial	asiento	4 a 11	7.5
	estacionamiento	empleado	30 a 49

Fuente: Metcalf &amp; Eddy, 1991.

Tabla 3.5

Consumos unitarios industriales típicos			
Usuario	Unidad	Típico m <sup>3</sup> /unidad BIRF, 1983	Típico m <sup>3</sup> /ton Metcalf, 1991
<b>MATERIALES</b>			
Acero	tonelada	10 a 300	
PULPA Y PAPEL			
Papelera	tonelada	100 a 500	110 a 145
Pulpa de madera	tonelada	30 a 850	225 a 720
Curtiembre	100 m <sup>2</sup>	5 a 350	
<b>COMIDA Y BEBIDAS</b>			
Productos de leche	m <sup>3</sup>	4.5	9 a 18
Whisky	m <sup>3</sup>	70	54 a 70
Cervecería	m <sup>3</sup>	10 a 15	9 a 15
Panadería	tonelada	2 a 5	2 a 4
<b>TEXTILES Y LIMPieza</b>			
Tintorería	tonelada	10 a 250	27 a 55
Lavandería	ton. ropa lavada	30 a 50	
<b>QUIMICOS</b>			
De ácido sulfúrico	tonelada	3 a 20	7 a 9
Petrolera	m <sup>3</sup>	7 a 34	
<b>ENERGIA</b>			
Generación de energía eléctrica	tonelada de carbón quemado	450	
<b>ENLÁTADOS</b>			
Chicharos (arvejas)			45 a 64
Duraznos y peras			14 a 18
Frutas y vegetales			4 a 32

Fuente: BIRF, 1983 y Metcalf &amp; Eddy, 1991.

### III.1.2 Acciones para disminuir el consumo de agua

Es posible alcanzar consumos menores en la población servida. Si se asume que la demanda de agua se obtiene a partir de los consumos y las pérdidas físicas, se concluye que el ahorro de agua se puede

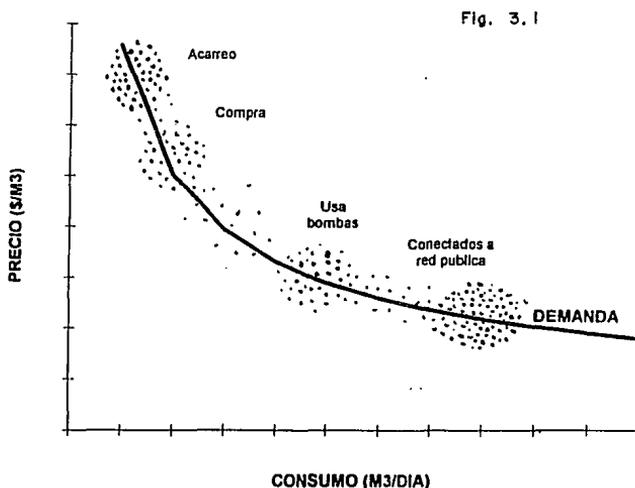
dar con base en la reducción de las pérdidas y del consumo unitario satisfecho. En esta sección se presenta la reducción de los consumos, bajo dos tipos de acciones.

#### A. El ahorro de agua como proceso de políticas tarifarias

Se puede lograr una disminución en el consumo de agua bajo la óptica del criterio de escasez. En efecto, si los organismos operadores de sistemas de agua pretenden, a mediano plazo, lograr la autosuficiencia financiera y económica, es decir, tener la posibilidad de absorber todos los gastos de inversión, operación y mantenimiento, es necesario que las tarifas de agua reflejen un precio de venta factible de poder emprender todos los gastos antes señalados.

La programación del esquema tarifario debe obedecer a un estudio socioeconómico sobre el *costo marginal del agua* en las diversas categorías de los usuarios. Se requiere de la aplicación de encuestas en muestras representativas de cada tipo de usuario. En el caso de los domésticos, se debe abarcar aquellos con diferentes niveles de servicio: los que disponen de agua continuamente, los que reciben por turnos y los que no cuentan con servicio de agua domiciliario.

Con la información de la encuesta se obtiene la curva promedio de consumos de agua [BID, 1976] [BIRF, 1983] [figura 3.1], que los relaciona con el precio del agua y permite apreciar la paradoja de que el costo marginal, entendido como el costo de la última unidad consumida, es mayor en la población que no cuenta con el servicio, normalmente la de menores recursos económicos.



En efecto, la población sin servicios frecuentemente recurre a dos tipos de acciones:

- Compra bidones de agua a un costo por metro cúbico muy superior al costo por metro cúbico del agua que se cobra a los que reciben el agua intradomiciliaria.

- Dedicar buena parte del día al abastecimiento de agua, desde que se forma en las filas de los hidrantes públicos y durante el acarreo de las cubetas hasta su domicilio. Si se traduce el tiempo invertido en esta actividad en términos de un costo asociado al salario mínimo horario, se obtiene un equivalente de costo marginal por metro cúbico, que resulta muy superior al que paga quien obtiene el agua en su domicilio.

Del mismo modo, los usuarios de servicio intermitente también recurren a la compra de bidones para complementar su consumo.

Finalmente, los usuarios de servicio continuo son aquellos cuyo costo marginal es el más bajo de estas tres categorías.

Las curvas de demanda marginal indican que, en la medida que el consumo de agua por periodo de cada usuario aumenta más allá de sus requerimientos de consumo satisfecho, disminuye la cantidad que éste está dispuesto a pagar por un aumento adicional en su consumo. Con esta curva es posible determinar el valor de uso agregado del agua, es decir, el precio que el usuario está dispuesto a pagar por un consumo dado, a cambio de prescindir de él. En el caso del servicio continuo, la tendencia es que, ante un incremento tarifario, el usuario modifique sus patrones de consumo y los reduzca.

La experiencia demuestra que un incremento tarifario no puede ser aplicado sin que exista el soporte de un estudio de mercado y disposición social, política y económica. Este aspecto cobra mayor importancia en aquellas ciudades o países donde el abastecimiento de agua se ha convertido en una herramienta política que responde más a planteamientos populistas, ajenos al establecimiento de instancias descentralizadas, con capacidad jurídica y patrimonio propios.

#### *B. Programas de conservación y uso eficiente del agua*

La tendencia que muestran diversos países industrializados para reducir el consumo de agua en las ciudades, busca la disminución del consumo doméstico mediante la sustitución de los muebles sanitarios convencionales por otros de menor consumo. En efecto, un excusado convencional tiene una descarga de 12 a 16 litros por uso; del mismo modo, las regaderas convencionales utilizan, en promedio, un caudal de 20 litros por minuto. En 1986, se publicó en México la

Norma Oficial NOM-C-328/2-86 para la fabricación de excusados de menos de 6 litros de descarga. En términos generales, la propuesta para ahorrar agua en los domicilios se puede resumir a disponer de muebles sanitarios con las siguientes características [Barnard, 1990]:

Excusados	1.6 gal/descarga	=	6.05 lt/descarga
Regaderas	2.5 gal/min	=	9.46 lt/min
Fregaderos	2.5 gal/min	=	9.46 lt/min
Lavamanos	2.0 gal/min	=	7.57 lt/min
Mingitorio	1.0 gal/min	=	3.78 lt/min

Sin embargo, en el país se tuvieron problemas con el control de calidad de estos nuevos dispositivos [Sánchez, 1990], debido fundamentalmente a la inexperiencia de los fabricantes. En 1989 se desecharon, de una muestra aleatoria de 2000 excusados comercializados en el mercado, más del 50%. Lo anterior demuestra que la normatividad no garantiza por sí sola el buen resultado de lo que se pretende regular, pero que con el tiempo puede subsanarse, siempre y cuando la estrategia sea acertada.

Las acciones encaminadas a la conservación de los recursos hídricos pueden agruparse en 10 categorías, a saber [Dziegielewski & Boland, 1989]:

- a) programas de educación e información al público
- b) medición de las conexiones de agua
- c) disminución de la presión en los sistemas de agua
- d) cambio en las políticas tarifarias
- e) programas de racionalización de la oferta de agua
- f) restricciones para el uso del agua en jardines de las casas
- g) reuso y reciclaje del agua en industrias
- h) reuso y reciclaje del agua en comercios e instituciones
- i) reparación continua de fugas
- j) sustitución de muebles sanitarios.

A juicio personal, la reducción en el consumo de agua debe ser una medida posterior a la disminución del porcentaje de ANC, máxime cuando ésta última representa actualmente más del 40% del volumen total suministrado a las ciudades mexicanas.

### III.1.3 Determinación del volumen y porcentaje de pérdidas físicas

Es necesario determinar las pérdidas físicas en el sistema puesto que éstas deben sumarse al consumo total para determinar la demanda real de agua. La opción más segura es llevar a cabo un programa de

detección de fugas. Si no es posible contar con esta información, las pérdidas físicas del sistema (y también las no físicas) se pueden obtener de manera indirecta, como se describe a continuación.

Existe una propuesta para determinar las dos categorías del agua no contabilizada [Jeffcoate y Saravanapavan, 1989], que puede ser aplicada en los sistemas de agua potable de los países en vías de desarrollo. Dicha propuesta es la siguiente.

Determine el porcentaje de ANC. Posteriormente, si se compara el consumo satisfecho<sup>1</sup> con el consumo registrado en los histogramas que reporta el organismo operador, la diferencia entre ambos proporciona el volumen de las pérdidas no físicas en la red, que es una de las dos categorías del agua no contabilizada. En esta primera etapa, dado que se comparan consumos tomando en cuenta el total de usuarios registrados, no se incluye el volumen perdido por tomas clandestinas, el cual se contabiliza como pérdida física en esta aproximación. Por tanto, el porcentaje de pérdidas no físicas puede corregirse incorporando las pérdidas por tomas clandestinas una vez efectuadas las mediciones en la red y la actualización del padrón de usuarios, o bien una evaluación estadística sobre los asentamientos irregulares.

Las pérdidas físicas se obtienen como la diferencia del volumen de agua no contabilizada menos el volumen de pérdidas no físicas; por tanto, en ellas se incorpora el volumen por tomas clandestinas.

Obsérvese el siguiente ejemplo. En dos ciudades conurbadas del noreste mexicano, atendidas por un solo organismo, se tuvieron en 1990 los siguientes resultados:

Población total	=	431,280 hab
Hacinamiento	=	4.8 hab/toma
Número de tomas domésticas	=	83,664
Número de tomas comerciales	=	5,867
Número de tomas industriales	=	562
Cobertura de agua potable	=	93%

Consumo unitario registrado doméstico	=	179.4 l/hab/día
Consumo unitario registrado comercial	=	1671 l/com/día
Consumo unitario registrado industrial	=	12528 l/ind/día.

---

<sup>1</sup> Entiéndase como consumo satisfecho al obtenido a partir de consumos medidos en zonas de servicio continuo y adecuado.

Promedio anual del consumo doméstico	Promedio anual del consumo comercial	Promedio anual del consumo industrial
Miles de m3/mes	Miles de m3/mes	Miles de m3/mes
2,192.6	298.2	213.92

El consumo total registrado corresponde a la suma de consumos por tipo de usuario, o sea 2,704.72 miles de m3/mes. El volumen suministrado en promedio anual es de 4,992 miles de m3/mes. Por lo tanto, el porcentaje de agua no contabilizada es de ANC = 45.8 %.

Para determinar el porcentaje de pérdidas se procede de la siguiente manera: el 85% del total de usuarios tiene medición, de manera que del consumo de este grupo, entendido como representativo del consumo satisfecho, se obtiene un consumo unitario de 192 l/hab/día, lo que significa que en la práctica, al 15% restante, que además carece de medición, se le asigna un consumo menor al real tal que el promedio ponderado da 179 l/hab/día.

De esta manera, el consumo unitario obtenido de los usuarios con medición se aplica al total de usuarios registrados domésticos y se obtiene que el consumo satisfecho es:

$$[(192)(83,664)(4.8)(365)]/(12 \times 1000) = 2,345.27 \text{ miles de m3/mes}$$

Ahora bien, las pérdidas no físicas se obtienen como sigue

$$\% \text{ de Perd. no físicas} = 1 - 2192.6/2345.27 = 6.51 \%$$

Finalmente, las pérdidas físicas son el resultado de la diferencia entre el porcentaje de ANC y las pérdidas no físicas, esto es

$$\% \text{ de Perd. físicas} = 45.8 - 6.51 = 39.29 \%$$

Existe otro criterio propuesto [Rojas O., 1992] para determinar las dos categorías de agua no contabilizada, partiendo de los mismos conceptos de consumo satisfecho y producción de agua.

En efecto, una vez obtenido el consumo unitario para el sector doméstico (en l/hab/día), se multiplica este consumo unitario por

el total de la población (registrada o no en el sistema) y se obtiene el consumo total requerido para satisfacer las demandas de toda la población. Este segundo criterio considera que la población, independientemente de estar o no registrada, requiere abastecerse de agua, sea mediante norias particulares, pipas municipales o privadas, por medio de hidrantes públicos o bien mediante tomas clandestinas. De esta manera, si bien el consumo registrado es menor al valor obtenido con este nuevo criterio, su valor es el óptimo, el requerido; por ello, la diferencia entre el volumen de producción y el consumo requerido dan las pérdidas físicas en la red en condiciones de servicio a toda la población.

Las pérdidas no físicas, se obtienen como la diferencia del volumen de agua no contabilizada y el volumen de las pérdidas físicas.

Retomando el ejemplo anterior, se obtienen los siguientes resultados:

Consumo unitario satisfecho doméstico = 192 l/hab/día  
 Consumo total (100%) doméstico = 2,518 miles de m3/mes

Como el consumo comercial e industrial están, por lo general, al 100% de medición, los consumos satisfechos en estos dos rubros son iguales a los registrados; de esta manera, el volumen total consumido por toda la población debe ser

$$2,518 + 298.2 + 213.92 = 3030.12 \text{ miles m3/mes}$$

Las pérdidas físicas se obtienen entonces como la diferencia del volumen producido menos el consumido por el 100% de la población en situación de satisfacción, esto es:

$$\% \text{ de Perd. Físicas} = 1 - 3030.12 / 4992 = 39.30 \%$$

y las pérdidas no físicas son entonces:  $45.8 - 38.50 = 6.50 \%$ .

Los porcentajes son muy parecidos en este caso debido a que se tiene una cobertura de agua potable muy buena (93%) y el porcentaje de micromedición también es alto (85%), es decir, se mide el consumo del 78% de toda la población. La ventaja del segundo criterio es que no considera, como se hace en el primero, que el volumen de las tomas clandestinas sea contabilizado como pérdida física; por ello, es más recomendable.

Los resultados destacan que, para este caso, las pérdidas físicas son las más importantes y requieren de mayor atención.

Finalmente, la *dotación*, entendida como la producción unitaria, se puede obtener para cada tipo de usuario, o bien globalmente, a partir de la suma de los consumos unitarios más las pérdidas. La dotación es entonces variable, pues depende de la reducción o de mantener el porcentaje de pérdidas; por lo tanto, las proyecciones de demanda, como se ejemplifica en la siguiente sección, deben contemplarlo de esta manera.

### III.2 PROYECCION DE LA DEMANDA A PARTIR DE CONSUMOS

La determinación de la demanda actual de agua y la proyección de la demanda futura son importantes pues permiten identificar si el sistema de abastecimiento actual tiene déficit en el suministro de agua o también el año probable en el que el déficit se presentará. Con base en lo anterior, se programan las inversiones, acciones y obras hidráulicas.

Existen diversos factores que determinan el consumo total de agua de una zona urbana, que son:

- El tamaño de la comunidad
- La densidad del desarrollo
- El clima y las variaciones estacionales
- El nivel de desarrollo y el poder adquisitivo promedio de sus habitantes
- La capacidad de oferta del agua
- La disponibilidad a efectuar programas de conservación del agua
- El nivel y calidad de los servicios de agua en términos de coberturas, nivel de medición, cantidad de tomas clandestinas y calidad del agua.

Ahora bien, la demanda de agua depende tanto del consumo total como de las pérdidas en el sistema. A continuación se describen dos procedimientos para determinar la demanda de agua. Ambos procedimientos merecen una breve explicación en virtud de que en la literatura técnica consultada no existe la suficiente claridad en este aspecto y mucho menos en su aplicación práctica.

#### III.2.1 Población total y pérdidas físicas

Si en la proyección de la demanda se considera al total de la población, se deben utilizar exclusivamente las *pérdidas físicas*.

Con base en este criterio, en la *tabla 3.6* se presenta la proyección de la demanda de agua bajo dos escenarios posibles,

uno -optimista- que considera la disminución de las pérdidas físicas y el otro -desfavorable- que presupone que las pérdidas permanecen constantes en el tiempo. De esta manera, se puede concluir que, de prevalecer las pérdidas físicas en el sistema, será necesario disponer de nuevas fuentes de abastecimiento a partir del año 1994 para cubrir el déficit. Por el contrario, con el programa de disminución de pérdidas, asociada con una macro y micromedición confiable, es posible diferir la construcción de nuevas obras de infraestructura hasta el año 1998, con el consiguiente beneficio económico, mayor vida útil de las instalaciones, la conservación y uso eficiente del agua.

### III.2.2 Población servida y agua no contabilizada

Por otro lado, si se consideran sólo a los usuarios registrados, esto es, a la población servida, se deberá sumar el total del ANC a los consumos totales.

La diferencia entre el ANC y las pérdidas físicas son las no físicas, que involucran tres grandes rubros: tomas clandestinas, errores en la medición y falta de medición en los usuarios con cuota fija. De esta manera, si se considera el total de la población para fines de proyección de la demanda, se eliminan las tomas clandestinas. Al ser multiplicada esta población por el consumo unitario satisfecho, se eliminan los errores de medición. Por lo tanto, corresponde considerar al total del ANC.

En la tabla 3.7 se presenta el análisis efectuado a la misma población, con la diferencia sustancial de que se considera exclusivamente a la población registrada; por ello, las pérdidas que se suman al consumo total obtenido corresponden al porcentaje de ANC.

TABLA 3.6 PROYECCION DE DEMANDA DE AGUA POTABLE

CONCEPTO	UNIDAD	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
POBLACION TOTAL	hab	161,010	169,061	177,514	186,389	195,709	204,516	213,719	223,336	233,386	243,889
Consumo Doméstico	lps	357.8	375.7	394.5	414.2	434.9	454.5	474.9	496.3	518.6	542.0
COMERCIOS	com	1,182	1,217	1,254	1,292	1,330	1,377	1,425	1,475	1,527	1,580
Consumo Comercial	lps	37.2	38.3	39.5	40.7	41.9	43.3	44.9	46.4	48.1	49.7
INDUSTRIAS	com	136	139	-143	146	150	154	158	162	166	170
Consumo Industrial	lps	24.4	25.0	25.6	26.3	26.9	27.6	28.3	29.0	29.7	30.5
CONSUMO TOTAL	lps	419.4	439.0	459.6	481.1	503.7	525.4	548.1	571.7	596.4	622.2
Pérdidas físicas	%	35	31	27	26	25	22	20	20	20	20
DEMANDA C/ABAT. PERD.	lps	645.2	636.3	629.6	650.2	671.6	673.6	685.1	714.7	745.5	777.7
DEMANDA S/ABAT. PERD.	lps	645.2	675.4	707.1	740.2	775.0	808.4	843.2	879.6	917.6	957.2
SUMINISTRO ACTUAL	lps	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650
DOTACION EQUIV	l/hab/d	346.2	325.2	306.4	301.4	296.5	284.6	277.0	276.5	276.0	275.5

CONSUMOS UNITARIOS  
 Consumo unit doméstico 1/hab/d 192  
 Consumo unit comercial 1/com/d 2,720  
 Consumo unit industrial 1/ind/d 15,500

TABLA 3.7

## PROYECCION DE DEMANDA DE AGUA POTABLE

CONCEPTO	UNIDAD	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
POBLACION TOTAL	hab	161,010	169,061	177,514	186,389	195,709	204,516	213,719	223,336	233,386	243,889
Cobertura de A.P.	%	86%	88%	90%	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%
Consumo Doméstico	lps	307.7	330.6	355.0	393.5	413.2	431.8	451.2	471.5	492.7	514.9
COMERCIOS	com	1,182	1,217	1,254	1,292	1,330	1,377	1,425	1,475	1,527	1,580
Consumo Comercial	lps	37.2	38.3	39.5	40.7	41.9	43.3	44.9	46.4	48.1	49.7
INDUSTRIAS	com	136	139	143	146	150	154	158	162	166	170
Consumo Industrial	lps	24.4	25.0	25.6	26.3	26.9	27.6	28.3	29.0	29.7	30.5
CONSUMO TOTAL	lps	369.3	393.9	420.1	460.4	482.0	502.7	524.3	546.9	570.5	595.1
Agua No Contabilizada	%	43	38	33.5	29.5	28	26	24	24	24	24
DEMANDA C/ABAT. PERD.	lps	647.9	635.4	631.8	653.1	669.4	679.3	689.9	719.6	750.6	783.0
DEMANDA S/ABAT. PERD.	lps	647.9	691.1	737.1	807.8	845.6	881.9	919.9	959.5	1,000.9	1,044.0
SUMINISTRO ACTUAL	lps	650	650	650	650	650	650	650	650	650	650
DOTACION EQUIV	1/hab/d	347.7	324.7	307.5	302.7	295.5	287.0	278.9	276.4	277.9	277.4

Puede concluirse que ambos criterios proporcionan resultados similares y son la manera adecuada de realizar la proyección de la Oferta-Demanda de agua a las zonas urbanas a partir de consumos medidos y registrados. Las pequeñas diferencias año con año se deben a que, en el segundo criterio, la demanda de agua depende de la proyección efectuada sobre el crecimiento de la población servida (nivel de cobertura) y del abatimiento de las pérdidas no físicas. Esta metodología -con los dos criterios- desplaza aquella que prevaleció en el país hasta finales de los años noventa, en el sentido de considerar una dotación global obtenida de tablas simplificadas. En la sección dedicada a los periodos de diseño se ejemplifica el error que se comete al considerar una dotación imprecisa.

### III.3 CRITERIOS ALTERNATIVOS PARA LA PROYECCION DE LA DEMANDA

A partir de los avances tecnológicos de los años setenta y más aún, con la introducción de computadoras portátiles en la década de los ochenta, es posible afirmar que el pronóstico de las demandas de agua no deba ser el resultado único de la proyección de la población multiplicada por un consumo unitario constante, sino que adicionalmente se tomen diversos parámetros socioeconómicos y climatológicos, que inciden en el volumen requerido u ofertado. Bajo esta perspectiva, el consumo del usuario urbano dependerá de cuánto está dispuesto a pagar por el servicio de agua o de lo contrario, a prescindir de él; asimismo, el consumo puede variar de acuerdo a la capacidad de oferta de agua en situaciones climáticas extremas.

En esencia, los criterios se pueden dividir en dos:

- Modelos econométricos, basados en regresión múltiple de parámetros socioeconómicos y climatológicos.

- Modelos estocásticos a través de series de tiempo.

Para fines de planeación, la proyección de demandas de agua se realiza en periodos anuales, semestrales y posiblemente mensuales. Pese a que ciertos autores han intentado clasificar cada uno de estos criterios, ambos son igualmente aplicables, e incluso se puede obtener un modelo que los conjunte.

### III.3.1 Modelos Econométricos

En general, se plantea en estos modelos que el consumo por tipo de usuario sea función del precio del agua, de los ingresos por familia, del número de personas que habitan la vivienda y la disponibilidad de servicios básicos (electricidad, alcantarillado). Mediante la herramienta de regresión múltiple, es posible que, con base en los datos socioeconómicos, se determine el consumo de cada tipo de usuario. Se requiere entonces de un ajuste de regresión para los usuarios domésticos, otro para los comerciales, etc. En cada uno de los casos, es posible trazar la curva marginal de consumos, que agrupa por rangos a los usuarios con consumos similares.

Una propuesta como la antes descrita se presenta en la metodología presentada por el Banco Interamericano de Desarrollo [BID, 1976]. En este caso, la ecuación puede ser lineal (aditiva) o multiplicativa (que se linealiza mediante logaritmos) y se expresa de la siguiente manera.

$$Q = P^{\beta_1} I^{\beta_2} N^{\beta_3} A^{\beta_4} \quad (\text{multiplicativa}) \quad (3.1)$$

donde:

- Q : consumo de agua mensual [m3/mes]
- P : precio del agua o costo marginal [\$/m3]
- I : ingreso familiar [\$/mes]
- N : número de personas por familia
- A : disponibilidad de alcantarillado [binario, sí=1, no=0]
- β<sub>1</sub> : elasticidad-precio de la demanda [adim]
- β<sub>2</sub> : elasticidad del ingreso familiar [adim]
- β<sub>3</sub> : elasticidad del tamaño de la familia [adim]
- β<sub>4</sub> : elasticidad de la disponibilidad de alcantarillado [adim]

La información que permite conocer el consumo de agua bajo estas consideraciones presupone efectuar un amplia encuesta en sectores socioeconómicos distintos para obtener la curva marginal de consumos, como se explicó anteriormente [figura 3.1]. De esta

manera, es posible determinar el peso que representa cada una de las variables, el cual se refleja en el valor que asumen los coeficientes de elasticidad. En una localidad específica, se puede determinar el efecto en el consumo que causaría un incremento en el precio del agua, o bien, la instalación de alcantarillado sanitario en sectores sociales marginados. De esta manera, se proyecta la disminución o el incremento en el consumo durante un periodo específico.

A partir de este criterio se pueden obtener *consumos unitarios variables* en el tiempo y el concepto de consumo satisfecho estaría ahora asociado a la capacidad de pago de los usuarios, al valor agregado del agua y a la capacidad de oferta, que involucra la factibilidad económica y las políticas tarifarias por establecer.

Con base en estas consideraciones, a continuación se describen algunos modelos utilizados, presentando sus resultados y limitaciones.

Se han propuesto modelos aditivos y multiplicativos para pronóstico del consumo [Morgan & Smollen, 1976] a partir de correlacionar el precio del agua, el ingreso familiar y el clima. La modelación consiste en tomar datos del precio del agua e ingreso familiar anuales. El clima es función de la temperatura mensual promedio, de la información de precipitaciones y evaporaciones mensuales. Sin embargo, estos modelos, aplicados a un par de ciudades estadounidenses, proporcionaron un bajo coeficiente de correlación, siendo éste  $R^2 = 0.68$ , que mide la bondad del ajuste.

Por su parte, la Armada de la Unión Americana utiliza diferentes modelos de acuerdo al tipo de usuario, integrados en el paquete IWR-MAIN, para proyecciones a largo plazo (mensuales, anuales) y a corto plazo (diarias, semanales) basados en registros de por lo menos cinco años. Estos pueden ser de la localidad específica o, si se carece de ellos, existe la opción de tomar parámetros de la base de datos a nivel nacional, de acuerdo al tamaño de la localidad y el nivel de desarrollo de ésta [Maddaus, 1987], [Dziegielewsky & Boland, 1989]. En este caso, las proyecciones a largo plazo (meses, años) requieren de las variables demográficas, socioeconómicas y meteorológicas enunciadas antes, además del valor o precio de las viviendas y si existen programas de conservación de los recursos hidráulicos en la localidad estudiada. Esta última variable está siendo tomada en cuenta a partir de 1980, en virtud de que antes de dicho año se carecía de programas de disminución de pérdidas y uso eficiente del agua. Sin embargo, los resultados aplicados en una regionalización de la Unión Americana reportan que esta variable incide en el consumo de agua sólo en casos aislados [Nieswiadomy, 1992].

El paquete IWR ha sido aplicado en 57 diferentes áreas de la Unión Americana a lo largo de 20 años de análisis, los cuales han servido

para calibrar el modelo. En esta perspectiva, el consumo de agua aumenta con el incremento en el ingreso familiar y el valor de las viviendas, y disminuye con el aumento en los precios del agua y saneamiento y con los programas de conservación. En el caso de los usuarios no domésticos (comerciales e industriales), los coeficientes del modelo se ajustan con los cambios en el precio mediante la siguiente relación.

$$q_2 = q_1 (P_2 / P_1)^e \quad (3.2)$$

donde

$q_1$  consumo unitario por empleado al precio  $P_1$   
 $q_2$  consumo unitario modificado, por empleado, al precio  $P_2$   
 $e$  elasticidad-precio para usuarios no domésticos.

Por su parte, las medidas de conservación de los recursos hídricos, divididas en las 10 categorías enunciadas antes, pueden evaluarse de la siguiente manera.

$$P_{s,d} = \Sigma ( R_{m,s,d} * C_{m,s,t} * I_{m,m+j,d} ) \quad (3.3)$$

donde

$P_{s,d}$  factor de ajuste que afecta al sector de usuario  $s$  en el mes  $d$ .  
 $R_{m,s,d}$  reducción en el uso del agua en el sector  $s$  en el mes  $d$  como resultado de aplicar el programa  $m$  de conservación del agua.  
 $C_{m,s,t}$  cobertura del programa  $m$  en el sector  $s$  en el año  $t$ .  
 $I_{m,m+j,d}$  factor de interacción entre los programas  $m$  y  $m+j$ .

Por otra parte, un modelo aplicado para el pronóstico de la demanda en la ciudad de San Francisco [Metzner, 1989] propone una expresión matemática aditiva, que en general se expresa como sigue.

$$Q = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_nX_n + \epsilon \quad (3.4)$$

donde

$Q$  consumo de agua por tipo de usuario en un periodo de tiempo específico  
 $b_0$  constante  
 $b_1, \dots, b_n$  coeficientes  
 $X_1, \dots, X_n$  valor de variables que afectan el consumo  
 $\epsilon$  error residual

Las variables que afectan el consumo son el tamaño de la población, el número de personas por vivienda, el costo marginal del agua y el costo del alcantarillado, la temperatura y la precipitación promedio del periodo analizado y el déficit de ésta última en el periodo anterior. El procedimiento para determinar las variables más significativas en el modelo es a base de tanteos, adicionando o eliminando paulatinamente del ajuste a cada variable. El modelo fue aplicado a cuatro tipos de usuarios: familias de uno a cuatro residentes, usuarios comerciales, industriales y a servicios públicos. Se dispuso de información de 13 años (1974-1986) y los resultados fueron bastante buenos.

Sin embargo, una consideración básica, que a su vez es una limitante del modelo, es que no debe existir un cambio abrupto en la pendiente de la curva de la demanda. A juicio personal, este modelo conlleva a que los patrones de consumo no varíen sustancialmente, de donde se concluye que el consumo unitario debe ser constante o por lo menos, con variaciones muy pequeñas. Esta última consideración elimina la posibilidad de utilizar este modelo para el pronóstico de la fluctuación de demandas ante eventos climatológicos drásticos y ante cambios importantes en políticas tarifarias.

Un modelo similar al anterior se aplicó para estimar el consumo doméstico en cuatro ciudades del oeste de Arabia Saudita [Rizaiza, 1991]. En este caso, las condiciones de vida de sus habitantes en 1970 ha sido considerablemente diferente de la actual, en virtud de que esta nación pasa de ser un país agricultor -con demandas de agua de 25 l/hab/día- a ser un país industrial con grandes potenciales de petróleo, cuyos consumos unitarios de agua oscilan entre 200 a 350 l/hab/día. Los cambios sustanciales en un periodo relativamente corto, obligan a que el modelo econométrico a ser utilizado disponga de una base de datos muy completa y capacidad de análisis del proyectista sobre las tendencias socioeconómicas futuras. El modelo contempla el ajuste por regresión múltiple de siete variables, de las cuales dos son binarias; las variables son el ingreso familiar, el número de personas por vivienda, la temperatura media anual, precio del agua por metro cúbico y los años de escolaridad; las binarias son si la casa tiene jardín o no (1,0), si tiene alcantarillado o fosa séptica (1,0). Para el caso de estas ciudades, se efectuaron tres modelos, que diferencian si la fuente de agua es de norias, de la red de distribución o de ambas, puesto que el precio del agua es muy distinto en los tres escenarios. El ajuste, evaluado por el coeficiente de correlación  $R^2$  fue de 0.9, 0.81 y 0.90, respectivamente, lo cual indica que el modelo es muy adecuado.

Nieswiadomy efectuó el análisis de consumos en la Unión Americana con base en la actualización estadística de 1984 en ese país

[Nieswiadomy, 1992]. En este caso destacan dos diferencias sustanciales con relación a los modelos antes presentados. La primera de ellas es que adiciona dos variables a las ya conocidas, una es binaria y se refiere a los programas de educación pública sobre la conservación del agua y la otra variable es la relación entre el precio marginal y precio promedio del agua. La segunda característica es que plantea el *modelo de Shin* que, a diferencia de los modelos aditivos y multiplicativos (logarítmicos), propone tomar en cuenta el efecto del precio marginal y del promedio de agua. Parte de la base de que el precio del agua, facturada en la boleta de cobro, incorpora no sólo el volumen consumido por el usuario durante el mes, sino también el cómo se ha consumido el agua diariamente, lo cual se refleja en el costo marginal en horas pico. La relación propuesta, denominada como *tendencia del precio*, se expresa de la manera siguiente.

$$P^* = PM (PP/PM)^k \quad (3.5)$$

donde:

P\*    tendencia del precio [adim]  
 PM    precio marginal [\$/m<sup>3</sup>]  
 PP    precio promedio [\$/m<sup>3</sup>]  
 k     parámetro de la tendencia del precio, generalmente  $0 \leq k \leq 1$ , aunque depende de la estructura tarifaria, si ésta es de bloque invertido, tarifas estacionales uniformes, etc.

Este criterio requiere de información de consumos de agua por hora, situación que está todavía muy distante de ser aplicable en el país.

En adición a las variables enunciadas, se ha propuesto recientemente un modelo que desagrega la variable del número de habitantes por vivienda de acuerdo a tres rangos de edad [Lyman, 1992] en menores de 10 años, entre 10 y 20 años y mayores de 20 años. Según los resultados de la ciudad de Moscú, Idaho, USA, dichas variables inciden de manera importante en el consumo de agua de cada vivienda. La conclusión de esta investigación fue que los niños utilizan más agua que los adultos, y que éstos consumen más que los adolescentes. Sin embargo, estudios realizados en Suecia [Hanke & De Mare, 1982], encontraron que la elasticidad de la demanda de agua de los adultos fue más de dos veces la elasticidad de los niños (e=0.13 contra e=0.05, respectivamente). Con base en estas dos investigaciones, es posible afirmar que los consumos de agua por intervalo de edades dependerá, asimismo, del *clima* y *costumbres* de la ciudad en estudio.

Finalmente, los modelos econométricos implican un manejo importante

de datos; por lo tanto, el pronóstico de demandas a partir del criterio se debe entender como una predicción condicionada a ciertas expectativas futuras. La selección de las variables por incorporar deben ser cuidadosamente analizadas por el especialista, quién debe decidir con base en el conocimiento de la localidad y la sensibilidad de los factores que determinan los patrones de consumo.

### III.3.2 Modelos Estocásticos

Los modelos estocásticos son diversos y la precisión de éstos en cada localidad responde más a las características de ésta que a un resultado analítico [Call, 1977]. A continuación se describen algunas expresiones.

En general, todos los modelos estocásticos se caracterizan por estar integrados de cuatro componentes, a saber: tendencia, componente cíclica, componente estacional y componente aleatoria. De esta manera, se han propuesto [Yamauchi & Huang, 1977] modelos univariados mensuales aditivos y multiplicativos, que de manera genérica incorporan las cuatro componentes de las series de tiempo.

La tendencia reflejaría el consumo históricamente registrado o bien el consumo mínimo requerido de acuerdo a patrones de higiene o salud; la componente cíclica incorpora el comportamiento del usuario ante eventos socioeconómicos y políticas tarifarias, la estacional, expresada como una variable binaria, explicaría la variación en el consumo de acuerdo a la estación del año o al mes de análisis y, finalmente, la componente aleatoria representaría aquellas situaciones sin una explicación sistemática, debido a condiciones inusuales del clima, al incremento inusitado de fugas en la red, a errores en la medición por congelamiento de los medidores y otros.

Se recomienda utilizar el modelo aditivo cuando las variables son independientes entre sí; si existe interdependencia, se recomienda el modelo multiplicativo. La expresión aditiva es la siguiente

$$Q_m(t) = a_0 + a_1t + a_2t^2 + a_3t^3 + a_4t^4 + \sum_{m=1} \beta_m X_m + \epsilon(t) \quad (3.6)$$

donde

$Q_m(t)$  consumo promedio mensual en el mes  $m$  [m3/mes]; enero es el mes base y  $m=0$ ; febrero es  $m=1$ ... diciembre es  $m=11$ .

$a_0 + \sum a_1t_i$  polinomio que representa la tendencia y la componente cíclica del comportamiento histórico de los consumos.

a	coeficientes de regresión
t	indicador de consumos mensuales; para enero $t=1, 13, \dots$ ; febrero $t=2, 14, \dots$ , etc.
$\sum \beta_m X_m$	expresión del componente estacional
X	variable binaria (1, 0) con enero como mes base. $X_1=1$ para febrero cuando $t=2, 14, \dots$ , y después es 0.
$\beta$	coeficiente de regresión mensual
$\epsilon(t)$	componente aleatoria, valor residual

El coeficiente de correlación  $R^2$  del ajuste efectuado en 15 años de simulación del consumo de Honolulu, Hawai, fue de 0.95 para el modelo aditivo y de 0.96 para el multiplicativo.

Existen modelos más laboriosos, como el *modelo cascada* [Maidment & Parzen, 1984] formulado como una serie de ecuaciones que representan las cuatro componentes de las series de tiempo antes señaladas. Los parámetros de estas ecuaciones se obtienen a partir de una cascada de cuatro transformaciones sucesivas de las series de tiempo del consumo de agua. En este caso, la modelación se obtiene de transformar las variables históricas a funciones de distribución normal para remover la periodicidad.

Un aspecto que debe tomarse muy en cuenta es el denominado *Índice General de Parsimonia*. Este concepto relaciona el número de parámetros por encontrar  $c$  con respecto al número de datos históricos de que se dispone  $N$ . Dicho índice está definido de la siguiente manera [Salas et.al 1980].

$$\delta = N / c \quad (3.7)$$

En general, se busca que esta relación sea mayor a 15; de otra manera, el número de parámetros sería muy cercano al tamaño de la muestra. Una formulación matemática que toma en cuenta esta consideración en el modelo es el criterio de Akaike (AIC), que permite determinar cual de los modelos propuestos es el más adecuado. Para mayor información al respecto se recomienda consultar la referencia citada [Salas et.al. 1980].

Como corolario, es preciso destacar que el uso de este tipo de modelos es muy adecuado pero sólo recomendable en localidades en las cuales se tengan registros de consumos de agua mensuales durante varios años, de tal suerte que la base de datos y la obtención de los coeficientes de elasticidad sean confiables.

### III.4 DISCUSION DE LOS PERIODOS DE DISEÑO

Existen diversas recomendaciones para la selección del periodo de diseño óptimo para cada componente del sistema hidráulico. Por lo general, se recomienda que las obras de cabeza, es decir aquellas que permiten captar y conducir el agua en bloque, deben tener un periodo mayor de 15 años. Como ejemplo, en líneas de conducción se recomienda un periodo de diseño de [Guarga, et.al., 1985] 25 años.

El criterio que prevalece en la Unión Americana es utilizar periodos de diseño que exceden los 25 años, en virtud de que se tiene mayor beneficio a largo plazo y se evita la construcción periódica de ciertas obras que pueden resultar incómodas para la población. Sin embargo, este concepto parte de la base de que los organismos encargados de abastecer el agua en dicho país no atraviesan problemas financieros, sus tarifas reflejan el costo real del agua y cuentan con el presupuesto y tecnología que les permite mantener su padrón de usuarios actualizado, un sistema contable y comercial automatizado y, en general, mayor control de sus ingresos y egresos.

A la fecha, en México, no es posible afirmar que la situación de los organismos operadores esté consolidada, aspecto que obliga a pensar en otros criterios y conceptos, en la búsqueda de periodos de diseño adecuados a la realidad socioeconómica del país.

Por ello, de acuerdo a un diagnóstico efectuado en el país sobre la capacidad financiera de los organismos encargados de los servicios de agua y saneamiento, la Comisión Nacional del Agua ha propuesto [Lineamientos CNA, 1992] diferentes periodos de diseño, dependiendo del tipo de estructura (tabla 3.8). Estas recomendaciones son, a juicio personal, adecuadas; sin embargo, dicha holgura puede generar desconcierto, como se demostrará más adelante.

TABLA 3.8  
PERIODOS DE DISEÑO RECOMENDADOS PARA MEXICO

TIPO DE OBRA	AÑOS
Fuente	
Pozo	5
Presa	hasta 50
Línea de conducción	de 5 a 20
Planta potabilizadora	de 5 a 20
Estación de bombeo	de 5 a 10
Tanque regulación	de 5 a 20
Red distribución primaria	de 5 a 20
Red distribución secundaria	a saturación (*)
Red de atarjeas	a saturación (**)
Colector y emisor	de 5 a 20 años
Planta de tratamiento	de 5 a 10

(\*) Por condiciones de construcción, difícilmente se podrá diferir la inversión.

Siguiendo la tendencia de involucrar conceptos económicos en la toma de decisiones sobre los periodos de diseño, de acuerdo a un modelo econométrico [Pescuma, 1989], se propone la siguiente expresión para el cálculo de los periodos de diseño.

$$PD = \frac{2.6 (1-a)^{1.12}}{i} \quad (3.8)$$

donde

PD Periodo de diseño (años)  
 i Tasa de actualización (decimal)  
 a factor de economía de escala (adimensional)

El valor de  $a$  varía según el tipo de componente:

Obras de toma	$a \approx 0.1$ a $0.2$
Líneas de conducción	$a \approx 0.5$
Plantas potabilizadoras	$a \approx 0.7$
Tanques de almacenamiento superficial	$a \approx 0.7$
Tanques de almacenamiento elevados	$a \approx 0.4$
Redes de distribución	$a \approx 0.3$

Con estos valores, y considerando una tasa de actualización del 12%, se obtienen los siguientes periodos de diseño:

Obras de toma	17 a 19 años
Líneas de conducción	10 años
Plantas potabilizadoras	6 años
Tanques de almacenamiento superficial	6 años
Tanques de almacenamiento elevados	12 años
Redes de distribución	15 años

También se recomienda que si la construcción de la estructura hidráulica obedece a un déficit presentado años atrás, se utilice la expresión

$$PD1 = PD + \left[ \frac{1-a}{i} \right]^{0.7} + \frac{Xo^{0.9}}{(Xo + PD)^{0.6}} \quad (3.9)$$

siendo  $X_0$  el número de años desde que comenzó a manifestarse el déficit de abastecimiento de agua. Si se supone que existe un déficit desde hace 5 años, el periodo de diseño de una línea de conducción será entonces de 14 años, lo cual resulta lógico pues implica cubrir no solo el periodo de rezago sino también prever las demandas futuras.

El criterio anterior carece de aspectos que deben conceptualizarse con mayor detenimiento. La obra civil de las obras de captación y estaciones de bombeo, debe construirse para periodos considerables, sea de 10, 15 o 20 años. Sin embargo, no se justifica que el equipamiento de éstas deba realizarse también para el periodo de la obra civil. En el caso de que sea posible modular en periodos más reducidos (por ejemplo, de 5 años), ésta será siempre la mejor opción, como sucede con los tanques de almacenamiento superficiales.

En el caso de líneas de conducción debe hacerse una evaluación económica sobre la conveniencia de instalar una sola tubería para un periodo de, por ejemplo, 15 años, con respecto a la instalación de dos tuberías, instalando la segunda diferida en 7 u 8 años. En algunos casos, la viabilidad técnica juega un papel importante pues al instalar una tubería muy grande se pueden tener velocidades durante los primeros años menores a las permisibles, que obliguen a instalar líneas paralelas pero diferidas en el tiempo.

En el caso de las redes de distribución, la consideración social es muy importante. Aunque fuese técnicamente justificado, no es posible la instalación de tuberías dentro de la ciudad con mucha periodicidad. Son inevitables las molestias que implica romper pavimentos, movimiento de tierras, ruido, vibración y otros, que afectan el bienestar de la población. Por ello, se recomienda tomar un valor a saturación, que bien puede ser equivalente a 25 años.

Con base en lo anterior y salvo en el caso de las redes de distribución, puede pensarse que el periodo de diseño óptimo para una empresa de agua y saneamiento es aquel que le permite cubrir satisfactoriamente los costos de inversión, es decir, el periodo de diseño de una estructura no debe ser otro más que el que está asociado con la capacidad de pago del organismo operador. Lo que compete realizar entonces, es una evaluación financiera preliminar del organismo y llevar a cabo un análisis de sensibilidad que permita identificar el monto anual de amortización posible del crédito contraído.

Si no existieran problemas financieros, la recomendación es diseñar de acuerdo al criterio estadounidense, que conlleva a periodos de diseño superiores a los 25 años.

Con relación a las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua, (tabla 3.8), se observa que el periodo de diseño permite una

holgura significativa para que el proyectista recomiende aquel que, de acuerdo con su análisis, es viable. Este planteamiento, que parece ser congruente, tiene el inconveniente de que el rango recomendado (de 5 a 20 años) es muy amplio, lo que facilita encubrir errores que se cometen al determinar los parámetros de planeación y diseño. Mediante el ejemplo siguiente se aclara este punto.

Considérese que los siguientes parámetros de diseño se definieron a partir de un esquema de planeación.

AÑO	1992	2005
Población (hab)	600,000	881,100
Consumo Unitario (l/hab/día)	225	225
Pérdidas Físicas (%)	30	20
Dotación equiv. (l/hab/día)	321	281
Demanda de agua (l/s)	2,230	2,865

Supóngase además que la capacidad actual permite un suministro de 2250 l/s y que se requiere construir un acueducto para cubrir la demanda futura con un caudal adicional de 615 l/s. Se propone que el periodo de diseño de este acueducto sea de 13 años tomando en cuenta que, de acuerdo al análisis económico, se justifica construir e instalar una sola tubería para abastecer de agua hasta el año 2005.

Por otra parte, si por falta de un análisis de consumos unitarios, se selecciona una dotación equivalente de 250 l/hab/día o bien de 350 l/hab/día (que es como se venía diseñando según la norma para aprovisionamiento de agua en el país), el gasto medio demandado en el año 2005 sería de  $Q_m = 2550$  l/s, o bien de  $Q_m = 3570$  l/s, respectivamente, lo que implica que se requeriría un acueducto para un gasto adicional de 300 l/s en el primer caso, o bien, de 1320 l/s en el segundo. Como se observa, existe una disparidad significativa con el gasto realmente necesario, que es de 615 l/s.

El error cometido se puede encubrir o justificar si se considera que el gasto de diseño requerido es correcto pero asociado a un periodo de diseño menor o mayor, según sea el caso. En efecto, con los dos valores diferentes del gasto medio adicional demandado, se obtienen periodos de diseño que se calculan de modo inverso al procedimiento descrito, es decir

$(300 + 2250)(86,400)/281 = 784,060$  hab beneficiados, que corresponde a un periodo de diseño de  $T_r = 9$  años;

ó bien

$(1320 + 2250)(86,400)/281 = 1'097,080$  hab. beneficiados, que corresponde a considerar  $Tr = 20$  años.

Se observa que el periodo de diseño inicialmente concebido de 13 años ha sido modificado por un error (sea conceptual, por falta de análisis o falta de información) a 9 años o 20 años. La variación es significativa, aspecto que no puede ser soslayado y justifica la necesidad de conocer los histogramas de consumo reales, las pérdidas físicas actuales y de proyecto, tasas de crecimiento correctamente sustentadas y la conveniencia o no de utilizar los coeficientes de variación diaria.

Habiendo elegido un periodo de diseño a partir de análisis financieros y de la evaluación económica de alternativas, no es posible que dicho periodo sea modificado posteriormente por un error de información en los consumos reales.

El ejemplo anterior ilustra un problema concreto que se presenta en las decisiones sobre los diferentes componentes del sistema de abastecimiento.

A juicio personal, para evitar este tipo de situación, la construcción de obras se debe realizar acorde con los requerimientos a corto plazo, mediante la modulación de los componentes del sistema de abastecimiento, lo que permite inversiones moderadas y factibles de ser realizadas. En los componentes hidráulicos donde no sea posible modular, se deberán seleccionar periodos de diseño bajo rangos *mejor acotados, con menor holgura*, de acuerdo a estudios financieros sobre la factibilidad de pago de las inversiones.

## IV. CRITERIOS Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO

### IV.1 EL USO DE LOS COEFICIENTES DE VARIACION

En el diseño hidráulico de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua es frecuente el uso de los coeficientes de variación diaria y horaria. Dichos parámetros son el resultado de evaluar las fluctuaciones de los consumos de agua durante el día y, sobretodo, en los periodos de mayor demanda, conocidos como horas pico. Por ello, las obras de captación, líneas de conducción, tanques de regulación, cárcamos de bombeo y las redes de distribución deben estar diseñadas considerando un margen de capacidad para poder cubrir dichas variaciones.

De esta manera, en adición al gasto medio demandado (obtenido de las proyecciones de demanda), existen los conceptos de gasto máximo diario y máximo horario. El primero se define como el máximo volumen diario presentado durante el periodo de registro mensual o estacional; por su parte, el segundo se refiere al máximo gasto presentado durante alguna hora del día y durante el periodo de registro. Para poder evaluarlos, es preciso contar con medidores de flujo con registro instantáneo de picos y acumulador de volúmenes; así, no se requiere de personal permanente al lado de los medidores. La relación entre el gasto máximo diario y el gasto medio define al coeficiente de variación diaria; de manera similar, el coeficiente de variación horaria relaciona al gasto máximo horario con respecto al máximo diario, es decir

$$Q_{md} = (CVD) Q_m$$

$$Q_{mh} = (CVH) (Q_{md}) = (CVH) (CVD) Q_m$$

donde

$Q_{md}$	gasto máximo diario	(l/s)
$Q_{mh}$	gasto máximo horario	(l/s)
$Q_m$	gasto medio	(l/s)
CVD	coeficiente de variación diaria	(adim)
CVH	coeficiente de variación horaria	(adim)

Conocer y actualizar constantemente estos coeficientes incide directamente en las dimensiones de las estructuras hidráulicas.

Las normas generales [Normas SAHOP, 1976], [Lineamientos CNA, 1992] recomiendan que las obras de captación, conducción y regulación deben diseñarse con el gasto máximo diario. Por su parte, las redes de distribución primarias y secundarias deben diseñarse con el gasto máximo horario.

En las normas actualmente vigentes en el país, si bien se recomienda que los coeficientes de variación diaria y horaria se obtengan para cada localidad en particular, de no existir información, se propone que se utilicen los siguientes valores:

Coefficiente de variación diaria	1.2 a 1.5
Coefficiente de variación horaria	1.5 a 2.0

Obsérvese entonces que el diseño de las obras de entrega de agua en bloque deberán ser diseñadas para una capacidad del 20% al 50% adicional al requerido para el gasto medio, cuyo incremento es directamente proporcional con el costo de dichas obras. Las redes de distribución serán diseñadas entonces desde el 80% al 200% de capacidad adicional con relación al gasto medio.

Sin embargo, las consideraciones anteriores no deben tomarse como regla general. En efecto, la línea de conducción puede ser diseñada con el gasto medio de proyecto si la estructura que recibe el caudal enviado es un tanque de almacenamiento que regula los caudales entregados a la red de distribución. Del mismo modo, en algunas ciudades se acostumbra disponer de lagunas presedimentadoras para los procesos de potabilización. En estos casos, dichas lagunas fungen como almacenamientos naturales. En estas circunstancias, no tiene ningún objeto considerar el gasto máximo diario para el diseño de la línea de conducción.

En todo caso, conviene recordar que [Jezler, 1972] "...no se pretende que las normas sustituyan a los buenos profesionales, siendo la esencia del propio ejercicio de la profesión la constante reinterpretación y la crítica de las mismas... éstas [normas] simplemente reflejan el consenso de la profesión sobre determinados problemas... y el profesional podrá apartarse de ellas siempre que lo juzgue conveniente, dando naturalmente sus razones para hacerlo."

Por su importancia, el IMTA lleva a cabo la actualización de los coeficientes de variación para varias ciudades del país, dependiendo del tipo de clima y del nivel socioeconómico, cuyos valores preliminares se presentan a continuación (tablas 4.1 y 4.2).

Tabla 4.1

## COEFICIENTES DE VARIACION DIARIA Y HORARIA POR TIPO DE CLIMA

INVIERNO	CALIDO	SEMICALIDO	TEMPLADO
Consumo l/hab/día	177.0	174.0	168.0
Temperatura °C	22.5	15.0	10.5
C.V. Diaria	1.12	1.36	1.09
C.V. Horaria	1.16	1.19	1.13
PRIMAVERA	CALIDO	SEMICALIDO	TEMPLADO
Consumo l/hab/día	180.0	181.0	163.0
Temperatura °C	25.5	19.7	18.6
C.V. Diaria	1.17	1.26	1.25
C.V. Horaria	1.36	1.48	1.29
VERANO	CALIDO	SEMICALIDO	TEMPLADO
Consumo l/hab/día	187.0	207.0	191.0
Temperatura °C	28.5	24.5	19.7
C.V. Diaria	1.17	1.09	1.29
C.V. Horaria	1.24	1.27	1.28

Tabla 4.2

## COEFICIENTES DE VARIACION DIARIA Y HORARIA POR ESTRATO

VARIABLE	INVIERNO		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Consumo l/hab/día	278.0	193.0	159.0
C.V. Diaria	1.15	1.04	1.08
C.V. Horaria	1.25	1.06	1.09
VARIABLE	PRIMAVERA		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Consumo l/hab/día	320.0	220.0	157.0
C.V. Diaria	1.24	1.23	1.25
C.V. Horaria	1.32	1.48	1.44
VARIABLE	VERANO		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Consumo l/hab/día	360.0	225.0	142.0
C.V. Diaria	1.14	1.15	1.08
C.V. Horaria	1.38	1.29	1.16

Estos valores sustituyen a los propuestos en la norma de 1976. Se observa que el coeficiente de variación diaria (CVD) fluctúa entre 1.09 a 1.36 dependiendo del tipo de clima y la estación del año, pero no llega a 1.50. Del mismo modo, el CVH no excede de 1.50.

Sin embargo, con base en la literatura consultada [Maidment &

Miaou, 1986], [Hasson & Ovard, 1987], un elemento esencial en el valor del CVD y del coeficiente de variación horaria (CVH) es el tamaño de la población atendida, variable que no ha sido considerada en el estudio del IMTA y es muy probable que de tomarla en cuenta, exista mejor correlación entre los valores de CVD y CVH. En efecto, conforme la ciudad es más pequeña, las fluctuaciones en el consumo de agua durante el día son más severas que en el caso de las ciudades medias y grandes. Lo anterior tiene explicación si se considera el efecto de escala de lo que representa el consumo de un usuario o un grupo de usuarios en una ciudad muy poblada.

Por otra parte, cualquier referencia que se utilice sobre los valores recomendados depende de la particularidad de cada localidad, el tamaño de su población, el clima y la actividad económica. Como comparación de lo antes afirmado, si se comparan los valores de los CVD y CVH con los correspondientes en la Unión Americana, se observa que los de México son considerablemente más bajos, ya que el CVD promedio de la Unión Americana oscila entre 1.60 a 2.20, siendo típico un valor de 1.80, mientras que en México no excede de 1.50. Asimismo, el gasto máximo horario es mayor al gasto medio en un 2.25 a 3.2 veces, siendo el valor medio igual a 2.7, lo que indica que el CVH oscila entre 1.40 a 1.45 [Metcalf & Eddy, 1991].

Del mismo modo, de un monitoreo efectuado durante un año en nueve ciudades estadounidenses [Maidment & Miaou, 1986], se obtuvo que el CVD oscila entre 1.15 a 1.41, dependiendo del tamaño de la ciudad y el grado de industrialización. Destacan dos aspectos en dicho estudio: la temperatura debe ascender por encima de los 21 °C para incrementar de manera importante el consumo de los usuarios y el consumo en las ciudades industrializadas es mayor durante los días de trabajo (de lunes a viernes) que en los días del fin de semana, lo cual resulta lógico.

Existe un elemento adicional que justifica contar con información precisa de las variaciones diaria y horaria. Se ha propuesto el cobro del consumo de agua con base no sólo en el volumen, sino también de acuerdo a la costumbre y horario en el que el usuario utiliza la mayor cantidad de agua durante el día [Hasson & Ovard, 1987], [Lyman, 1992]. De esta manera, se propone la aplicación de factores de pico en la facturación, lo cual modifica los patrones de consumo. Este aspecto es de vital importancia en países como la Unión Americana, en los cuales el CVD y CVH son tan altos que obligan a diseñar considerando la capacidad adicional en las instalaciones.

Es claro que mientras más grande sea la fluctuación de demanda con respecto al gasto medio, mayor será el costo de las instalaciones. Por ello, no sólo importa el costo adicional que esto representa, también es necesario conocer los gastos pico (máximo diario y

horario) de los usuarios, para así poder cobrárselos. La propuesta contempla actualizar constantemente la información de dichos gastos, pensado no para rediseñar constantemente las instalaciones hidráulicas, sino para actualizar las tarifas y cobros adicionales por uso en horas pico. Como resultado de aplicar este criterio, la rentabilidad en el condado de Salt Lake, USA, atendido por 9 agencias, ha sido bastante buena, habiéndose logrado modificar los patrones de consumo; en promedio, el coeficiente de variación diaria en 1981 era de  $CVD = 2.72$  y para 1985 alcanzó el valor de  $CVD = 2.54$ . En el caso del coeficiente de variación horaria, 6 de las 9 agencias disminuyeron dicho parámetro.

También es importante destacar que la medición periódica de los consumos, de manera diaria e incluso horaria, supone contar con equipo de alta precisión y un número de personal importante dedicado a estas tareas. Bajo esta perspectiva, las herramientas de la modelación estocástica, al igual que en la proyección de la demanda de agua en periodos mensuales y anuales, es muy útil para pronosticar los consumos de agua y sus fluctuaciones de manera diaria e incluso horaria, lo cual permite definir políticas de operación.

En efecto, la teoría estocástica permite utilizar los modelos autorregresivos (AR) y autorregresivos de promedios móviles (ARMA), a partir de suficiente información histórica sobre dichas variables. En general, dichos modelos deben ser aplicados a cada localidad en particular y que, mediante pruebas de bondad de ajuste, se seleccione aquel que mejor modele los registros de consumo de la ciudad. La teoría está basada en la modelación de series de tiempo [Salas, et.al., 1980].

Como ejemplo, se efectuaron pruebas de simulación en 9 ciudades de la Unión Americana basados en un modelo ARMA(1,1), las cuales destacan por sus diferentes niveles de desarrollo y número de habitantes [Maidment & Miaou, 1986]. La expresión propuesta es la siguiente

$$W(t) = W_b(t) + \frac{S(t)}{S(t_0)} W_p(t) + D(t) + W_s + \varepsilon \frac{w_1(B)}{\delta_1(B)} X_1(t) + \frac{\theta(B)}{\phi(B)} \varepsilon(t)$$

donde

(4.1)

W	consumo diario
t, to	índice de tiempo en días y fecha de referencia
Wb	consumo base o mínimo
Wp	consumo potencial, función del clima
D	ciclo semanal en el uso del agua
Ws	promedio de la serie de tiempo del periodo corto
B	operador de transformación
S	consumo pico estacional

$w_i, \delta_i$  factores de retraso de entrada y salida;  $i = 1, \dots, n$   
 $X_i$  variable climática o un indicador substituto  
 $\theta, \phi$  parámetros del modelo autorregresivo de promedios móviles  
 $\epsilon$  valor residual

Los resultados de este análisis permiten aseverar que es posible utilizar modelos ARMA como el presentado, obteniendo coeficientes de determinación  $R^2$  entre 0.61 a 0.96.

Finalmente, los valores del CVD y CVH de las tablas 4.1 y 4.2 son mejores aproximaciones que las recomendaciones que se tenían antes para el medio mexicano, pero con el fin de no sobrediseñar o subdimensionar la capacidad de las instalaciones hidráulicas, es muy recomendable que cada localidad efectúe la medición de sus fluctuaciones de consumo durante el día y en horas pico; tomando en cuenta el costo adicional que representa el no llevarlas a cabo. A partir de registros es muy recomendable instrumentar modelos estocásticos para predicción de consumos.

#### IV.2 LOS FACTORES DE FRICCIÓN. LIMITACIONES Y ALCANCES

Un elemento esencial en el diseño de acueductos y redes de distribución es la determinación de los factores de fricción para la obtención de las pérdidas de carga. En conductos a presión, el valor correcto de las pérdidas por fricción determina la carga dinámica total requerida y por consiguiente en el tamaño, potencia de los equipos de bombeo y el monto de inversión. Un cálculo impreciso de la carga dinámica total propicia que la bomba instalada no funcione en el rango de eficiencia especificado, lo que genera costos operacionales adicionales innecesarios.

Existen varias expresiones para el cálculo de las pérdidas de carga; sin embargo, las ecuaciones de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning son las más utilizadas y gozan de popularidad mundial. Estas expresiones dependen de determinados factores de fricción, los cuales serán discutidos a continuación, para emitir posteriormente las recomendaciones pertinentes.

Los flujos se pueden clasificar de acuerdo al número adimensional de Reynolds, que mide la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas. En conductos a presión, los flujos se pueden clasificar de la manera siguiente:

NUMERO DE REYNOLDS	TIPO DE FLUIDO
Menor a 2000	LAMINAR
Entre 2000 a 3000	EN TRANSICION
Mayor a 3000	TURBULENTO

Para el caso del agua, tienen importancia práctica los flujos en transición y los flujos turbulentos. En relación íntima con la clasificación anterior, las tuberías que transportan los fluidos pueden clasificarse en tuberías hidráulicamente lisas y las hidráulicamente rugosas.

Si la altura de la rugosidad  $k$  es menor al espesor de la subcapa laminar, se dice que todos los elementos rugosos son pequeños y están completamente cubiertos por dicha subcapa; bajo esta condición, la rugosidad no tendrá efecto sobre el flujo fuera de dicha subcapa y se dice entonces que la superficie de la tubería es hidráulicamente lisa. Si por el contrario, la altura de la rugosidad  $\epsilon$  excede el espesor de la subcapa laminar, los efectos de los elementos rugosos de la superficie afectarán el comportamiento del fluido; en este caso se dice que la tubería es hidráulicamente rugosa. Lo anterior se evalúa según las expresiones propuestas por Bauer [Chow, 1959] que son las siguientes.

Si

$$\frac{V_f k}{\nu} < 5 \quad (4.2)$$

se trata de una tubería hidráulicamente lisa. Por el contrario, si

$$\frac{V_f k}{\nu} > 70 \quad (4.3)$$

se trata de una tubería hidráulicamente rugosa. En ambos casos,  $V_f$  está definido como

$$V_f = (g D S)^{0.5}$$

$V_f$  velocidad al esfuerzo cortante [m/s]  
 $D$  diámetro interior [m]  
 $S$  pendiente hidráulica [adim]

k rugosidad absoluta equivalente [m]  
 $\nu$  viscosidad cinemática [m<sup>2</sup>/s]  
 g aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

La rugosidad absoluta equivalente  $k$  representa un parámetro que se obtiene a partir de pruebas de laboratorio y puede ser proporcionado por los diversos fabricantes de tuberías o bien tomarse de tablas normalizadas; refleja la pérdida de energía en el conducto. El flujo turbulento sobre una superficie rugosa genera la formación de remolinos detrás de cada elemento rugoso, lo que ocasiona disipación de energía. Existen diversas expresiones que relacionan, directa o indirectamente, los factores de fricción con la rugosidad absoluta equivalente; en algunos casos, es más útil relacionarlos con la rugosidad relativa, definida como la relación entre  $k$  y el diámetro interior de la tubería ( $k/D$ ).

En la literatura técnica existen diversas recomendaciones sobre el valor adecuado de la rugosidad absoluta. Sin embargo, es evidente que si no existe consenso general sobre cada valor específico de la rugosidad absoluta, discutir la precisión de los factores de fricción carece de sentido práctico. Como ejemplo, en las tablas 4.3 y 4.4, se presentan valores de la rugosidad absoluta según dos fuentes de información distintas, que difieren entre sí y no emiten recomendaciones que permitan seleccionar el valor apropiado de  $k$  para cada material. En el caso de la tabla 4.3, los valores más altos deben, seguramente, ser el resultado de mediciones en tuberías viejas.

TABLA 4.3

VALORES APROXIMADOS DE LA ALTURA DE RUGOSIDAD  $k$ 

MATERIAL	$k$ [mm]
cobre, cuero, vidrio	0.030 - 0.914
hierro forjado, acero	0.061 - 2.438
hierro fundido con asfalto	0.122 - 2.133
hierro galvanizado	0.152 - 4.572
hierro fundido	0.244 - 5.486
madera	0.183 - 0.914
cemento	0.396 - 1.219
concreto	0.457 - 3.048
barro cocido	0.609 - 3.048
acero remachado	0.914 - 9.144

Fuente: Open Channel Hydraulics, Ven Te Chow, 1959

TABLA 4.4

VALORES DE LA ALTURA DE RUGOSIDAD k [mm]			
MATERIAL	liso	promedio	rugoso
cobre, cuero, vidrio	0.00	0.003	0.006
acero con proteccion	0.03	0.060	0.150
PVC, asbesto-cemento	0.015	0.030	0.060
hierro galvanizado	0.06	0.150	0.300
hierro fundido	0.15	0.300	0.600
duela de madera labrada	0.30	0.600	1.500
cemento alineado	0.15	0.300	0.600
concreto centrifugado	0.30	0.600	1.500
alcantarillas, redes	6.00	15.000	30.000
acero remachado	1.50	3.000	6.000

Fuente: Hydraulics Research Station, 1969, en Stephenson, 1984

Por otra parte, como resultado de 350 pruebas efectuadas en materiales de uso común, se obtuvieron valores promedio y los correspondientes valores recomendados que se presentan en la tabla 4.5 [Lamont, 1969].

La correcta selección del valor de k determina la adecuada evaluación del factor de fricción y, por ende, de las pérdidas de carga. Más delante se presentarán cálculos que muestran su influencia.

TABLA 4.5  
SUMARIO DE REGISTROS PARA TUBERIAS Y VALORES RECOMENDADOS

TIPO DE TUBERIA	No DE PRUEBAS	VALOR MEDIO rugosidad mm	RECOMENDACION Lamont, 1969 mm	RECOMENDACION Sotelo, 1974 mm
Tuberías hidráulicamente lisas (cobre, aluminio, cuero, polietileno, PVC)	18	liso	liso	
Hierro fundido no recubierto	3	0.225	0.250	0.250
Hierro fundido recubierto	14	0.102	0.125	0.120
Hierro recubierto centrifugado	5	0.055	0.050	0.050
Hierro galvanizado	9	0.102	0.125	0.150
Hierro forjado	18	0.050	0.050	0.050
Acero no recubierto	11	0.028	0.040	0.050
Acero recubierto	6	0.055	0.050	0.050
Asbesto-cemento no recubierto	13	0.028	0.040	0.025
Asbesto-cemento recubierto	5	liso	liso	0.002
PVC con protuberancias	4	0.030	0.040	
Concreto presforzado Freyssinet	1	0.030	0.040	0.040
Concreto alisado fino (Bonna, Socoman)	10	0.200	0.250	0.250
Tuberías realineadas c/mortero de cemento	17	0.510	0.500	
Miscelánea de concreto:	39			
Scobey Clase 1 (tub. concreto viejas)		5.100	5.000	
Scobey Clase 2 (tuneles s/superf. rugosas)		1.270	1.250	
Scobey Clase 3 (cubierta int. emparejada mec)		0.410	0.500	
Scobey Clase 4 (con juntas malas e irregular)		0.180	0.250	
Túneles de concreto	18			
Valores mínimos		0.062	0.062	
Mejor valor		0.025		0.010

(\*) Los valores que recomienda Lamont se comparan con los publicados en Hidráulica General de Sotelo, 1974.

En general, las expresiones que evalúan la velocidad en un conducto se pueden representar en la forma exponencial:

$$V = K D^x S^y \quad (4.4)$$

donde

V velocidad media del fluido [m/s o ft/s]  
 D diámetro de la tubería [m o ft]  
 S pendiente hidráulica ;  $S = H_f/L$  [adim]  
 H<sub>f</sub> pérdidas por fricción [m]  
 L longitud de la línea de conducción [m]  
 x,y exponentes constantes  
 K coeficiente que depende del factor de fricción.

De esta manera, las ecuaciones de Manning, Hazen-Williams, Scobey y Darcy-Weisbach se pueden expresar en la forma de la ecuación 4.4. Las pérdidas por fricción se obtienen de despejar la pendiente hidráulica S.

#### IV.2.1 Determinación de las pérdidas por fricción

Las expresiones mundialmente conocidas para determinar las pérdidas por fricción son las siguientes, expresadas en el Sistema Internacional de Unidades.

$H_f = 6.84 L (V/C_{H-W})^{1.85} / D^{1.167}$ $H_f = 10.694 \frac{L \cdot Q^{1.85}}{C_{H-W}^{1.85} D^{4.867}}$	<p>HAZEN-WILLIAMS</p> <p>(4.5)</p>
$H_f = 6.349 L (n V)^2 / D^{4/3}$ $H_f = 10.293 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}}$	<p>MANNING</p> <p>(4.6)</p>

$H_f = f L V^2 / (2g D)$	DARCY-WEISBACH  (4.7)
$H_f = f L Q^2 / (12.102 D^5)$	

donde

Q	gasto o caudal [m <sup>3</sup> /s]
g	aceleración de la gravedad [m/s <sup>2</sup> ]
D	diámetro interior de la tubería [m]
C <sub>H-W</sub>	factor de fricción de Hazen-Williams [m <sup>0.140</sup> /s <sup>1.85</sup> ]
n	factor de fricción de Manning [m <sup>1/3</sup> s]
f	factor de fricción de Darcy-Weisbach [adim]

La expresión de Darcy-Weisbach se puede obtener a partir del análisis dimensional [Sotelo, 1974]. También se demuestra que, si bien la fórmula de Hazen-Williams no se obtuvo originalmente a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach, se puede derivar como un caso particular de esta última expresión si se sustituye la ecuación del factor de fricción para tuberías lisas propuesto por Nikuradse [Christensen, 1984] por una aproximación. Del mismo modo, si se sustituye la ecuación del factor de fricción de Nikuradse para tuberías rugosas por una aproximación de ésta, se puede obtener la fórmula de Manning a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach [Christensen, 1984] (Anexo 1).

Lo anterior permite concluir que la expresión general para el cálculo de las pérdidas por fricción es la propuesta por Darcy-Weisbach; sin embargo, en el campo de la ingeniería hidráulica y sanitaria han prevalecido las ecuaciones de Manning y de Hazen-Williams debido a la dificultad aparente que implica obtener el factor de fricción  $f$ . A continuación se describen las limitaciones y alcances de estas tres expresiones.

### La ecuación de Manning

La ecuación de Manning, en su forma más conocida es

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.8)$$

donde

R	radio hidráulico de la sección [m]; $R = A/P$
A	área hidráulica [m <sup>2</sup> ]
P	perímetro mojado [m]

Manning propuso su ecuación en Irlanda en 1889; la obtuvo de promediar siete fórmulas propuestas en la época que relacionaban la velocidad media del agua con el radio hidráulico [Levi, 1991]. En un principio el radio hidráulico estaba elevado a la 4/7 y luego, con base en los experimentos de Darcy y Bazin, propuso 2/3, cuya fórmula posteriormente la comprobó comparándola con 170 ensayos efectuados por otros cinco autores. Levi, en su apasionante trabajo, describe que la ecuación tiene su origen en Gauckler, quien en 1867 presentó una fórmula muy parecida a la de Manning. Luego vendrían Hagen (1881), Vallot (1887) y Thrupp (1888); posterior a Manning, Strickler, en 1923, propuso una ecuación muy parecida. La razón de la paternidad se debe a que Manning tuvo la fortuna de que su ecuación apareciese en uno de los libros más consultados de toda Europa en esa época: la *Hydraulique* de Flamant, publicada en 1891. En contraposición a la expresión de Bazin que requiere el uso de dos coeficientes, la de Manning requiere de uno solo: la  $n$ , que está relacionada directamente con la  $n$  de Kutter, de la cual en la época ya existían ocho valores distintos de acuerdo al material de las paredes.

Resulta curioso pensar que, dos años después, justo en el año de publicación del libro de Flamant, Manning afirma, basado en experimentos de Hering y Trautwine [Levi, 1991], que "la  $n$  no es constante para un mismo material, sino que varía para un canal del mismo material si dicho canal es ancho o angosto, varía con el radio medio, depende si la corriente arrastra o no guijarros, varía con la velocidad y con la pendiente de la superficie...". Con base en ello, recomienda sustituir en la ecuación original, en lugar de  $R^{2/3}$  el uso de:

$$R^{1/2} + 0.22 m^{-1/2} (R - 0.15 \text{ m})$$

donde

$m$  es la relación entre la aceleración de la gravedad y la presión atmosférica medida en altura de columna de mercurio.

Lo que conviene acotar es que Manning nunca señaló o recomendó el uso de la ecuación que lleva su nombre para el cálculo de pérdidas por fricción en conductos a presión. En canales, en los cuales su ecuación ha sido comparada con mediciones, tiene aún el inconveniente de que la selección del valor más adecuado de  $n$  depende de múltiples tablas no del todo conciliadas (tabla 4.6). Peor aún, algunas veces se determina la  $n$  con base en fotografías; como resultado, los diseños son poco confiables y paradójicamente, pueden resultar irrefutables, pues la subjetividad está de por medio para justificar una selección u otra.

TABLA 4.6

VALOR DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n" RECOMENDADO

	Normas SAHOP 1976	Stephenson 1984
Asbesto - cemento	0.010	
Concreto liso	0.012	0.011
Concreto aspero	0.016	0.017
Acero galvanizado	0.014	0.011
Fierro fundido	0.013	0.012
Acero soldado sin revestimiento	0.014	0.015
Acero soldado con revestimiento interior a base de epoxy	0.011	0.011
Plastico PVC	0.009	0.010
Poli-etileno de alta densidad	0.009	0.010

Nota: En el libro de Hidráulica de Canales Abiertos de Ven Te Chow aparece una tabla para la selección de "n". Sin embargo, se recomienda para tuberías parcialmente llenas y no a presión.

El comentario de Manning respecto a aceptar que el coeficiente de rugosidad  $n$  no sólo depende del tipo de material, fue acertado. Más adelante se compararán los errores y porcentaje de diferencia que implica el uso de esta expresión que, por cierto, en la Norma vigente de México, es la única expresión propuesta para el cálculo de pérdidas en conductos a presión [Normas SAHOP, 1976], [Lineamientos CNA, 1992], acaso porque se ha considerado que es muy sencilla y suficientemente precisa.

#### La ecuación de Hazen-Williams

La ecuación semiempírica de Chezy es

$$V = C R^{0.5} S^{0.5}$$

Si se considera a una ecuación que ajusta el exponente del radio hidráulico y la pendiente hidráulica, se tiene

$$V = C' R^{0.63} S^{0.54}$$

Si esta ecuación se multiplica por un factor  $b$  tal que la velocidad media sea la misma con el uso de ambas ecuaciones para  $C = C'$ , y se igualan ambas, se obtiene

$$b R^{0.63} S^{0.54} = R^{0.5} S^{0.5}$$

de donde resulta

$$b = R^{-0.13} S^{-0.04}$$

Hazen-Williams consideró como radio hidráulico representativo el valor de  $R=1$  ft (0.3048 m) y  $S=0.001$ ; así se obtiene  $b = 1.318$ . Se tiene entonces

$$V = 1.318 C_{H-W} R^{0.63} S^{0.54} \text{ en unidades inglesas}$$

En el sistema internacional se expresa como

$$V = 0.849 C_{H-W} R^{0.63} S^{0.54} \quad (4.9)$$

y se obtiene la expresión mundialmente conocida que lleva el nombre de Hazen-Williams. Mediante manejo algebraico se obtiene la expresión de la ecuación 4.5.

De manera similar a la expresión de Manning, el factor de fricción  $C_{H-W}$  depende del tipo de material y existen valores específicos en tablas de referencia, como ejemplo véase la tabla 4.7. Sin embargo, las tablas de referencia tienen un porcentaje de subjetividad y de experiencias personales que generan valores diferentes para un mismo material entre una referencia y otra, sin que haya mayor elemento de juicio que el número de experimentos efectuados para cada recomendación.

TABLA 4.7

VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN "C" DE HAZEN-WILLIAMS

TIPO DE TUBERIA	CONDICION DE LA TUBERIA			
	NUEVA	25 AÑOS	50 AÑOS	CORROSION ALTA
P V C	150	140	130	130
CONCRETO LISO	150	130	120	100
ASBESTO-CEMENTO	150	130	120	100
ACERO, BITUMEN	150	130	100	60
FIERRO GALVANIZADO	150	130	100	60
FIERRO FUNDIDO	130	110	90	50
ACERO REMACHADO	120	110	80	45

Fuente: Stephenson, 1984

Sin pretender ahondar más en esta ecuación, lo que resulta cuestionable es que, la  $C_{H-W}$ , al igual que la  $n$  de Manning, se utilicen como función exclusivamente de la rugosidad del material

y, sin embargo, el factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach, basada en múltiples pruebas, depende además del diámetro de la tubería, de la velocidad del flujo y del valor de la viscosidad cinemática.

Una propuesta más razonable, que considera el efecto del diámetro en el valor de  $C_{H-W}$ , se presenta en la tabla 4.8.

TABLA 4.8  
VALORES DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN "C" DE HAZEN-WILLIAMS

TIPO DE TUBERIA	1"	3"	6"	12"	24"	48"
Fierro fundido no recubierto: liso y nuevo		121	125	130	132	134
Fierro fundido recubierto: liso y nuevo		129	133	138	140	141
Con uso de 30 años						
Tendencia 1: desgaste ligero		100	106	112	117	120
Tendencia 2: desgaste moderado		83	90	97	102	107
Tendencia 3: desgaste apreciable		59	70	78	83	89
Tendencia 4: desgaste severo		41	50	58	66	73
Con uso de 60 años						
Tendencia 1: desgaste ligero		90	97	102	107	112
Tendencia 2: desgaste moderado		69	79	85	92	96
Tendencia 3: desgaste apreciable		49	58	66	72	78
Tendencia 4: desgaste severo		30	39	48	56	62
Con uso de 100 años						
Tendencia 1: desgaste ligero		81	89	95	100	104
Tendencia 2: desgaste moderado		61	70	78	83	89
Tendencia 3: desgaste apreciable		40	49	57	64	71
Tendencia 4: desgaste severo		21	30	39	46	54
Fierro galvanizado: liso y nuevo	120	129	133			
Fierro forjado: liso y nuevo	129	137	142			
Acero recubierto: liso y nuevo	129	137	142	145	148	148
Acero no recubierto: liso y nuevo	134	142	145	147	150	150
Asbesto-cemento recubierto: limpio		147	149	150	152	
Asbesto-cemento no recubierto: limpio		142	145	147	150	
Cemento centrifugado y centrif. bituminoso		147	149	150	152	153
Tubería LISA (Cobre, polietileno, PVC)	140	147	149	150	152	153
PVC con protuberancias: limpio	134	142	145	147	150	150
Concreto presforzado: limpio				147	150	150

Nota: Compilación de 372 pruebas realizadas. Valores recomendados para  $V = 1$  m/s.

Corrección de C para velocidades mayores o menores a 1 m/s

Valores de C para $V = 1$ m/s	$V < 1$ m/s	$V > 1$ m/s
C menor a 100	Aumente 5% a C	Restar 5% a C
C entre 100 a 130	Aumente 3% a C	Restar 3% a C
C entre 130 a 140	Aumente 1% a C	Restar 1% a C
C arriba de 140	Restar 1% a C	Aumente 1% a C

Fuente: Lamont, 1969, 1981

Adicionalmente, a pesar de las precauciones y limitaciones especificadas por sus autores, muchos ingenieros han utilizado indiscriminadamente esta ecuación sobre amplios márgenes de diámetros y pendientes de fricción. Diferentes autores [Jain, et.al, 1978], [Kamand, 1988] han evaluado esta expresión, concluyendo que ésta conlleva a cometer errores en el cálculo de la velocidad media del orden de  $\pm 30\%$ . En la tabla 4.9 se presentan los porcentajes de error.

TABLA 4.9

PORCENTAJE DE ERROR EN LA ESTIMACION DE LA VELOCIDAD MEDIA  
MEDIANTE EL USO DE LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS

DIAMETRO DE TUBERIA [pulg]	RADIO HIDRAULICO [m]	PENDIENTE HIDRAULICA S=H/L	PORCENTAJE DE ERROR EN VELOCIDAD	PORCENTAJE DE ERROR EN FACTOR f
4	0.025	0.33/1000	- 30.74	- 57.0
4	0.025	1/1000	- 27.60	- 51.1
12	0.76	1/1000	- 16.60	- 30.7
72	0.46	1/1000	+ 5.50	+ 10.2
72	0.46	7.8/1000	+ 14.32	+ 26.5
72	0.46	300/1000	+ 32.45	+ 60.2

Fuente: Jain, Mohan y Khanna, 1978

A continuación se presenta la ecuación de Darcy-Weisbach, posteriormente se presentarán aparentes igualdades entre las ecuaciones de Manning y Hazen-Williams con la primera y se expondrán las limitaciones de cada una de ellas.

#### La ecuación de Darcy-Weisbach

Esta expresión, propuesta por sus autores en 1850, se puede obtener mediante el análisis dimensional o bien mediante el desarrollo de la teoría de la capa límite [Stephenson, 1984]. Se puede expresar de la siguiente manera:

$$V = (8g/f)^{1/2} R^{1/2} S^{1/2} \quad (4.10)$$

o bien

$$V = (2g/f)^{1/2} D^{1/2} S^{1/2} \quad (4.10a)$$

Otra manera de expresarla es como se presenta en la ec. 4.7. La determinación de las pérdidas por fricción es función lineal del factor de fricción  $f$ . Resulta curioso que, posterior a la aparición de esta ecuación, diversos investigadores hayan propuesto expresiones para calcular, con mayor precisión, el valor de " $f$ ". Se citarán las más utilizadas [Lamont, 1969], [Sotelo, 1974].

**PARA TUBERIAS LISAS***FORMULA DE BLASIUS (1913)*

$$f = 0.3164 / \text{Re}^{0.25} \quad \text{para } 3000 < \text{Re} < 3(10^5) \quad (4.11)$$

Recomendación: tuberías lisas de cualquier material y para el cálculo en diámetros de hasta 12". A medida que el diámetro de la tubería aumenta, la ecuación subestima el valor real.

*FORMULA DE NIKURADSE (1920)*

$$1/\sqrt{f} = 2 \log \text{Re} \sqrt{f} - 0.8 \quad (4.12)$$

$$1/\sqrt{f} = 2 \log \text{Re} \sqrt{f} / 2.51$$

*FORMULAS DE SCIMEMI (1925 y 1950)*

$$f = 0.2175 / \text{Re}^{0.2143} \quad \text{para } 10^4 < \text{Re} < 10^6 \quad (4.13)$$

para tuberías lisas, especialmente de asbesto-cemento, en el rango de diámetros desde 1/2" hasta 48".

*FORMULA DE BLAIR (1951)*

$$f = 0.3037 / \text{Re}^{0.2456} \quad (4.14)$$

Recomendación: para tuberías de fibra de vidrio, plásticos, pvc y de cobre, en diámetros de hasta 12". Subestima el valor real a medida que los diámetros son mayores.

*FORMULAS DE LAMONT (1957)*

$$f = 0.262 / \text{Re}^{0.22292} \quad \text{para } 3000 < \text{Re} < 3(10^5) \quad (4.15a)$$

$$f = 0.1059 / \text{Re}^{0.158} \quad \text{para } 3 \cdot 10^5 < \text{Re} < 10^8 \quad (4.15b)$$

Válida para tuberías lisas de diámetro menor a 12".

**PARA TUBERIAS EN TRANSICION (LISO-RUGOSAS)***FORMULAS DE BLAIR (1951)*

$$f = 0.1982 D^{0.04514} / \text{Re}^{0.1982} \quad \text{para } 2000 < \text{Re} < 3(10^5) \quad (4.16a)$$

válida para tuberías de asbesto-cemento y concreto alisado y bituminoso.

$$f = 0.1122 D^{0.1111} / Re^{0.1482} \quad \text{para } 2000 < Re < 3(10^5) \quad (4.16b)$$

válida para tuberías de concreto, acero bituminoso y concreto alisado.

$$f = 0.0537 D^{0.2125} / Re^{0.0775} \quad \text{para } 2000 < Re < 3(10^5) \quad (4.16c)$$

esta última es válida para tuberías de hierro dúctil galvanizado, hierro dúctil asfaltado y para túneles.

#### FORMULAS DE LAMONT (1957)

$$f = 0.459 / Re^{0.115} (D/k)^{0.2745} \quad \text{para } 10 < D/k < 200 \quad (4.17a)$$

$$f = 0.2149 / Re^{0.115} (D/k)^{0.129} \quad \text{para } 200 < D/k < 20000 \quad (4.17b)$$

#### FORMULA DE COLEBROOK-WHITE (1939)

$$1/\sqrt{f} = -2 \log \left[ \frac{k}{3.71 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right] \quad (4.18)$$

#### PARA TUBERIAS RUGOSAS

##### FORMULA DE NIKURADSE (1920)

$$1/\sqrt{f} = 2 \log (D/k) + 1.14 \quad (4.19a)$$

$$1/\sqrt{f} = 2 \log 3.71 (D/k) \quad (4.19b)$$

##### FORMULAS DE LAMONT (1957)

$$f = 0.529 (D/k)^{0.73} \quad \text{para } 2 < D/k < 10 \quad (4.20a)$$

$$f = 0.2578 (D/k)^{0.414} \quad \text{para } 10 < D/k < 200 \quad (4.20b)$$

$$f = 0.0933 (D/k)^{0.22} \quad \text{para } 200 < D/k < 20,000 \quad (4.20c)$$

Es importante resaltar que en tuberías lisas,  $f$  es independiente de la rugosidad relativa  $k/D$  y depende exclusivamente del número de Reynolds  $Re$ ; en contraposición, para tuberías rugosas,  $f$  es

independiente del Re (o sea independiente del gasto) y muy sensible a la rugosidad relativa.

Con base en gran parte de las ecuaciones expuestas, Moody elaboró un Diagrama utilizando algunas de las expresiones mencionadas, de acuerdo al rango de aplicación. Existen propuestas de modificar este diagrama [Blench, 1976], [Barr, 1976], [Debler, 1977]; sin embargo, dichas propuestas carecen, a juicio personal, de suficientes argumentos para optar por alguna de ellas.

Ahora bien, de pruebas realizadas en fierro fundido [Colebrook, 1939] y en materiales de asbesto-cemento, concreto y cemento alineado [van Sickle, 1960], se ha podido constatar que la ecuación de Colebrook-White (ec. 4.18) es la expresión más precisa de todas las expuestas, en virtud de que es asintótica a las ecuaciones de Nikuradse (ecs. 4.12 y 4.19) para tuberías lisas y rugosas, y no posee las limitaciones enunciadas para las demás ecuaciones propuestas; es decir, es muy confiable para cualquier condición hidrodinámica del fluido, diámetro de las tuberías y tipo de material, siendo su único inconveniente el que dicha expresión sea implícita y requiera de aproximaciones sucesivas. Más adelante se presentarán expresiones explícitas muy aproximadas que eliminan esta aparente dificultad.

Cabe destacar que normalmente, las conducciones de agua a presión están diseñadas para que la velocidad media oscile entre 0.5 m/s y 3 m/s; velocidades menores propician sedimentación en las tuberías y velocidades mayores no son recomendables por el riesgo que implican los fenómenos transitorios, puesto que el incremento de presiones es directamente proporcional al diferencial de velocidades, que bien puede ser demostrado mediante la ecuación de Joukowsky o las cadenas de Allievi. Por ello, para fines prácticos, el número de Reynolds oscilará entre

$$5 \times 10^5 < Re < 8 \times 10^6$$

### Importancia del valor correcto de k

Resulta obvio que la determinación del factor de fricción  $f$ , sobretudo en las tuberías liso-rugosas y rugosas depende de la selección adecuada de la altura de rugosidad equivalente  $k$ . Con base en las tablas 4.3, 4.4 y 4.5, se puede concluir que la variación en el valor de  $k$  es considerable en ciertos materiales. Por ello, se efectuó el siguiente análisis.

Supóngase un gasto de 150 l/s en una tubería de 16". La velocidad media en esta tubería es de  $V = 1.15$  m/s. De la literatura

consultada se obtuvieron los siguientes valores extremos de rugosidad para tuberías nuevas, que dan los siguientes valores de  $f$ .

RUGOSIDAD Y FACTOR DE FRICCIÓN

Material de la tubería	k min mm	f min	k max mm	f max
Asbesto cemento	0.015	0.0142	0.060	0.0153
Acero comercial	0.030	0.0146	0.150	0.0170
Acero remachado	0.914	0.0246	1.500	0.0280
PVC y/o polietileno	0.015	0.0142	0.060	0.0153
hierro fundido	0.122	0.0163	0.150	0.0168

Valores de  $f$  obtenidos con la ecuación de Colebrook-White

Se concluye que la variación en el valor que se tome de la rugosidad afecta directamente el valor de  $f$ , sobretodo en tuberías rugosas. Por lo anterior, es deseable utilizar tablas normalizadas, aprobadas por alguna institución nacional o internacional. En otros casos, sería deseable que los fabricantes de las tuberías especificaran la rugosidad equivalente de su producto y con el aval de algún área que certifique la calidad del material. Las tablas normalizadas podrán ser obtenidas, más que a través de mediciones de la rugosidad en sus tuberías, mediante pruebas en laboratorio de la pérdida de carga por metro lineal, dependiendo del diámetro de la tubería y la velocidad del flujo.

La ventaja de utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach se debe a que el factor de fricción  $f$  es función, además de la rugosidad equivalente, de la velocidad del flujo, del diámetro de la tubería y de la viscosidad cinemática, es decir, de variables hidrodinámicas que permiten un cálculo más fiel.

#### IV.2.2 Relación entre las ecuaciones. Posibles errores

##### Relación entre Darcy-Weisbach y Manning

Si se igualan las ecuaciones 4.6 y 4.7 se obtiene:

$$f = 124.572 n^2 / D^{1/3} \quad (4.21)$$

o bien

$$n = 0.0896 f^{1/2} D^{1/6} \quad (4.22)$$

Según la ec. 4.21, el valor de  $f$ , que se escribirá como  $f_{Mn}$ , sólo depende de un valor constante de  $n$ , que a su vez es función exclusiva del tipo de material y es independiente del gasto. Sin embargo, de las ecuaciones para tuberías lisas (ecs. 4.11 a 4.15b) se puede deducir que  $f$  depende del número de  $Re$ , es decir del gasto y, en general, de las condiciones del flujo. Por lo anterior, la ec. 4.21 es inadecuada para su aplicación en tuberías lisas puesto que  $f$  no puede ser función exclusiva del tipo de material.

La imprecisión detectada conlleva errores en la determinación de las pérdidas por fricción, como se expone en los siguientes ejemplos.

*Ejemplo 1.* Sea un gasto de 500 lps que se pretende conducir por una tubería de 24" (0.61 m). La tubería seleccionada es PVC, cuyo coeficiente de rugosidad es [Normas SAHOP, 1976] de  $n = 0.009$ . Si se aplica la ecuación 4.21 se obtiene  $f_{Mn} = 0.0119$ . Con la ecuación de C-W (ec. 4.18) y con una rugosidad absoluta media [Stephenson, 1984], [Lamont, 1969 y 1981] de  $k = 0.030$  mm, se obtiene  $f = 0.0128$ , lo que significa que el uso de la ecuación de Manning, o bien el uso de la ec. 4.21 que relaciona a ésta con la de Darcy-Weisbach, subestima las pérdidas en un 8%.

Si se aplica  $n = 0.010$  según otra recomendación para PVC [Stephenson, 1984] se obtiene  $f_{Mn} = 0.0146$ , lo que representa una sobrestimación del 14.7%. Es preciso indicar que, como se observa en la ecuación de D-W (ec. 4.7), las pérdidas por fricción son directamente proporcionales al factor de fricción  $f$ , lo que significa que las pérdidas calculadas mediante la ec. 4.21 tienen el mismo grado de error.

*Ejemplo 2.* Sea un gasto de 40 lps que se conducirá en tubería de 8" (0.20 m) en asbesto-cemento ( $n = 0.010$ ). Mediante la ec. 4.21 se obtiene  $f_{Mn} = 0.0211$ . Con base en las recomendaciones de pruebas efectuadas por Lamont [Lamont, 1981], la rugosidad absoluta para asbesto-cemento no recubierto es  $k = 0.040$  mm, que de acuerdo con la ec. 4.18 da un valor de  $f = 0.0169$ . Según otra referencia [Stephenson, 1984], el valor más adecuado de  $k$  es 0.030 mm; con este valor, la  $f$  es igual a 0.0166, muy similar al valor anterior. De esta manera, la ecuación de Manning sobrestima el valor de las pérdidas por fricción en un 25% a 27%.

*Ejemplo 3.* Sea el mismo caso del ejemplo 2 pero en éste se considera tubería de concreto áspero. La rugosidad absoluta media es 1.5 mm. Aplicando la ec. 4.21 con  $n = 0.016$  [Normas SAHOP, 1976] se obtiene un valor de  $f_{Mn}$  de 0.0542; con  $n = 0.017$  [Stephenson,

1984] se obtiene  $f_{Mn} = 0.0612$ . Aplicando la ec. de C-W se obtiene  $f = 0.0346$ . La ecuación de Manning sobrestima el valor de  $f$  entre un 56% a 77%, respectivamente. El error es significativo.

El hecho de considerar en los tres ejemplos tuberías lisas y tuberías rugosas, diámetros pequeños y medianos, permite concluir que el cálculo de las pérdidas por fricción mediante la ecuación de Manning no es la más adecuada, pues induce errores considerables que subvalúan o sobrevalúan el valor real. Esta afirmación es congruente con las conclusiones de Kamand, que utiliza curvas de error. De esta manera se puede afirmar lo siguiente:

*El cálculo de las pérdidas por fricción mediante la ecuación de Manning, propicia que, por lo general, se sobrestime el valor de dichas pérdidas, y el error en el cálculo es proporcional con el tamaño del diámetro de la tubería, es decir, conforme el diámetro requerido es mayor, existe mayor porcentaje de error.*

Por lo anterior, algunos autores [Blench, 1960], [Liu, 1972], [Revilla F., 1991], [Chie Yen, 1992] presentan expresiones alternas o bien, ajustes en el valor de  $n$ . Existen otros [Kamand, 1988] que proponen que  $n$  sea variable dependiendo no sólo del material, sino también del diámetro de la tubería [tabla 4.10].

TABLA 4.10  
VALORES RECOMENDADOS PARA EL USO DE "n" DE  
MANNING SEGUN DIAMETRO Y TIPO DE MATERIAL

DIAMETRO DE TUBERIA [pulg]	PVC COEFICIENTE n	FIERRO FUNDIDO COEFICIENTE n
1	0.0083	0.0099
2	0.0085	0.0100
3	0.0087	0.0100
4	0.0088	0.0101
5	0.0089	0.0102
6	0.0090	0.0102
8	0.0092	0.0103
10	0.0093	0.0104
12	0.0094	0.0105
16	0.0096	0.0107
20	0.0097	0.0108
24	0.0098	0.0109
30	0.0100	0.0110
36	0.0101	0.0112
42	0.0102	0.0113

Fuente: Fadi Kamand, 1988

La cuestión que se desea plantear es: si ya existe un factor de

fricción que representa con bastante precisión las condiciones hidrodinámicas del flujo, que es  $f$ , ¿ para qué buscar un parámetro que se ajuste o se correlacione con éste?. La respuesta es, al parecer, la complejidad relativa que implica la obtención de  $f$  mediante la expresión implícita de Colebrook-White (ec. 4.18). Este fundamento es en la actualidad, anacrónico, puesto que un sencillo programa en calculadora resuelve en pocas iteraciones su aparente complejidad.

#### Relación entre las ecuaciones de Darcy-Weisbach y Hazen-Williams

Si se igualan las ecuaciones 4.5 y 4.7 se obtiene lo siguiente:

$$f = 134.0 (V/C_{H-W})^{1.85} / (D^{0.167} V^2)$$

o sea

$$f = 134.0 / (V^{0.15} C_{H-W}^{1.85} D^{0.167}) \quad (4.23)$$

Con base en la definición del número de Reynolds y asumiendo una viscosidad cinemática de  $\nu = 1.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , se puede escribir:

$$f = 1,064 / (Re^{0.15} C_{H-W}^{1.85} D^{0.017}) \quad (4.24)$$

El término  $1 / D^{0.017}$  es aproximadamente igual a 1 incluso para tuberías muy grandes; queda finalmente

$$f = 1,064 / (Re^{0.15} C_{H-W}^{1.85}) \quad (4.25)$$

En este caso, en las ecs. 4.24 y 4.25 se observa que el factor de fricción  $f$  es función de la turbulencia del flujo medido a través del  $Re$  y del coeficiente de Hazen-Williams que, depende a su vez, del tipo de material y por consiguiente, de la rugosidad media de las tuberías; sin embargo, esta relación indicaría que  $f$  es aparentemente independiente del diámetro de la tubería pues la ec. 4.24 tiene el parámetro del diámetro elevado prácticamente a cero.

Esta última conclusión equivocada, ha llevado a suponer que  $f$  es independiente del diámetro [Riaño, 1987], lo cual es absurdo en virtud de que la ecuación de Colebrook-White claramente especifica la dependencia del valor de  $f$  con varios parámetros, entre ellos, el diámetro. Debe aclararse que la ecuación de H-W tiene un origen semiempírico y, como se mencionó, puede demostrarse que es una ecuación particular de la de Darcy-Weisbach que es válida para tuberías lisas [Christensen, 1984]. Por lo anterior, debe

entenderse que las ecs. 4.24 y 4.25 conllevan la limitación de origen de la ecuación de H-W y no debe emitirse, a partir de éstas, conclusión alguna referente a la dependencia de  $f$  a ciertas variables.

Por su parte, la comparación entre el valor del factor de fricción  $f$  obtenido a través de la ecuación de C-W (ec. 4.18) y la ec. 4.25 indica [Jain, et.al, 1978] que se comete un error de  $\pm 35\%$  (tabla 4.11). Del mismo modo, Kamand [Kamand, 1988] presenta curvas de error que permiten concluir que la imprecisión en el cálculo de las pérdidas por fricción, utilizando el criterio de H-W, oscila entre  $-37.4\%$  a  $+15.5\%$ . La diferencia de porcentajes radica en el rango de velocidades y rugosidad relativa seleccionada.

En este caso, es posible afirmar que:

*Al utilizar la ecuación de Hazen-Williams, el cálculo de las pérdidas por fricción es impreciso, en algunos casos subestima y en otros sobrestima el valor de dichas pérdidas.*

TABLA 4.11

PORCENTAJE DE ERROR EN LA ESTIMACION DEL FACTOR  $f$   
MEDIANTE EL USO DE LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS

MATERIAL DE LA TUBERIA	RUGOSIDAD MEDIA [mm]	COEFICIENTE C DE H-W	DIAMETRO DE TUBERIA [mm]	VELOCIDAD MEDIA [m/s]	PORCENTAJE DE ERROR EN FACTOR $f$
Fierro fundido recubierto nuevo	0.150	130	100	3.0	- 13.00
Fierro fundido recubierto nuevo	0.150	130	1500	0.3	+ 26.19
Fierro fundido recubierto viejo	2.400	100	100	3.0	- 39.00
Fierro fundido recubierto viejo	2.400	100	1500	0.3	+ 32.52
Concreto nuevo	0.035	130	100	3.0	- 12.92
Concreto nuevo	0.035	130	1500	0.3	+ 34.92
Acero nuevo	0.060	140	100	3.0	- 9.22
Acero nuevo	0.060	140	1500	0.3	+ 17.00

Fuente: Jain, Mohan y Khanna, 1978

Sin embargo, algunos autores han buscado minimizar el porcentaje de error, realizando ajustes entre la  $f$  y la  $C_{H-W}$ . De este modo [Jain et.al., 1978] presentan un nomograma, para aquellos acostumbrados a la ecuación de H-W, basado en la ecuación denominada *Hazen-Williams modificada*. Dicho nomograma se basa en la obtención previa de las pérdidas por fricción mediante la ecuación de Darcy-Weisbach y  $f$  mediante Colebrook-White, por lo que, a juicio personal, carece de mayor sentido desarrollarla, salvo para aquellos que persistan en usar la ecuación de H-W.

Finalmente, al igual que el criterio para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning variable, es posible que, derivado del cálculo preciso de  $f$  mediante la ecuación de C-W, se obtengan valores variables del coeficiente  $C_{H-W}$ , que dependerán no sólo del tipo de material sino también del diámetro de la tubería

(Tablas 4.8 y 4.12).

Nuevamente se insiste, todas las aproximaciones y ecuaciones semiempíricas son comparadas en precisión con la ecuación de D-W que, a su vez, depende del cálculo de  $f$  mediante C-W. Por lo tanto, se recomienda utilizar directamente la ecuación de D-W para el cálculo de las pérdidas por fricción. No tiene mayor sentido seguir con la búsqueda de novedosos ajustes y correlación entre las ecuaciones de Manning y H-W con la de D-W.

TABLA 4.12

VALORES RECOMENDADOS PARA EL COEFICIENTE "C" DE HAZEN-WILLIAMS DE ACUERDO AL DIAMETRO Y MATERIAL

DIAMETRO DE TUBERIA [pulg]	P V C		FIERRO FUNDIDO
	COEFICIENTE C DE H-W		COEFICIENTE C DE H-W
1		134	111
2		139	118
3		141	121
4		143	123
5		144	125
6		145	126
8		146	128
10		147	129
12		147	130
16		148	132
20		148	133
24		149	133
30		149	134
36		150	135
42		150	135

Fuente: Fadi Kamand, 1988

A continuación se presentan ecuaciones explícitas para el cálculo de  $f$ , que facilitan aún más el uso de la ecuación de D-W, con un grado de precisión muy aceptable.

#### IV.2.3 Ecuaciones explícitas para el cálculo de " $f$ "

Como opción al cálculo del factor de fricción  $f$  mediante la expresión implícita de Colebrook-White, existen expresiones explícitas, aplicables tanto a tuberías lisas, en transición y a rugosas. Sin embargo, el problema radica en que las más simples son muy imprecisas (error de  $\pm 4\%$ ) y las precisas (0.3% de error) son algo complejas, como la ecuación de Barr [Barr, 1977]. De las

diversas propuestas que existen en la literatura técnica, a continuación se presentan aquellas que, con base en una comparación preliminar realizada, son las más confiables y fáciles de utilizar.

Moody [Moody, 1947] propuso una aproximación a la ecuación de Colebrook-White, que es la siguiente.

$$f = 0.0055 \left[ 1 + \left[ \frac{20,000 k}{D} + \frac{10^6}{Re} \right]^{1/3} \right] \quad (4.30)$$

Por su parte, Jain propone [Jain, 1976] la siguiente ecuación, basada en un ajuste de regresión a la ecuación implícita de Nikuradse para tuberías lisas y de conjuntarla con la explícita del mismo autor para tuberías rugosas.

$$1/\sqrt{f} = 1.14 - 2 \log \left[ \frac{k}{D} + \frac{21.25}{Re^{0.9}} \right] \quad (4.31)$$

Swamee y Jain [Swamee & Jain, 1976] proponen la expresión:

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \frac{k}{3.7 D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right]^2} \quad (4.32)$$

Finalmente, existe otra expresión [Haaland, 1983], basada también en una aproximación de la ecuación implícita de Nikuradse (ec. 4.12) y la explícita del mismo autor para tuberías rugosas (ec. 4.19). La expresión es:

$$1/\sqrt{f} = -1.8 \log \left[ \left[ \frac{k}{3.71 D} \right]^{1.11} + \frac{6.9}{Re} \right] \quad (4.33)$$

Debido a que la mayoría de las expresiones explícitas son, a juicio de cada autor, muy precisas y con errores menores a  $\pm 1.5\%$ , se procedió a elaborar la comparación de éstas, con la finalidad de determinar la más precisa para un rango práctico de velocidad media de 0.4 m/s a 4.5 m/s y para diámetros de 2" a 54" (ver figuras 4.1 a 4.3).

Se puede concluir lo siguiente:

Para tuberías muy pequeñas, la ecuación de Moody es la menos aconsejable dentro del rango de velocidades especificado, pues sobrestima el valor real hasta en un 1.85%; la ecuación de Haaland subvalúa el valor de  $f$  hasta en -1.41%.

Para tuberías medianas, como el caso de la de 20", la ecuación de Moody es menos recomendable pues se tienen errores de -3.17% a +0.54%; le sigue la de Haaland con un error máximo de -1.33%.

Para tuberías de gran dimensión, como es el caso de 54", la ecuación de Moody incrementa su error de -4.15% a +1.42%. La de Haaland tiende a ser más precisa para tuberías de gran tamaño y reduce el error a -1.09%.

Por su parte, la expresión propuesta por Swamee y Jain (ec. 4.32) muestra muy buen comportamiento para todo tamaño de tubería y dentro de las velocidades especificadas, con un error máximo en el rango estudiado de +0.63%.

Por lo anterior, se concluye que, para determinar el factor de fricción  $f$ , se utilice la expresión implícita de Colebrook-White (ec. 4.18) o, alternativamente, la ecuación explícita de Swamee y Jain (ec. 4.32).

#### IV.2.4 Variación del valor de $f$ en el tiempo

En el diseño de acueductos y redes de distribución, es necesario considerar el incremento en la rugosidad de la tubería conforme el

FIGURA 4.1 COMPARACION DE FORMULAS EXPLICITAS CON LA EC. DE C-W PARA 2"

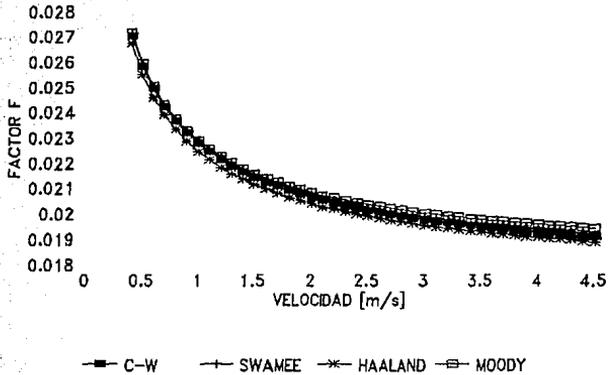


FIGURA 4.2 . COMPARACION DE FORMULAS EXPLICITAS CON LA EC. DE C-W PARA 2.0"

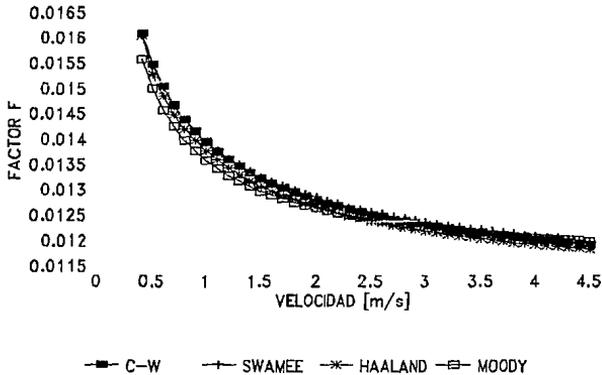
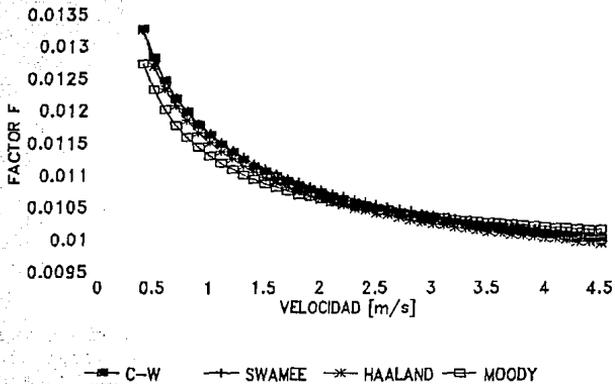


FIGURA 4.3. COMPARACION DE FORMULAS EXPLICITAS CON LA EC. DE C-W PARA 54"



tiempo transcurre, que genera incremento en las pérdidas por fricción y reducción en la capacidad de conducción. Evidentemente, son tres las variables que determinan el incremento de la rugosidad: el tipo de material de la tubería de conducción, la calidad del agua y el diámetro de la tubería.

Como ejemplo destacable, derivado de las mediciones efectuadas en el acueducto de Vyrnway a lo largo de 58 años de servicio [Lamont, 1969] se comprobó que la tubería, debido a un problema de incrustaciones y moho, incrementó la rugosidad absoluta equivalente de 0.0254 mm a 37.6 mm en dicho periodo, reduciendo su capacidad de conducción en un 53%.

Las tuberías de fierro dúctil son las más expuestas a problemas de oxidación e incrustaciones, cuya reducción en la capacidad de conducción oscila entre el 15 al 70% al cabo de 30 años [Lamont, 1981]. Por su parte, la formación de moho puede reducir la capacidad de una tubería en más del 25% después de 15 a 20 años de uso. Por su parte, las tuberías de concreto no recubierto pierden su capacidad de conducción entre un 5% a un 10%.

*Según pruebas reportadas por Lamont, las tuberías de asbesto-cemento, de cobre, las de polietileno y las de PVC, no han mostrado incrementos sustanciales en la rugosidad de la tubería.*

Con base en la importancia que merece la determinación del incremento de la rugosidad, a continuación se presentan tres criterios para evaluar dicho incremento.

1) Moody ha propuesto [Lamont, 1969] determinar el crecimiento anual de la rugosidad en tuberías de fierro fundido en función del valor del pH en el agua, con la expresión siguiente.

$$2 \log \alpha = 3.8 - \text{pH} \quad (4.34)$$

donde

$\alpha$  incremento anual de la rugosidad del tubo [pulgadas]

2) Por su parte, derivado de pruebas en más de 60 tuberías viejas de fierro fundido, se ha propuesto [Lamont, 1969] lo siguiente:

$$\log (\alpha / 0.002) = -I / 2.6 \quad (4.35)$$

donde

$$I = \text{pH} + \log (\text{Ca}) + \log (\text{Alcalinidad}) - K - 9.3 \quad (4.36)$$

I Índice de saturación de Langelier  
Ca Contenido de calcio [ppm]  
Alc Contenido de alcalinidad [ppm]  
K Coeficiente que varía entre 1.86 a 2.93, dependiendo de la temperatura y de los sólidos disueltos totales

3) Genijew propone el uso de [Sotelo, 1974]:

$$k_t = k_0 + a t \quad (4.37)$$

donde

$k_0$  rugosidad del tubo nuevo, [mm]  
 $k_t$  rugosidad del conducto, después de t años de servicio [mm]  
a coeficiente que depende del tipo de agua, varía entre 0.025 a 0.51.  
t número de años de servicio de la tubería

Las tres propuestas están basadas en amplios experimentos, aunque debe destacarse que la expresión de Genijew es más subjetiva -y por ello más limitada-, en virtud de que el valor del parámetro a puede resultar de una apreciación cualitativa, si no se conocen con precisión los parámetros fisicoquímicos del agua.

Un aspecto importante es el hecho de que, para el diseño de un acueducto, es aceptable que el diseño se efectúe con un factor de fricción como tubería nueva, en virtud de que un incremento sustancial en la rugosidad de la tubería se presenta al cabo de 15 o 20 años, periodo que bien puede coincidir con el periodo de diseño de la tubería.

Sin embargo, en la revisión hidráulica de un sistema de agua construido hace más de 20 años, se debe considerar el incremento de la rugosidad absoluta y la disminución en la capacidad de conducción. Empero, con frecuencia no se suele dar importancia a este aspecto; por ejemplo, en las Normas para aprovisionamiento de agua del país no existe recomendación alguna, situación que cuestiona la correcta estimación de caudales y presiones en acueductos y redes de distribución, independientemente de la

precisión del método o algoritmo utilizado.

Concluyendo, la correcta determinación del factor de fricción es imprescindible para efectuar el diseño de los sistemas de agua potable. Omitir este aspecto deviene en errores técnicos y en costos adicionales que podrían evitarse.

### IV.3 PROPUESTA PARA LA SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION POR BOMBEO

Existen diversas expresiones para calcular el diámetro económico de un acueducto, las cuales responden a criterios netamente técnicos, como la expresión de Bresse o la de Richter [Sotelo, 1974], que recomiendan seleccionar un diámetro comercial que esté asociado a una velocidad media "económica", que fluctúa entre 1.28 m/s a 0.6 m/s para el primer criterio y de 1.5 a 2.0 m/s para el segundo criterio.

Sin embargo, la selección de un diámetro debe obedecer no sólo a consideraciones técnicas, sino también económicas, que se incorporen y evalúen los costos de inversión y de operación, en la búsqueda de un costo anual mínimo, que será el óptimo.

Convencionalmente, para la obtención del diámetro económico se calculan los costos de inversión de tres o cuatro tuberías, que cumplan las velocidades recomendadas (incluye excavación, suministro, instalación, relleno y compactación de la tubería); como se sabe, a menor diámetro de tubería, menor costo. De acuerdo a las expresiones de la microeconomía, el costo de inversión puede anualizarse con la siguiente expresión:

$$A = CI * \frac{i (1+i)^{PD}}{(1+i)^{PD} - 1} \quad (4.38)$$

donde

CI costo de inversión  
 A anualidad equivalente de dicho costo  
 i tasa de descuento  
 PD periodo de diseño

Por otra parte, con base en las leyes de la Hidráulica, se sabe que a menor diámetro de tubería, mayor pérdida por fricción y por lo

tanto, mayor carga dinámica de bombeo. Con base en esta última se determina la potencia requerida; dicha potencia se multiplica por el costo del kilowatt-hora y se obtiene el costo del bombeo por hora; de ahí resulta fácil obtener el costo anual del bombeo. De esta manera, el costo del bombeo es inversamente proporcional al diámetro de la tubería.

En esta perspectiva, se comparan las diferentes opciones y se selecciona aquella cuyo costo anual equivalente es el menor, obtenido de la suma del costo de inversión anualizado más el costo anual de operación por bombeo.

Hasta este punto, los criterios expuestos son correctos.

Siguiendo con este esquema, el cálculo puede realizarse en un formato similar al presentado en el Manual de Normas de Proyecto para Obras de agua potable en localidades urbanas del país [SAHOP, 1976]. Este modelo, posiblemente útil en su fecha de publicación, resulta actualmente bastante limitado.

Para estimar el costo del suministro de la tubería, se determina la resistencia requerida en ésta en los diferentes tramos del acueducto, para poder soportar los esfuerzos de tensión que se generan por el funcionamiento en operación normal, los cuales se determinan en función del desnivel entre la línea de energía y la rasante de la tubería instalada. A la máxima carga requerida se le conoce como carga dinámica total CDT, en virtud de que es la suma del desnivel estático más las pérdidas por fricción, las cuales se obtienen con base en las expresiones propuestas en la sección anterior.

Ahora bien, algunas recomendaciones infundamentadas han propuesto que, a la línea de energía obtenida en operación normal, se le adicione un 20% de la carga de sobrepresiones que se generan por el golpe de ariete. Lo anterior nace de considerar que la ecuación utilizada para el cálculo de las sobrepresiones (de Joukowsky) es muy conservadora y que en dicho acueducto se instalarán válvulas de alivio (reguladoras de presiones), las cuales se asume que, en la "práctica", absorberán el 80% restante. Esta simplificación es bastante cuestionable. Hoy en día, los fenómenos transitorios pueden ser simulados por medio de métodos que resuelven la ecuación dinámica y la de continuidad; es mejor aún resolver dichas ecuaciones mediante el método de las características, que transforma dos ecuaciones en derivadas parciales en cuatro ecuaciones en derivadas ordinarias o totales.

Por otro lado, existen diferentes dispositivos para controlar el transitorio hidráulico, sean torres de oscilación, tanques

unidireccionales o cámaras de aire, que se seleccionan de acuerdo a la factibilidad técnica y económica que involucra, entre otras, a la topografía y trazo del acueducto, la resistencia del suelo, el costo de cada uno de estos dispositivos. La explicación y selección de estas estructuras de alivio puede consultarse en libros especializados [Chaudhry, 1979], [Guarga et.al., 1985].

De esta manera, se busca enfatizar que el control del transitorio hidráulico, sea por sobrepresión o depresión dentro de la tubería, puede ser controlado con los dispositivos antes mencionados, por lo que, para fines de evaluar el diámetro más económico, no tiene ningún sentido incorporar suposiciones que solo incrementan el costo de inversión de la tubería.

Otro aspecto de vital importancia es la determinación adecuada de los costos de energía por el bombeo efectuado. En el análisis tradicional, el costo anual de la energía eléctrica para vencer la carga dinámica total se obtiene con el gasto de diseño, es decir, con el caudal que sólo se requiere o demanda al final del periodo de diseño. De esta manera, no se considera en este análisis el incremento gradual y anual del gasto suministrado conforme la demanda crece paulatinamente.

La diferencia de criterios puede ejemplificarse de la siguiente manera. Supóngase que una ciudad demanda y se abastece actualmente con 900 l/s y, habiendo efectuado la proyección de la demanda, se concluye que, al final del periodo de diseño, la localidad requerirá de 1200 l/s. Con base en este análisis, se pretende instalar un acueducto con capacidad de 300 l/s. Evidentemente, en los años inmediatos no requieren los 300 l/s, sino lo que demande su población.

En la práctica, esto conlleva a que si bien la obra civil del cárcamo de bombeo se construye para el periodo de diseño, el equipamiento de las bombas se realiza de manera segmentada, sea ésta cada 5 años dependiendo de la selección del gasto de cada bomba. Queda claro entonces que los costos de energía no son los mismos durante todo el periodo de diseño.

Conviene ahora profundizar en lo que sucede entre cada equipamiento de motores y bombas. La regulación de caudales menores al gasto de diseño de las bombas puede ser de diferentes formas.

1) Si se dispone de una válvula de émbolo de paso angular en el múltiple de descarga de las bombas, ésta puede cerrarse parcialmente para controlar el gasto, lo que produce una pérdida local adicional en el sistema. Si bien la carga dinámica total se incrementa y el punto de operación de la curva característica se

desplaza hacia la izquierda (mayor carga y menor caudal), la energía consumida es menor a la correspondiente al punto de diseño, de acuerdo con las curvas de potencia de la bomba seleccionada.

2) Otro criterio muy común es que una vez instaladas las bombas y la tubería con un diámetro para poder conducir el gasto de diseño, se suministra agua a través de un bombeo con el gasto de diseño pero sólo durante un determinado número de horas al día, con la finalidad de aprovechar la regulación de los tanques de almacenamiento existentes y disminuir los costos de energía; es decir, el volumen diario demandado se regula con los tanques. En México, es de particular importancia el periodo de bombeo, ya que los costos de demanda de energía en horas pico (18 hs a 22 hs) son mucho más elevados que los del periodo base, sea tarifa O-M o H-M, dependiendo de los kilowatts instalados.

3) Si se dispone de variadores de velocidad, las curvas características se desplazan paralelamente, ajustando la velocidad de rotación, tal que los consumos de energía eléctrica son menores; esto permite tener un control muy preciso del gasto suministrado, aunque el costo de dichos variadores es, en la actualidad, elevado.

Así pues, resulta evidente que los costos de energía, vitales para la selección del diámetro óptimo, o sea el más económico, deben ser analizados en forma dinámica, año con año.

En esta perspectiva, se ha propuesto que la selección del diámetro económico considere los costos de energía eléctrica gradualmente ascendentes, año con año, conforme al gasto demandado [Rojas O., 1993]. Este análisis evalúa los costos de inversión en el año que se realizan y los costos de operación anuales y crecientes en el tiempo. La selección del diámetro óptimo se obtiene mediante el criterio del *Valor Presente Neto*.

Es muy adecuado que adicionalmente a la metodología expuesta, se realice un análisis de sensibilidad sobre:

- a) la tasa de descuento elegida para llevar a valor presente cada una de las inversiones anuales. Se recomienda un valor de  $i=12\%$
- b) el costo de energía por kilowatt-hora utilizado.

Se recomienda repetir el análisis con por lo menos tres tasas de descuento distintas y con tres costos unitarios de la energía horaria.

De acuerdo a este método de análisis, en el caso del ejemplo anterior, se propusieron diámetros de 18", 20" y 24", habiendo resultado que el diámetro más económico corresponde a 20" (tabla 4.13a). Ahora bien, mediante el análisis tradicional (tabla de las normas de 1976) se obtiene que el diámetro económico corresponde a 24". Existe entonces una diferencia clara.

En efecto, realizar un análisis considerando exclusivamente el costo anual de la energía eléctrica correspondiente al gasto de diseño, que podría llamarse método estático, conlleva a un resultado diferente al obtenido considerando los costos de energía variables en el tiempo, es decir, al método dinámico.

Lo anterior cobra particular importancia si se considera que, para el caso del ejemplo anterior, la diferencia en el costo total de inversión -incluida excavación, suministro, instalación- entre una tubería de 20" y una de 24" es del 35% por cada metro construido (con precios unitarios de 1993 de la CNA).

El ejemplo presentado, podría llevar a pensar que el criterio de analizar dinámicamente los costos de energía permite disminuir el diámetro de la tubería que se obtiene mediante el método tradicional. Otro ejemplo realizado demuestra que no sucede esto necesariamente (tabla 4.13 b). En efecto, para un gasto de 108 lps, con una carga estática de 52.5 mca, se propusieron tres diámetros, 12", 14" y 16", habiendo resultado que el diámetro económico corresponde a 16" mediante el análisis dinámico y a 14" mediante el método estático, resultados contrarios a la lógica del ejemplo anterior.

En este segundo ejemplo el diámetro económico corresponde a 16" en virtud de que para tuberías de 12" y 14" se requiere de una resistencia de 10 kg/cm<sup>2</sup> (clase A-10), mientras que para 16" se necesita clase A-7. Pese a que este último tiene un diámetro mayor, el costo unitario para la resistencia requerida por las otras dos tuberías es mayor, de tal forma que es más económica esta última. En todo caso, los costos de bombeo no son determinantes para inclinar la balanza en la selección del diámetro óptimo.

Así pues, con la ayuda de las computadoras actuales, no existe mayor complejidad el realizar un análisis dinámico para la selección del diámetro adecuado de un acueducto, por lo que se debe dejar de lado un análisis estático que, si bien en su tiempo fue valioso, hoy en día resulta anacrónico.

TABLA 4.13.a ANALISIS A VALOR PRESENTE DE LAS INVERSIONES

DIAMETRO	18	20	24 "	
CARGA m	76.054	66.638	58.367	
AÑO	COSTO Miles Ns	COSTO Miles Ns	COSTO Miles Ns	VOLUMEN (m <sup>3</sup> /s)
1994	1.420.40	1.296.96	1.766.35	
1995	399.17	349.75	306.34	0.181
1996	411.14	360.24	315.53	0.186
1997	423.48	371.05	324.99	0.192
1998	436.18	382.18	334.74	0.198
1999	449.27	393.65	344.79	0.204
2000	462.75	405.46	355.13	0.210
2001	476.63	417.62	365.78	0.216
2002	490.93	430.15	376.76	0.222
2003	505.66	443.05	388.06	0.229
2004	520.83	456.35	399.70	0.236
2005	536.45	470.04	411.69	0.243
2006	552.54	484.14	424.04	0.250
2007	569.12	498.66	436.76	0.258
2008	586.19	513.62	449.87	0.266
2009	603.78	529.03	463.36	0.274
2010	621.89	544.90	477.26	0.282
2011	640.55	561.25	491.58	0.290
2012	659.77	578.09	506.33	0.299
VALOR PRESENTE NETO	4873.73	4322.76	4416.57	

Q = 0.3 m<sup>3</sup>/s L= 4980 m

DOTACION	220	l/h/d
AÑO	POBLACION BENEFICIADA	
1992	65,000	
1993	66,950	
1994	68,959	
1995	71,027	
1996	73,158	
1997	75,353	
1998	77,613	
1999	79,942	
2000	82,340	
2001	84,810	
2002	87,355	
2003	89,975	
2004	92,674	
2005	95,455	
2006	98,318	
2007	101,268	
2008	104,306	
2009	107,435	
2010	110,658	
2011	113,978	
2012	117,397	

EL DIAMETRO ECONOMICO ES EL CORRESPONDIENTE AL MENOR COSTO A VALOR PRESENTE NETO, Y ES (PULG) = 20 "

TABLA 4.13.b ANALISIS A VALOR PRESENTE DE LAS INVERSIONES

DIAMETRO	12	14	16 "	
CARGA m	91.680	71.124	62.280	
AÑO	COSTO Miles Ns	COSTO Miles Ns	COSTO Miles Ns	VOLUMEN (m <sup>3</sup> /s)
1994	968.11	1.434.29	1.347.75	
1995	173.97	134.96	118.18	0.065
1996	179.19	139.01	121.72	0.067
1997	184.56	143.18	125.38	0.069
1998	190.10	147.48	129.14	0.071
1999	195.80	151.90	133.01	0.074
2000	201.67	156.46	137.00	0.076
2001	207.73	161.15	141.11	0.078
2002	213.96	165.99	145.35	0.080
2003	220.38	170.97	149.71	0.083
2004	226.99	176.09	154.20	0.085
2005	233.80	181.38	158.82	0.088
2006	240.81	186.82	163.59	0.091
2007	248.03	192.42	168.50	0.093
2008	255.48	198.20	173.55	0.096
2009	263.14	204.14	178.76	0.099
2010	271.03	210.27	184.12	0.102
2011	279.17	216.57	189.64	0.105
2012	287.54	223.07	195.33	0.108
VALOR PRESENTE NETO	2473.15	2601.88	2370.15	

Q = 0.108 m<sup>3</sup>/s L= 7550 m

DOTACION	220	l/h/d
AÑO	POBLACION BENEFICIADA	
1992	23,500	
1993	24,205	
1994	24,931	
1995	25,679	
1996	26,449	
1997	27,243	
1998	28,060	
1999	28,902	
2000	29,769	
2001	30,662	
2002	31,582	
2003	32,529	
2004	33,505	
2005	34,511	
2006	35,546	
2007	36,612	
2008	37,711	
2009	38,842	
2010	40,007	
2011	41,207	
2012	42,444	

EL DIAMETRO ECONOMICO ES EL CORRESPONDIENTE AL MENOR COSTO A VALOR PRESENTE NETO, Y ES (PULG) = 16 "

## V. METODOS PARA OPTIMAR EL DISEÑO DE REDES

Existen diversos métodos para el diseño de redes de distribución. Sin embargo, el que goza de mayor popularidad es el método propuesto en 1936 por Hardy-Cross, que es adecuado para cálculos manuales. Es un método de revisión más que de diseño, en virtud de que se deben fijar los diámetros de cada tubería, los gastos de demanda en cada nodo y estimar los caudales en cada tubería que permitan obtener las cargas piezométricas en cada nodo. 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.

Ahora bien, una red de distribución interconectada se puede esquematizar como un grupo de circuitos cerrados. El método ajusta cada circuito de la red de manera independiente, sin que exista la interacción directa entre las ecuaciones básicas de la red. Cada circuito debe satisfacer dos condiciones: la pérdida total de carga en todo el circuito es cero, esto es  $\Sigma h=0$ , y el gasto total de entrada y salidas en cada nodo del circuito debe ser también igual a cero, esto es  $\Sigma Q=0$ .

Sin embargo, para cada configuración de diámetros de la red se obtiene una solución hidráulicamente factible tal 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 solución óptima, es decir, la más económica.

Por ello, desde su aplicación al problema del análisis de redes, este método 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 relevantes, discutirlos y destacar sus ventajas y restricciones. Finalmente se dan recomendaciones dependiendo del tipo de red y las condiciones de operación.

### V.1 Métodos 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 procedimiento iterativo para encontrar la longitud equivalente de una tubería de 8" de diámetro y un 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 que un coeficiente de fricción  $C$  igual para todas las tuberías, independientemente del material de éstas y del diámetro.

Un segundo modelo ha sido propuesto [Raman & 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 está basado en las siguientes ecuaciones:

$$\sum H_f = 0 \quad \text{alrededor del circuito} \quad (5.1)$$

$$\sum Q = 0 \quad \text{en cada nodo} \quad (5.2)$$

$$H_f = K_1 Q^x \quad \text{ec. de pérdida de carga} \quad (5.3.a)$$

$$H_f = K_2 L_e Q^x \quad \text{ec. modificada que considera a } L_e \quad (5.3.b)$$

$\Sigma(L_e / Q) \approx 0$  en cada circuito

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 definen las cargas piezométricas requeridas en cada nodo, que determinan implícitamente las pérdidas de carga en cada tubería y se debe satisfacer la ec. 5.1.
- Se establecen los gastos de demanda en cada nodo y las longitudes de tubería
- Se asumen *gastos iniciales* por cada tubería y se debe cumplir la ec. 5.2 de acuerdo a la convención de signos
- Se calcula  $L_e$  despejando de la ecuación 5.3.b, considerando un valor de  $C$  y  $D$  constantes, que bien pueden ser los propuestos por Raman,  $C=100$  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. 5.3.b y desarrollada en series de Taylor. Dicho factor es:

$$dQ = \frac{\Sigma \frac{L_e}{Q}}{2.85 \Sigma \frac{L_e}{Q^2}} \quad (5.4)$$

La convención de signos para  $Q$  es, positiva en la dirección de las manecillas del reloj y negativa en la dirección contraria.

- 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 adaptado utilizando otras fórmulas de pérdida de carga, considerando que tienen la forma general  $H_f = K L Q^x$ .

**Restricción:** Este método permite obtener longitudes equivalentes mínimas, que no necesariamente implica que el diseño de la red sea el más económico. En efecto, basados en una comparación de costos más que en una demostración matemática, se concluyó 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 & 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

$$L_e = L (C_c/C)^{1.85} (D_c/D)^{4.86} \quad (5.5)$$

donde

$L_e$	Longitud equivalente
$L$	Longitud real del tramo entre dos nodos
$C_c$	Factor de fricción constante para obtención de la longitud equivalente, pudiendo ser $C_c = 100$
$C$	Factor de fricción del diámetro requerido
$D_c$	Diámetro constante para obtención de la longitud equivalente, pudiendo ser $D_c = 8"$
$D$	Diámetro requerido

Se observa que  $L_e$  es inversamente proporcional a  $C$  y  $D$ . Al minimizar  $L_e$  se pueden incrementar los valores de  $C$  y  $D$  con respecto a los valores constantes  $C_c$  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.

## V.2 Método del diámetro equivalente

Este método [Deb & 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

$$D_e = 0.728 \left( Q^{0.381} / H_f^{0.206} \right) \quad (5.6)$$

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

$$Y = M D_e^m \quad (5.7)$$

donde

$Y$  Costo por metro lineal [\$/m]  
 $M$  Coeficiente de la regresión lineal  
 $m$  exponente constante de la regresión lineal

Combinando ambas ecuaciones, se obtiene

$$Y = M \frac{N Q^{0.381 m}}{H_f^{0.206 m}} \quad (5.8)$$

donde

$N$  Constante, igual a  $0.728^m$

Si se deriva  $Y$  con respecto a  $Q$  y se iguala a cero, se obtiene un valor crítico, con la variable  $Q$  en el denominador. Si se deriva nuevamente, la segunda derivada es negativa, lo que indica que se trata de un valor máximo de  $Y$ , o sea la opción más costosa. De esta manera, se busca que la pendiente  $dY/dQ$  sea la más alta posible. En una red cerrada, se tiene que:

$$\frac{dY}{dQ_i} = 0.381 \text{ m K } \Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = A \quad (5.9)$$

donde

$Q_i$  Gasto por la tubería  $i$  que une a dos nodos  
 $A$  Valor de la pendiente, tan alto como sea posible hasta que los gastos  $Q_i$  cambien drásticamente y no se cumplan las condiciones de continuidad.

de donde se obtiene

$$\Sigma \frac{D_e^m}{Q_i} = \frac{A}{0.381 \text{ m K}} = A' \quad (5.10)$$

De esta manera, el procedimiento consiste en efectuar una distribución inicial de gastos en cada tubería y especificar las longitudes de cada una y los gastos de demanda en cada nodo. Posteriormente se proponen, de manera ascendente, valores de  $A'$  hasta donde sea posible y se obtienen los  $D_e$ . Con este valor se deben corregir los gastos en cada tubería mediante el factor

$$dQ_i = \frac{A' - \Sigma (D_{ei}^m/Q_i)}{(0.381 \text{ m} - 1) \Sigma (D_{ei}^m/Q_i^2)} \quad (5.11)$$

La convención de signos es, positiva en la dirección de las manecillas del reloj y negativa en sentido contrario.

Después de obtener los gastos correctos  $Q_i$  y los correspondientes  $D_e$ , 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:

$$\left[ \frac{D_e}{D_i} \right]^{4.86} = \frac{100}{L_i} \left[ \frac{C}{100} \right]^{1.85} \quad (5.12)$$

Finalmente, este método puede ser ampliado considerando diferentes funciones de costo similares a la ec. 5.7, obtenidas mediante regresión no lineal, aplicadas a costos de tanques de regulación, energía eléctrica y otros.

**Restricción:** Los diámetros obtenidos no son los comerciales. Si bien pueden seleccionarse los diámetros comerciales inmediatos 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. 5.7) 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 [Featherstone & El-Jumaily, 1983] y es la base de todo el análisis.

### V.3 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 optimiza el resultado mediante programación lineal, definiendo 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 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:

$$H'_o - H_o = P_o$$

$$(5.13)$$

donde

$H'_o$  Carga piezométrica existente en el nodo "o" antes de los ajustes mediante programación lineal.

$H_o$  Carga piezométrica requerida en el nodo "o"

Estas ecuaciones definen la interdependencia entre el exceso o falta de presión en cada nodo y 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  $l$  es  $C_{iD}$ , se puede plantear:

$$\min \text{OBJ} = \sum X_{iD} C_{iD} \quad (5.14)$$

donde

$X_{iD}$  tramo de tubería en la línea  $i$  con diámetro  $D$

$C_{iD}$  Costo por unidad de longitud del tramo de tubería en la línea  $i$  con diámetro  $D$

Las inecuaciones son

$$H'_o - H_o \geq \frac{dP_o}{dX_{iD}} X_{iD} \quad \text{en cada nodo;} \quad (5.15.a)$$

$$\sum X_{iD} \leq L_i \quad \text{en cada línea que une a dos nodos} \quad (5.15.b)$$

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 nodos, puesto que el modelo tiende a desaparecer algunos tramos, convirtiendo la 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.

**Restricción:** Si bien permite obtener un diseño económico, a juicio personal 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 no da importancia a las pérdidas locales en 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.

#### V.4 Dos métodos basados en la teoría lineal

En el método de 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 optimización, 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 & Charles, 1972] que considera como datos a los gastos de salida en

cada nodo y las variables por definir son los gastos que circulan por cada línea. Bajo este esquema, se puede demostrar que el número de ecuaciones requeridas se obtiene mediante la expresión

$$t = n + c - 1 \quad (5.16)$$

donde

t            Número total de ecuaciones  
n            Número de nodos o cruces  
c            Número de circuitos

Dicha relación resulta de que existen "n-1" ecuaciones de continuidad (en los nodos) y "c" ecuaciones de pérdida de carga como resultado del balance de energía en cada circuito.

De esta manera, se plantean "n-1" ecuaciones de continuidad como sigue

$$\sum Q_p^e - \sum Q_p^s = 0 \quad \text{en cada nodo} \quad (5.17)$$

donde

$Q_p^e$             Gastos que entran al nodo p  
 $Q_p^s$             Gasto que sale del nodo p

Las ecuaciones que deben incorporarse al sistema de ecuaciones son las de pérdida de carga. Para ello, es preciso linealizar la ecuación de pérdida de carga de la línea i que une a dos nodos, de la siguiente manera.

$$Hf_i = K_i Q_i^x = K_i Q_{i0}^{x-1} Q_i = K_i' Q_i \quad (5.18)$$

donde

$K_i$             Constante que depende de la fórmula de pérdida de carga utilizada (ver ecs. 4.5, 4.6 y 4.7) en la tubería i  
 $Q_{i0}$           Gasto aproximado en la línea i que une a dos nodos  
 $Q_i$             Gasto real en la línea i que une a dos nodos

La consideración básica es que, cuando  $Q_{i0}$  se aproxima a  $Q_i$ , la ecuación anterior se convierte en solución de la pérdida de carga.

Para utilizar el método de la teoría lineal se necesita especificar, como punto de partida, un *gasto estimado en cada línea*, que puede obtenerse si en la primera iteración se asume que  $K_i' = K_i$ , es decir que la constante de la fórmula de pérdida de carga es, en la primera iteración, independiente del gasto.

Como  $K_i = f(L_i, D_i, f_i)$ , el método es adecuado para efectuar la revisión hidráulica de una red existente y no para el diseño óptimo, pues se requiere conocer los diámetros de cada línea.

De esta manera, se resuelven  $t$  ecuaciones lineales y los resultados de cada gasto  $Q_i$  se utilizan para formular el nuevo valor de  $Q_{i+1}$  mediante la expresión

$$Q_{i+1} = (Q_i + Q_{i-1}) / 2 \quad (5.19)$$

donde

$Q_i$  Gasto obtenido en la última iteración en la línea  $i$   
 $Q_{i-1}$  Gasto obtenido en la penúltima iteración en la línea  $i$

Cuando  $Q_{i+1} \approx Q_i$ , se ha obtenido la solución. La 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	635
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 & 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

$$Hf_i = H_o - H_p = K_i |Q_i| Q_i \quad (5.20)$$

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

$$K_i = \frac{8 f L}{\pi^2 g D^5} = \frac{f L}{12.102 D^5} \quad (5.21)$$

de donde, despejando el gasto

$$Q_i^2 = \frac{(H_o - H_p)^2}{K_i (H_o - H_p)} \quad (5.22.a)$$

o bien

$$Q_i = \frac{(H_o - H_p)}{[K_i (H_o - H_p)]^{0.5}} \quad (5.22.b)$$

Si se desconocen las cargas en los nodos, utilizando la ec. 5.22.b en la ec. 5.17, se pueden plantear  $n$  ecuaciones de continuidad que permiten obtenerlas. Conocidas las cargas en cada nodo y el arreglo geométrico de la red, se determinan las pérdidas de carga y también los gastos en cada línea.

Por otro lado, la teoría lineal también 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. 5.22 puede ser expresada y linealizada mediante la aproximación

$$Q_i^{n+1} |Q_i^n| = (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) / K_i^n$$

así

$$Q_i^{n+1} = C_i^n (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (5.23)$$

donde

$$C_i^n = \frac{1}{|Q_i^n| K_i^n}$$

Si el factor de fricción no es considerado como una constante, se debe especificar la rugosidad relativa de cada tubería y  $f$  puede calcularse con el valor de los gastos obtenidos al inicio de cada iteración, modificándose la expresión anterior en:

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

Si se introduce la ec. 5.23 dentro de la ecuación de continuidad para el nodo  $p$ , entonces la ec. 5.17 queda

$$\Sigma(C_i^n H_o^{n+1}) - \Sigma(C_i^n H_p^{n+1}) = Q_p^s \quad (5.24)$$

que permite conocer el gasto de demanda en cada nodo, una vez conocidas las cargas en  $o$  y  $p$ .

Por otra parte, si se conocen o fijan las demandas en cada nodo y se conoce la carga inicial (tanque existente o de proyecto), se pueden determinar los caudales en las líneas a partir de las cargas piezométricas en cada nodo. En efecto, si se despeja  $H_p^{n+1}$ , de la ec. 5.24 se tiene

$$H_p^{n+1} = \frac{\Sigma(C_i^n H_o^{n+1})}{\Sigma C_i^n} - Q_p^s \quad (5.25)$$

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

$$Q_i^s = \frac{C_i^n}{|Q_i^n|} (H_o^{n+1} - H_p^{n+1}) \quad (5.26)$$

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

$$Q_i^{n+1} = 0.5 (Q_i^n + Q_i^{n-1}) \quad (5.27)$$

El método permite que si se conoce la carga en los tanques, se determine 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 (amadrinamientos) o la sustitución de ciertos tramos.

**Restricción:** 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. 5.22.b), y también el caudal de ajuste es función de la diferencia de cargas (ec. 5.26).

## V.5 Dos métodos del 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 & 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, asociadas con 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:

$$\sum X_{im} = L_i \quad (5.28)$$

donde

$X_{im}$  Longitud del tramo  $m$  en la línea  $i$  [m]  
 $L_i$  Longitud total de la línea entre dos nodos adyacentes [m]

Esto genera que cada tramo de tubería se divida en dos o más segmentos de tubería.

En dicho modelo es necesario proporcionar una distribución inicial de caudales en cada línea y conocer la carga hidráulica en el punto de inicio. También debe especificarse un diámetro mínimo para cada línea, como variable discreta, pues cuando una red está diseñada para una sola carga, la solución más económica siempre es una red abierta y en el proceso de optimización el modelo tiende a eliminar algunas tuberías.

Si se denomina al gradiente hidráulico por unidad de longitud como  $J_{im}$ , donde

$$J_{im} = K_{im} Q^x D^F$$

en el tramo  $m$  de la línea  $i$  entre dos nodos, la pérdida de carga en dicho tramo se expresa como

$$Hf_{im} = J_{im} X_{im} \quad (5.29)$$

donde

$Hf_{im}$  Pérdida de carga del tramo  $m$  de 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

$$H_{mín_p} \leq H_o - \sum \sum J_{im} X_{im} \leq H_{máx_p} \quad (5.30)$$

La primera sumatoria se aplica a los tramos  $m$  que conforman la línea  $i$ ; la segunda sumatoria se aplica a todas las tuberías  $i$  que preceden en la trayectoria o ruta hacia el nodo  $p$ .

Para disminuir el tiempo de cálculo, la ec. 5.30 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. 5.30 en aquellos nodos en los cuales no se haya cumplido la condición de carga mínima.

Supóngase que un circuito está especificado de modo que la ruta para llegar al nodo 7 sea a través de las tuberías 1,3,5 y 6. En el nodo 7 se debe cumplir la siguiente inecuación:

$$\Sigma J_{1m} X_{1m} + \Sigma J_{3m} X_{3m} + \Sigma J_{5m} X_{5m} + \Sigma J_{6m} X_{6m} \leq H_0 - H_{\min}, \quad (5.31)$$

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

$$J_{1m} = K_{1m} (Q_1)^{1.85} / D_{1m}^{4.867}$$

Del mismo modo, existe para cada circuito otra restricción. Supóngase que un circuito está formado por las tuberías 2,3,4 y 7, de las cuales la 2 y 7 van en el sentido contrario a las manecillas del reloj. Se tiene entonces que cumplir que

$$- \Sigma J_{2m} X_{2m} + \Sigma J_{3m} X_{3m} + \Sigma J_{4m} X_{4m} - \Sigma J_{7m} X_{7m} = 0 \quad (5.32)$$

Con las ecs. 5.28, 5.31 y 5.32 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:

$$\text{mín OBJ} = \Sigma \Sigma C_{im} X_{im} \quad (5.33)$$

La función objetivo se propone como dependiente de los costos de capital (inversiones), pero también puede extenderse incorporando los costos de energía eléctrica.

El sistema de inecuaciones se resuelve con programación lineal, de acuerdo a las restricciones de la función objetivo (ec. 5.33). Se

efectúan iteraciones probando con los diversos diámetros comerciales propuestos para cada línea. Se obtiene la combinación de tramos y diámetros consecutivos que aseguran el mínimo costo. Con base en estos resultados, se calculan los gradientes hidráulicos, se determinan los nuevos gastos en cada tramo que liga dos nodos y se inicia de nuevo. El proceso se repite hasta que los gastos en cada línea no difieran de los resultados anteriores.

#### *Extensión del modelo*

Si se quiere 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. Para ello, el modelo debe introducir dos variables discretas por cada condición de carga, que funcionen 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 como 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 a la red, ajustando la ecuación 5.30, adicionando la carga proporcionada por la bomba  $b$  bajo la condición de carga  $h$  como  $E \cdot X_B(b, h)$ . 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.

**Restricción:** 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 ésta, 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 5.30, 5.31 y 5.32) y que los resultados, si bien no cambian sustancialmente el costo total de la solución, difieren significativamente dependiendo de la trayectoria elegida en la formulación de las inecuaciones de la programación lineal. Para evitar lo anterior, se ha recomendado que para el diseño se efectúen análisis considerando diferentes condiciones de carga y se seleccionen los diámetros y longitudes de cada tramo de acuerdo con los resultados más desfavorables para uno. Lo anterior denota que el método propuesto no es práctico y sí muy laborioso.

## V.6 Dos métodos para redes abiertas

Un sistema de red cerrada es hidráulicamente mejor 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 optimización 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:

$$Hf_i = K_i L_i Q_i^x / D_i^f \quad (5.34)$$

siendo

$$K_i = 10.694 / C^{1.85} \quad \text{en la fórmula de Hazen-Williams [Sist. Int]}$$

$$K_i = f / 12.102 \quad \text{en la fórmula de Darcy-Weisbach [Sist. Int]}$$

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=4.867 en H-W y r=5.0 en D-W.

Si se propone una función de costo total de la tubería  $Y = f(D, L)$

$$Y_i = M L_i D_i^m \quad (5.35)$$

donde

- Y Costo de la tubería  $i$  que une a dos nodos [\\$]  
 M Coeficiente de la 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

$$Y_i = \frac{M K_i^{m/r} Q_i^{xm/r} L_i^{1+(m/r)}}{Hf^{m/r}} \quad (5.36)$$

Si se define la pérdida de carga máxima admisible en el punto más alejado del punto de inicio como  $H$  y se establece una relación entre las cargas como  $r_i = Hf_i / H$ , generalizando para todo el sistema se tiene la función de costo total  $Y$ .

$$Y = \frac{M}{H^{m/r}} \sum_n \frac{K_i^{m/r} Q_i^{mx/r} L_i^{1+(m/r)}}{r_i^{m/r}} \quad (5.37)$$

Para un sistema de tuberías en *serie*, en el que se conocen las longitudes de cada línea y se fijan la pérdida de carga total permisible en el sistema y los gastos de demanda en cada nodo - conociendo entonces los caudales en cada línea-, la única variable sin conocer es  $r_i$ .

El criterio de Cowan establece la proporcionalidad entre la pérdida de carga en una tubería y el costo de ésta con respecto a la pérdida de carga en el sistema y el costo total, es decir

$$\frac{Hf_i}{H} = \frac{Y_i}{Y} \quad (5.38)$$

La función de costos puede ser generalizada e incorporar a la función de costos del equipo de bombeo (en caso de bombeo a la red) y de costos operativos.

Con base en las ecs. 5.37 y 5.38, se obtiene:

$$r_i = \frac{Y_i}{Y} \frac{[Q_i^{xm/x} L_i^{1+(m/r)}]^{1/x} / [C_i^{xm/x} r_i^{m/x}]}{\sum [Q_i^{xm/x} L_i^{1+(m/r)}]^{1/x} / [C_i^{xm/x} r_i^{m/x}]} \quad (5.39)$$

que es válida para tuberías en serie.

Para la k-ésima tubería, se utiliza la misma expresión que la ec. 5.39. De esta manera, relacionando  $r_i/r_k$ :

$$\frac{r_i}{r_k} = (Q_i C_k / Q_k C_i)^{xm/(m+r)} (L_i / L_k) \quad (5.40)$$

Se debe cumplir la restricción

$$\sum r_i = \sum (H_i / H) = 1.0 \quad (5.41)$$

Considerando un sistema en serie con n tuberías, con una pérdida de carga máxima permisible, mediante la ec. 5.40 y 5.41 se tiene:

$$r_1 = \frac{r_1 / r_n}{r_1/r_n + r_2/r_n + \dots + r_{n-1}/r_n + 1} \quad (5.42)$$

Se obtiene la relación  $r_i/r_k$  mediante la ec. 5.40; se debe cumplir la restricción de la ec. 5.41 y se determinan los valores de  $r_i$  para cada tubería a través de la ec. 5.42. Conocido  $r_i$  y la pérdida de carga total H, se determinan las pérdidas en cada tubería,  $Hf_i$ ; finalmente, con ayuda de la ecuación de pérdida de carga se obtienen los diámetros requeridos en cada línea.

Este procedimiento se generaliza para un sistema de red abierta con ramales. Sin embargo, para los ramales que tienen un punto común de inicio, los  $r_i$  deben ser corregidos tal que la pérdida de presión o carga por cada ramal sea la misma. Considerando el valor de  $r_1$  en la tubería de donde parten los dos ramales, los  $r_i$  se corrigen con las expresiones:

$$r_{11} = (1 - r_1) r_{11}' \quad (5.43.a)$$

$$r_{21} = (1 - r_1) r_{21}' \quad (5.43.b)$$

donde  $r_{11}'$  y  $r_{21}'$  se obtienen mediante la ec. 5.42 para cada ramal por separado. Por su parte,  $r_1$  se obtiene a partir de la optimización que se logra derivando la función de costos  $Y_1$  con respecto a  $r_1$  (ec. 5.37) e igualando a cero. Queda entonces:

$$1/r_1 = 1 + [ ( \sum_{i=1}^{n_1} G_{11} r'_{11}^{-m/x} + \sum_{i=1}^{n_2} G_{21} r'_{21}^{-m/x} ) / G_1 ]^{x/(x+m)} \quad (5.44)$$

donde

$$G_1 = [ Q_1^{xm/x} L_1^{1+(m/x)} ] / C_1^{xm/x}$$

De esta manera, el proceso es el siguiente. Se obtienen los  $r_i$  por cada ramal por separado mediante las ec. 5.40 y 5.42. Se determina el valor de la tubería común mediante la ec. 5.44 y con base en éste se corrigen los  $r_i$  con las ecs. 5.43. El proceso permite optimar el valor de  $r_1$  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.

**Restricción:** El método se basa en una proporcionalidad de cargas hidráulicas y costos que no está ampliamente comprobada (ec. 5.38). El proceso de cálculo es complicado y no parece ser el más indicado toda vez que la red abierta se analiza desde los ramales extremos hasta un nodo común, formando un sistema, 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 optimación, 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 en 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 sin la restricción para reducir el tamaño del modelo, debieran 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

$$Lac_p \leq Lac_{p+1} ; \quad p = 1 \dots N-1 \quad (5.45)$$

donde

$Lac_p$             Longitud acumulada de la ruta crítica hasta el nodo p  
 $Lac_{p+1}$         Longitud acumulada de la ruta crítica hasta el nodo p+1

Si se denomina a la carga en la fuente de abastecimiento  $H_o$  y la carga mínima requerida en el nodo p como  $Hmín_p$ , entonces la pendiente hidráulica se define como

$$Sf_p = \frac{H_o - Hmín_p}{Lac_p} \quad (5.46)$$

La carga disponible en el nodo p está definida como

$$H_p = H_o - S_{f_p} Lac_p \quad (5.47)$$

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

$$H_p = H_o - S_{f_{mín}} Lac_p \quad (5.48)$$

De esta manera, todas las cargas en los nodos de la ruta crítica están calculadas con  $S_{f_{mín}}$ . El procedimiento es el siguiente.

- a) Designar a la fuente o nodo con carga conocida con la numeración 0; especificar la 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  $H_{p_{mín}}$ , que deben ser los nodos extremos de cada ramal, y calcular sus pendientes hidráulicas con la ec. 5.46.
- c) Determinar la pendiente hidráulica mínima y la ruta crítica. Todas las líneas de esta ruta estarán calculadas con el valor de la pendiente hidráulica mínima.
- d) Usando la ec. 5.48, determinar los valores  $H_p$  para los nodos intermedios que se encuentren 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 pendientes 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 subrutas 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.

**Restricción:** 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.

## V.7 Optimación con programación lineal

A diferencia del método de Kally o el de Alperovits, se han desarrollado modelos que utilizan la programación lineal tanto para la determinación de caudales y distribución de flujo como para la optimación de la red de agua. A continuación se describen brevemente y se comentan dos métodos.

El primer método propone una solución óptima aún para los diámetros comerciales [Cenedese & Mele, 1978]. Parte de la base de que el sistema de distribución más económico es una red abierta. Sin embargo, considera que para asegurar las presiones y caudales en los nodos, se deben introducir líneas de interconexión entre éstos, aún si ellas aumentan el costo total, formando así redes cerradas.

Las ecuaciones que caracterizan el problema son:

- 1) Ecuación de continuidad en los nodos
- 2) Ecuación de pérdida de carga; habiendo fijado el signo positivo para cada ramal, puede escribirse como

$$h_{o(r)} - h_{p(r)} = K_r D_r^{-5} |Q'_r| Q'_r L_r = J_o L_r \quad (5.49)$$

donde

$h_{o(r)}$	Carga piezométrica en el nodo o [m]
$h_{p(r)}$	Carga piezométrica en el nodo p [m]
$K_r$	Constante de la pérdida de carga (ver ec. 5.34)
$D_r$	Diámetro de la línea que conecta a o con p [m]
$Q'_r$	Gasto en la línea que une a o con p [m <sup>3</sup> /s]
$L_r$	Longitud de la línea que une a o con p [m]
$r$	Índice del ramal.

Despejando el diámetro D:

$$D_r = \frac{K_r |Q'_r| Q'_r L_r}{h_{o(r)} - h_{p(r)}}^{1/5} \quad (5.50)$$

3) La función objetivo representa el costo total de las tuberías. Si se utiliza una fórmula para definir el costo en función del diámetro y por unidad de longitud, se puede expresar  $C=a D^b$ . Los valores "a" y "b" pueden obtenerse mediante regresión no lineal. La función objetivo queda como

$$\text{Mín OBJ} = \sum a D_r^b L_r \quad (5.51)$$

Si de manera análoga al criterio de Hardy-Cross para tuberías comunes a dos circuitos, se plantea el ajuste de caudales entre un circuito (llámese principal) y el otro, llamado adyacente, se tiene

$$Q'_r = Q_r + Q_{m(r)} - Q_{a(r)} \quad (5.52)$$

donde

$m(r)$  índice de la red principal del circuito  
 $a(r)$  índice de la red del circuito adyacente  
 $Q'_r$  gasto inicial, congruente con la ec. de continuidad  
 $Q_{m(r)}$  gasto que circula en la línea común por el circuito principal  
 $Q_{a(r)}$  gasto que circula en la línea común por el circuito adyacente

Introduciendo las ec. 5.50 y 5.52 en la función objetivo (ec. 5.51), se tiene

$$\text{min OBJ} = \sum a \left[ \frac{K (Q_r + Q_{m(r)} - Q_{a(r)})^2}{J_0 L_r} \right]^{5/5} L_r \quad (14(5/5))$$

Las variables independientes son los gastos por cada circuito y las cargas piezométricas en los nodos. Los valores mínimos de carga piezométrica deben especificarse para garantizar en cada punto la

presión necesaria y limitar el intervalo de presiones para las diferentes condiciones de operación.

Por otra parte, la dirección del gasto debe ser congruente con la pérdida de presión. Esta restricción debe ser introducida dentro de la función objetivo, sumando una penalidad cuando el gasto y la pérdida de carga estén en oposición, quedando la función objetivo como

$$\min \text{OBJ} = a \left[ \frac{K(Q_r + q_{m(x)} - q_{a(x)})^2}{J_0 L_r} \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]} +$$

$$+ K_1 |Q_r - q_{m(x)} - q_{a(x)}| (|h_{i(x)} - h_{j(x)}|) + J_0 L_r$$

De esta manera, el segundo término proporciona el costo de bombear el gasto desde  $h_o$  hasta  $h_p$  con el gradiente hidráulico  $J_0$ .

Con la introducción del término  $Z_r$ , que toma el valor de 1 cuando la pérdida de carga y la dirección del flujo tienen la misma dirección y, de lo contrario, toma el valor de 0, la función objetivo general queda entonces como

$$\text{OBJ} = \sum \left[ Z_r a \left[ \frac{K |Q_r + q_{m(x)} - q_{a(x)}| (Q_r + q_{m(x)} - q_{a(x)})}{h_{o(x)} - h_{p(x)}} \right]^{\delta/5} \right.$$

$$\cdot L_r^{[1+(\delta/5)]} + (1-Z_r) \left[ a \left( \frac{K(Q_r + q_{m(x)} - q_{a(x)})^2}{J_0 L_r} \right) \right]^{\delta/5} L_r^{[1+(\delta/5)]} +$$

$$\left. + K_1 |Q_r + q_{m(x)} - q_{a(x)}| (|h_{o(x)} - h_{p(x)}| + J_0 L_r) \right] \quad (5.53)$$

**Restricción:** El método sólo es aplicable a un sistema con una carga constante y sin bombeo. Esto se infiere [Lischer, 1979] del establecimiento de una carga mínima para el nodo de entrada de gastos en la red. En la práctica, esto sólo sucede cuando el suministro proviene de un solo tanque de abastecimiento de agua localizado en una zona alta.

Por lo mismo, la función de costos sólo considera costos de inversión. Si se incluye bombeo, el costo anual debe ser optimado en soluciones que involucren también los costos anuales de operación, los costos de energía y de mantenimiento. Finalmente, si se parte de la consideración de que una red abierta es más económica, se genera que la red cerrada obtenida no sea más que un esquema de red abierta unida con diámetros mínimos, lo cual no resulta satisfactorio.

Basado en la Programación Lineal, se ha propuesto un segundo método [Quindry, et.al., 1981]. A diferencia del método de Alperovits y Shamir, la consideración básica es la siguiente. Considere que existe una disminución en el gasto de demanda requerido en un nodo cualquiera, sea  $j$  definida como  $dQ_j$ . Este valor se puede utilizar para que mediante la variable dual  $\tau_j = d(\text{Costo}/dQ_j)$  se disminuya el costo total de la red. Resolviendo el sistema formado mediante programación lineal, se obtiene una disminución en el costo total. Sin embargo, en el nodo  $j$  existirá una deficiencia en el caudal demandado. Este déficit puede ser recuperado mediante un cambio en las cargas hidráulicas de los nodos adyacentes  $i, k$  que interactúan con el nodo en cuestión. De esta manera, se restablece el caudal demandado y se obtiene una reducción en el costo del sistema. Lo anterior se puede expresar matemáticamente como:

$$\sum \frac{\delta Q_j}{\delta h_{ij}} dh_{ij} + \sum \frac{\delta Q_j}{\delta h_{jk}} dh_{jk} + dQ_j = dQ_j = 0 \quad (5.54)$$

Por continuidad, se establece que

$$\sum q_{ij} - \sum q_{jk} = Q_j$$

donde

$Q_j$	Gasto o caudal de demanda en el nodo $j$
$h_{ij}$	Pérdida de carga entre los nodos $i$ y $j$
$h_{jk}$	Pérdida de carga entre los nodos $j$ y $k$

De esta manera la ecuación 5.54 se expresa como

$$\sum \frac{\delta q_{ij}}{\delta h_{ij}} dh_{ij} - \sum \frac{\delta q_{jk}}{\delta h_{jk}} dh_{jk} + dQ_j^* = dQ_j = 0 \quad (5.55)$$

De la expresión de pérdida de carga de Hazen-Williams, si se despeja el gasto  $q_{ij}$ , y se deriva con respecto a la pérdida de carga  $h_{ij}$ , se obtiene la siguiente relación

$$\frac{\delta q_{ij}}{\delta h_{ij}} = \frac{0.54 q_{ij}}{h_{ij}} \quad (5.56)$$

Por definición,  $h_{ij} = H_i - H_j$  y  $dh_{ij} = dH_i - dH_j$ ; sustituyendo la ec. 5.56 en la ec. 5.55, se obtiene un balance entre el cambio en el gasto de demanda  $dQ_j^*$  (que permite disminuir el costo del sistema) y cambios en la carga del nodo  $j$  y de los nodos aguas arriba y abajo de éste, que se expresa como

$$\sum \frac{0.54 q_{ij}}{H_i - H_j} (dH_i - dH_j) - \sum \frac{0.54 q_{jk}}{H_j - H_k} (dH_j - dH_k) + dQ_j^* = 0 \quad (5.57)$$

Si la función objetivo se expresa como

$$\text{Mín Costo} = \sum a_{ij} L_{ij} X_{ij}$$

donde

$a_{ij}$	Costo de tubería por unidad de longitud y por unidad de $X_{ij}$ [\$/m]
$L_{ij}$	Longitud de la tubería [m]
$X_{ij}$	Variable linealizada del diámetro; $X_{ij} = D_{ij}^{2.63}$ de la ecuación de H-W, habiendo despejado el gasto $q_{ij}$

Mediante la regla de la cadena, se puede derivar un *gradiente* para que los cambios en las cargas de los nodos tengan el mismo efecto en la función objetivo que cambios en los caudales de demanda. Considerando la variable dual  $\tau$  y la ecuación 5.57, se tiene

$$\frac{\delta(\text{costo})}{\delta H_j} = \tau_j \sum \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} + \sum \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} - \sum \tau_i \frac{0.54q_{ij}}{H_i - H_j} - \sum \tau_k \frac{0.54q_{jk}}{H_j - H_k} \quad (5.58)$$

La ecuación 5.58 se puede usar para calcular el gradiente del cambio en el costo debido a un cambio en las cargas de los nodos. Utilizándola como guía, es posible alterar las cargas de tal manera que la solución, mediante programación lineal, tenga un mejor valor en la función objetivo. El proceso se repite hasta lograr el costo mínimo. El modelo ha sido probado en un sistema sin bombeo de la ciudad de Nueva York y se ha concluido que, si se aumentan las demandas en los nodos en un 20% más, la solución es prácticamente la misma.

**Restricción:** El método sólo ha sido probado en redes que funcionan con presión constante. Lo anterior conlleva a que el modelo no sea confiable para casos con bombeos directos a la red, toda vez que modifica las cargas en los nodos cada que reduce un diámetro para así disminuir el costo de la red, y no toma en cuenta que en ciertas ocasiones, es probable que se requiera un bombeo adicional y el costo de éste podrá ser mayor que el ahorro obtenido al cambiar el diámetro de la tubería. Finalmente, el modelo no proporciona diámetros comerciales.

Se ha reportado que el algoritmo ha sido mejorado para considerar bombeos directos a la red [Brill, Liebman & Han-Lin Lee, 1985]; sin embargo, persiste la consideración básica de que para una sola condición de carga la solución es una red abierta unida con líneas de diámetro mínimo. Por otro lado, si se usan múltiples condiciones de carga, entonces el modelo excluye la posibilidad de encontrar un diámetro mínimo, lo cual tampoco es satisfactorio.

## V.8 Método de Cross - Gradiente hidráulico óptimo

El método establece el concepto básico de que existe un gradiente hidráulico hipotético para el balance de una red en particular, en el que el diseño inicial puede ser corregido hasta alcanzar el diseño óptimo [Featherstone & El-Jumaily, 1983]. En este caso se consideran los costos de capital (que se transforman en costos anuales equivalentes mediante criterios microeconómicos) y los costos anuales fijos y variables.

Se identifica la configuración de la red y los valores iniciales de diámetros, bombas y tanques y se define la presión mínima

permisible.

Se determinan las funciones de costos, que en general se expresan como:

$$\text{Función de costos de la tubería:} \quad C = a_1 L^{a_2} D^{a_3}$$

$$\begin{aligned} \text{Función de costos de instalación de bombeo:} & \quad C = b_1 Q^{b_2} H^{b_3} \\ \text{o si se desconoce H, se puede expresar} & \quad C = c_1 Q^{c_2} \end{aligned}$$

$$\text{Función de costos operacionales de bombeo:} \quad C = \frac{Q_1 H T F}{101.87 \text{ Eff}}$$

$$\text{Función de tanques de regulación:} \quad C = d_1 V^{d_2}$$

$$\text{Función de costos de mantenimiento:} \quad C = e_1 Qd^{e_2}$$

donde

$a_1, a_2, a_3, b_1, b_2,$   
 $b_3, d_1, d_2, e_1, e_2$

$L, D$

$Q, Q_1, Qd$

$V, H$

$T, F$

$\text{Eff}$

Constantes de regresión no lineal

Longitud [m] y diámetro [m]

Gasto [m<sup>3</sup>/s], [l/s] y [m<sup>3</sup>/día]

Volumen del tanque [m<sup>3</sup>] y carga total [m]

Número de horas de operación al año

[hs/año] y costo por KW-hora [\$/KW-hora]

Eficiencia total del sistema de bombeo

Si se despeja el diámetro de la ecuación de Darcy-Weisbach, se tiene, en el sistema internacional de unidades:

$$D = f^{0.2} Q^{0.4} / (12.102 S)^{0.2} = 0.607 f^{0.2} Q^{0.4} / S^{0.2} \quad (5.59)$$

Si se sustituye el diámetro en la función del costo de la tubería, la función de costos total queda expresada como

$$C_t = \sum a_i L_i^{a_i} \left[ \frac{0.607 f^{0.2} Q_i^{0.4}}{S_i^{0.2}} \right]^{a_3} + c_1 Q^{c_2} + \frac{Q_1 H T F}{101.87 \text{ Eff}} + d_1 V^{d_2} + e_1 Qd^{e_2} \quad (5.60)$$

Ahora bien, la propuesta fundamental es sustituir el valor de la carga H en la ec. 5.60 por la expresión

$$H = S_d d + RP + ZG + Hf \quad (5.61)$$

donde

$S_d$	gradiente hidráulico de la línea de flujo más corta desde el nodo de carga conocida hasta el nodo de carga más baja
$d$	longitud desde el sitio de carga conocida hasta el nodo de presión más baja
$RP$	carga residual mínima por encima del nivel de terreno
$ZG$	diferencia entre el nivel del agua y el nivel del terreno (en caso de tanques enterrados o pozos)
$Hf$	pérdida de carga total.

De esta manera, la función de costos total depende de las pendientes hidráulicas  $S_1$  y  $S_d$ , de la presión mínima requerida  $RP$  y las pérdidas por fricción.

La consideración básica es que se obtiene el diseño óptimo si se igualan las pendientes hidráulicas de los nodos adyacentes con el hipotético. Este valor hipotético se define como el gradiente óptimo artificial y se expresa como  $S_o$ , que sustituye a los valores de  $S_1$  y  $S_d$  en las ecuaciones anteriores. En efecto, si se deriva la ec. 5.60 con respecto a  $S_o$ , existe un valor mínimo si se iguala  $dCt/dS_o = 0$ . De esta manera, despejando a  $S_o$  se tiene

$$S_o = \frac{0.2 a_1 K_2 \Sigma (L_i^{a_2} Q_i^{0.4a_3})}{K_3} \frac{1}{(0.2a_3 + 1)} \quad (5.62)$$

donde

$$K_2 = a_1 0.607 f^{0.2}$$

$$K_3 = \frac{Ql d T F}{101.87 Eff}$$

El procedimiento es el siguiente:

- a) Se identifica la configuración de la red, bombas y tanques y se asignan diámetros comerciales iguales en todas las líneas.
- b) Se efectúa un análisis con el método de Hardy Cross o de la teoría lineal, utilizando una carga inicial arbitraria y se obtienen las cargas en cada nodo y los gastos en cada línea.
- c) Se identifica la línea de flujo más corta desde el punto de inicio hasta el nodo de menor carga. Se ajusta la presión mínima de ese nodo con la mínima permisible y se obtiene, en ruta inversa, la presión requerida en el punto de inicio y/o la carga de bombeo.
- d) Se calcula el costo total de este diseño mediante la ec. 5.60.
- e) Se calcula el valor del gradiente hipotético  $S_0$  y a continuación los correspondientes diámetros de la red mediante la ecuación 5.59 de Darcy-Weisbach, redondeando a los valores comerciales inmediatos.
- f) Se efectúa nuevamente un análisis hidráulico con Cross y se repiten los incisos c y d, comparando el costo de este diseño con el anterior. Si éste es mayor que el anterior, el proceso se detiene y la solución óptima es el diseño anterior.
- g) De lo contrario, el proceso continúa con los incisos e y f, hasta que el costo total es mayor que en la iteración anterior.

**Restricción:** La solución no proporciona diámetros comerciales y el simple redondeo al inmediato comercial no justifica que la solución en conjunto sea la óptima. En realidad, el análisis hidráulico se efectúa mediante modelos de revisión apoyados en una función generalizada de costos. De esta manera, el algoritmo planteado puede codificarse como una subrutina de ayuda al modelo de Cross o de teoría lineal.

## V.9 Dos métodos de Ruta Crítica

El primer método de ruta crítica es una ampliación del expuesto para el caso de redes abiertas [Bhave, 1979], también propuesto por el mismo autor [Bhave, 1983]. Existen dos criterios de partida: gasto mínimo o bien, diámetros mínimos. Considera como premisa que las redes abiertas son el esquema más económico y por lo tanto, desagrega una red cerrada en una combinación de redes abiertas por cada una de las fuentes de abastecimiento que denomina *esquemas de distribución de gastos*, y procede con el algoritmo descrito anteriormente para redes abiertas. Formula la función objetivo dependiendo del criterio de partida. En el caso de gastos mínimos, la función objetivo se expresa como

$$\text{Min } (z) = \sum_s \sum_n L_{sn}^{1+y/r} (HS_s - HD_n^{\text{min}})^{-y/r} \quad (5.63)$$

donde

$L_{sn}$	longitud entre la fuente $s$ y el nodo de demanda $n$ [m]
$HS_s$	carga en la fuente $s$ [m]
$HD_n^{\text{min}}$	carga mínima requerida en el nodo de demanda $n$
$Y$	exponente del diámetro en la función no lineal de correlación entre el costo de la tubería con respecto al diámetro; $C = a L D^Y$
$r$	exponente del diámetro en la fórmula de Darcy-Weisbach ( $r=5$ )
$s$	número del nodo fuente o con carga conocida
$n$	número del nodo de demanda

La primera sumatoria se aplica sobre todos los nodos de demanda con respecto a un nodo conocido o fuente de abastecimiento y la segunda sumatoria se realiza sobre todas las fuentes. De esta manera, el número de variables de decisión en la función objetivo son  $s*n$ .

Las restricciones a las que está sujeta la función objetivo son:

$$\sum_s Q_{s-1} = q_1, \dots, \sum_s Q_{s-n} = q_n \quad (5.64)$$

o sea una ecuación por cada nodo de demanda y

$$\sum_n Q_{1-n} = Q^S - q_1, \dots, \sum_n Q_{2-n} = Q_2 - q_1 \quad (5.65)$$

una ecuación por cada fuente de abastecimiento y finalmente

$$Q_{s-n} > 0 \quad (5.66)$$

para cada fuente y nodo, o sea  $s*n$  inecuaciones de no negatividad.

De esta manera, si se cuenta con una red de 200 nodos, abastecido de 3 pozos, se tendrá que la función objetivo depende de 600 variables de decisión, las restricciones son  $200+3+600 = 803$ . Resulta claro que este caso se torna muy complejo de analizar.

**Restricción:** El modelo es impráctico ya que desagrega una red cerrada en tantas redes abiertas como número de fuentes de abastecimiento existan; en general une esquemas de redes abiertas óptimas a una cerrada mediante líneas de diámetro mínimo o asociadas con gastos mínimos. Lo anterior no garantiza que el modelo en conjunto sea el óptimo. En todo caso, tal parece que el autor pretende adecuar las redes cerradas a su modelo y no, como parece lógico, que los modelos reflejen un funcionamiento real.

Cabe destacar que el autor ha propuesto en otro trabajo un modelo para el reforzamiento de redes existentes, que combina el modelo de ruta crítica con el de programación lineal [Bhave, 1985]. Con base en la literatura investigada, se puede afirmar que es el primer intento formal de modelar el diseño óptimo de reforzamientos en redes existentes, puesto que divide el caudal requerido en el caudal que circularía por la tubería existente y el necesario para cubrir la presión y gasto del nodo de aguas abajo. A diferencia de otros modelos que admiten más de una línea paralela y que seleccionan su diámetro por aproximaciones sucesivas, en el método señalado se hace la separación de caudales como parte del método de optimación. Sin embargo, el modelo no resulta práctico en redes extensas, por sus complicaciones inherentes.

Un segundo método ha sido propuesto por Jeppson [Jeppson, 1985]. Se basa en que el diseño de una red abierta es la más económica. Se seleccionan las dos fuentes de abastecimiento más importantes, cuyo criterio es que tengan la mayor carga; posteriormente se define la ruta más corta que las une, que se denomina ruta fundamental o dominante. Se plantean rutas primarias a partir de las demás fuentes de abastecimiento hasta el nodo más cercano a éstas y que forme parte de la ruta dominante. Se definen rutas secundarias desde los nodos que no formen parte de las rutas dominante o primarias hasta el nodo más cercano a éstas de la ruta dominante. Los nodos no comprendidos en las rutas antes mencionadas se unen con diámetros arbitrarios, que pueden ser los mínimos.

Se establecen cargas hipotéticas en los nodos en proceso inverso a la formación de las rutas, es decir, se trabaja primero con las rutas secundarias. Considerando las cargas mínimas requeridas en los puntos extremos y despreciando el gasto en los diámetros mínimos de liga se obtienen los gastos hipotéticos en cada línea. Con base en los gastos se determinan las cargas en los nodos y se comparan con las propuestas inicialmente. El proceso es iterativo y se pueden modificar los diámetros en las líneas que se consideren convenientes.

Una vez que se obtiene el balance de cargas y gastos en todas las rutas, se pueden despejar los diámetros y redondear los

comerciales.

**Restricción:** El modelo es útil para redes abiertas. Para redes cerradas no garantiza que el diseño sea el óptimo puesto que la diferencia entre un esquema cerrado y uno abierto, bajo esta perspectiva, es la unión o liga de nodos mediante líneas de diámetro mínimo por donde circulan caudales también mínimos. Por otra parte, los diámetros obtenidos no son comerciales, que conlleva a las restricciones antes enunciadas.

## V.10 Dos métodos de Selección Enumerativa

A diferencia de los modelos que buscan el costo mínimo del sistema de redes mediante algún algoritmo matemático, los métodos de selección enumerativa siguen el proceso convencional de tanteos y prueba-error para la selección de los diámetros óptimos. Sin embargo, si se considera que el número de valores posibles para cada tubería que conecta dos nodos es mayor a 10, el número de combinaciones posible sería astronómica. Por ello, se han propuesto algunas técnicas para obtener opciones que tomen un tiempo computacional aceptable [Walski, Gessler & Sjostrom, 1988 a], [Walski, Gessler & Sjostrom, 1988 b]. La primera consideración es que el diámetro de las tuberías a lo largo de una red principal cambia sólo en las principales intersecciones y en las zonas de usuarios de gran consumo. Por otra parte, se plantea que la selección de diámetros sea discreta, de acuerdo con los diámetros comerciales existentes. Un problema fundamental del algoritmo de enumeración se encuentra en la gran cantidad de posibles combinaciones que se pueden obtener y que el tiempo de computación crece exponencialmente con el número de tuberías que conforman la red. Para minimizar el número de combinaciones, se han propuesto cuatro pasos a seguir.

a) Agrupación de tuberías. Se propone que se asignen grupos de tuberías del mismo diámetro, de acuerdo a los requerimientos de demanda en sectores, bloques o circuitos.

b) Tamaño de los grupos. El número de combinaciones de diámetros posible es igual al producto del número de los diámetros discretos propuestos por el número de grupos seleccionados. Es recomendable verificar que el tamaño más pequeño en cada grupo pueda garantizar el requerimiento de presión mínima cuando se combinen con los tamaños más grandes de los demás grupos.

c) Costo. El algoritmo de búsqueda de combinaciones interactúa con funciones de costos. Una vez que se haya definido una posible combinación que cumpla con las presiones mínimas requeridas, no

tiene sentido buscar combinaciones más costosas y se limitará como máximo a la combinación obtenida.

d) Si alguna combinación no cumple las condiciones de presión, ninguna combinación con diámetros iguales o menores la cumple, y ésta es la combinación que sirve como base.

Se estima que una vez pasada la prueba del costo, las posibles combinaciones se reducen a un 20% y que disminuyen a un 10% cuando cumplen las condiciones de presión mínima.

Bajo esta metodología, se ha diseñado el programa de cómputo WADISO, accesible al mercado estadounidense desde 1988.

Un método similar ha sido propuesto por Tzatchkov [Tzatchkov y Alfonso, 1990]. Se restringe a que las condiciones hidrodinámicas en las tuberías sean satisfactorias, es decir, que cumplan con las presiones mínimas requeridas y no excedan las velocidades máximas permisibles. De lo contrario, se selecciona el diámetro inmediato superior o inferior, de acuerdo a la restricción por solventar.

Para lograr lo anterior, se dispone de una base de datos con información de diámetros comerciales de diversos tipos de material, sus costos por metro lineal y el factor de fricción asociado a ellos. En cada nodo se verifica que se cumpla con la presión mínima requerida; del mismo modo, se verifica que con los diámetros propuestos las velocidades en las líneas sean mayores a las mínimas y menores a las máximas permisibles. Se proponen dos algoritmos: inicializar con diámetros mínimos en todas las líneas, o bien con diámetros máximos. Se describe brevemente el algoritmo iniciando con diámetros mínimos.

a) Se elige un grupo de diámetros comerciales "candidatos", que de acuerdo al tamaño de la red o población, pueden ser los más factibles de ser utilizados.

b) Se asignan diámetros mínimos a todas las líneas. Se efectúa el análisis hidráulico, que bien puede ser mediante Cross, Newton-Raphson o teoría lineal.

c) Se calcula en cada tramo la relación  $V/V_{m\acute{a}x}$  y se selecciona la línea en la cual la relación es máxima. Si es mayor a uno, se cambia el diámetro de esta línea al inmediato superior.

d) Se efectúa nuevamente el análisis hasta que en todos los tramos la relación  $V/V_{m\acute{a}x}$  sea menor a uno. Si existe algún tramo donde no sea posible lograr lo anterior, se amplía el intervalo del grupo de diámetros candidatos. Luego, se procede a revisar la condición de presiones en los nodos.

e) Se selecciona el nodo de mayor déficit de presión ( $d_i = H_{mfn} - H_i$ ). Se incrementa el diámetro del tramo que tenga mayor influencia sobre la presión en el nodo. Para determinar cuál es el de mayor influencia, se incrementa artificial y sustancialmente la demanda de agua en el nodo y se efectúa el análisis hidráulico. Se obtiene, para cada uno de los tramos que confluyen al nodo lo siguiente:

$$k = \frac{dh_{incr}}{dh} \quad (5.67)$$

donde

$dh_{incr}$  pérdida de carga entre el nodo de aguas arriba y el nodo en cuestión, debido a un gasto de demanda incrementado

$dh$  pérdida de carga con el gasto de demanda inicial.

El tramo con mayor valor de  $k$  es el tramo buscado.

f) Se repite el proceso en todos los nodos con déficit hasta obtener presiones mayores a la mínima requerida.

g) Se verifica que la velocidad en los tramos sea mayor que la mínima; de lo contrario, se reduce el diámetro de éste al inmediato inferior.

h) Finalmente, se verifica si el cambio afecta las condiciones hidrodinámicas. Si es así, se efectúa nuevamente el análisis hidráulico.

El algoritmo es similar en el caso de iniciar el análisis con diámetros máximos. Los autores recomiendan iniciar con diámetros máximos.

**Restricción:** El modelo es muy recomendable para el análisis y diseño exclusivo de redes de distribución de agua, en virtud de que el algoritmo planteado es ingenioso, lógico y relativamente sencillo. Sin embargo, su mayor limitación reside en el hecho de que parte de considerar que los puntos de alimentación a la red están previamente definidos, sea mediante un tanque de almacenamiento con cierta carga hidráulica y capacidad, o bien con bombas que alimentan directamente a la red. Bajo esta consideración, iniciar con diámetros mínimos sería, como afirman los autores, partir de la opción más económica e iniciar con diámetros máximos sería la alternativa más costosa.

Sin embargo, si se desea llevar a cabo una ampliación de redes, lo deseable es obtener el diseño más económico del sistema de distribución en conjunto, que conlleva a la interacción entre tanques de almacenamiento, cárcamos de bombeo y líneas de distribución. De esta manera, en el caso de una red que se alimenta con bombes directos, seguramente que la opción de iniciar con diámetros mínimos será una de las opciones más costosas, por los costos de operación que esto implica. Por lo anterior, sería deseable que en el modelo presentado se incorpore una evaluación de costos de inversión y operación a Valor Presente Neto, para evaluar los efectos de ambos flujos de inversión.

En todo caso, para el diseño de la ampliación de redes, los métodos de enumeración se consideran muy adecuados, con la salvedad antes enunciada, que puede ser eliminada. Asimismo, son también útiles para el diseño del reforzamiento o rehabilitación de redes existentes, aunque el proceso de aproximaciones sucesivas es todavía mayor.

Finalmente, existen otros métodos que a juicio personal son bastante simplistas en sus consideraciones de inicio, o bien que plantean diseños muy complejos y academicistas que difícilmente resuelven problemas reales. Pueden citarse métodos en elementos finitos, en programación dinámica y métodos gráficos [Waliski, 1985].

## V.11 Corolario

Los métodos de diseño de redes de distribución de agua son creativos y diversos. Sin embargo, todos ellos tienen alguna limitación, algunos, los más, son demasiado teóricos y funcionan adecuadamente para redes hipotéticas muy sencillas. El mejor ejemplo se tiene en el concurso efectuado en Buffalo, Nueva York, en 1985, en el cual se planteó un problema de reforzamiento, rehabilitación y ampliación de la red de una ciudad tipo, con restricciones y características de una ciudad real. Se aceptaron 6 diseños que cumplieron con todos los requisitos, incluyendo diseño de diámetros en redes, capacidad de tanques y de estaciones de bombeo. El resultado fue publicado en 1987 [Waliski et.al., 1987], habiéndose obtenido diseños muy diferentes. Pese a lo anterior, el Valor Presente Neto de las opciones que cumplían con todos los requisitos fue similar, existiendo una desviación estándar del 10%.

Por otra parte, de acuerdo a la descripción de los métodos expuestos, tal parecería que el criterio de optimación de redes y el nivel de confianza de un adecuado servicio sean conceptos divergentes, toda vez que los modelos expuestos se basan en pronósticos de crecimiento y demandas al final del periodo de diseño y en la planeación de formas de distribuir el agua (ya sea

mediante zonas de presión u operación). Una variación en ellos conlleva a que la selección del diseño de redes no sea el óptimo. De esta manera, para obtener un mayor nivel de confianza -que se amerita sobretodo en las grandes ciudades- los sistemas de distribución deben tener capacidad de respuesta ante posibles cambios en las condiciones de operación. Esta flexibilidad estará íntimamente ligada con el costo total del sistema.

Finalmente, no se pretende que los métodos de optimación sustituyan el buen criterio y experiencia del ingeniero. Para el diseño de redes, independientemente del método seleccionado, es preciso tomar en cuenta los siguientes aspectos.

- Demandas de agua: Patrones de uso y consumos por tipo de usuarios, de acuerdo a la zona socioeconómica. Porcentaje de pérdidas físicas en la red y su proyección futura [Lischer, 1979].

- Consideraciones de almacenamiento: capacidad, coeficientes de variación diaria y horaria; elevación de los tanques superficiales y altura de los tanques elevados, almacenamiento subterráneo, selección de sitios para mejorar el funcionamiento de la red [Lischer, 1979].

- Presiones mínimas requeridas: en zonas residenciales, en áreas industriales.

- Distribución de la población: tendencias de crecimiento y zonas potenciales, planes de desarrollo.

- Inversión: Costo de capital, de mantenimiento, depreciación y durabilidad, efectos inflacionarios [Lischer, 1979].

- Topografía: selección del mejor esquema de funcionamiento de la red, sea mediante zonas de presión u operación, conveniencia de colocar válvulas reductoras de presión y/o válvulas de seccionamiento.

- Consideraciones de confiabilidad: catastro actualizado de la red, estaciones de energía eléctrica suplementaria, controladores automáticos de las fuentes de abastecimiento, medidores de presión y gasto en las fuentes, en tanques y redes primarias [Lischer, 1979].

- Opciones de bombeo: selección del número y tipo de bombas, sean verticales, horizontales, sumergibles o hidroneumáticas, en paralelo o en serie y su instalación en el tiempo.

- Tipos de material: rugosidad, respuesta a la agresividad del agua, propiedades estructurales ante suelos agresivos o inestables y el conocimiento del personal para la reparación o sustitución de tuberías.

## VI. CONCLUSIONES

La eficiencia hidráulica está asociada a elementos técnicos, económicos y ambientales. El objetivo de la presente tesis ha sido destacar y proponer aquellas consideraciones que inciden en un nuevo concepto de planeación, en incorporar y recomendar criterios de diseño y de selección, con la perspectiva de lograr mayor beneficio para los sistemas de agua potable y, por consiguiente, a los usuarios.

A continuación se presentan los aspectos que sintetizan el esfuerzo de este trabajo.

- Se destaca la importancia del agua no contabilizada y sus dos categorías. Se plantea una metodología para estimarla.
- Se propone la proyección de las demandas de agua a partir del consumo por tipo de usuarios, de acuerdo al concepto de *consumo unitario satisfecho* y la proyección de disminución de pérdidas físicas o abatimiento del porcentaje de agua no contabilizada, que deberá estar ligada con un programa de inversiones para lograrla.
- Se pueden plantear modelos econométricos para determinar la proyección de la demanda de agua. Para ello se requiere de una base de datos importante. La selección de las variables socioeconómicas por incorporar en el modelo deben ser analizadas por el especialista, quién debe decidir con base en el conocimiento de la localidad y la sensibilidad de los factores que determinan los patrones de consumo.
- Para la proyección de la demanda se pueden utilizar también modelos estocásticos. La *tendencia* reflejaría el consumo históricamente registrado o bien el consumo mínimo requerido de acuerdo a patrones de higiene o salud; la *componente cíclica* incorpora el comportamiento del usuario ante eventos socioeconómicos y políticas tarifarias; la *estacional*, expresada como una variable binaria, explicaría la variación en el consumo de acuerdo a la estación del año o al mes de análisis y, finalmente, la *componente aleatoria* representaría aquellas situaciones sin una explicación sistemática: condiciones inusuales del clima, incremento inusitado de fugas en la red, errores en la medición y otros.

- La selección de los periodos de diseño no debe limitarse a la consulta de una recomendación o norma. A excepción de las redes de distribución, el periodo de diseño de una estructura no debe ser otro más que el que está asociado con la capacidad de pago del Organismo Operador de los servicios. Debe proponerse, cuando así sea posible, la *modulación* de las estructuras principales, que permita diferir costos de inversión. En todo caso, se recomienda realizar una evaluación financiera preliminar del organismo y llevar a cabo un análisis de sensibilidad que permita identificar el impacto en las finanzas y/o la amortización resultante.
- Para el cálculo de las pérdidas por fricción en tuberías a presión, todas las fórmulas semiempíricas son comparadas en precisión con la ecuación de Darcy-Weisbach, que a su vez depende del cálculo de  $f$  mediante la expresión implícita de Colebrook-White. Se destacan los errores que se cometen al utilizar las otras fórmulas y se recomienda utilizar directamente la ecuación de Darcy-Weisbach. Por otro lado, no se justifica seguir con la búsqueda de novedosos ajustes y correlación entre las ecuaciones de Manning y Hazen-Williams con la de Darcy-Weisbach.
- Debido a la aparente dificultad para obtener  $f$  mediante la ecuación de Colebrook-White, se proponen y comparan expresiones *explícitas* para el cálculo de  $f$ , con resultados muy aceptables.
- En la revisión hidráulica de un sistema de agua construido hace más de 20 años, se debe considerar el incremento de la rugosidad absoluta equivalente y la disminución en la capacidad de conducción. Con frecuencia no se suele dar importancia a este aspecto; en las Normas para abastecimiento de agua del país no existe recomendación alguna, situación que cuestiona la correcta estimación de caudales y presiones en acueductos y redes de distribución, independientemente de la precisión del método, algoritmo o fórmula utilizada. Se presentan fórmulas para estimar el incremento en la rugosidad.
- La selección del diámetro de una línea a presión por bombeo debe obedecer no sólo a consideraciones técnicas, sino también económicas. En esta perspectiva, se propone que la selección del diámetro económico considere los costos de energía eléctrica gradualmente ascendentes año con año, conforme al gasto demandado. Este análisis evalúa los costos de inversión en el año que se realizan y los costos de operación anuales y crecientes en el tiempo. La selección del diámetro óptimo se obtiene mediante el criterio del Valor Presente Neto.

- La mayoría de los métodos de diseño "óptimo" de redes de distribución desarrollados son demasiado teóricos y funcionan adecuadamente para redes hipotéticas muy sencillas. La programación lineal no resulta adecuada para diseño, ya que selecciona una combinación de tramos de diferente diámetro de tubería entre dos nodos, lo cual es poco práctico. En todo caso, el método más sencillo desde el punto de vista conceptual, pero con buena aplicación práctica, es el de Selección Enumerativa.
  
- Toda vez que los modelos de optimación se basan en pronósticos hasta el final del periodo de diseño y en la planeación de formas de distribuir el agua (mediante zonas de presión u operación), cualquier variación en los parámetros o formas de operación conlleva a que el diseño no sea el óptimo. De esta manera, para obtener un mayor nivel de confianza ante eventualidades -que se amerita sobretodo en las grandes ciudades- los sistemas de distribución deben tener capacidad de respuesta ante posibles cambios. Esta flexibilidad estará íntimamente ligada con el costo total del sistema. De acuerdo con este razonamiento, el referirse a *métodos óptimos* para el diseño de redes de distribución de agua será un tema subjetivo y discutido, puesto que el costo total no será, como se suele considerar, la única variable por ponderar.

## A N E X O 1

A) La fórmula de Nikuradse para el cálculo del factor de fricción  $f$  en tuberías circulares lisas (ec. 4.2) es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -0.8 + 2 \log \operatorname{Re} \sqrt{f} \quad (1)$$

Para el intervalo de  $5 \cdot 10^4 < \operatorname{Re} < 5 \cdot 10^7$ , la ecuación 1 puede aproximarse mediante la expresión

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.90 (\operatorname{Re})^{-1/12} \quad (2)$$

la diferencia con respecto a la ec. 1, en el intervalo especificado, es de  $\pm 4\%$ . Si se conjuga la ec. 2 y la ec. 4.7, se tiene:

$$V = 4.66 \frac{g^{0.54}}{\mu^{1/11}} S^{0.54} D^{0.63} \quad (3)$$

que es la ecuación de Hazen-Williams, expresada en términos de la velocidad como variable dependiente. Si se despeja  $S$ , se obtiene la ec. 4.5. Lo anterior demuestra que la ec. de Hazen-Williams es aplicable a tuberías lisas siempre y cuando se trabaje en el intervalo del  $\operatorname{Re}$  establecido.

B) Del mismo modo, la ecuación de Nikuradse, para tuberías rugosas (ver ec. 4.3) es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 + 2 \log \frac{D}{2k} \quad (4)$$

En el intervalo  $5 < (\operatorname{Rh}/k) < 300$ , la ec. 4 se puede aproximar mediante la expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.314 (D / k)^{1/6} \quad (5)$$

La diferencia con respecto a la ec. 4 es de  $\pm 3.5\%$  en dicho intervalo.

Introduciendo la ec. 5 en la ecuación de Darcy-Weisbach (ec. 4.7), se tiene:

$$V = \frac{13.096 \sqrt{g}}{k^{1/6}} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (6)$$

que tiene la forma de la ecuación de Manning. Si se correlaciona con la  $n$  de Manning, se observa que para tuberías lisas, como polietileno o pvc, la rugosidad absoluta equivalente puede ser de  $k = 0.001$  mm y de acuerdo a la ec. 6,  $n$  sería  $n=0.009$ . Sin embargo, para tuberías de concreto  $k = 0.040$  mm y le correspondería un valor  $n = 0.018$ , que se considera alto.

Si bien las restricciones de los intervalos limitan poder emitir un comentario definitivo, es posible obtener las ecuaciones de Hazen-Williams y Manning a partir de un ajuste en las ecuaciones que definen el factor de fricción  $f$ . Por consiguiente, la ecuación de Darcy-Weisbach bien puede ser la expresión general a partir de la cual se obtienen como casos particulares las otras dos ecuaciones.

## AGRADECIMIENTOS

La dirección de esta tesis estuvo a cargo del M.I. Gilberto Sotelo Avila, quien le dedicó muchas horas a la lectura minuciosa y analítica de este trabajo. Agradezco sus aclaraciones, sugerencias y correcciones. Labor invaluable.

Agradezco también la actitud desinteresada de Velitchko Tzatchkov, quien me proporcionó algunos artículos relativos a los factores de fricción y el diseño óptimo de redes, así como sus comentarios a los subcapítulos IV.2 y IV.3. Asimismo, aprecio su estímulo reconfortante e interés de que ciertas propuestas aquí expuestas trasciendan estas páginas.

A mi querida esposa Mónica, por su solidaridad durante los desvelos y los momentos de impaciencia -que no fueron pocos-, pero que hicieron posible este trabajo.

## BIBLIOGRAFIA

ALPEROVITS E. & SHAMIR U. "Design of Optimal Water Distribution Systems", Water Resources Research, Vol. 13 No. 6, December, 1977

AWWA RESEARCH FOUNDATION, "Water and Revenue Losses: Unaccounted-for Water", USA, 1987

AWWA, "Leaks in Water Distribution Systems. A Technical\Economical Overview", USA, 1987

BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO BID, "Guía para la Evaluación de Proyectos de Agua Potable", Departamento de Desarrollo Económico y Social, 1976

BARNARD R., "Dispositivos Ahorradores de Agua. Antecedentes, Problemática y Alternativas", 11vo Congreso Nacional de Hidráulica, Asociación Mexicana de Hidráulica A.C., Tomo I, 2 al 5 de Octubre de 1990

BARR D., discussion about "Accurate Explicit Equation for Friction Factor" Journal of Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, No. HY3, March, 1977

BARR D., "Explicit Working for Turbulent Pipe Flow Problem", Journal of Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.102, No. HY5, May, 1976

BHAVE P., " Optimization of Gravity-Fed Water Distribution Systems: Application ", Journal of the Environmental Engineering, Vol. 109 No. 2, April, 1983.

BHAVE P., " Optimal Expansion Of Water Distribution Systems", Journal of Environmental Engineering, Vol 111, No. 2, April, 1985.

BHAVE P., "Selecting Pipe Sizes in Network Optimization by LP", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.105, HY7, August, 1979

BIRF, "Population and Water Needs", I.W.E.S. Water Supply and Sanitation in Developing Countries, Chapter 5, 1983

BLENCH T., "The Fourth Root n-f Diagram", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.86, No.HY1, January, 1960

BOLAND J., "Forecasting Water Use: A Tutorial", Water Resources Bulletin, Vol 105, 1985

BRILL D., LIEBMAN J. & LEE H., " Optimization of Looped Water Distribution Networks ", Computer Applications in Water Resources, ASCE, Buffalo, N.Y., 1985.

BRION L. and MAYS L., "Methodology for Optimal Operation of Pumping Stations in Water Distribution Systems", Journal of Hydraulic Engineering. Vol.117, No.11, November, 1991

CALL H., "The Interrelationship Between Water Consumption and Rates", Journal of the American Water Works Association (AWWA), January, 1977

CENEDESE A. & MELE P., "Optimal Design of Water Distribution Networks", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 104 No. HY2, February, 1978

CHAUDHRY H., "Applied Hydraulic Transients", Ed. Van Nostrand Reinhold, USA, 1979

CHIE YEN B., "Dimensionally Homogeneous Manning's Formula", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.118, No.9, september, 1992

CHOW V. T., "Open Channel Hydraulics", Ed. McGraw-Hill, 1959

CHRISTENSEN B, Discussion about "Flow Velocities in Pipelines", Journal of Hydraulics Engineering, Vol 110, 1984

COLEBROOK C.F., "Turbulent Flow Pipes With Particular Reference to the Transition Region Between the Smooth and Rough Pipe Laws", Journal of the Institute of Civil Engineering, Vol.11, London, 1939

COMISION NACIONAL DEL AGUA, "Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario", México, 1992

DEBLER W., "Pipe Sizes, from Modified Moody Diagram", Journal of Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.103, No.HY1, January, 1977

DEB A., "Least Cost Design of Branched Pipe Network System", Journal of the Environmental Engineers Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. EE4, August, 1974

DEB A. & SARKAR A., "Optimization in design of Hydraulic Network" Journal of the Sanitary Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. SA2, April, 1971

DZIEGIELEWSKI B. & BOLAND J., "Forecasting Urban Water Use: The IWR-Main Model", Water Resources Bulletin, Vol.25, No.1, February, 1989

FEATHERSTONE R. & EL-JUMAIL K., "Optimal Diameter Selection For Pipe Networks", Journal of Hydraulic Engineering, Vol.109 No. 2 February, 1983

GOULTER I., et. al., " Implications of Head Loss Path Choice In The Optimization of Water Distribution Networks ", Journal of Water Resources Research, vol. 22, No. 5, May, 1986

GUARGA R., et. al., "Diseño y operación hidráulicos de conducciones de agua a presión", Fascículos I y II, Instituto de Ingeniería, documento elaborado para la SARH, 1985

HAALAND E., "Simple and Explicit Formulas for the Friction Factor in Turbulent Pipe Flow", Journal of Fluids Engineering, Vol.105, March, 1983

HANKE S. & DE MARE L. "Residential water demand: a pooled time series, cross section study of Malmo, Sweden", Water Resources Bulletin, No. 18, 1982

HASSON D. & OVARD D., "Using Peaking Factors to Update Water Rates", Journal of the AWWA, June, 1987

HUGHES T. & CANFIELD R., "Predicting Instantaneous Peak Demand in Rural Domestic Water Supply Systems", Water Resources Bulletin, Vol.13, No.3, June, 1977

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA, "Resumen del Informe Final del proyecto detección y control de fugas e impacto de micromedición en Guaymas, Sonora", Comisión Nacional del Agua, México, diciembre, 1990

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA, "Informe del Programa de detección de fugas en 22 ciudades de la república mexicana", Comisión Nacional del Agua, México, 1992

ISAACS L. & MILLS K., "Linear Theory Methods of Pipe Network Analysis", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. HY7, July, 1980

JAIN A., MOHAN D.M. & KHANNA P. "Modified Hazen-Williams Formula", Journal of the Environmental Engineering Division, February, 1978

JAIN A., "Accurate Explicit Equation for Friction Factor", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.102, No.HY5, May, 1976, pp. 674-677

JEFFCOATE P. & SARAVANAPAVAN A., "La reducción y el control del agua no contabilizada", documento técnico No 72, BIRF, 1989

- JEPSON R., " Practical Optimization of Looped Water Systems ", Computer Applications in Water Resources, ASCE, Buffalo, N.Y., 1985.
- JEZLER, H., "Información básica en intercambio de informaciones en la formulación de normas", Manual de Normas de aprovisionamiento de agua, Organización Panamericana de la Salud, 1972
- KALLY E., "Automatic Planning of the Least-Cost Water Distribution Network", Journal of Water and Water Engineering, April, 1971
- KAMAND F., "Hydraulic Friction Factor for Pipe Flow", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol.114, No.2, May, 1988
- KNAPP, R., DAILY & HAMMIT F., "Cavitation", McGraw-Hill Inc., USA, 1970
- LACEY G. & RAJARATNAM N., Discussion about "The Fourth Root n-f Diagram", Journal of Hydraulics Division, HY 7, july, 1960
- LAMONT P., "The Choice of Pipe Flow Laws for Practical Use" Journal of Water and Water Engineering, January, 1969
- LAMONT P., Concluding Installment of "The Choice of Pipe Flow Laws for Practical Use", Journal of Water and Water Engineering, February, 1969
- LAMONT P., "Common Pipe Flow Formulas Compared with the Theory of Roughness", Journal of the AWWA, May, 1981
- LEVI E., "Robert Manning y su fórmula", Revista de Ingeniería Hidráulica en México, Vol. VI, No.3, II Epoca, septiembrediciembre, 1991
- LISCHER V., "Discussion of Optimal Design of Water Distribution Networks by Cenedese & Mele", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105 No. HY1, 1979
- LIU H., "Manning's Coefficient for Smooth Pipes", Journal of the Sanitary Engineering Division, Vol.98, No.SA2, April, 1972
- LYMAN A., "Peak and Off-Peak Residential Water Demand", Water Resources Research, Vol.28, No.9, September, 1992
- MADDAUS W., "Water Conservation", American Water Works Association (AWWA), USA, 1987
- MAIDMENT D., "Cascade Model of Monthly Municipal Water Use", Journal of Water Resources Research, Vol.20, No.1, January, 1984

- MAIDMENT D. & MIAOU S., "Daily Water Use in Nine Cities", Journal of Water Resources Research, Vol. 22, No. 6, June 1986
- METCALF & EDDY, INC. "Wastewater Engineering. Treatment Disposal & Reuse", Ed. McGraw-Hill, third edition, Singapore, 1991
- METZNER R., "Demand Forecasting: A Model for San Francisco", Journal of the AWWA, February, 1989
- MOODY L.F., "An Approximate Formula for Pipe Friction Factors" Journal of Mechanical Engineering, Vol.69, 1947
- MORGAN D. & SMOLLEN J., "Climatic Indicators in the Estimation of Municipal Water Demand", Water Resources Bulletin, Vol.112, June, 1976
- MOYER E., "Economics of Leak Detection. A Case Study Approach", Published by AWWA, USA, 1985
- NIESWIADOMY M., "Estimating Urban Residential Water Demand: Effects of Price Structure Conservation and Education", Journal of Water Resources Research, Vol.28, No.3, March, 1992
- PEREZ FRANCO, D., "La cavitación y la succión posible de bombas rotodinámicas", I.S.P.J.A.E., Cuba, 1986
- PESCUMA A., "Metodología básica para los estudios de demanda de agua", Instituto de Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Buenos Aires, Argentina, 1989
- POMEROY R., "Flow Velocities in Pipelines", Journal of Hydraulics Engineering, Vol. 109, No.8, August, 1983
- QUINDRY G., BRILL D. & LIEBMAN J., " Optimization of Looped Water Distribution Systems " Journal of the Environmental Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107 No. EE4, August, 1981
- RAMAN V. & RAMAN S. " New Method of Solving Distribution System Network Based on Equivalent Pipe Lengths", Journal of the American Water Works Association, May, 1966
- REVILLA J., "Factores de pérdidas por cortante para flujo de agua en tuberías", Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol.VI, No.3, II Epoca, septiembre-diciembre de 1991
- RIAÑO F., "Relación entre la C de Williams-Hazen y la F de Weisbach-Darcy", Revista de Ingeniería Hidráulica, Vol VIII, No.2, La Habana, Cuba, julio de 1986

RIZAIZA A., "Residential Water Usage: A Case Study of the Major Cities of the Western Region of Saudi Arabia", Journal of Water Resources Research, Vol.27, No.5, May, 1991

ROJAS F. J., "Crítica a la cuantificación teórica de la cavitación en bombas centrífugas", XV Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería de México (ANIAC), Zacatecas, México, septiembre, 1989

ROJAS F. J., "Cavitación en bombas", tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, enero de 1989

ROJAS F. J., "La determinación del diámetro óptimo en acueductos", Revista de Ingeniería Civil, No.295, México D.F., noviembre de 1993

ROJAS F. J., "Agua no contabilizada y su impacto en los sistemas de abastecimiento", Revista de Ingeniería Ambiental, No.17, México D.F., septiembre - diciembre de 1992

SÁNCHEZ H., "Comercialización de Excusados en México", 11vo Congreso Nacional de Hidráulica, Asociación Mexicana de Hidráulica A.C., 2 al 5 de Octubre de 1990, Tomo I, pp. 1-10.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS SAHOP, "Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en las localidades urbanas de la república mexicana", México, octubre, 1979

SOTELO G., "Hidráulica General", Vol.1, Ed. Limusa, México, 1974

SPERANZA E., "Boston's Meter Downsizing Project: A one Year Report", AWWA Annual Conference, Vancouver, Canada, June 1992

STEPHENSON D., "Pipe Flow Analysis", Elsevier Science Publishers B.V., The Netherlands, 1984

SWAMEE P. & AKALANK J., "Explicit Equations for Pipe Flow Problems", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.102, No.HY5, May, 1976

TONG A., et.al., "Analysis of Distribution Network by Balancing Equivalent Pipe Lengths", Journal of tje AWWA, January, 1961.

TZATCHKOV V. y ALFONSO M., "Diseño óptimo de redes hidráulicas mediante análisis consecutivos direccionados", Memorias del primer Seminario Internacional sobre uso eficiente del agua, México D.F., 1991

VAN SICKLE D., Discussion about "The fourth Root n-f Diagram", Journal of the Hydraulics Division, No. HY 8, August, 1960

WALSKI T., " State-Of-The-Art Pipe Network Optimization ", Computer Applications in Water Resources, ASCE, Buffalo, N.Y., 1985

WALSKI T., et. al. "Battle of the Network Models: Epilogue ", Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 113 No. 2, March, 1987

WALSKI T., GESSLER J. & SJOSTROM J., " Selecting Optimal Pipe Sizes Water Distribution Systems ", Journal of the AWWA, February, 1988

WHIFLATCH E. & MARTIN M., "Identification of Monthly Trends in Urban Water Use", Water Resources Bulletin, Vol.24, No.1, February, 1988

WOELZ M., "Criterios de proyecto necesarios para facilitar el control operacional de un programa de reducción y control de pérdidas", Seminario Internacional sobre Reducción y Control de Pérdidas de Agua, Colombia, Agosto de 1989

WOOD D. & CHARLES C., "Hydraulic network analysis using Linear Theory", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, July, 1972

YAMAUCHI H. & HUANG W., "Alternative Models for Estimating the Time Series Components of Water Consumption Data", Water Resources Bulletin, Vol.13, No.3, June, 1977

YEDIDIAH J., "Centrifugal Pump Problems. Causes and Cures", Petroleum Publishing Co., USA, 1980