



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**MÉTODO PARA LA  
REHABILITACIÓN DE  
REDES DE DISTRIBUCIÓN**



TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

**LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

PRESENTA

**EDGAR HERNÁNDEZ CRUZ**

**ASESOR: DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES**

**JUNIO 2005**

m. 345075



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 esta 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.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: EDUARDO HERNÁNDEZ CRUZ

FECHA: 6 JUNIO DE 2009

FIRMA: [Firma manuscrita]

### ***A MIS PADRES:***

*Por su apoyo, dedicación, empeño, enseñanza, consejos, desvelos... Gracias por otorgarme la herencia invaluable del conocimiento.*

### ***A MIS HERMANOS:***

*Por su ayuda y por creer en mi como persona y como profesionista.*

### ***A MI ESPOSA E HIJOS:***

*Por su empuje y motivación fundamental para la conclusión del presente trabajo y la búsqueda de nuevas y mejores oportunidades.*

### ***A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO:***

*Institución que me brindó la oportunidad del aprendizaje y el conocimiento a través de sus instalaciones y personal docente, permitiéndome una formación como profesionista.*

### ***GRACIAS:***

*A todas las personas que de una u otra manera contribuyeron a la realización del presente trabajo, así como al enriquecimiento de mis conocimientos y valores.*

## **OBJETIVO GENERAL:**

Proponer un método para modificar redes de distribución de agua potable que están en operación con la finalidad de mejorar el suministro de agua a los usuarios con el menor costo de cambios a la red.

## **CAPÍTULOS, OBJETIVOS ESPECÍFICOS Y SUBCAPÍTULOS**

- **INTRODUCCIÓN**

1

### **1. FLUJO DE FLUIDOS EN TUBERÍAS FUNCIONANDO A PRESIÓN**

Se hará una breve explicación de las características del movimiento de fluidos en tuberías funcionando a presión. Se presentarán las ecuaciones de cálculo, los tipos de flujo; así como el cálculo del factor de fricción para distintas condiciones de flujo a presión.

1.1 Tipos de flujo	3
1.2 Flujo laminar y flujo turbulento	5
1.3 Número de Reynolds	7
1.4 Pérdidas de energía en tuberías	9
1.4.1 Introducción	9
1.4.2 Pérdidas por fricción en tuberías	10
1.4.3 Pérdidas locales en tuberías	15
1.5 Ecuaciones generales	18
1.5.1 Ecuación de continuidad	18
1.5.2 Ecuación de conservación de la energía	19
1.5.3 Impulso y cantidad de movimiento	20

### **2. TIPOS DE REDES DE TUBERÍAS**

Se describirán los diferentes arreglos de redes de tuberías comúnmente utilizados.

2.1 Redes de distribución	23
2.2 Redes abiertas	27
2.3 Redes cerradas	29



### **3. MÉTODO DE CÁLCULO DE REDES**

Se explicarán los diferentes métodos utilizados para el cálculo de redes

3.1 Método de Hardy-Cross	34
3.2 Método de Newton-Raphson	39
3.3 Método del Instituto de Ingeniería (Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM)	40

### **4. DIAGNÓSTICO DE LA RED**

Se describirá como revisar el funcionamiento de la red original analizando el déficit en el suministro de agua para el mejoramiento del funcionamiento hidráulico.

4.1 Déficit en el suministro de agua	44
4.1.1 Eficiencia hidráulica	44
4.1.2 Presiones requeridas	46
4.1.3 Factor de eficiencia de la red	46
4.2 Mejora del funcionamiento hidráulico	49

### **5. MÉTODO PROPUESTO PARA REHABILITAR LA RED**

Se desarrollará el método propuesto mediante la inclusión de una tubería paralela a líneas existentes, incrementando el suministro de agua a los usuarios, considerando varias opciones de modificación, empleando tuberías con diámetros comerciales y escogiendo la correspondiente con el mínimo costo.

5.1 Descripción del método	51
5.2 Diámetros analizados	51
5.3 Opciones para revisión de las condiciones hidráulicas	52
5.4 Procedimiento de cálculo	53

### **6. APLICACIÓN DEL MÉTODO**

Con un ejemplo se mostrará la forma de emplear el método.

6.1 Descripción	57
6.2 Análisis de resultados	65

• <b>CONCLUSIONES</b>	70
-----------------------	----

## INTRODUCCIÓN

El agua es indispensable para la vida y por ello, desde la antigüedad, el hombre ha buscado establecerse cerca de una fuente de abastecimiento de agua. Cuando no ha podido conseguirlo surge la necesidad de conducir y distribuir el agua desde las fuentes de captación hasta los consumidores. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un sistema de abastecimiento de agua potable.

El aumento y la expansión territorial de la población es cada vez mayor y la capacidad del sistema para hacer frente a las demandas derivadas de este crecimiento es limitada.

La solución a las demandas de agua potable de la población, no debe limitarse a la introducción de redes de agua potable, sino ligarse al problema global del abastecimiento a las ciudades y de las redes principales de distribución. Con frecuencia la sola introducción de redes de distribución ha sido contraproducente, propiciando que los usuarios se encuentren con tomas sin agua o con un servicio deficiente y escaso.

La infraestructura del abastecimiento de agua potable y en particular de las redes de distribución, que han recibido un escaso o nulo mantenimiento, requieren de considerarles recursos humanos y materiales para su rehabilitación.

Uno de los principales problemas de las redes de distribución de agua potable en las que se dispone del volumen de agua necesario que demandan sus usuarios, se refiere a las modificaciones que se debe realizar en ella para que el suministro de agua sea igual a la demanda requerida. En parte, estos problemas se deben al cambio de las demandas de agua tanto en ubicación como en magnitud respecto a las que se emplearon originalmente para el diseño de la red.

Así pues, en el presente trabajo se plantea un método para la rehabilitación de redes de distribución de agua potable que se encuentran en operación, en el cual se considera que las tuberías existentes se quedan funcionando y que se agregan tuberías paralelas, esto con la finalidad de incrementar las presiones ya que con ello aumenta la posibilidad de extraer los gastos actuales de demanda.

Para los estudios de revisión hidráulica de las redes, se obtienen los gastos que fluyen en sus tuberías y las presiones en los extremos (nudos) de estos conductos, a partir de la solución de las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión.

Para fines del método, se considera que la presión en la red debe ser mayor a una mínima ( $h_{\min}$ ) para que se pueda entregar la cantidad total de agua demandada a los usuarios y menor a una máxima ( $h_{\max}$ ) para evitar la rotura de tuberías o excesivos gastos de fuga.

El proceso de selección de los diámetros de las tuberías paralelas que se incluirán a la red no es simple, ya que se tienen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica, por lo que se busca aquella que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

El objetivo del método es incrementar el suministro de agua a los usuarios con el mínimo costo de modificaciones a la red, además de obtener para un cierto monto de inversión, la opción de nuevas tuberías en la red que permita aumentar al máximo el gasto suministrado a los usuarios.

## CAPITULO 1

### FLUJO DE FLUIDOS EN TUBERIAS FUNCIONANDO A PRESION

#### 1.1 Clasificación de los flujos

El flujo de fluidos es complicado y no siempre pueden resolverse las ecuaciones que lo describen en forma exacta mediante el análisis matemático. Contrariamente a lo que sucede con los sólidos las partículas de un fluido en movimiento pueden tener velocidades y aceleraciones distintas. Tres principios fundamentales que se aplican al flujo de fluidos son:

- a) El principio de conservación de la masa, a partir del cual se establece la ecuación de continuidad.
- b) El principio de la conservación de la energía, a partir del cual se deduce la ecuación de la energía.
- c) El principio de la cantidad de movimiento, a partir del cual se deducen ecuaciones para calcular las fuerzas dinámicas ejercidas por los fluidos en movimiento.

Existen distintos criterios para clasificar un flujo. Este puede ser permanente o no permanente; uniforme o no uniforme; tridimensional, bidimensional o unidimensional; laminar o turbulento; incompresible o compresible; y rotacional o irrotacional.

En general, las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo; además si las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es no permanente. Por el contrario, será un flujo permanente si las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante; o bien si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo.

El flujo permanente es más simple de analizar que el no permanente, por la dificultad que adiciona el tiempo como variable independiente. Sin embargo muchos problemas se pueden estudiar suponiendo que el flujo es permanente, aun cuando existan pequeñas fluctuaciones de velocidad o de otras características con el tiempo, siempre que el valor medio de cualquier característica permanezca constante sobre un intermedio razonable.

El flujo uniforme se presenta, si en un instante particular, el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, es decir  $\partial v / \partial s = 0$  donde "s" es un desplazamiento en una dirección cualquiera. En caso contrario, el flujo es no uniforme y los cambios en el vector velocidad pueden ser en la dirección del mismo o en direcciones transversales. Este último tipo de flujo no uniforme siempre se encuentra cerca de fronteras sólidas por efecto de la viscosidad; sin embargo en Hidráulica suele aceptarse la uniformidad o no uniformidad del flujo cuando se refiere a la variación media en la dirección general del movimiento.

El hecho de que un flujo sea permanente no quiere decir que necesariamente este sea uniforme, pudiendo suceder así las cuatro diferentes combinaciones diferentes.

El flujo puede clasificarse también en tridimensional, bidimensional y unidimensional. Es tridimensional cuando sus características varían en el espacio, o sea que los gradientes del flujo existen en las tres direcciones; este es el caso más general del flujo. Es bidimensional cuando sus características son idénticas sobre una familia de planos paralelos, no habiendo componentes en dirección perpendicular a dichos planos, o bien ellas permanecen constantes; es decir, que el flujo tiene gradiente de velocidad o de presión (o ambos) en dos direcciones exclusivamente. Es unidimensional cuando sus características varían como funciones del tiempo y de una coordenada curvilínea en el espacio, usualmente la distancia medida a lo largo del eje de la conducción. El flujo de un fluido real no puede ser completamente unidimensional debido al efecto de la viscosidad, ya que la velocidad en una frontera sólida es igual a cero pero en otro punto es distinta de cero; sin embargo, bajo la consideración de valores medios de las características en cada sección, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es la más importante en Hidráulica, por las simplificaciones que trae consigo.

Un flujo se considera incompresible si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables; en caso contrario, el flujo es compresible. Los líquidos y gases a bajas velocidades pueden ser considerados incompresibles. El flujo de un gas con velocidades entre 60 y 90 m/seg se puede considerar incompresible siempre que no exista intercambio de calor con el exterior. En la práctica solo en los problemas de golpe de ariete es necesario considerar que el flujo de un líquido es compresible.

En el caso general el movimiento de un fluido ideal se puede suponer irrotacional si no se tiene la presencia de singularidades vorticosas. Los efectos de la viscosidad del fluido constituyen la causa principal de la presencia de dichas singularidades. Sin embargo el flujo irrotacional ocurre con bastante frecuencia en los problemas de la práctica, y solo será necesario entender con claridad el concepto físico de irrotacionalidad.

Si bien el término rotación implica un giro de partículas, esto no significa que es rotacional todo movimiento efectuado de acuerdo a una trayectoria curva o bien que todo movimiento rectilíneo es irrotacional.

Ciertos escurrimientos se pueden considerar microscópicamente como irrotacionales. En otros casos, a pesar de existir trayectorias curvas, la distribución de velocidades puede ser de forma tal que las líneas medianas o las diagonales de una partícula, de forma rectangular, no modifican su orientación durante el movimiento, el flujo es, obviamente irrotacional.

La clasificación de los flujos en laminar y turbulento es un resultado propiamente de la viscosidad del fluido, y no habría distinción entre ambos en ausencia de la misma. Dichos tipos de flujos se estudiarán más ampliamente en el siguiente subcapítulo.

## 1.2 Flujo laminar y flujo turbulento

El flujo de un fluido real es mucho más complicado que el de un fluido ideal. Debido a la viscosidad de los fluidos reales, en su movimiento aparecen fuerzas cortantes entre las partículas fluidas y las paredes del contorno y entre las diferentes capas del fluido. Las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, que resolverán de forma general el problema del flujo, no admiten por lo común, una solución. Como consecuencia, los problemas de flujos reales se resuelven aprovechando datos experimentales y utilizando métodos semiempíricos.

Existen dos tipos de flujos permanentes en el caso de flujos reales, que es necesario considerar y entender. Estos se llaman flujo laminar y flujo turbulento, ambos tipos de flujos vienen gobernados por leyes distintas.

El flujo laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas bien definidas que no se intersectan o cruzan entre sí, aunque las partículas circundantes puedan tener velocidades que difieran en su magnitud. Cada partícula o grupo de partículas tiene un movimiento de traslación únicamente y existe una ausencia notoria de turbulencia y remolinos. Si se inyecta un colorante (de la misma densidad que el líquido) dentro de un fluido laminar, éste se mueve como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo (figura 1.1)

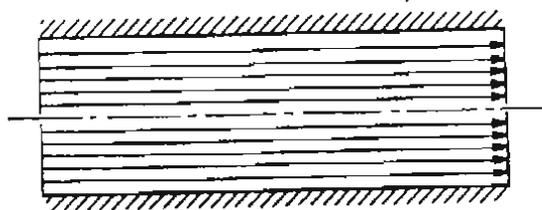


Figura 1.1 Esquema de flujo laminar.

Como caso ilustrativo considérese un fluido que se mueve a través de una tubería ordinaria de sección transversal circular. Si la sección transversal se divide en cierto número de anillos concéntricos (figura 1.2) las partículas del fluido en cualquier anillo permanecerán en el mismo si el tubo está libre de obstrucciones. Las partículas en contacto con la pared del tubo se adherirán a ella y no tendrán movimiento. Si la anchura de cada anillo es infinitamente pequeña, el anillo exterior o capa estarán en reposo, y cada anillo interior se moverá con una velocidad que es mayor que la velocidad del anillo que lo rodea. Se puede concebir el escurrimiento como formado por capas enchufadas o laminadas, de ahí el término descriptivo flujo o escurrimiento laminar. En todos los conductos y canales puede ocurrir una distribución similar del escurrimiento cuando las condiciones son favorables. Si

existe una pequeña obstrucción parcial en un punto de la tubería antes considerada, la velocidad de las partículas aumentará mientras la pasan, y la turbulencia puede desarrollarse en ese punto o más allá del mismo; pero a una cierta distancia o tramo corto esa turbulencia producida por el obstáculo desaparecerá y el flujo laminar continuará.

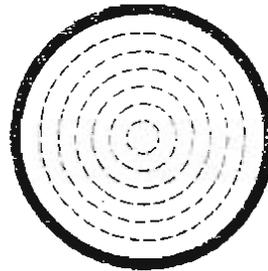


Figura 1.2

En un flujo turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido produciendo una distribución intrincada o de líneas cruzadas. (figura 1.3). Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a las del movimiento general, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general sea permanente. Esto se explica por el hecho de que la permanencia respecto del tiempo se refiere a los valores medios de dichas componentes en un intervalo grande. Las componentes transversales de la velocidad en cada punto origina un mezclado intenso de las partículas que consume parte de la energía del movimiento por efecto de fricción interna y que también, en cierto modo es resultado de los efectos viscosos del fluido.

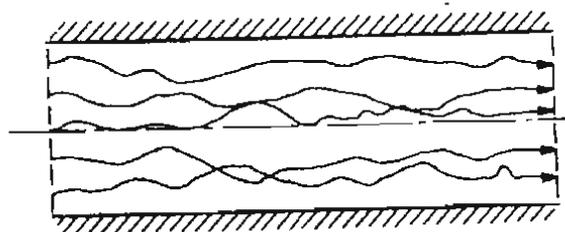


Figura 1.3 Esquema del flujo turbulento.

Evidentemente las leyes que rigen el flujo laminar y el turbulento deben diferenciarse. En un conducto dado, el cambio desde flujo laminar a turbulento empieza a efectuarse cuando una determinada velocidad, conocida como la velocidad crítica, se alcanza y hasta se supera. Mas allá de ésta, la turbulencia aumenta con la velocidad, llegando finalmente a un estado en el que la turbulencia se dice que se ha desarrollado completamente.

En general el flujo laminar se presenta únicamente en casos excepcionales (flujo de líquidos muy viscosos) y no es tan común en su ocurrencia como el flujo turbulento. Como los dos tipos de escurrimiento siguen leyes muy diferentes, es bastante esencial la distinción entre estos dos tipos de escurrimiento.

### 1.3 Número de Reynolds

Ya sea que el escurrimiento sea laminar o turbulento en un conducto determinado. Esto depende enteramente de la densidad, la viscosidad y la velocidad del fluido. El movimiento de una partícula, o grupo de partículas, está controlado por dos factores: El esfuerzo cortante viscoso entre el grupo y las partículas adyacentes, y la inercia que tiene en razón de su densidad y velocidad. Por su inercia, las partículas o grupo de partículas pueden ofrecer una resistencia (igual a la masa por la aceleración) a cualquier arrastre que el esfuerzo cortante viscoso antes mencionado pueda ejercer sobre ellas, tendiendo a cambiar la magnitud o dirección de su velocidad. Es la magnitud relativa de estas dos fuerzas la que determina si el escurrimiento es laminar o turbulento. Si la fuerza viscosa domina a la fuerza de inercia, una partícula sigue un recorrido que es paralelo a los de las partículas adyacentes, y no hay turbulencia. Si la fuerza de inercia es dominante, las partículas tienden a seguir cualquier dirección una vez que empezaron el movimiento, pero cambian de dirección de momento en momento, conforme se encuentran y se mezclan con otras partículas con velocidades diferentes de la suya.

El movimiento puede ser laminar a una cierta velocidad del fluido y cambia a turbulento a una velocidad ligeramente más alta, si el incremento de velocidad hace que las fuerzas de inercia dominen a las fuerzas viscosas.

En la velocidad crítica las dos fuerzas, la de inercia y las viscosas, estarán en equilibrio, y debajo de ésta, las fuerzas viscosas son las más fuertes, produciéndose el flujo laminar y aumentado en su resistencia relativa conforme la velocidad disminuye. El flujo simultáneamente se vuelve más estable en el sentido de que cualquier disturbio, cuando es causado momentáneamente será amortiguado con rapidez por las fuerzas viscosas. Cuando la velocidad del flujo se aumenta el tamaño o magnitud de una alteración momentánea que puede amortiguarse, disminuirá; arriba de la velocidad crítica el escurrimiento será turbulento.

Osborne Reynolds (1883) basándose en sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

$$Re = \frac{\text{Fuerza de Inercia}}{\text{Fuerza Viscosa}}$$

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define así:

$$Re = \frac{V D}{\nu}$$

Donde V es la velocidad media del fluido, D el diámetro del conducto y  $\nu$  la viscosidad cinemática del fluido.

Reynolds llevó a cabo una serie de experimentos con el sencillo aparato que se esquematiza en la fig. 1.4. El extremo de entrada del tubo se ajustó con una boquilla de campana por donde entra agua desde un recipiente en reposo y por medio de una válvula cerca de su otro extremo se controló la cantidad o gasto del escurrimiento. A la entrada se introdujo flujo coloreado en forma de un chorro fino. Con el agua en el depósito sin tener movimiento, la lenta abertura de la válvula produjo así un flujo tan constante y estable, que el fluido coloreado paso a través del tubo como un listón bien claramente definido, sin mezclarse con el agua circundante. El escurrimiento fue laminar. Conforme la cantidad del escurrimiento fue aumentando progresivamente, se llego a una velocidad en la cual el filamento del fluido coloreado comenzó a ondularse y a perder su fijeza de definición, apareciendo este cambio primeramente en un punto junto a la válvula, mezclándose allí el colorante con el agua: comienzo de la turbulencia. Los incrementos posteriores en la velocidad produjeron finalmente la completa dispersión del fluido coloreado, que se mezcló entonces con el agua a lo largo de toda la longitud del tubo: corriente turbulenta.

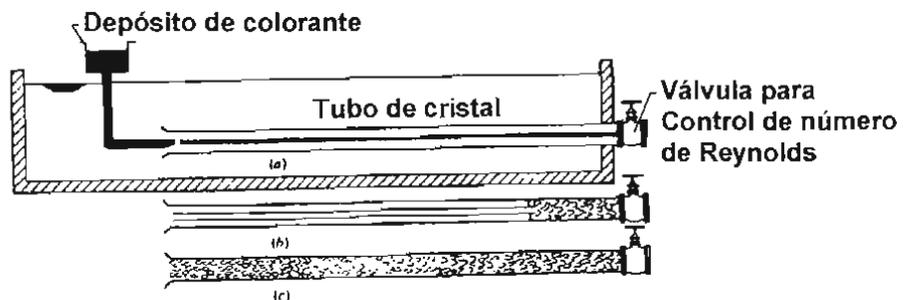


Figura. 1.4

Se ha observado que cuando el número de Reynolds,  $Re > 12,000$  la corriente es necesariamente turbulenta, 12,000 sería entonces el número crítico de Reynolds superior; pero tomando precauciones delicadas de laboratorio (eliminación de transmisibilidad de vibraciones al aparato) posteriormente se ha conseguido corriente laminar con número de  $Re = 40,000$ . No es posible probar la imposibilidad de conseguir corriente laminar con números de Reynolds aún más elevados. El número crítico de Reynolds superior es, pues, indeterminado.

Asimismo cuando el número de Reynolds  $Re \leq 2000$  la corriente era necesariamente laminar. Es decir, si se producía alguna perturbación la turbulencia inicial quedaba enseguida amortiguada por la viscosidad y no se desarrollaba jamás un flujo turbulento:  $Re = 2000$  es el número crítico inferior de Reynolds. En la práctica siempre existen perturbaciones que hacen que por encima de este número la corriente difícilmente es ya totalmente laminar.

## **1.4. Pérdidas de energía en tuberías**

### **1.4.1 Introducción**

El empleo del término tubería está limitado generalmente, en su aplicación, a los conductos cerrados que llevan agua bajo presión. Generalmente las tuberías son de sección circular, porque esta forma cambia la ventaja de resistencia estructural con la simplicidad. De todas las tuberías que tienen iguales áreas de sección, pero diferente forma de la sección, la tubería circular tiene el perímetro más pequeño de la sección y, por consiguiente, por pie o metro de longitud tienen el área de paredes interiores más pequeña. De esto se deriva que la resistencia que la tubería circular ofrece al escurrimiento del agua, es menor que en una tubería de cualquiera otra sección geométrica.

Los cálculos de flujo en las tuberías, se dirigen por lo general a determinar la suma de las pérdidas de energía incluidas mientras se conducen fluidos de un punto a otro a presiones y cantidades especificadas. Ya sea utilizando la energía potencial de un depósito suficientemente elevado o la energía de presión entregada por una bomba, la energía aplicada debe vencer las pérdidas de energía incurridas. Los factores que afectan a las pérdidas de energía durante el flujo en las tuberías son independientes de la presión. El parámetro más importante que influye sobre estas pérdidas de energía es la energía cinética del flujo,  $v^2/2g$ . Otros parámetros que influyen son geométricos, e incluyen en su mayor parte, la longitud  $L$ , el diámetro  $D$  y la viscosidad  $\nu$ .

En tuberías se consideran dos clases de pérdidas de energía del flujo: pérdidas locales y pérdidas de fricción. Ambas son causadas por la resistencia viscosa del fluido. Las pérdidas locales, ocurren cuando se presentan cambios bruscos en la forma geométrica de los conductos, como son los codos, válvulas, cambios súbitos en los diámetros y otros semejantes. Las pérdidas de fricción son causadas por la rugosidad de las paredes de la tubería y por el cortante entre las partículas del fluido según se mueven por la tubería a

diferentes velocidades. En ambos casos, la energía cinética es la variable primaria de control.

#### 1.4.2 Pérdidas por fricción en tuberías

La Ecuación de Darcy-Weisbach es la fórmula fundamental usada para determinar las pérdidas debidas a la fricción a lo largo de las tuberías. La ecuación es la siguiente:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Donde:  $h_f$  es la pérdida de carga debida a la fricción

$f$  el factor de fricción

$L$  la longitud de la tubería

$D$  el diámetro de la tubería

$v$  la velocidad media del fluido

$g$  la aceleración de la gravedad (9.81 m/seg<sup>2</sup>)

El factor de fricción  $f$  puede deducirse matemáticamente en el caso del régimen laminar, mas en el caso del flujo turbulento no se dispone de relaciones matemáticas sencillas para obtener la variación de  $f$  con el número de Reynolds. Todavía más, Nikuradse y otros investigadores encontraron que sobre el valor del factor de fricción  $f$  también influye la rugosidad relativa de la tubería.

Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, se observa que está formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular o aleatoria. Dicha característica es difícil de definir científicamente pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto de la altura media, la forma y distribución geométrica, la distancia entre dos irregularidades vecinas, etcétera.

Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos esos factores, se admite que la rugosidad puede expresarse por la altura media  $\epsilon$  de las asperezas (Rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, más no propiamente por el obtenido por la media de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción. Es más importante la relación

que la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación  $\epsilon/D$ , que se conoce como rugosidad relativa. Existen tubos, como los de asbesto-cemento, cuya rugosidad es de forma ondulada y que se comportan hidráulicamente como si fueran tubos lisos (vidrios o plástico).

Para flujo laminar, Pouseville en 1846, fue el primero en determinar matemáticamente el factor de fricción y obtuvo una ecuación para determinar dicho factor que es:

$$f = \frac{64}{Re}$$

La cual es válida para tubos lisos o rugosos, en los cuales el número de Reynolds no rebasa el valor crítico 2300.

Para flujo turbulento, muchos ingenieros hidráulicos e investigadores se han esforzado en el cálculo del factor de fricción  $f$ , tanto a partir de sus propios resultados como de los resultados obtenidos por otros investigadores.

A partir de los resultados experimentales, acumulados hasta el año de 1913, Blasius llegó a la importante conclusión de que existen dos tipos de fricción para el flujo turbulento en tubos. El primero está asociado con tubos lisos donde los efectos de viscosidad predominan y el factor de fricción depende únicamente del número de Reynolds. El segundo tipo se refiere a tubos rugosos donde la viscosidad y los efectos de rugosidad influyen en el flujo, además de que el factor de fricción depende del número de Reynolds y de la viscosidad relativa.

Para tuberías lisas Blasius formuló la siguiente expresión, con el número de Reynolds comprendido entre 3000 y 100000:

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$$

Para régimen turbulento y tuberías lisas también, pero para valores de Reynolds hasta 3000000 aproximadamente, con estudios teóricos y ajustando los coeficientes experimentalmente, Karman y Prandtl dedujeron la primera ecuación de Karman-Prandtl:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log (Re \sqrt{f}) - 0.8$$

Para flujo turbulento y tuberías rugosas se cumple la segunda ecuación de Karman-Prandtl:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2\varepsilon} + 1.74$$

Para todas las tuberías Colebrook y White presentaron una fórmula empírica para la zona de transición de flujo laminar a turbulento en tubos comerciales la cual se considera la mas aceptable para calcular el factor de fricción  $f$ . La ecuación es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

Con base en estos resultados Moody preparó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción  $f$  en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido (fig. 1.5). La precisión en el uso del diagrama universal de Moody depende de la selección de la rugosidad absoluta  $\varepsilon$ , según el material de que esta construido el tubo. En la tabla 1.1 se presentan los valores de  $\varepsilon$  para tubos comerciales.

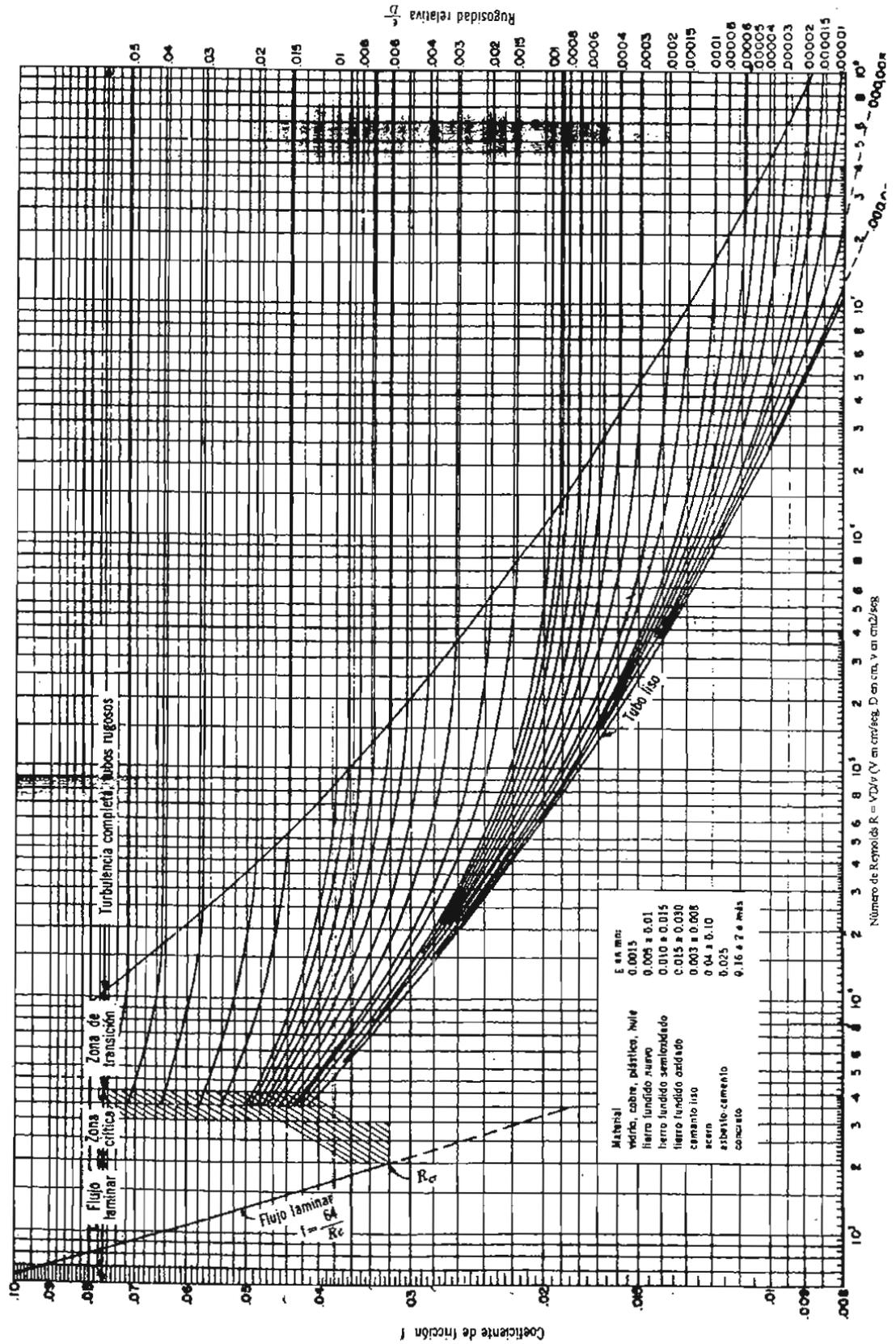


Figura 1.5 Diagrama de Moody (fuente: Sotelo Avila,1991)

Material	$\epsilon$ , en mm
<b>Tubos lisos</b>	
Hierro forjado	0.05
Hierro fundido nuevo	0.25
Hierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Hierro fundido oxidado	1 a 1.5
Hierro fundido con incrustaciones	1.5 a 3
Hierro fundido, centrifugado	0.05
Hierro fundido nuevo con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Hierro fundido usado con bridas o juntas de macho y campana	2 a 3.5
Hierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1 a 4
Hierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.05
Acero laminado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
<b>Tubos de acero soldado de calidad normal</b>	
Nuevo	0.05 a 0.10
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Con costura longitudinal y una línea transversal de remaches en cada junta, o bien laqueado interiormente	0.3 a 0.4
<b>Tubos remachados, con filas longitudinales y transversales</b>	
a) Espesor de lámina < 5 mm	0.65
b) Espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) Espesor de lámina > 12 mm, o entre 6 y 12 mm, si las hileras de pernos tienen cubrejuntas	3
d) Espesor de lámina > 12 mm con cubrejuntas	5.5
Tubos remachados, con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubrejuntas interiores	4
Asbesto-cemento nuevo	0.025
Asbesto-cemento, con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado, nuevo	0.16
Concreto centrifugado con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías, colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías, colado con cimbra rugosa de madera	10
Concreto de acabado liso	0.025
Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Concreto con acabado normal	1 a 3
Concreto con acabado rugoso	10

Tabla 1.1 Valores de  $\epsilon$  para tubos comerciales (fuente: Sotelo Avila, 1991)

### 1.4.3 Pérdidas locales en tuberías

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas, generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas y compuertas). Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como pérdida local o menor. Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es:

$$h_L = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde k es la constante de proporcionalidad, que es un coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo, generalmente se determina por experimentos de laboratorio con cada tipo de accesorio.  $V^2/2g$  es la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo (salvo que se especifique lo contrario)

En la tabla 1.2 se presentan los valores de la constante de proporcionalidad k de acuerdo con el tipo de perturbación.

<p>Use la ecuación <math>h_{vL} = kv^3/2g</math>, a menos que se indique lo contrario. La pérdida de energía <math>E_L</math> equivale a <math>h_v</math></p>	<p>Expansión brusca:</p> $E_L = \left(1 - \frac{v_2}{v_1}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g}$ <p>ó.</p> $E_L = \left(\frac{v_1}{v_2} - 1\right)^2 \frac{v_2^2}{2g}$																														
<p>Entrada perpendicular cuadrada: <math>k = 0.50</math> si el borde es afilado.</p>	<p>Contracción súbita:</p> $\frac{(d/D)^2}{k} = \begin{matrix} 0.01 & 0.1 & 0.2 & 0.4 & 0.6 & 0.8 \\ 0.5 & 0.5 & 0.47 & 0.33 & 0.25 & 0.15 \end{matrix}$ <p>útese <math>v_2</math> en la ecuación (6.6)</p>																														
<p>Entrada perpendicular redondeada: <math>\frac{R/d}{k} = \begin{matrix} 0.05 &amp; 0.1 &amp; 0.2 &amp; 0.3 &amp; 0.4 \\ 0.25 &amp; 0.17 &amp; 0.08 &amp; 0.05 &amp; 0.04 \end{matrix}</math></p>	<p>Difusor:</p> $E_L = k(v_1^2 - v_2^2)/2g$ $\alpha^0 = \begin{matrix} 20 & 40 & 60 & 80 \\ 0.20 & 0.28 & 0.32 & 0.35 \end{matrix}$																														
<p>Entrada perpendicular reentrante: <math>k = 0.8</math></p>	<p>Confusor:</p> $E_L = k(v_1^2 - v_2^2)/2g$ <table border="1" data-bbox="800 840 924 1218"> <thead> <tr> <th><math>\alpha^0 =</math></th> <th>6</th> <th>10</th> <th>20</th> <th>40</th> <th>60</th> <th>80</th> <th>100</th> <th>120</th> <th>140</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>k</math> para <math>D = 3d</math></td> <td>0.12</td> <td>0.16</td> <td>0.39</td> <td>0.80</td> <td>1.0</td> <td>1.06</td> <td>1.04</td> <td>1.04</td> <td>1.04</td> </tr> <tr> <td><math>D = 1.5d</math></td> <td>0.12</td> <td>0.16</td> <td>0.39</td> <td>0.96</td> <td>1.22</td> <td>1.16</td> <td>1.10</td> <td>1.06</td> <td>1.04</td> </tr> </tbody> </table> <p>Codo cerrado <math>k = 67.6 \times 10^{-4}(\alpha^0)^{1.7}</math> (Según Gibson)</p>	$\alpha^0 =$	6	10	20	40	60	80	100	120	140	$k$ para $D = 3d$	0.12	0.16	0.39	0.80	1.0	1.06	1.04	1.04	1.04	$D = 1.5d$	0.12	0.16	0.39	0.96	1.22	1.16	1.10	1.06	1.04
$\alpha^0 =$	6	10	20	40	60	80	100	120	140																						
$k$ para $D = 3d$	0.12	0.16	0.39	0.80	1.0	1.06	1.04	1.04	1.04																						
$D = 1.5d$	0.12	0.16	0.39	0.96	1.22	1.16	1.10	1.06	1.04																						
<p>Pérdida adicional debido a la entrada en ángulo: <math>k = 0.505 + 0.303 \sin \alpha + 0.226 \sin^2 \alpha</math></p>	<p>Curvas:</p> $k = (0.13 + 1.85(r/R)^3)\sqrt{\alpha^0/180}$ <p>(Según Hinds)</p>																														
<p>Tubería de succión con boquilla cónica en sumidero: <math>E_L = D + \frac{5.6Q}{\sqrt{2g}D^{1.5}} - \frac{v^2}{2g}</math></p>	<p>Curva cerrada de retorno: <math>k = 2.2</math></p>																														
<p>Sin boquilla: <math>E_L = 0.53D + \frac{4Q}{\sqrt{2g}D^{1.5}} - \frac{v^2}{2g}</math></p>	<p>Válvula de compuerta</p> $\frac{e/D}{k} = \begin{matrix} 0 & 1/4 & 3/8 & 1/2 & 5/8 & 3/4 & 7/8 \\ 0.15 & 0.26 & 0.81 & 2.06 & 5.52 & 17.0 & 97.8 \end{matrix}$																														
<p>Ancho del sumidero mostrado: <math>3.5D</math></p>	<p>Válvula esférica: <math>k = 10</math> cuando está totalmente abierta</p>																														
<p>Coladera:</p>																															
<p>Te estándar, entrada a una línea menor <math>k = 1.8</math></p>																															

Tabla 1.2 Coeficientes de pérdidas locales (fuente: Sotelo Avila,1991)

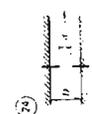
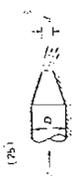
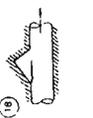
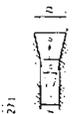
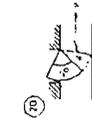
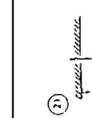
<p>(26) </p> <p>Orificio de medida, de bordes cuadrados:</p> $E_t = \Delta p \left(1 - \left(\frac{d}{D}\right)^4\right)$ <p>donde <math>\Delta p</math> es la medida de la caída de presión.</p>	<p>(18) </p> <p>Válvula esférica:</p> <table border="1"> <tr> <td><math>\alpha^\circ =</math></td> <td>5</td> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> <td>70</td> <td>80</td> </tr> <tr> <td><math>k =</math></td> <td>0.05</td> <td>0.29</td> <td>1.56</td> <td>5.47</td> <td>17.3</td> <td>52.6</td> <td>206</td> <td>485</td> <td><math>\infty</math></td> </tr> </table> <p>(Según Agroskin)</p>	$\alpha^\circ =$	5	10	20	30	40	50	60	70	80	$k =$	0.05	0.29	1.56	5.47	17.3	52.6	206	485	$\infty$
$\alpha^\circ =$	5	10	20	30	40	50	60	70	80												
$k =$	0.05	0.29	1.56	5.47	17.3	52.6	206	485	$\infty$												
<p>(27) </p> <p>Salida del confusor:</p> <table border="1"> <tr> <td><math>d/D =</math></td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> <td>0.8</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td><math>k =</math></td> <td>5.5</td> <td>4</td> <td>2.55</td> <td>1.1</td> </tr> </table> <p>(Según Mostkov)</p>	$d/D =$	0.5	0.6	0.8	0.9	$k =$	5.5	4	2.55	1.1	<p>(19) </p> <p>Válvulas de retención:</p> <table border="1"> <tr> <td>Tipo bisagra</td> <td><math>k = 2.5</math></td> <td>Cuando está totalmente abierta</td> </tr> <tr> <td>Tipo bola</td> <td><math>k = 70.0</math></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Tipo de cierre vertical</td> <td><math>k = 12.0</math></td> <td></td> </tr> </table>	Tipo bisagra	$k = 2.5$	Cuando está totalmente abierta	Tipo bola	$k = 70.0$		Tipo de cierre vertical	$k = 12.0$		
$d/D =$	0.5	0.6	0.8	0.9																	
$k =$	5.5	4	2.55	1.1																	
Tipo bisagra	$k = 2.5$	Cuando está totalmente abierta																			
Tipo bola	$k = 70.0$																				
Tipo de cierre vertical	$k = 12.0$																				
<p>(28) </p> <p>Salida de la tubería al depósito:</p> $k = 1.0$	<p>(20) </p> <p>Compuerta radial en conducto rectangular:</p> $k = 0.8 \cdot 1.3 \left[ \left( \frac{1}{n} \right) - n \right]^2$ <p>donde <math>n = \varphi / \varphi_0</math> = la razón de apertura con respecto al ángulo central.</p>																				
<p>(27) </p> <p>Salida del difusor para <math>D/d &gt; 2</math>:</p> <table border="1"> <tr> <td><math>\alpha^\circ =</math></td> <td>8</td> <td>15</td> <td>30</td> <td>45</td> </tr> <tr> <td><math>k =</math></td> <td>0.05</td> <td>0.18</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> </tr> </table> <p>(Según Mostkov)</p>	$\alpha^\circ =$	8	15	30	45	$k =$	0.05	0.18	0.5	0.6	<p>(21) </p> <p>Esclusa en conducto rectangular:</p> $k = 0.3 \cdot 1.9 \left[ \left( \frac{1}{n} \right) - n \right]^2$ <p>donde <math>n = h/H</math></p> <p>(Según Abelyev)</p>										
$\alpha^\circ =$	8	15	30	45																	
$k =$	0.05	0.18	0.5	0.6																	
<p>(27) </p> <p>Salida del difusor para <math>D/d &gt; 2</math>:</p> <table border="1"> <tr> <td><math>\alpha^\circ =</math></td> <td>8</td> <td>15</td> <td>30</td> <td>45</td> </tr> <tr> <td><math>k =</math></td> <td>0.05</td> <td>0.18</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> </tr> </table> <p>(Según Mostkov)</p>	$\alpha^\circ =$	8	15	30	45	$k =$	0.05	0.18	0.5	0.6	<p>(22) </p> <p>Tobera medidora:</p> $E_t = 0.3 \Delta p \quad \text{para } d = 0.8D$ $E_t = 0.95 \Delta p \quad \text{para } d = 0.2D$ <p>donde <math>\Delta p</math> es la medida de la caída de presión.</p> <p>(Según Burkov)</p>										
$\alpha^\circ =$	8	15	30	45																	
$k =$	0.05	0.18	0.5	0.6																	
<p>(27) </p> <p>Salida del difusor para <math>D/d &gt; 2</math>:</p> <table border="1"> <tr> <td><math>\alpha^\circ =</math></td> <td>8</td> <td>15</td> <td>30</td> <td>45</td> </tr> <tr> <td><math>k =</math></td> <td>0.05</td> <td>0.18</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> </tr> </table> <p>(Según Mostkov)</p>	$\alpha^\circ =$	8	15	30	45	$k =$	0.05	0.18	0.5	0.6	<p>(23) </p> <p>Metro Venturi:</p> $E_t = 0.1 \Delta p \quad \text{a} \quad 0.2 \Delta p$ <p>donde <math>\Delta p</math> es la medida de la caída de presión.</p> <p>(Según A.S.M.E)</p>										
$\alpha^\circ =$	8	15	30	45																	
$k =$	0.05	0.18	0.5	0.6																	

Tabla 1.2 Continuación (fuente: Sotelo Avila,1991)

## 1.5 Ecuaciones generales

En el flujo de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, para lo cual se establece que en el flujo de fluidos se apliquen tres principios básicos:

- a) Conservación de la masa (ecuación de continuidad)
- b) Conservación de la energía
- c) Conservación de la cantidad de movimiento (ley del impulso)

### 1.5.1 Ecuación de continuidad

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de continuidad que admite diferentes simplificaciones dependiendo del tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar. De acuerdo con éste principio, de la masa de fluido que en la unidad de tiempo entra a un volumen especificado dentro del flujo, una parte se queda almacenada en su interior y el resto sale del volumen. Si el volumen que se estudia es de forma y magnitud constantes (volumen de control), el almacenaje no puede ser indefinido.

Matemáticamente es preferible tratar con la cantidad neta de masa que sale y que entra, sumadas algebraicamente; así, el principio de la conservación de la materia, aplicado a un volumen de control fijo completamente arbitrario dentro del flujo, se expresa en la forma siguiente:

$$\begin{array}{l} \text{Cantidad neta de masa que atraviesa} \\ \text{la superficie de frontera del volumen} \\ \text{en la unidad de tiempo.} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Rapidez de variación de la masa} \\ \text{contenida en el volumen.} \end{array} = 0$$

Este principio se aplica lo mismo a un volumen de control de tamaño diferencial que a uno finito, de lo cual se deriva la llamada ecuación de continuidad, para fluidos incompresibles, la ecuación de continuidad se expresa:

$$Q = AV$$

Donde Q representa el caudal volumétrico y, donde A y V son, respectivamente, el área de una sección transversal y la velocidad media normal del fluido en la sección considerada.

### 1.5.2 Ecuación de conservación de la energía

La ley de la conservación de la energía es un concepto importante de la física. Establece que la energía no se puede perder, aunque se pueda transformar. Dicho de otra manera, el teorema postula que en un sistema hidráulico la suma de todas las energías es una constante. Si se escribe esta energía total en forma matemática se tiene que:

$$E = \text{Energía cinética} + \text{Energía de presión} + \text{Energía gravitacional (potencial)} = \text{Constante}$$

$$E = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + Z = \text{Constante}$$

Donde Z es una elevación sobre un plano de referencia convenientemente escogido.

Esta expresión se conoce como ecuación de la conservación de la energía. Todos los líquidos son más o menos viscosos y su flujo va acompañado por fuerzas de fricción, o resistencias que se oponen al movimiento. En consecuencia, entre dos secciones debe haber un flujo continuo de energía para que el líquido venza esas resistencias, es decir, al fluir un líquido de un punto a otro, aparecen las fuerzas de fricción que se llevan una parte de la energía hidráulica total E. Como esta energía total disponible disminuye a lo largo de la dirección del flujo entre dos puntos, como se muestra en la fig. 1.6, la ley de la conservación de la energía toma la forma:

$$E \text{ entra} = E \text{ sale} + \Delta E$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + h_f$$

donde los subíndices 1 y 2 se refieren a las secciones que aparecen en el campo de flujo y al término  $h_f$  se refiere a la energía pérdida y se conoce comúnmente como pérdida de carga, porque es la reducción de la altura de la energía hidráulica total disponible E, según el flujo de una sección a otra.

Los términos de la ecuación de la energía tienen todas unidades de longitud, medida a partir de un plano horizontal de referencia. La suma de los dos últimos términos  $P/\gamma + Z$ , se llama altura piezométrica. Esto es la altura a la que subiría el agua en un tubo que tuviera uno de sus extremos insertado en un punto arbitrario del campo de flujo. La línea que aparece en la figura 1.6 conectando varios puntos de estas mediciones piezométricas a lo largo del recorrido del flujo, se llama línea de gradiente hidráulico. Se encuentra siempre

por debajo de la línea de gradiente de energía total, en una cantidad igual a la carga de energía cinética;  $V^2/2g$ , en el punto donde se efectuó la medición piezométrica.

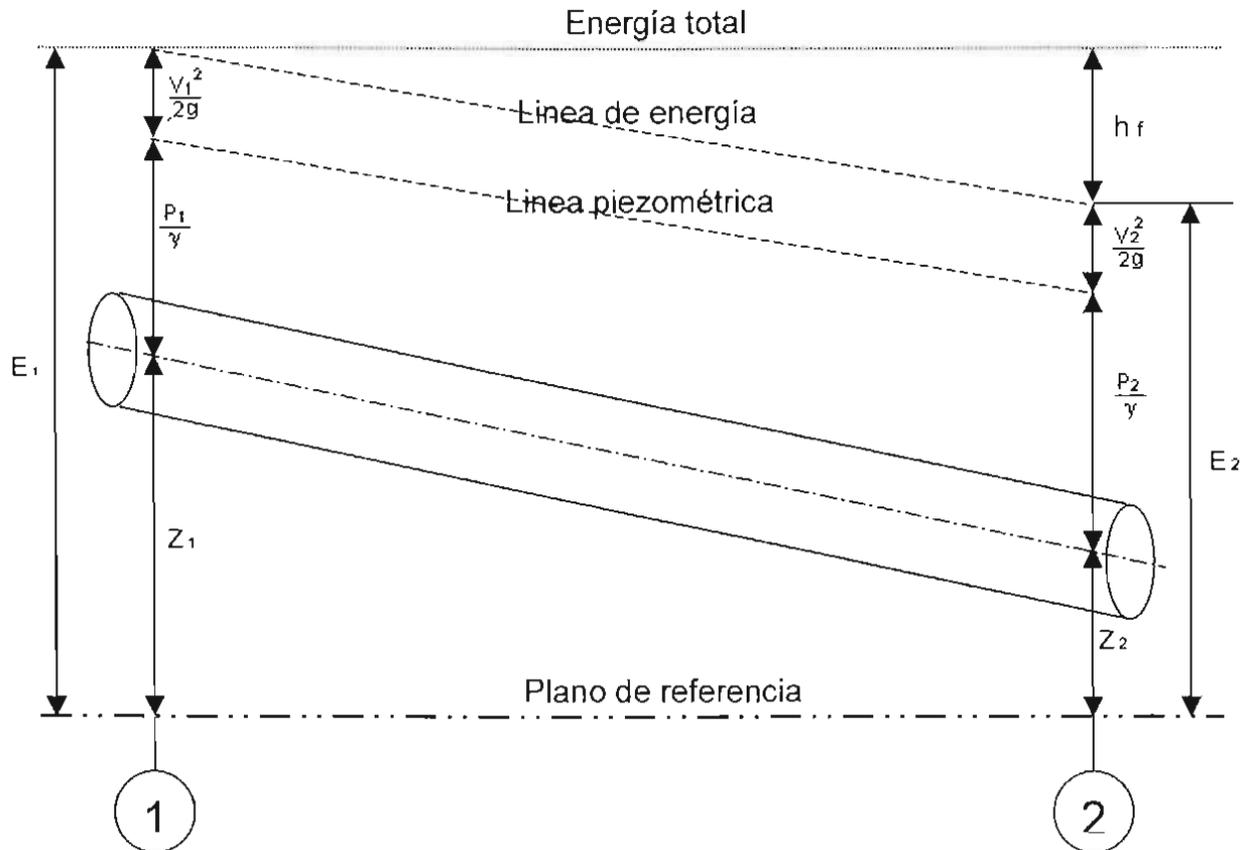


Figura 1.6 Interpretación de la ecuación de la conservación de la energía entre dos puntos

### 1.5.3 Fuerza y cantidad de movimiento

Cuando una corriente de fluido con movimiento constante sufre un cambio en su velocidad, ya sea en magnitud o en dirección, se necesita una fuerza para efectuar ese cambio, y su magnitud puede calcularse mediante el empleo del principio del movimiento. En general, si un cuerpo de masa  $M$ , es accionado por una fuerza constante  $F$ , sufre una aceleración  $a$  en la dirección de la fuerza que puede ser determinada con la relación  $F=Ma$ , si la aceleración es constante, se tiene:

$$a = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

y

$$F = M \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Al aplicar este principio a las corrientes de fluidos, la demostración siguiente será útil. La figura 1.7 muestra una porción de un conducto que gradualmente se agranda y que contiene un fluido con movimiento, constante. Como una consecuencia del cambio gradual en el área de la sección, la velocidad de las partículas del fluido, y por lo tanto su movimiento, se reducen gradualmente. La velocidad en cierta sección m puede considerarse que tenga un valor  $V_1$  mientras que en n ha reducido a  $V_2$ . Si se considera que en el tiempo  $dt$  las partículas en m se mueven hasta  $m'$  y aquellas en n hasta  $n'$ , la distancia  $mm'$  entonces es igual a  $V_1 dt$  y  $nn'$  es igual a  $V_2 dt$ .

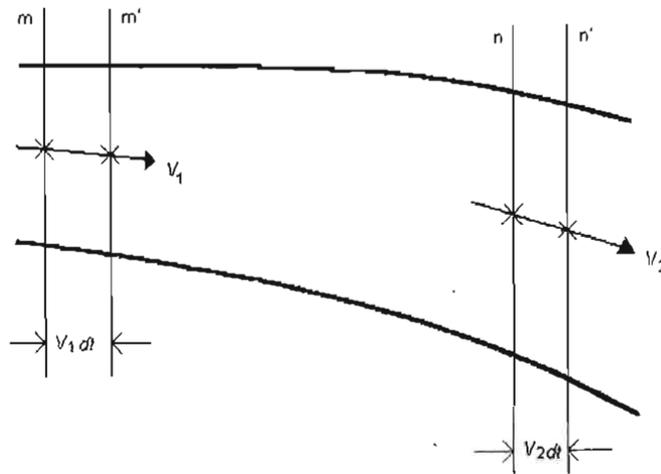


Figura 1.7

El movimiento total de todas las partículas entre “m” y “n” sufre una disminución que puede ser representada por la diferencia encontrada entre el movimiento de la masa  $mm'$  y  $nn'$ . Esto puede advertirse si se toma en cuenta que el movimiento total de todas las partículas entre  $m'$  y n permanece constante. Si el movimiento de la masa  $mm'$  es:

$$\frac{W_1 a_1 V_1^2 dt}{g} \text{ y el de } nn' \text{ es } \frac{W_2 a_2 V_2^2 dt}{g}, \text{ el valor de la fuerza que causa el}$$

cambio de movimiento es:

$$F = \left( \frac{W_1 a_1 V_1^2 dt}{g} - \frac{W_2 a_2 V_2^2 dt}{g} \right) / dt$$

y como  $\frac{W_1 a_1 V_1}{g} = \frac{W_2 a_2 V_2}{g} = M$ , la masa que pasa una sección cualquiera por segundo es:

$$F = M(V_1 - V_2)$$

La cantidad  $(V_1 - V_2)$  representa el cambio vectorial de la velocidad y puede sustituirse por  $\Delta V$ , produciendo:

$$F = M\Delta V$$

La ecuación debe interpretarse como sigue: En cualquier corriente de fluido de movimiento permanente o constante, la fuerza resultante que actúa en la corriente entre dos secciones cualesquiera, puede calcularse multiplicando la masa del fluido que pasa una sección por segundo, por el cambio vectorial de la velocidad que hay entre las dos secciones.

## CAPITULO 2

### TIPOS DE REDES DE TUBERIAS

#### 2.1 Redes de distribución

La red de distribución de agua potable es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que se instalan en una localidad, mediante las cuales se entrega el agua a los predios. Las tuberías se conectan entre si por medio de piezas especiales y se seccionan por tramos mediante válvulas que permiten operar y controlar la red en condiciones de seguridad y servicio adecuados.

Las redes de distribución son las encargadas de entregar el agua directamente a los consumidores. El abastecimiento del agua a las comunidades por medio de una red, requiere de un sistema de tuberías, reservas de almacenamiento, sistemas de bombeo y contar con los accesorios necesarios. Las redes de distribución son casi siempre la unidad de obra de mayor costo para el suministro de agua, y el costo de su conservación representa generalmente una amplia proporción del presupuesto anual de mantenimiento. Por tanto, es responsabilidad del ingeniero hidráulico dedicar una especial atención al diseño del sistema de distribución mas eficaz, lo que representa tener que realizar una serie de cálculos para determinar los gastos por tramos, sus velocidades y presiones.

La red de distribución de agua se inicia en el tanque de regularización y consiste en una red de tuberías por medio de las cuales se reparte y se entrega el líquido a los usuarios. Esta constituida por dos partes principales:

- a) Instalaciones de servicio público, que comprende la red y las tomas domiciliarias.
- b) De la toma domiciliaria al interior de los predios.

La finalidad principal de un sistema de distribución es suministrar el agua en cantidad suficiente, para satisfacer adecuadamente el consumo destinado a la población, con la presión necesaria para dar servicio continuo a todas las zonas de la población. Igualmente deben tomarse las medidas necesarias para la conservación de una buena calidad del agua.

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

- Topografía de la localidad. Es conveniente diseñar una sola red de distribución que abastezca cualquier punto de una localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una sola red que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de distinta procedencia y que lleguen a la localidad a niveles diferentes; otra porque no es posible situar al tanque de regularización de tal modo que domine toda la zona por abastecer para dar presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y más bajos es mayor a 50 m.

- Planimetría de la localidad. Este factor es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada y otra dispersa, deben estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías, tomando como base el plano urbano.
- Gasto por distribuir. La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúe de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5 para las demás.
- Situación y características del tanque de regularización. La localización del depósito regulador tiene gran influencia y puede tener las variantes que se muestran en la figura 2.1, al igual que si se trata de un tanque superficial o elevado, según sea la localización topográfica de la localidad.
- Situación de la captación con respecto a la red. La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan influyen de manera notable en el diseño de la red. Los casos más comunes se indican en la figura 2.1.

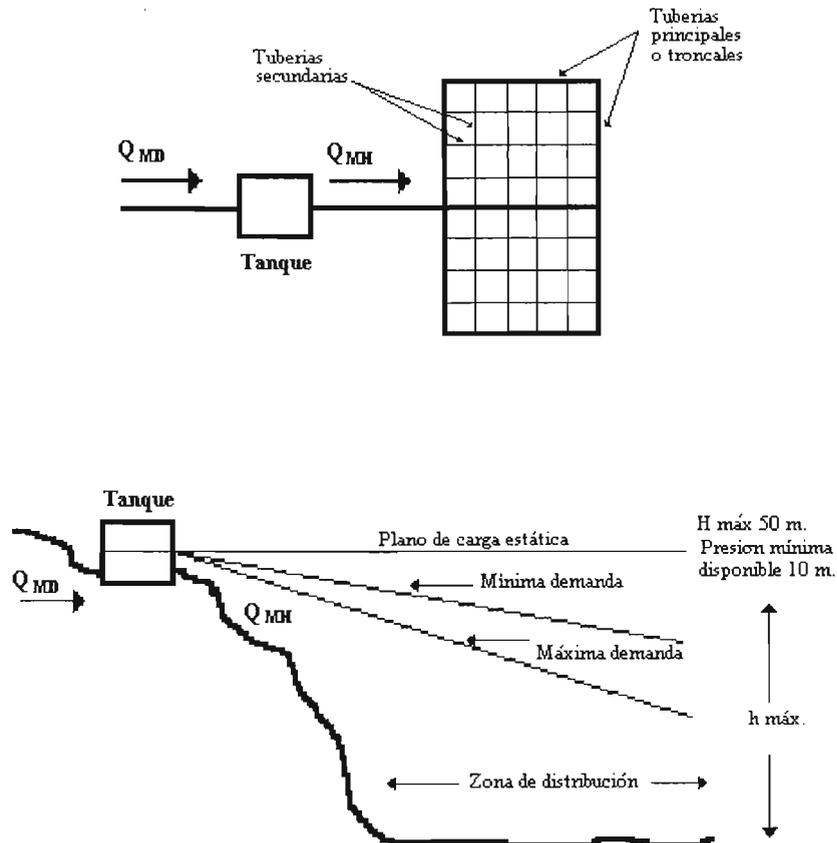


Figura 2.1a Sistema por gravedad.

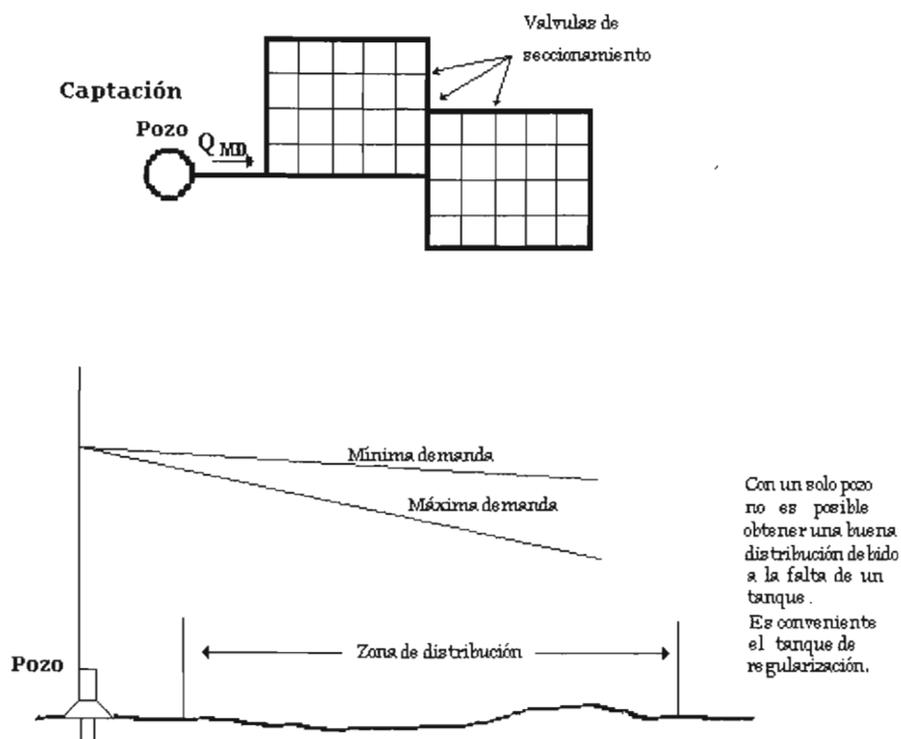


Figura 2.1 b Sistema abastecido directamente por bombeo

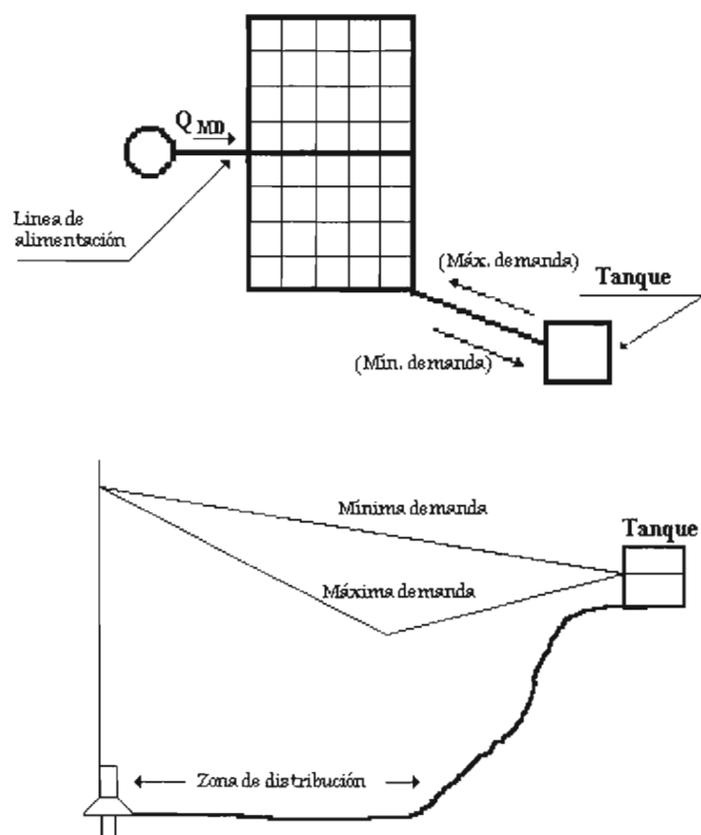


Figura 2.1 c Sistema por bombeo con excedencias al tanque de regularización

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

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

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

El principal elemento del sistema de abastecimiento de agua, es la red de distribución de agua, la cual generalmente representa más de la mitad de la inversión total del sistema.

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

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

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

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

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

En cualquiera de los casos anteriores, el proyectista debe estudiar cuidadosamente la localización de las tuberías con base en el plano de predios urbanos.

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

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

- Tuberías de alimentación. El número de estas tuberías estará en función del número de tanques que suministra el agua a la red denominados tanques de regularización, comenzará en este punto y terminará en la primer derivación, todo esto es válido cuando la red trabaja por gravedad, si por el contrario se trata de un sistema por bombeo, las líneas de alimentación tendrán origen en las estaciones de bombeo y terminarán como las anteriores.
- Tuberías primarias llamadas también principales (figura 2.1a), son las segundas en cuanto a dimensión, ya que en estas descargan las líneas de alimentación y son las encargadas de distribuir el agua a las líneas secundarias.
- Tuberías secundarias. Son las encargadas de cubrir en su totalidad el área de servicio proporcionando a las tomas domiciliarias el gasto requerido en la edificación (figura 2.1a).
- Tomas domiciliarias. Son las líneas terminales de una red de distribución se localizan en los predios servidos y son las que alimentan directamente a las instalaciones hidráulicas de las edificaciones.

## **2.2 Redes Abiertas**

Decimos que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera.

Un ejemplo de red abierta se presenta en la figura 2.2. De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de las tuberías, se deberá conocer o suponer la dirección del gasto en los diversos tramos.

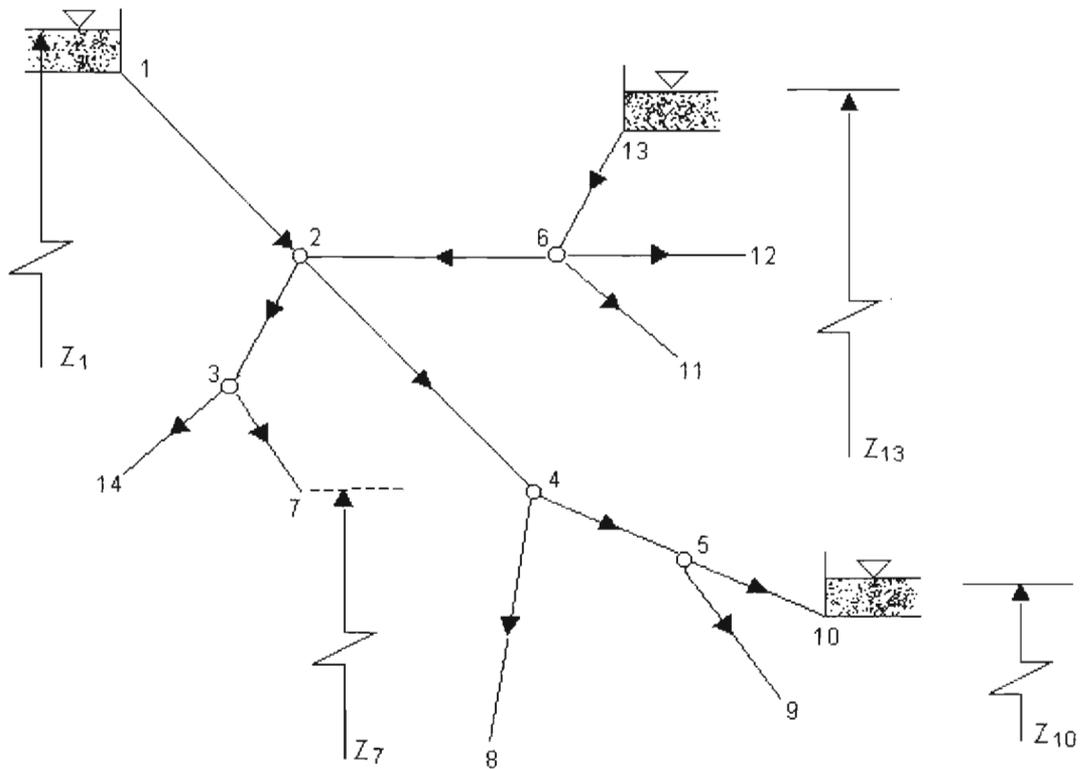


Figura 2.2 Ejemplo de red abierta

De la ecuación de la energía entre el recipiente superior y los extremos de los tubos, resulta entonces:

$$Z_1 - \left( Z_j + \frac{V_j^2}{2g} \right) = \sum_{i=1}^j h \quad (2.1)$$

Donde  $Z_j$  es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo descarga a la atmósfera; el subíndice  $i$  corresponde a las características hidráulicas en el punto  $i$ . El término  $\sum h$  desde  $i=1$  hasta  $j$  es la suma de la pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido desde el punto 1 hasta el extremo  $j$ ; toma signo positivo para  $h$  en aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la dirección del recorrido y negativo en caso contrario.

Por ejemplo, para el extremo 7, la ecuación es:

$$Z_1 - \left( Z_7 + \frac{V_7^2}{2g} \right) = h_{1-2} + h_{2-3} + h_{3-7} \quad (2.2)$$

y de acuerdo con la dirección supuesta de los gastos en la figura 2.2 para el extremo 13, se obtiene:

$$Z_1 - \left( Z_{13} + \frac{V_{13}^2}{2g} \right) = h_{1-2} - h_{2-6} - h_{6-13} \quad (2.3)$$

donde  $h_{i,j}$  representa la suma de las pérdidas locales y de fricción en el tramo que va del nudo  $i$  al nudo  $j$ .

Además en cada punto de ramificación (nudo) se satisface la ecuación de continuidad, siguiente:

$$\Sigma Q = 0 \quad (2.4)$$

y se establece como convención que los gastos que lleguen al nudo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del mismo.

Si el problema es de revisión, el resultado será un sistema de tantas ecuaciones del tipo 2.1, como extremos finales tenga la red; y de tantas ecuaciones del tipo 2.4 como nudos existan. Para la red de la figura 2.2 se pueden establecer ocho ecuaciones del primer tipo y cinco del segundo.

Si el problema es el diseño de una red en la que se conoce su geometría y los gastos de cada tubo se deberán elegir, por lo menos,  $(l - m)$  diámetros de los  $l$  tramos que componen la red ( $m$ , número de extremos finales) para evitar la indeterminación del problema ya que las ecuaciones de nudo se convierten en identidades.

### 2.3 Redes Cerradas

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos (figura 2.3). Es el caso de las redes de distribución de agua potable en ciudades o las de agua para industrias.

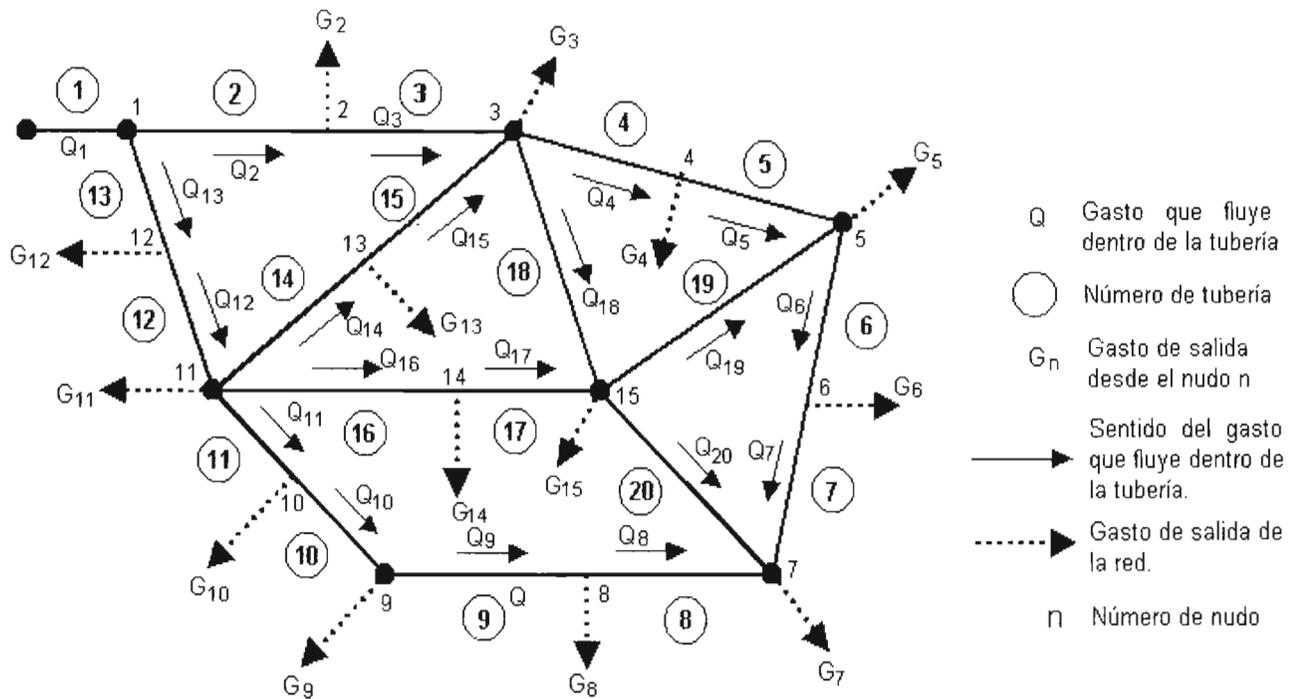


Figura 2.3 Ejemplo de red cerrada

La solución del problema de redes cerradas se basa en dos tipos de ecuaciones: la de nudo y la de pérdida de energía.

a) Ecuación de pérdida. La pérdida por fricción en cada tramo esta dada por la fórmula de fricción correspondiente. Tomando la ecuación de la energía se tiene:

$$Z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} = Z_i + \frac{P_i}{\gamma} + \frac{V_i^2}{2g} + h_f \quad (2.5)$$

Considerando que:

$$h_s = Z_s + \frac{P_s}{\gamma} \quad (2.6)$$

$$h_i = Z_i + \frac{P_i}{\gamma} \quad (2.7)$$

La ecuación 2.5 se puede escribir como:

$$h_s + \frac{V_s^2}{2g} = h_i + \frac{V_i^2}{2g} + h_f \quad (2.8)$$

Para una tubería con área de sección transversal constante  $A_s = A_i$  la ecuación de continuidad define que  $A_s V_s = A_i V_i$ , por consiguiente  $V_s = V_i$ , entonces la ecuación 2.8 se reduce a:

$$h_f = h_s - h_i \quad (2.9)$$

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

La pérdida de carga está en función de las características de flujo (velocidad y viscosidad cinemática) y características de la tubería (diámetro, longitud y rugosidad absoluta  $\epsilon$ ).

La formula de Darcy-Weisbach que permite calcular la pérdida por fricción es:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (2.10)$$

El factor de fricción es función de la rugosidad del material ( $\epsilon$ ) y del número de Reynolds "R".

De la ecuación de continuidad:

$$V = Q / A \quad (2.11)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 2.10 tendremos:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.12)$$

si además:

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2gA^2} \quad (2.13)$$

donde:

$$A = \pi D^2/4 \quad (2.14)$$

Como C es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 2.10 se puede escribir como:

$$h_f = C_j | Q_j | Q_j \quad (2.15)$$

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

Por otra parte, si se toma en cuenta la ecuación 2.13 en la 2.9 se obtiene:

$$h_s - h_i = C_j | Q_j | Q_j \quad (2.16)$$

Despejando el gasto  $Q_j$

$$Q_j = \left( \frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \sqrt{h_s - h_i} \quad \text{si } h_s > h_i$$

cuya solución en general se plantea de la siguiente manera:

$$Q_j = \begin{cases} K_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -K_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (2.17)$$

El coeficiente  $K_j$  está definido como:

$$K_j = \left( \frac{1}{C_j} \right)^{1/2}$$

b) Ecuación del nudo. El principio de continuidad para flujo permanente establece que la suma de los gastos que llegan a un nudo es igual a la suma de gastos que salen del mismo. Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos. Por ejemplo para el nudo 15 de la red de la figura 2.3 se establece que:

$$Q_{17}+Q_{18}-Q_{19}-Q_{20}=G_{15} \quad (2.19)$$

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

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

$$\sum Q = G_n \quad (2.20)$$

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

Si ahora se sustituye cada uno de los gastos que circulan dentro de las tuberías en términos de los niveles piezométricos (según la ecuación 2.17) se forma un sistema no lineal de ecuaciones.

Así para el nudo 15 de la figura 2.3 se tendrá que:

$$k_{17}(h_{14}-h_{15})^{1/2}+k_{18}(h_3-h_{15})^{1/2}-k_{19}(h_{15}-h_5)^{1/2}-k_{20}(h_{15}-h_7)^{1/2}=G_{15} \quad (2.21)$$

de tal modo que para cualquier nudo n de la red se puede escribir que:

$$\sum F(h)=G_n \quad (2.22)$$

En la expresión anterior la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y  $F(h)$  es función no lineal que incluye a las cargas piezométricas en los extremos de todos los tubos j.

La solución a la red consiste en encontrar las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 2.22. Una vez obtenidas las cargas de presión, con la ecuación 2.16 se calculan los gastos que fluyen dentro de las tuberías.

### CAPITULO 3

#### MÉTODOS PARA CALCULO DE REDES

El propósito del análisis hidráulico de una red de distribución consiste en estimar gastos (incluyendo su dirección) y la distribución de presión asociada que se desarrolla dentro de la red. Para este análisis se disponen de varios métodos entre los cuales están los siguientes; 1) Método de Hardy-Cross. 2) Método de Newton-Raphson y 3) Método del Instituto de Ingeniería (UNAM), los cuales se explicarán describiendo sus procedimientos de cálculo.

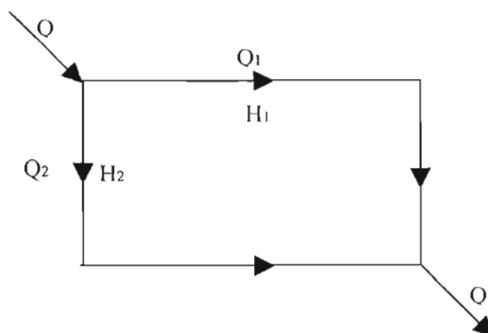
#### 3.1 Método de Hardy Cross

Este método consiste en aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a pérdidas de carga iniciales.

a) Balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.

Debido a que es muy difícil tratándose de una red hacer una suposición concreta de la distribución de los escurrimientos en las diversas tuberías, en el método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross, se procede a calcular los errores contenidos en la distribución de gastos inicialmente supuestos en un circuito, aplicar las correcciones consiguientes y repetir el procedimiento hasta que la pérdida de carga por cualquier camino recorrido del circuito sea la misma o insignificante; y se alcance así el equilibrio hidráulico en la red. Para ello se asignan convencionalmente, signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos en caso contrario.

Si se analiza el siguiente circuito



A cada gasto  $Q_1$  y  $Q_2$  corresponden pérdidas de carga  $H_1$  y  $H_2$  respectivamente, las pérdidas en función del gasto están dadas por la ecuación:

$$H=CQ^m \quad (3.1)$$

Donde:

C es una constante que depende de la tubería,

m es una constante común en todas las tuberías, adopta el valor de 2 cuando se aplican las fórmulas de Darcy-Weisbach y Manning, y un valor de 1.852 para el uso de la expresión de Hazen-Williams.

Tomando  $Q_1$  y  $Q_2$  de un sistema balanceado hidráulicamente se tendrá

$$H_1 = C_1 Q_1^m$$

$$H_2 = C_2 Q_2^m$$

Entonces  $H_1 = C_1 Q_1^m$  debe ser igual a  $H_2 = C_2 Q_2^m$ , o sea,  $H_1 - H_2 = 0$ . Lo más usual en un primer ensayo es que  $H_1 \neq H_2$ .

Por consiguiente debe aplicarse una corrección a los valores iniciales  $Q_1$  y  $Q_2$ ; así por ejemplo si  $H_1 < H_2$ ,  $Q_1$  necesita un incremento  $q$  quedando  $Q_1 = Q_1 + q$ , mismo que debe ser restado al  $Q_2$ , por lo que  $Q_2 = Q_2 - q$ .

Si  $q$  es la corrección real, tenemos que  $H_1 - H_2 = 0$ . o bien

$$C_1(Q_1 + q)^m - C_2(Q_2 - q)^m = 0 \tag{3.2}$$

Si se desarrollan los binomios de la ecuación 3.2 y se considera que la primera estimación del gasto ha sido razonable de tal forma que  $q$  será pequeño pudiéndose despreciar algunos términos, se llega a la expresión (César Valdéz, 1991):

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{m \left[ \frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right]} \tag{3.3}$$

en donde  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $H_1$  y  $H_2$  tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido. Generalizando la expresión 3.3

$$q = - \frac{\sum H}{m \sum \frac{H}{Q}} \tag{3.4}$$

El número de correcciones que debe hacerse depende de la aproximación del gasto distribuido en la primera estimación y del grado de exactitud deseado en los resultados.

Para efectuar los cálculos conviene tabular los siguientes datos: el número del circuito por analizar, que en primer lugar será el más próximo al tanque de regularización, los tramos considerados a partir de los puntos de alimentación al igual que su longitud, gasto (de acuerdo al sentido del recorrido y al criterio del proyectista) y diámetro supuesto, para las dos ramas del circuito; enseguida, se tendrán que anotar los datos de los demás circuitos. Previamente se deben consignar en la tabla los datos de la línea de alimentación y la cota de terreno del tanque, se debe checar que en cada nudo se cumpla continuidad en gastos.

Tabulados los datos se determinan las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y se hacen las correcciones que sean necesarias a los diámetros supuestos, a continuación se determinan las diferencias de pérdidas de carga con que se llega a los puntos de equilibrio de cada uno de los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pérdidas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

Generalmente, con dos correcciones que se hagan se obtiene el ajuste del funcionamiento hidráulico en redes de localidades urbanas pequeñas.

Logrando el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, se anotan en las tablas de cálculo las elevaciones de terreno para cada uno de los tramos considerados; después se obtienen las cotas piezométricas (considerando el tanque vacío) que se tienen al final de cada tramo y, finalmente, las cargas de presión disponibles en las tuberías principales; las que deberán estar comprendidas entre los valores recomendados.

En caso contrario, se procederá a efectuar las modificaciones que sean necesarias, de preferencia variando el diámetro de las tuberías o modificando si es posible la elevación del tanque de regularización.

#### b) Balanceo de gastos por corrección de cargas.

Si los gastos son desconocidos y hay varias entradas, la distribución del gasto puede determinarse por el método de balanceo de gastos. Se deben conocer las cargas de presión en las entradas y salidas.

El método se basa en considerar que la suma de los gastos en un nudo es igual a cero y que los gastos de entrada y salida están dados con signo contrarios.

La carga supuesta en toda la tubería está definida por la ecuación 3.1 y la carga corregida por la siguiente ecuación

$$H+h=C(Q+q)^m=C(q^m+mQq^{m-1}+...) \quad (3.5)$$

en donde h es la corrección de la carga, sustituyendo las ecuaciones 3.2 y  $H/Q=CQ^{m-1}$  (César Valdez, 1991), se tendrá

$$H+h=H+mq\frac{H}{Q} \quad (3.6)$$

por lo que  $q=\frac{h}{m}\frac{Q}{H}$  en cada nudo. Exceptuando los nudos de entrada y salida, la

suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero, por lo que se tendrá

pero

$$\sum(Q+q)=0, \quad \sum Q=-\sum q,$$

$$\sum q=\frac{h}{m}\sum\frac{Q}{H} \quad (3.7)$$

despejando la corrección de la carga h

$$h=-\frac{m\sum Q}{\sum Q/H} \quad (3.8)$$

el valor de m dependerá de la expresión empleada para el cálculo de las pérdidas por fricción, ya sea para Hazen-Williams, Manning o Darcy-Weisbach.

**La secuela de cálculo para la aplicación de este método es la siguiente:**

- ◆ Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles).
- ◆ Se propone que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida signo negativo.
- ◆ Se encuentra el gasto en cada tramo, teniendo como datos el coeficiente de rugosidad, la longitud y diámetro de la tubería y la carga H.
- ◆ Se encuentra la corrección h con la expresión 3.8.
- ◆ Se suma algebraicamente  $H+h$  obteniendo  $H_1$ , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.
- ◆ Se encuentra la H compensada. se hace en forma arbitraria de tal manera que la suma de Q sea igual a cero (gastos en el nudo equilibrados).

### 3.2 Método de Newton-Raphson

Uno de los métodos ampliamente utilizados para resolver ecuaciones implícitas (no lineales) es el de Newton-Raphson. Su extensa aplicación se debe a que una vez obtenida la primera derivada de la función converge rápidamente a la solución.

La solución de la ecuación  $f(x)=0$  es obtenida por medio de la fórmula iterativa

$$x_{n+1}=x_n-\frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (3.9)$$

La ecuación anterior se deduce de la serie de Taylor escrita en forma

$$f(x+\Delta x)=f(x)+f'(x)\Delta x+\frac{1}{2!}f''(x)\Delta x^2+\dots+\frac{1}{m!}f^m(x)\Delta x^m \quad (3.10)$$

Si se toma en cuenta que  $\Delta x=x_{n+1}-x_n$  y que el valor calculado a partir del tercer término después de la igualdad de la serie de Taylor es muy pequeño, razón por lo cual no tiene caso considerarlo; entonces

$$x+\Delta x=x_n+(x_{n+1}-x_n)=x_{n+1} \quad (3.11)$$

y la ecuación 3.10 se puede escribir como

$$f(x_{n+1})=f(x_n)+f'(x_n)(x_{n+1}-x_n) \quad (3.12)$$

En el método se desea que  $x_{n+1}\approx\alpha$  ( $\alpha$ , es la raíz), por consiguiente  $f(x_{n+1})=0$  y la ecuación 3.12 se escribe

$$0=f(x_n)+f'(x_n)(x_{n+1}-x_n) \quad (3.13)$$

finalmente si se despeja la incógnita  $x_{n+1}$  se llega a la ecuación 3.9

Para extender la aplicación de este método de una sola función a un sistema de ecuaciones, basta con remplazar la variante independiente  $x$  y la función  $f(x)$  por los vectores  $\bar{x}$  y  $\bar{f}(x)$ , de la misma forma la inversa del jacobiano  $J^{-1}$  sustituye al elemento  $1/f(x)$ , de tal modo que se tendrá

$$\bar{x}_{n+1}=\bar{x}_n-J^{-1}\bar{f}(x_n) \quad (3.14)$$

Al resolver un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son las cargas en el sistema, el vector  $\bar{x}$  se convierte en el vector  $\bar{h}$ , si por otro lado, los valores buscados son los gastos que circulan por las tuberías, dicho vector será  $\Delta \bar{Q}$ ; los elementos de los que estarán constituidos estos vectores serán

$$\bar{h} = \begin{pmatrix} h_1 \\ h_2 \\ \vdots \\ h \end{pmatrix} \qquad \Delta \bar{Q} = \begin{pmatrix} \Delta Q_1 \\ \Delta Q_2 \\ \vdots \\ \Delta Q_L \end{pmatrix}$$

La matriz J denominada Jacobiano es la que está constituida por las derivadas de las funciones del sistema, el primer renglón será la derivada de la primera función con respecto a las variables independientes, de la misma forma el segundo renglón estará constituido por las derivadas de la segunda función con respecto a las variables independientes, respetando el orden establecido inicialmente y así sucesivamente; por ejemplo el Jacobiano cuando se tienen las cargas como incógnitas es el de la ecuación 3.15

$$J = \begin{pmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial h_1} & \frac{\partial f_1}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial h_j} \\ \frac{\partial f_2}{\partial h_1} & \frac{\partial f_2}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial h_j} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial f_j}{\partial h_1} & \frac{\partial f_j}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_j}{\partial h_j} \end{pmatrix} \qquad (3.15)$$

El último término de la ecuación 3.14 contiene la inversa del Jacobiano ( $J^{-1}$ ), sin embargo, en el caso de la aplicación del método de Newton-Raphson no conviene obtener dicha inversa y premultiplicarla por el vector de funciones  $\bar{f}(x)$  como lo implica la ecuación antes mencionada. lo que generalmente se emplea, es la solución de un vector  $\bar{z}$  del siguiente sistema lineal  $D \bar{z} = \bar{f}$  el cual es sustraído de una previa iteración con un vector de valores supuestos. Si se toma nuevamente un sistema de ecuaciones donde las cargas son las incógnitas, la fórmula iterativa de Newton-Raphson estará definida por la ecuación 3.16.

$$\bar{h}_{n+1} = \bar{h}_n - \bar{z}_n \qquad (3.16)$$

La equivalencia de las ecuaciones 3.14 y 3.16 es evidente ya que  $\bar{z}_n = D^{-1} \bar{f}$ . Esto se hace con el objetivo de facilitar la programación por computadora del método, porque de lo contrario sería necesario encontrar la inversa de la matriz J y ello implica más cálculos que procediendo de otro modo.

El método de Newton-Raphson por lo tanto obtiene la solución de un sistema de ecuaciones lineales por medio de iteraciones en un sistema de ecuaciones lineales.

En este método se requiere al inicio de una suposición de valores con una aproximación razonable a los resultados finales, porque de lo contrario es posible que no tienda a converger, pero probablemente es la mejor opción para resolver sistemas de ecuaciones grandes. Además, los programas de cómputo que en él se basan tienen la ventaja de ocupar menos capacidad de memoria durante su operación.

### 3.3 Método del Instituto de Ingeniería (UNAM)

Para resolver las ecuaciones de una red de tuberías se puede utilizar un procedimiento apoyado en el método de Newton-Raphson (Fuentes y Sánchez 1991).

Considerando nuevamente la serie de Taylor (ecuación 3.10)

$$f(x+\Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!} f''(x)\Delta x^2 + \dots + \frac{1}{n!} f^n(x)\Delta x^n$$

Sea la función  $f(Q)$ , sustituyendo en la ecuación anterior y considerando hasta la primer derivada se tendrá.

$$f(Q+\Delta Q) = f(Q) + f'(Q)\Delta Q \tag{3.17}$$

de la ecuación 2.15 (capítulo 2), se obtiene

$$f(Q) = C_j |Q_j| Q_j \tag{3.18}$$

$$f'(Q) = 2C_j Q_j \tag{3.19}$$

Si tomamos en cuenta que  $Q = Q_j^k$ , donde  $k$  representa una condición conocida y  $\Delta Q = Q_j^{k+1} - Q_j^k$ , entonces

$$\begin{aligned} f(Q) &= f(Q_j^k) = C_j (Q_j^k)^2 \\ f'(Q) &= f'(Q_j^k) = 2C_j (Q_j^k) \\ f(Q+\Delta Q) &= f(Q_j^{k+1}) = C_j (Q_j^{k+1})^2 \end{aligned} \tag{3.20}$$

$$f(Q+\Delta Q)=h_s^{k+1}-h_1^{k+1}$$

sustituyendo las ecuaciones anteriores en la ecuación 3.17

$$h_s^{k+1}-h_1^{k+1} = C_J(Q_J^k)^2 + 2C_J(Q_J^k)(Q_J^{k+1}-Q_J^k) \quad (3.21)$$

despejando  $Q_J^{k+1}$  se tendrá

$$Q_J^{k+1} = \frac{h_s^{k+1}-h_1^{k+1}}{2C_J} + \frac{Q_J^k}{2} \quad (3.22)$$

si se considera

$$\alpha_J = \frac{1}{2C_J |Q_J^k|} \quad (3.23)$$

entonces la ecuación 3.22 se puede escribir

$$Q_J^{k+1} = \alpha_J(h_s^{k+1}-h_1^{k+1}) + 1/2Q_J^k \quad (3.24)$$

A medida que  $k$  aumenta  $Q_J^k$  y  $Q_J^{k+1}$  tienden a ser iguales y la ecuación 3.24 se hace similar a la ecuación 2.17 (capítulo 2). La expresión 3.24 es la ecuación fundamental del método.

Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración  $k$ ) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas piezométricas de acuerdo a la ecuación 3.24 y luego se sustituyen en las ecuaciones de continuidad (ecuación 2.20) se obtiene una ecuación lineal en términos de las cargas. Por ejemplo al nudo 15 de la red de la figura 2.3 (capítulo 2), le corresponde la expresión algebraica 2.19. Al sustituir los gastos que aparecen en esta ecuación ( $Q_{17}$ ,  $Q_{18}$ ,  $Q_{19}$  y  $Q_{20}$ ) por las expresiones que resultan al considerar la ecuación 3.24 se encuentra

$$(-\alpha_{17}-\alpha_{18}-\alpha_{19}-\alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17}h_{14}^{k+1} + \alpha_{18}h_3^{k+1} + \alpha_{19}h_5^{k+1} + \alpha_{20}h_7^{k+1} \quad (3.25)$$

$$= \left[ \frac{Q_{17}^k}{2} - \frac{Q_{18}^k}{2} - \frac{Q_{19}^k}{2} - \frac{Q_{20}^k}{2} \right] + G_{15}$$

En la ecuación anterior se aprecia que, si se prescinde del superíndice  $k$ , el término entre paréntesis del miembro derecho es precisamente  $-G_{15}/2$  (de la ecuación 2.19). Por lo cual la ecuación anterior se puede escribir

$$(-\alpha_{17}-\alpha_{18}-\alpha_{19}-\alpha_{20}) h_{15}^{k+1} + \alpha_{17}h_{14}^{k+1} + \alpha_{18}h_3^{k+1} + \alpha_{19}h_5^{k+1} + \alpha_{20}h_7^{k+1} = G_{15} \quad (3.26)$$

En general, se afirma que se requiere resolver un sistema de ecuaciones lineales del tipo

$$Ah^{k+1} = b \quad (3.27)$$

donde las incógnitas son las cargas  $h$  en la iteración  $k+1$ .

Los coeficientes de la matriz  $A$  dependen de los parámetros  $\alpha_j$  y el vector columna  $b$  de los gastos de demanda  $G_n$  y algunos parámetros  $\alpha_j$ , cuando se relaciona con una carga conocida (por ejemplo un tanque).

Como en la iteración  $k$ , las variables  $Q^k$  y  $h^k$  son conocidas con la ecuación 3.23 es posible calcular los parámetros  $\alpha$  y luego, es sencillo formar el sistema de ecuaciones lineales, 3.27.

La solución del sistema 3.27 proporciona los valores de las cargas piezométricas  $h^{k+1}$ . A partir de estas cargas, con la ecuación 3.22 se calculan los gastos  $Q_j^{k+1}$ . Cuando en todas las tuberías los gastos entre dos iteraciones consecutivas  $Q_j^k$  y  $Q_j^{k+1}$  son aproximadamente iguales se obtuvo la solución de la red. Cuando se llega a esta situación se afirma que los gastos que fluyen en las tuberías tienen los valores  $Q_j^{k+1}$  y que en sus nudos las cargas piezométricas son  $h^{k+1}$ . De otro modo, se asignan a las variables en la iteración  $k$  las de la iteración  $k+1$  y se repite el proceso a partir del cálculo de los parámetros  $\alpha$ .

En el diagrama de bloques de la figura 3.1 se puede observar la secuela de cálculo a seguir, y con base en el cual se podría realizar un programa de cómputo que facilitaría la aplicación del método para el análisis estático de una red de tuberías.

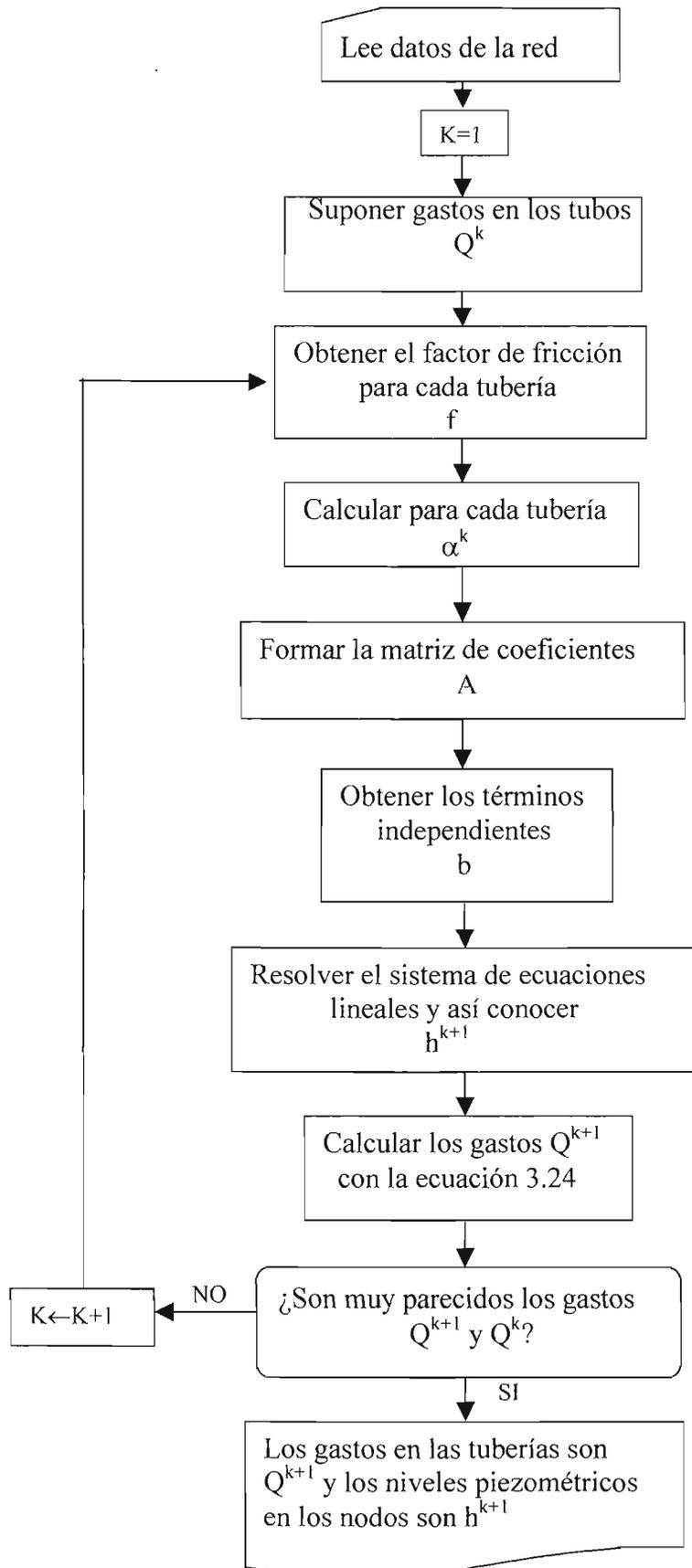


Figura 3.1 Diagrama de bloques del método

## CAPITULO 4

### DIAGNOSTICO DE LA RED

#### 4.1 Déficit en el suministro del agua

##### 4.1.1 Eficiencia Hidráulica

La demanda total de agua en un sistema de abastecimiento está integrada por la suma del consumo de los usuarios, más las pérdidas físicas del caudal (fugas) que se presentan en los distintos componentes del mismo. Ella corresponde a la cantidad de agua que debe ingresar a la red para satisfacer los requerimientos de este líquido.

El agua que se pierde a través de fugas en las redes de distribución mejor conocidas como pérdidas físicas, incide drásticamente en pérdida del volumen suministrado y por tanto en el costo de operación del sistema.

Las causas para que se presenten pérdidas físicas en la red de agua se deben a una combinación de aspectos relacionados 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 presiones excesivas, por la variación extrema de la temperatura del agua y por la existencia de partículas agresivas en esta 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, etc.

Existen diversos aspectos de planeación, diseño, construcción y operación de los sistemas de distribución, que inciden en su eficiencia hidráulica.

Llevar a cabo obras hidráulicas que permitan el abastecimiento de agua a las zonas urbanas y rurales requiere de una planeación adecuada, donde es básico 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 de las fuentes de abastecimiento, a fin de comparar el volumen suministrado o la capacidad instalada con la demanda de agua actual y futura.

La eficiencia hidráulica se ve también afectada por un problema que involucra el diseño y operación del sistema de distribución mediante el denominado sistema de presión variable que consiste en el bombeo directo desde el cárcamo hacia la red de distribución con excedencias a tanques, este criterio fue propuesto hace algunos años en el país y existen sistemas de agua construidos con este diseño; su fundamento básico es que resulta mas económico que el esquema de bombeo a tanques de regulación y de estos a la red de distribución denominado sistema de presión fija o constante.

En efecto, los costos de inversión del sistema de presión variable son 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. Asimismo, la red primaria está expuesta no solo a las variaciones de presión por efectos de las demandas en el consumo diario, sino también a pulsaciones y fluctuaciones de presión por efectos del inicio y paro de los equipos de bombeo. Estos efectos transitorios generan sobrepresiones, presiones negativas, las cuales pueden provocar fugas.

Al no existir un control en las horas de bombeo, este sistema propicia que frecuentemente se den bombeos a gasto nulo cuando las redes se encuentran saturadas, lo que genera costos adicionales e innecesarios en energía eléctrica; por otra 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 los costos de energía eléctrica.

Otra consecuencia del sistema de presión variable se presenta 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, 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.

Un punto importante en el mejoramiento de la operación de los sistemas de abastecimiento es el tratado 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 ni el seccionamiento de tramos para mantenimiento sin suspender el servicio y propician que en los puntos finales se sedimenten partículas.

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.

Igualmente, la falta de personal calificado, la ausencia de equipos de detección y control de fugas, falta de manuales de operación, de planos con información actualizada y el descuido en el mantenimiento, que deja de ser preventivo para convertirse en correctivo, son el punto culminante de serios problemas que inciden directamente en la eficiencia hidráulica deseada provocando deficiencias en el suministro del agua, haciéndose necesario la rehabilitación de las redes de distribución.

### 4.1.2 Presiones Requeridas

El buen funcionamiento de un sistema de distribución se juzga con base en las presiones disponibles para un gasto especificado. Las presiones deberán ser lo suficientemente altas para cubrir las necesidades de los usuarios y por otro lado no deberán ser excesivas para no elevar los costos y evitar fugas en la red interior de los edificios. Esto es, cuando la presión es excesiva se incrementan las fugas, lo que implica un costo no recuperable. Las presiones que se deberán mantener en cualquier punto de la red deberán permitir cumplir con los gastos de demanda de los usuarios, en los pisos mas altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de 4 pisos. Los valores de presión que generalmente se aplican se muestran en la tabla 4.1

ZONAS	Presión Disponible (kg/cm <sup>2</sup> )
Residencial de 2da.	1.5 a 2.0
Residencial de 1ra.	2.0 a 2.5
Comercial	2.5 a 4.0
Industrial	3.0 a 4.0

Tabla 4.1 Valores de presión usuales en la red de distribución (Fuente César Valdéz, 1994)

En el proyecto, las presiones resultantes se calculan con relación al nivel de la calle en cada cruce de las tuberías primarias o de circuito. La presión máxima no debe de exceder de 50 m. de columna de agua en todos los casos y la mínima no debe ser menor de 15 m.c.a. en poblaciones urbanas pequeñas y de 10m.c.a. en poblaciones rurales (López Alegría, 1994). Para el cálculo de la presión máxima se partirá de la elevación máxima del agua en el tanque.

En las localidades que presentan cambios bruscos de su topografía, es común dividir el sistema de distribución en dos o más zonas de servicio, una zona de presión alta y una zona de presión baja. Con esto se evitan las presiones excesivas en las zonas bajas manteniendo al mismo tiempo presiones razonables en las zonas altas. Normalmente se interconectan los sistemas para casos de emergencia.

### 4.1.3 Factor de eficiencia de la red

Para efectos del método propuesto, inicialmente es necesario revisar el funcionamiento de la red original, analizando el déficit en el suministro del agua y estableciendo un factor de eficiencia como referencia para mejorar el servicio de la red.

Cuando en un nudo la carga de presión es menor a una mínima previamente establecida ( $h_{\min}$ ) no puede extraerse la cantidad total del agua demandada. Se acepta que el gasto suministrado es igual al gasto de demanda si la carga es mayor a la mínima, o bien es proporcional a la carga del nudo (positivo) dividido entre dicha carga mínima; por ejemplo, si el gasto demandado es de 50 l/s y la presión mínima establecida es de 10.00 m.c.a. pero en el nudo se tiene una carga de 8.00 m.c.a., entonces, se proporciona  $(8 \times 50) / 10 = 40$  l/s y por lo tanto para ese nudo, se presenta un déficit en el gasto demandado de 10 l/s.

El gasto de déficit en la red se obtiene por medio de la siguiente ecuación.

$$Q_f = \sum_{i=1}^N \left( \frac{h_{\min} - h_i}{h_{\min}} \right) q_i \quad (4.1)$$

donde  $h_{\min}$  es la carga de presión mínima considerada para el análisis (m.c.a.),  $h_i$  es la carga de presión en el nudo (m.c.a.),  $q_i$  es el gasto demandado en el nudo ( $m^3/s$ ),  $N$  es el número de nudos de la red y  $Q_f$  es el gasto de déficit en la red ( $m^3/s$ ).

La ecuación 4.1 también se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_f = \sum_{i=1}^N q_i - \sum_{i=1}^N \left( \frac{h_i}{h_{\min}} \right) q_i \quad (4.2)$$

o bien como:

$$Q_f = Q_d - \frac{1}{h_{\min}} \sum_{i=1}^N h_i q_i \quad (4.3)$$

siendo  $Q_d$  el gasto demandado en toda la red de distribución, el cual se obtiene así.

$$Q_d = \sum_{i=1}^N q_i \quad (4.4)$$

En la ecuación 4.3 se tiene previsto que si la carga de presión calculada ( $h_i$ ) es mayor que la carga de presión mínima establecida ( $h_{\min}$ ), se asigne a  $h_i$  el valor de  $h_{\min}$  y si la carga de presión ( $h_i$ ) es negativa, se considera que  $h_i$  es igual a cero.

Para establecer una referencia para la mejora en el suministro de la red de distribución, se establece el “factor de eficiencia en el servicio (FES)”, el cual se calcula de la siguiente manera.

$$FES = \frac{Q_d - Q_f}{Q_d} = \frac{\text{caudal suministrado}}{\text{caudal demandado}} \quad (4.5)$$

De este modo si la red suministra 400 l/s ( $Q_d - Q_f$ ), y la demanda total en la red es de 500 l/s ( $Q_d$ ), el factor de eficiencia es del 80 % y cuando el gasto suministrado a la red sea de 500 l/s el factor de eficiencia en el servicio será del 100 %.

#### 4.2 Mejora del Funcionamiento Hidráulico

Para aumentar el suministro de agua a los usuarios se propone incrementar la presión en algunos sitios de la red mediante la adición de tuberías paralelas a algunas existentes, esto considerando que se dispone del volumen de agua necesario para cumplir con la demanda. Para lo cual se calcula un diámetro ficticio equivalente que represente a las tuberías paralelas por medio de la fórmula de Darcy-Weisbach.

Varias tuberías están conectadas en paralelo si el flujo original se ramifica en dos o más tuberías que vuelven a unirse (fig.4.1). Para este caso de tuberías paralelas se aplican las fórmulas siguientes:

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots \quad (4.6)$$

$$h_{f1} = h_{f2} = \dots \quad (4.7)$$

En efecto, el caudal total  $Q$  se reparte entre todas las tuberías, la presión al comienzo  $P_A$  y al final  $P_B$  de cada rama es la misma para todas las ramas, luego la caída de altura de presión  $h_f$  será también igual en todas las ramas.

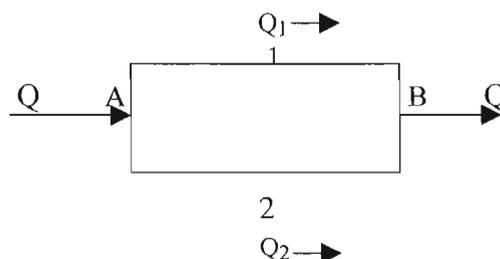


Figura 4.1 Tuberías en paralelo.

Para la obtención del diámetro equivalente, el concepto de tubería equivalente proporciona un adecuado método de análisis. Se dice que una tubería es equivalente cuando la pérdida de carga, para un caudal dado, es la misma que en la tubería o sistema de tuberías que sustituye.

De la fórmula de Darcy-Weisbach

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

como  $V=Q / A$  tenemos:

$$h_f = \frac{16 Q^2}{2g\pi^2} \left( \frac{f L}{D^5} \right) \quad (4.8)$$

De la ecuación 4.8 obtenemos para la tubería equivalente

$$Q = \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} \left( \frac{D_E^5}{f_E L_E} \right)^{1/2} h_f^{1/2}$$

Análogamente para las tuberías paralelas

$$Q_1 = \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} \left( \frac{D_1^5}{f_1 L_1} \right)^{1/2} h_f^{1/2}$$

e igualmente para  $Q_2$

Sustituyendo en la ecuación 4.6 y tomando en cuenta que la diferencia de carga entre los extremos de las tuberías es la misma obtenemos:

$$\left( \frac{D_E^5}{f_E L_E} \right)^{1/2} = \left( \frac{D_1^5}{f_1 L_1} \right)^{1/2} + \left( \frac{D_2^5}{f_2 L_2} \right)^{1/2} \quad (4.9)$$

Considerando que tanto el factor de fricción como la longitud de las tuberías no varían, el diámetro equivalente está dado como:

$$D_E=(D_1^{2.5} + D_2^{2.5})^{0.4} \quad (4.10)$$

siendo  $D_1$  el diámetro de la tubería existente y  $D_2$  el diámetro de la tubería paralela y  $D_E$  el diámetro equivalente de ambas tuberías.

Las tuberías en paralelo constituyen una disposición comúnmente adoptada, cuando una conducción ya existente es incapaz de suministrar el caudal requerido. La duplicación, en parte o en su totalidad, de la longitud de la conducción existente, es generalmente más económica que reemplazarla por una tubería de mayor diámetro.

## CAPITULO 5

### METODO PROPUESTO PARA REHABILITAR LA RED

#### 5.1 Descripción del método

Se presenta un método para modificar redes de distribución de agua potable, que están en operación, con la finalidad de aumentar el suministro a los usuarios. Para esta red se dispone del volumen de agua necesario para cumplir con la demanda, pero debido a que en algunas zonas las presiones son bajas no se proporciona el total de los gastos requeridos.

El método pretende, mediante la inclusión de una tubería paralela a líneas existentes de la red de distribución, incrementar el suministro de agua a los usuarios. Se consideran varias opciones de modificación empleando tuberías con diámetros comerciales, buscando así satisfacer las condiciones hidráulicas de la red y escogiendo aquella opción cuyo costo sea mínimo.

Se comienza revisando el funcionamiento hidráulico de la red original, para determinar un factor de eficiencia con el cual se encuentra operando la red. A partir de este factor se establece la conveniencia de modificar la red para aumentar el suministro a los usuarios.

El método también permite establecer la mejor opción de cambio de acuerdo al presupuesto disponible. Para fines de explicación considérese que la mejor opción, la cual nos proporciona la mayor eficiencia con el mínimo costo, se logra con la instalación de una tubería paralela a tres tuberías distintas de la red y que la inversión se puede programar por etapas. En la primera etapa se cambia la tubería con costo de inversión más cercano al presupuesto disponible, aunque pueda no ser la mejor opción, consiste en la instalación de una sola tubería paralela. En la segunda etapa se instala otra tubería cuyo costo también es del orden del presupuesto establecido, y así hasta llegar a la última etapa donde se instala la tercera tubería que permite completar la opción óptima. De este modo será posible establecer un programa de modificaciones a la red de acuerdo con la cantidad de dinero que se disponga en cada etapa de inversión.

#### 5.2 Diámetros analizados

Para definir el diámetro de la tubería paralela que se adicionará a la, o las tuberías existentes de la red, se consideran tuberías con diámetros comerciales así como los diámetros existentes de la red en estudio, como se describe a continuación.

Sea  $D_1$  la tubería de cuatro diámetros comerciales menores al diámetro existente,  $D_2$  la tubería paralela de dos diámetros comerciales menores al diámetro existente,  $D_3$  la tubería paralela de diámetro igual al diámetro existente y  $D_4$  la tubería paralela de dos diámetros comerciales mayores al diámetro existente. Por ejemplo, si los diámetros comerciales son: 4, 6, 8, 10, 12, 14 y 16 pulgadas y el diámetro de la tubería existente analizada es de 12

pulgadas, entonces  $D_1$  es de 4 pulgadas,  $D_2$  es de 8 pulgadas,  $D_3$  es de 12 pulgadas y  $D_4$  es de 16 pulgadas.

El análisis de diámetros se presenta en un diagrama arborescente en la figura 5.1.

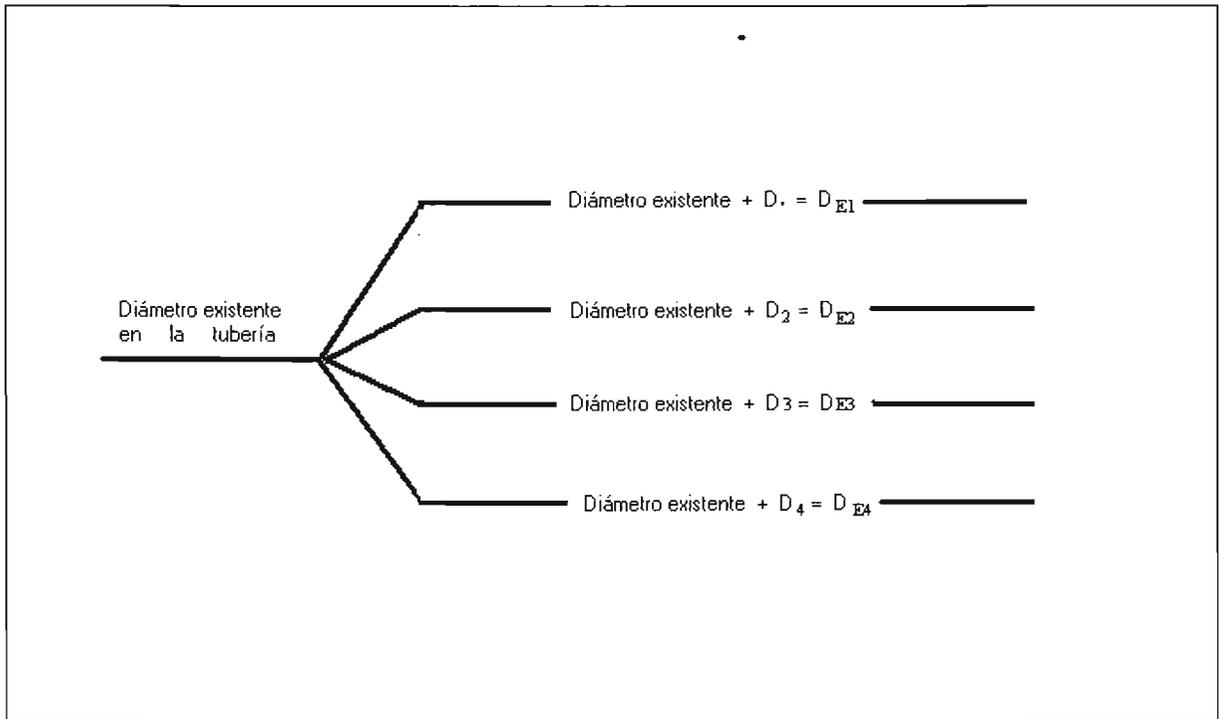


Figura 5.1 Opciones de cambio de una tubería

### 5.3 Opciones para revisión de las condiciones hidráulicas

Para cada opción de cambio es necesario revisar las condiciones hidráulicas de la red determinando los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en los nudos para obtener el factor de eficiencia en el servicio (FES) de la red.

Para analizar las diferentes opciones de manera ordenada, se establece el número de permutaciones en función del número de tuberías que formen la red en estudio. Lo anterior se expresa de la siguiente manera:

$$N = \frac{n!}{r!(n-r)!} \quad (5.1)$$

donde “n” es el numero de tuberías en la red de estudio, “r” es el número de tuberías propuestas en la red para adicionar una tubería paralela y “N” es el número de opciones para análisis cambiando r tuberías.

Para esta primera etapa se busca que el FES sea igual al 100%. Se considera que en todas las opciones se tiene el diámetro equivalente mayor; es decir, según el diagrama arborescente anterior, la opción con  $D_{E4}$  para que sea más fácil cumplir con las restricciones hidráulicas establecidas.

#### 5.4 Procedimiento de cálculo

- El método inicia analizando datos de la red original tales como: demandas en los nudos, diámetros y longitudes de las tuberías, así como diámetros comerciales, tipos de materiales y su costo.
- Se realiza el calculo hidráulico de la red original con el modelo matemático obteniendo el factor de eficiencia en el servicio (FES) para la red en condiciones actuales.
- Si el FES es igual al 100% no es necesario modificar la red, por el contrario si el FES es menor al 100% se aplicará el método agregando una tubería paralela a las tuberías existentes.
- Se comienza agregando una tubería paralela con el mayor diámetro posible ( $D_4$ ) a otra ya existente, cambiando el diámetro por otro equivalente entre la tubería paralela y la existente ( $D_{E4}$ ) para calcular la red.
- Para cada opción de cambio agregando una tubería paralela, se resuelve la red calculando el costo y el factor de eficiencia en el servicio (FES).
- Si el FES obtenido resulta menor al 100%, se irán agregando tuberías paralelas a otras ya existentes buscando incrementarlo hasta llegar al 100%.
- Si el FES es igual al 100% agregando una tubería paralela, se reducen diámetros pero el FES debe ser igual al 100% escogiendo la opción de menor costo.
- Se prueba agregando otras tuberías paralelas con el mayor diámetro posible, resolviendo la red, ordenando de menor a mayor costo las opciones que cumplen con el FES igual al 100%, en estas opciones se reducen los diámetros de las tuberías paralelas por diámetros menores ( $D_3, D_2, D_1$ ), cumpliendo siempre con el FES igual al 100%.
- Finalmente se escoge la opción de menor costo, agregando la tubería paralela ya sea a una o más tuberías de la red.

En la figura 5.2 se presenta por medio de diagramas de bloques los pasos para obtener la mejor opción de cambio, con el menor costo y cuyo factor de eficiencia en el servicio sea del 100%.

Para obtener la mejor inversión en opciones intermedias (figura 5.3), el costo de modificaciones a la red se divide formando intervalos de clase en los cuales se agrupan las diferentes opciones; se escogen entre las opciones de cada intervalo de clase, aquella donde el FES es el mas grande para finalmente dibujar los resultados obtenidos, identificando el mínimo de opción con los valores mas grandes del FES, estableciendo la mejor opción de cambio de acuerdo al presupuesto disponible.

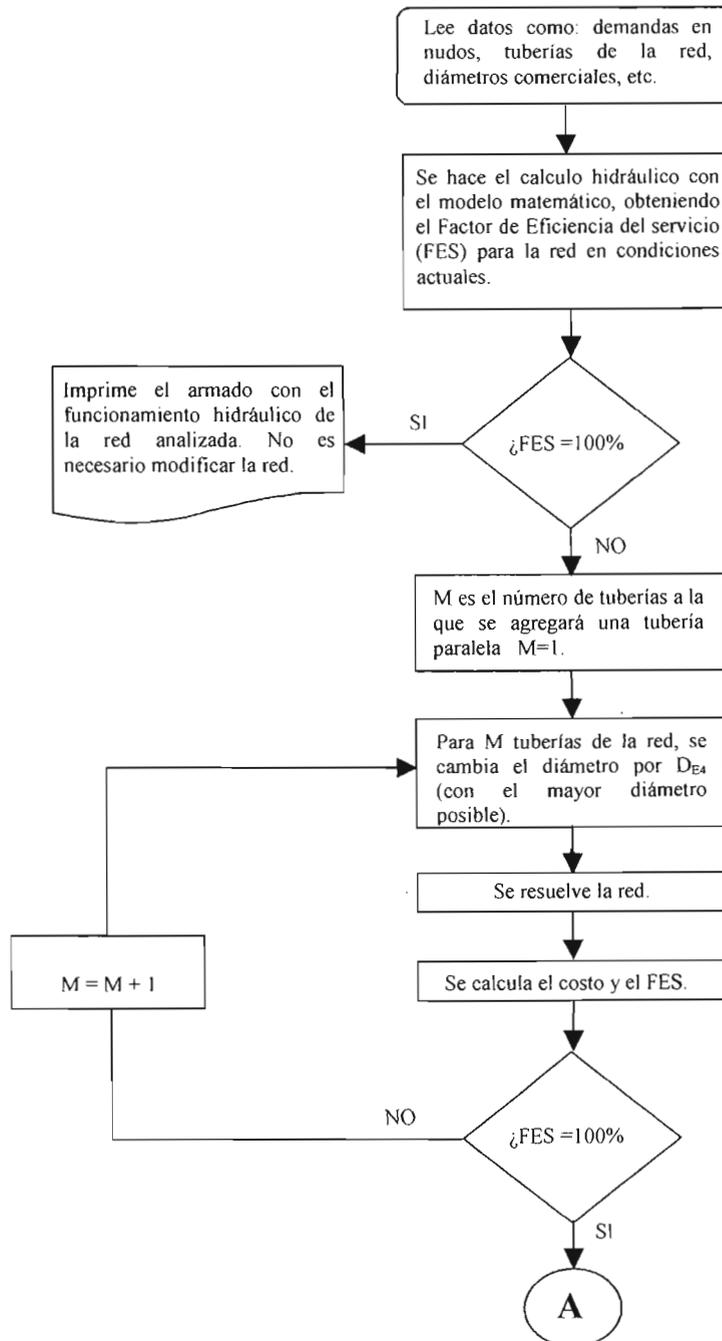


Figura 5.2 Diagrama de bloques para obtener la opción que llegue al valor del FES = 100%

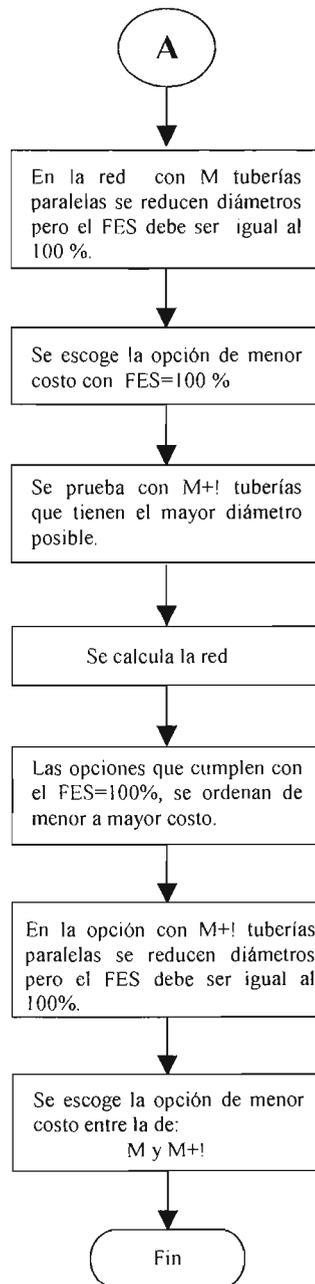


Figura 5.2 Continuación

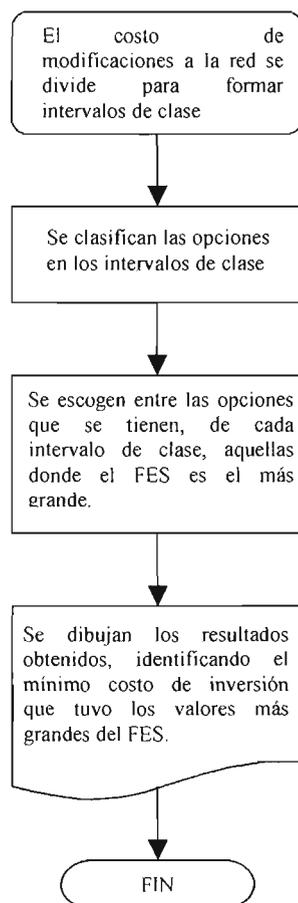


Figura 5.3 Diagrama de bloques para obtener la mejor inversión en opciones intermedias

CAPITULO 6

APLICACIÓN DEL MÉTODO

6.1 Descripción

El método para la rehabilitación de redes de distribución se aplica en la siguiente red de distribución de agua potable existente ( figura 6.1). Cabe mencionar que los gastos reflejados en la figura corresponden al gasto medio de demanda.

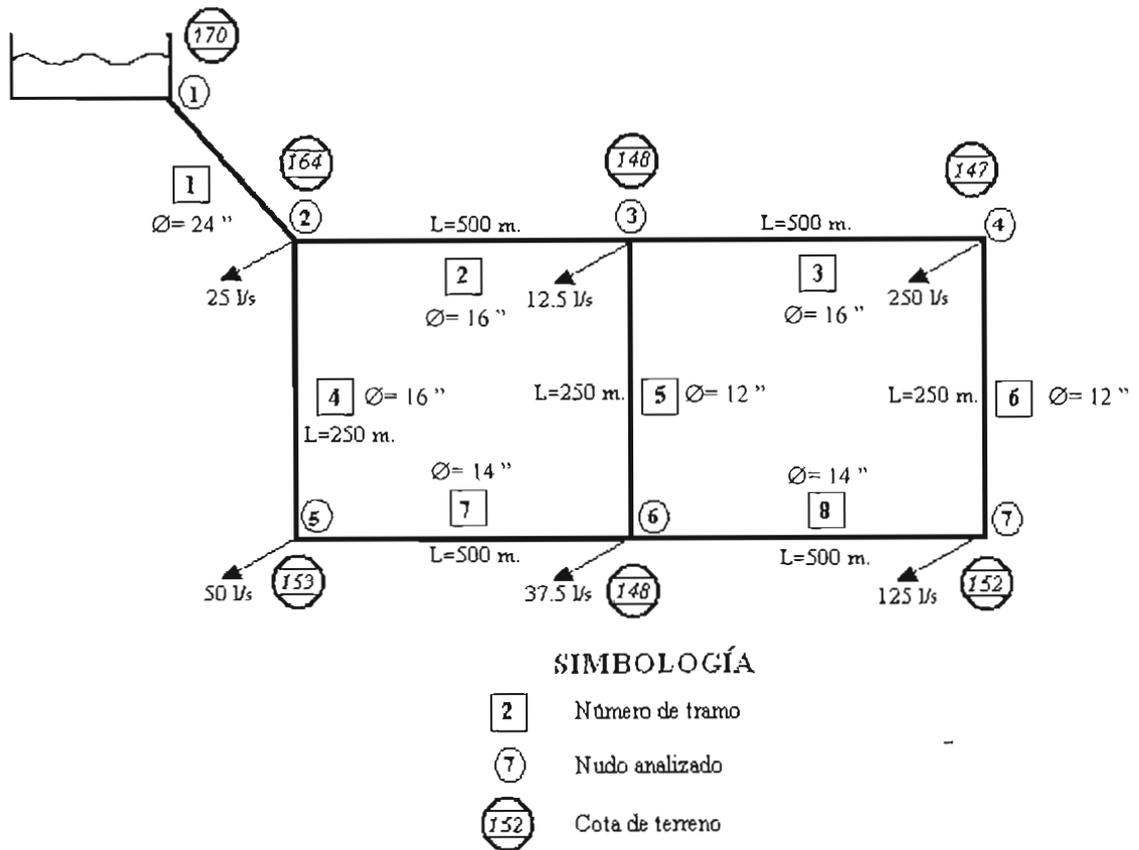


Figura 6.1 Red de distribución existente

En la tabla 6.1 se presentan datos de la red analizada como: demandas en los nudos, diámetros y longitudes de las tuberías, etc. Las tuberías de la red son de asbesto-cemento clase A-5.

NUDO	COTA TERRENO (msnm)	GASTO DE DEMANDA* (lt/s)	TUBO No.	TRAMO		DIAMETRO (plg)	LONGITUD (m)
				INICIO	FINAL		
1	170	Tanque	1	1	2	24	500
2	164	25	2	2	3	16	500
3	148	12.5	3	3	4	16	500
4	147	250	4	2	5	16	250
5	153	50	5	3	6	12	250
6	148	37.5	6	4	7	12	250
7	152	125	7	5	6	14	500
			8	6	7	14	500

\* Gasto medio de demanda

Tabla 6.1 Datos de la red analizada.

En la tabla 6.2 se presentan los costos para distintos tipos de tubería de acuerdo con su diámetro, dichos costos incluyen instalación, suministro, piezas especiales y prueba hidrostática. (costos actualizados a Septiembre del 2004).

DIAMETRO		COSTO DE MATERIAL \$/m	COSTO MANO DE OBRA \$/m	COSTO TOTAL \$/m
MILIMETROS	PULGADAS			
102	4	82.87	10.57	93.44
152	6	149.05	13.43	162.48
203	8	177.91	24.13	202.04
254	10	238.26	28.50	266.76
305	12	310.54	32.04	342.58
356	14	490.39	37.60	527.99
406	16	601.71	42.49	644.20
457	18	724.58	62.30	786.88
508	20	921.48	82.01	1003.49
610	24	1177.74	109.94	1287.68
711	28	1377.12	129.80	1506.92

Tabla 6.2.a Costos de tubería de asbesto-cemento clase A-5

DIAMETRO		COSTO DE MATERIAL \$/m	COSTO MANO DE OBRA \$/m	COSTO TOTAL \$/m
MILIMETROS	PULGADAS			
305	12	415.60	27.95	443.55
356	14	582.70	32.80	615.50
406	16	708.95	36.72	745.67
457	18	893.40	67.76	961.16
508	20	1117.00	71.55	1188.55
610	24	1768.90	95.92	1864.82
711	28	2130.70	107.80	2238.50

Tabla 6.2.b Costos de tubería de cloruro de vinilo (PVC) clase 5

DIAMETRO		COSTO DE MATERIAL \$/m	COSTO MANO DE OBRA \$/m	COSTO TOTAL \$/m
MILIMETROS	PULGADAS			
152	6	353.97	62.92	416.89
203	8	539.16	74.52	613.68
254	10	759.65	90.89	858.54
305	12	999.34	110.30	1109.64
406	16	1020.06	133.67	1153.73
457	18	1040.78	160.07	1200.85
508	20	1115.84	174.57	1290.41
610	24	1463.40	197.15	1660.55
711	28	1846.15	237.55	2083.70

Tabla 6.2.c Costos de tubería de acero

Se realiza el cálculo hidráulico de la red original (tabla 6.3), obteniendo el factor de eficiencia en el servicio (FES) para la red en condiciones iniciales, y establecer así la conveniencia de aplicar el método propuesto para mejorar el servicio de la red.

El gasto de déficit en la red  $Q_f$  se obtendrá por medio de la ecuación 4.1 (capítulo 4).

$$Q_f = \sum_{i=1}^N \left( \frac{h_{\min} - h_i}{h_{\min}} \right) q_i$$

La carga de presión mínima establecida ( $h_{\min}$ ) para esta red de distribución es de 12 metros.

Para los diferentes análisis hidráulicos de la red de distribución se utilizó el programa de computo REDESTA, desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ver anexo), considerando para todos los análisis tubería de asbesto-cemento. Los gastos ingresados al programa corresponden al gasto medio de demanda, así mismo, se ingresa un factor de variación  $Q/Q_{med}$ , el cual se aplica a los gasto de demanda en cada uno de los nudos, por lo cual es recomendable conocer la ley de variación horaria de la demanda de los usuarios; para este caso se consideró un factor de variación del 1.5, obteniendo el siguiente funcionamiento para la red original:

TUBO	LONGITUD (m)	GASTO QUE CIRCULA (l/s)	PERDIDA DE CARGA (m.c.a)	NUDO	GASTO DEMANDADO $q_i$ (l/s) *	CARGA DISPONIBLE		GASTO DEFICIT $Q_f$ (l/s)
						FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO (m)	PARA EL FES $h_i$ (m)	
8	500	229.56	7.66	2	37.50	6.50	6.50	17.19
2	500	397.27	11.76	3	18.80	10.70	10.70	2.04
3	500	332.94	8.26	4	375.00	3.50	3.50	265.62
4	250	315.23	3.70	5	75.00	13.80	12.00	0.00
5	250	45.58	0.33	6	56.20	10.40	10.40	7.49
6	250	42.06	0.28	7	187.50	-1.30	0.00	187.50
7	500	240.23	8.39					
1	500	750.00	5.52					
TOTAL					$Q_d=750.00$		TOTAL	$Q_f=479.84$

\* Máxima demanda

Tabla 6.3 Funcionamiento de la red actual.

Para el cálculo del factor de eficiencia en el servicio (FES) se utiliza la ecuación 4.5:

$$FES = \frac{Q_d - Q_f}{Q_d}$$

Se tiene:

$$FES = \frac{750.0 - 479.84}{750.0} = 0.36$$

Obteniendo un FES de 36%, por lo que para mejorar el funcionamiento de la red se propone aplicar el método propuesto agregando una o más tuberías paralelas a las tuberías existentes según sea necesario para aumentar su eficiencia. Para los siguientes análisis sólo se presentarán los resultados obtenidos, tal como el factor de eficiencia en el servicio, entendiendo que para cada opción de cambio se realiza el cálculo hidráulico correspondiente.

Los diámetros de las tuberías paralelas a incluir se definen en función de los diámetros existentes de las tuberías de la red original. En la tabla 6.4 se presentan las diferentes opciones de diámetros de las tuberías paralelas.

TUBERIA	DIÁMETRO EXISTENTE (PULGADAS)	OPCIONES DE DIÁMETRO PARA TUBERÍAS PARALELAS (PULGADAS)
1	24	D <sub>1</sub> =14
		D <sub>2</sub> =18
		D <sub>3</sub> =24
		D <sub>4</sub> =28
2,3 y 4	16	D <sub>1</sub> =8
		D <sub>2</sub> =12
		D <sub>3</sub> =16
		D <sub>4</sub> =20
5 y 6	12	D <sub>1</sub> =4
		D <sub>2</sub> =8
		D <sub>3</sub> =12
		D <sub>4</sub> =16
7 y 8	14	D <sub>1</sub> =6
		D <sub>2</sub> =10
		D <sub>3</sub> =14
		D <sub>4</sub> =18

Tabla 6.4 Opciones de diámetros para tuberías paralelas.

Se inicia agregando una tubería paralela con el mayor diámetro posible ( $D_4$ ) a otra ya existente, cambiando el diámetro de la tubería existente por el diámetro equivalente  $D_{E4}$  que representa a las tuberías paralelas según la ecuación 4.10 (capítulo 4):

$$D_E = (D_1^{2.5} + D_2^{2.5})^{0.4}$$

Siendo:  $D_1$  el diámetro de la tubería existente.  
 $D_2$  el diámetro de la tubería paralela y  
 $D_E$  el diámetro equivalente de ambas tuberías

Existen ocho posibles opciones de cambio, agregando una tubería paralela. Para cada opción se realiza el cálculo hidráulico de la red a través del programa REDESTA, para posteriormente determinar el factor de eficiencia en el servicio (FES), y el costo de inversión. Los resultados se presentan en la tabla 6.5.

TUBERIA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO (%)
1	28"	34.46"	74
2	20"	23.97"	91
3	20"	23.97"	82
4	20"	23.97"	48
5	16"	18.75"	41
6	16"	18.75"	41
7	18"	21.36"	70
8	18"	21.36"	68

OPCIÓN	FES (%)	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)		
		ASBESTO-CEMENTO	PVC	ACERO
Tubo 1 + 28"	74	753.460	1119.250	1041.850
Tubo 2 + 20"	91	501.75	594.28	645.21
Tubo 3 + 20"	82	501.75	594.28	645.21
Tubo 4 + 20"	48	250.87	297.14	322.60
Tubo 5 + 16"	41	161.05	186.42	288.43
Tubo 6 + 16"	41	161.05	186.42	288.43
Tubo 7 + 18"	70	393.44	480.58	600.43
Tubo 8 + 18"	68	393.44	480.58	600.43

Tabla 6.5 Resultados de agregar una tubería paralela (con el mayor diámetro en cada caso).

De los resultados obtenidos al agregar una tubería paralela se observa que la mayor eficiencia en el sistema de distribución se presenta adicionando una tubería paralela de 20" a la tubería 2 obteniendo un FES del 91%, no siendo suficiente para alcanzar un valor del FES igual al 100%, por lo que se probará agregando ahora dos tuberías paralelas, con el mayor diámetro posible ( $D_4$ ) en cada caso, para obtener la máxima eficiencia del sistema.

El número de opciones para revisar las condiciones hidráulicas, agregando dos tuberías paralelas se obtiene mediante la expresión 5.1 (capítulo 5):

$$N = \frac{n!}{r! (n-r)!}$$

siendo n el número de tuberías en la red y r el número de tuberías propuestas para cambio en la red, obteniendo así:

$$N = \frac{8!}{2!(8-2)!} = 28$$

Resultando 28 opciones de cambio para analizar. Se realiza el cálculo hidráulico de la red para cada opción, cambiando los diámetros de las dos tuberías a las que se agregó otra paralela, por el diámetro equivalente  $D_{E4}$  y tomando las tuberías restantes con el mismo diámetro. Finalmente se obtiene el FES y el costo de inversión para cada opción. En la tabla 6.6 se presentan los resultados a los cálculos realizados cuando se agregan dos tuberías paralelas.

TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO (%)
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	100
1	28"	34.46"	3	20"	23.97"	97
1	28"	34.46"	4	20"	23.97"	84
1	28"	34.46"	5	16"	18.75"	74
1	28"	34.46"	6	16"	18.75"	74
1	28"	34.46"	7	18"	21.36"	94
1	28"	34.46"	8	18"	21.36"	97
2	20"	23.97"	3	20"	23.97"	98
2	20"	23.97"	4	20"	23.97"	92
2	20"	23.97"	5	16"	18.75"	93
2	20"	23.97"	6	16"	18.75"	91
2	20"	23.97"	7	18"	21.36"	94
2	20"	23.97"	8	18"	21.36"	98
3	20"	23.97"	4	20"	23.97"	87
3	20"	23.97"	5	16"	18.75"	82
3	20"	23.97"	6	16"	18.75"	83
3	20"	23.97"	7	18"	21.36"	94
3	20"	23.97"	8	18"	21.36"	87
4	20"	23.97"	5	16"	18.75"	48
4	20"	23.97"	6	16"	18.75"	48
4	20"	23.97"	7	18"	21.36"	89
4	20"	23.97"	8	18"	21.36"	80
5	16"	18.75"	6	16"	18.75"	41
5	16"	18.75"	7	18"	21.36"	70
5	16"	18.75"	8	18"	21.36"	71
6	16"	18.75"	7	18"	21.36"	70
6	16"	18.75"	8	18"	21.36"	72
7	18"	21.36"	8	18"	21.36"	96

OPCIÓN	FES (%)	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)		
		ASBESTO-CEMENTO	PVC	ACERO
Tubo 1 + 28" y 2 + 20"	100	1255.21	1713.53	1687.06
Tubo 1 + 28" y 3 + 20"	97	1255.21	1713.53	1687.06
Tubo 1 + 28" y 4 + 20"	84	1004.33	1416.39	1364.45
Tubo 1 + 28" y 5 + 16"	74	914.51	1305.67	1330.28
Tubo 1 + 28" y 6 + 16"	74	914.51	1305.67	1330.28
Tubo 1 + 28" y 7 + 18"	94	1146.90	1599.83	1642.28
Tubo 1 + 28" y 8 + 18"	97	1146.90	1599.83	1642.28
Tubo 2 + 20" y 3 + 20"	98	1003.49	1188.55	1290.41
Tubo 2 + 20" y 4 + 20"	92	752.62	891.41	967.81
Tubo 2 + 20" y 5 + 16"	93	662.80	780.69	933.64
Tubo 2 + 20" y 6 + 16"	91	662.80	780.69	933.64
Tubo 2 + 20" y 7 + 18"	94	895.19	1074.86	1245.63
Tubo 2 + 20" y 8 + 18"	98	895.19	1074.86	1245.63
Tubo 3 + 20" y 4 + 20"	87	752.62	891.41	967.81
Tubo 3 + 20" y 5 + 16"	82	662.80	780.69	933.64
Tubo 3 + 20" y 6 + 16"	83	662.80	780.69	933.64
Tubo 3 + 20" y 7 + 18"	94	895.19	1074.85	1245.63
Tubo 3 + 20" y 8 + 18"	87	895.19	1074.85	1245.63
Tubo 4 + 20" y 5 + 16"	48	411.92	483.56	611.04
Tubo 4 + 20" y 6 + 16"	48	411.92	483.56	611.04
Tubo 4 + 20" y 7 + 18"	89	644.31	777.72	923.03
Tubo 4 + 20" y 8 + 18"	80	644.31	777.72	923.03
Tubo 5 + 16" y 6 + 16"	41	322.10	372.84	576.87
Tubo 5 + 16" y 7 + 18"	70	554.49	668.00	888.86
Tubo 5 + 16" y 8 + 18"	71	554.49	668.00	888.86
Tubo 6 + 16" y 7 + 18"	70	554.49	668.00	888.86
Tubo 6 + 16" y 8 + 18"	72	554.49	668.00	888.86
Tubo 7 + 18" y 8 + 18"	96	786.88	961.16	1200.85

Tabla 6.6 Resultados de agregar dos tuberías paralelas.

De los resultados de la tabla anterior solo la opción de agregar tuberías paralelas a las tuberías existentes 1 y 2 nos lleva a la máxima eficiencia (FES=100%), por lo que para esa opción se disminuye el diámetro de las tuberías paralelas a los diámetros menores ( $D_3$ ,  $D_2$  o  $D_1$ ) según sea conveniente, sin dejar de cumplir con el FES=100%. En la tabla 6.7 se presenta la opción con el mínimo costo y que satisface las condiciones hidráulicas.

TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO (%)
1	24"	31.67"	2	20"	23.97"	100

OPCIÓN	FES (%)	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)		
		ASBESTO-CEMENTO	PVC	ACERO
Tubo 1 + 24" y 2 + 20"	100	1145.59	1526.69	1475.48

Tabla 6.7 Solución óptima.

Con la opción de agregar dos tuberías paralelas a tuberías existentes de la red se llegó a obtener una eficiencia del 100%, por lo que ya no es necesario hacer el análisis incluyendo tres tuberías paralelas, sin embargo en la tabla 6.8 se presentan algunos resultados de los cálculos realizados agregando tres tuberías paralelas, para comparar su eficiencia y costos con las opciones resultantes de agregar solo dos tuberías paralelas.

TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	TUBERÍA	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARALELA	DIÁMETRO EQUIVALENTE	FES OBTENIDO (%)
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	3	20"	23.97"	100
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	4	20"	23.97"	100
1	28"	34.46"	2	20"	23.97"	5	16"	18.75"	100
1	24"	31.67"	2	20"	23.97"	3	20"	23.97"	100
1	24"	31.67"	2	20"	23.97"	4	20"	23.97"	100

OPCIÓN	FES (%)	COSTO DE INVERSIÓN (MILES \$)		
		ASBESTO-CEMENTO	PVC	ACERO
Tubo 1 + 28", 2 + 20" y 3 + 20"	100	1756.95	2307.80	2332.26
Tubo 1 + 28", 2 + 20" y 4 + 20"	100	1506.08	2010.66	2009.66
Tubo 1 + 28", 2 + 20" y 5 + 16"	100	1416.26	1899.94	1975.49
Tubo 1 + 24", 2 + 20" y 3 + 20"	100	1647.33	2120.97	2120.69
Tubo 1 + 24", 2 + 20" y 4 + 20"	100	1396.46	1823.82	1798.08

Tabla 6.8 Resultados de agregar tres tuberías paralelas.

Se observa que de las opciones analizadas al agregar tres tuberías paralelas, todas cumplen con las restricciones hidráulicas, es decir, su eficiencia es del 100%, sin embargo, el costo de la inversión se incrementa en comparación con el obtenido al agregar solo dos tuberías paralelas.

6.2 Análisis de resultados

En la tabla 6.9 se presentan todas las opciones analizadas para cada tipo de material (asbesto-cemento, PVC y acero), agrupadas en intervalos de \$150,000.00. De cada intervalo, en primer lugar aparece sombreada, la opción que proporciona el mayor valor del Factor de Eficiencia del Servicio (FES), la cual se sugiere como solución parcial al problema de rehabilitación de la red en estudio.

OPCION	COSTO DE INVERSION (MILES \$)	FES (%)	OPCION	COSTO DE INVERSION (MILES \$)	FES (%)
Tubo 4+20"	250.87	48	Tubo 2+20" y 3+20"	1003.49	98
Tubo 5+16"	161.05	41	Tubo 1+28" y 4+20"	1004.33	84
Tubo 6+16"	161.05	41	Tubo 1+28" y 5+16"	914.51	74
			Tubo 1+28" y 6+16"	914.51	74
Tubo 7+18"	393.44	70			
Tubo 8+18"	393.44	68	Tubo 1+24" y 2+20"	1145.59	100
Tubo 4+20" y 5+16"	411.92	48	Tubo 1+28" y 8+18"	1146.90	97
Tubo 4+20" y 6+16"	411.92	48	Tubo 1+28" y 7+18"	1146.90	94
Tubo 5+16" y 6+16"	322.10	41			
			Tubo 1+28" y 2+20"	1255.21	100
Tubo 2+20"	501.75	91	Tubo 1+28" y 3+20"	1255.21	97
Tubo 3+20"	501.75	82			
Tubo 6+16" y 8+18"	554.49	72	Tubo 1+24", 2+20" y 4+20"	1396.46	100
Tubo 5+16" y 8+18"	554.49	71	Tubo 1+28", 2+20" y 5+16"	1416.26	100
Tubo 5+16" y 7+18"	554.49	70			
Tubo 6+16" y 7+18"	554.49	70	Tubo 1+28", 2+20" y 4+20"	1506.08	100
			Tubo 1+24", 2+20" y 3+20"	1647.33	100
Tubo 2+20" y 5+16"	662.80	93			
Tubo 2+20" y 6+16"	662.80	91	Tubo 1+28", 2+20" y 3+20"	1756.95	100
Tubo 4+20" y 7+18"	644.31	89			
Tubo 3+20" y 6+16"	662.80	83	<b>RED ACTUAL</b>	<b>0.00</b>	<b>36</b>
Tubo 3+20" y 5+16"	662.80	82			
Tubo 4+20" y 8+18"	644.31	80			
Tubo 2+20" y 8+18"	895.19	98			
Tubo 7+18" y 8+18"	786.88	96			
Tubo 2+20" y 7+18"	895.19	94			
Tubo 3+20" y 7+18"	895.19	94			
Tubo 2+20" y 4+20"	752.62	92			
Tubo 3+20" y 4+20"	752.62	87			
Tubo 3+20" y 8+18"	895.19	87			
Tubo 1+28"	753.46	74			

Tabla 6.9.a Opciones analizadas (Asbesto-Cemento)

OPCION	COSTO DE INVERSION (MILES \$)	FES (%)	OPCION	COSTO DE INVERSION (MILES \$)	FES (%)
Tubo 4+20"	297.14	48	Tubo 1+28" y 5+16"	1305.67	74
Tubo 5+16"	186.42	41	Tubo 1+28" y 6+16"	1305.67	74
Tubo 6+16"	186.42	41			
			Tubo 1+28" y 4+20"	1416.39	84
Tubo 5+16" y 6+16"	372.84	41			
			Tubo 1+24" y 2+20"	1526.69	100
Tubo 2+20"	594.28	91	Tubo 1+28" y 8+18"	1599.83	97
Tubo 3+20"	594.28	82	Tubo 1+28" y 7+18"	1599.83	94
Tubo 7+18"	480.58	70			
Tubo 8+18"	480.58	68	Tubo 1+28" y 2+20"	1713.53	100
Tubo 4+20" y 5+16"	483.56	48	Tubo 1+28" y 3+20"	1713.53	97
Tubo 4+20" y 6+16"	483.56	48			
			Tubo 1+24", 2+20" y 4+20"	1823.82	100
Tubo 6+16" y 8+18"	668.00	72	Tubo 1+28", 2+20" y 5+16"	1899.94	100
Tubo 5+16" y 8+18"	668.00	71			
Tubo 5+16" y 7+18"	668.00	70	Tubo 1+28", 2+20" y 4+20"	2010.66	100
Tubo 6+16" y 7+18"	668.00	70			
			Tubo 1+24", 2+20" y 3+20"	2120.97	100
Tubo 2+20" y 5+16"	780.69	93			
Tubo 2+20" y 4+20"	891.41	92	Tubo 1+28", 2+20" y 3+20"	2307.80	100
Tubo 2+20" y 6+16"	780.69	91			
Tubo 4+20" y 7+18"	777.72	89	<b>RED ACTUAL</b>	<b>0.00</b>	<b>36</b>
Tubo 3+20" y 4+20"	891.41	87			
Tubo 3+20" y 6+16"	780.69	83			
Tubo 3+20" y 5+16"	780.69	82			
Tubo 4+20" y 8+18"	777.72	80			
Tubo 7+18" y 8+18"	961.16	96			
Tubo 2+20" y 8+18"	1074.86	98			
Tubo 2+20" y 3+20"	1188.55	98			
Tubo 3+20" y 7+18"	1074.85	94			
Tubo 2+20" y 7+18"	1074.86	94			
Tubo 3+20" y 8+18"	1074.85	87			
Tubo 1+28"	1119.25	74			

Tabla 6.8.b Opciones analizadas (PVC)

OPCION	COSTO DE INVERSION (MILES \$)	FES (%)	OPCION	COSTO DE INVERSION (MILES \$)	FES (%)
Tubo 5+16"	288.43	41	Tubo 2+20" y 8+18"	1245.63	98
Tubo 6+16"	288.43	41	Tubo 2+20" y 3+20"	1290.41	98
			Tubo 7+18" y 8+18"	1200.85	96
Tubo 4+20"	322.60	48	Tubo 2+20" y 7+18"	1245.63	94
			Tubo 3+20" y 7+18"	1245.63	94
Tubo 5+16" y 6+16"	576.87	41	Tubo 3+20" y 8+18"	1245.63	87
			Tubo 1+28" y 5+16"	1330.28	74
Tubo 2+20"	645.21	91	Tubo 1+28" y 6+16"	1305.67	74
Tubo 3+20"	645.21	82			
Tubo 7+18"	600.43	70	Tubo 1+24" y 2+20"	1475.48	100
Tubo 8+18"	600.43	68	Tubo 1+28" y 4+20"	1416.39	84
Tubo 4+20" y 5+16"	611.04	48			
Tubo 4+20" y 6+16"	611.04	48	Tubo 1+28" y 8+18"	1642.28	97
			Tubo 1+28" y 7+18"	1642.28	94
Tubo 6+16" y 8+18"	888.86	72			
Tubo 5+16" y 8+18"	888.86	71	Tubo 1+28" y 2+20"	1687.06	100
Tubo 5+16" y 7+18"	888.86	70	Tubo 1+24", 2+20" y 4+20"	1798.08	100
Tubo 6+16" y 7+18"	888.86	70	Tubo 1+28" y 3+20"	1687.06	97
Tubo 2+20" y 5+16"	933.64	93	Tubo 1+28", 2+20" y 5+16"	1975.49	100
Tubo 2+20" y 4+20"	967.81	92	Tubo 1+28", 2+20" y 4+20"	2009.66	100
Tubo 2+20" y 6+16"	933.64	91			
Tubo 4+20" y 7+18"	923.03	89	Tubo 1+24", 2+20" y 3+20"	2120.69	100
Tubo 3+20" y 4+20"	967.81	87			
Tubo 3+20" y 6+16"	933.64	83	Tubo 1+28", 2+20" y 3+20"	2307.80	100
Tubo 3+20" y 5+16"	933.64	82			
Tubo 4+20" y 8+18"	923.03	80	<b>RED ACTUAL</b>	0.00	36
Tubo 1+28"	1041.85	74			

Tabla 6.8.c Opciones analizadas (Acero)

En la figura 6.2 se presenta la gráfica costo-eficiencia, para los tres tipos de tubería asbesto-cemento, PVC y acero, la cual nos ayuda a determinar el tipo de material a utilizar para la rehabilitación de la red de distribución en estudio; de dicha gráfica observamos que la tubería de asbesto-cemento es el más conveniente a utilizar, por ser el material que nos brinda las mejores opciones de inversión con un máximo de eficiencia del sistema, por lo cual se propone emplear tubería de asbesto-cemento para esta red en particular.

De acuerdo a la experiencia en México, las tuberías que más se han empleado para redes de distribución de localidades urbanas y rurales, son las de asbesto-cemento en todos los diámetros comerciales y, en menor cantidad las de PVC en diámetros hasta de 150 mm.

Para la distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm, son recomendables las tuberías de policloruro de vinilo PVC, en diámetros mayores, este tipo de tuberías presenta un incremento de costos considerable como puede apreciarse en la figura 6.2

Cuando se requieren diámetros superiores a 150 mm, para presiones menores de 14 Kg/cm<sup>2</sup>, son recomendables las tuberías de asbesto-cemento. Cuando se requieran de diámetros y presiones mayores se deberá elegir tuberías de concreto presforzado y acero.

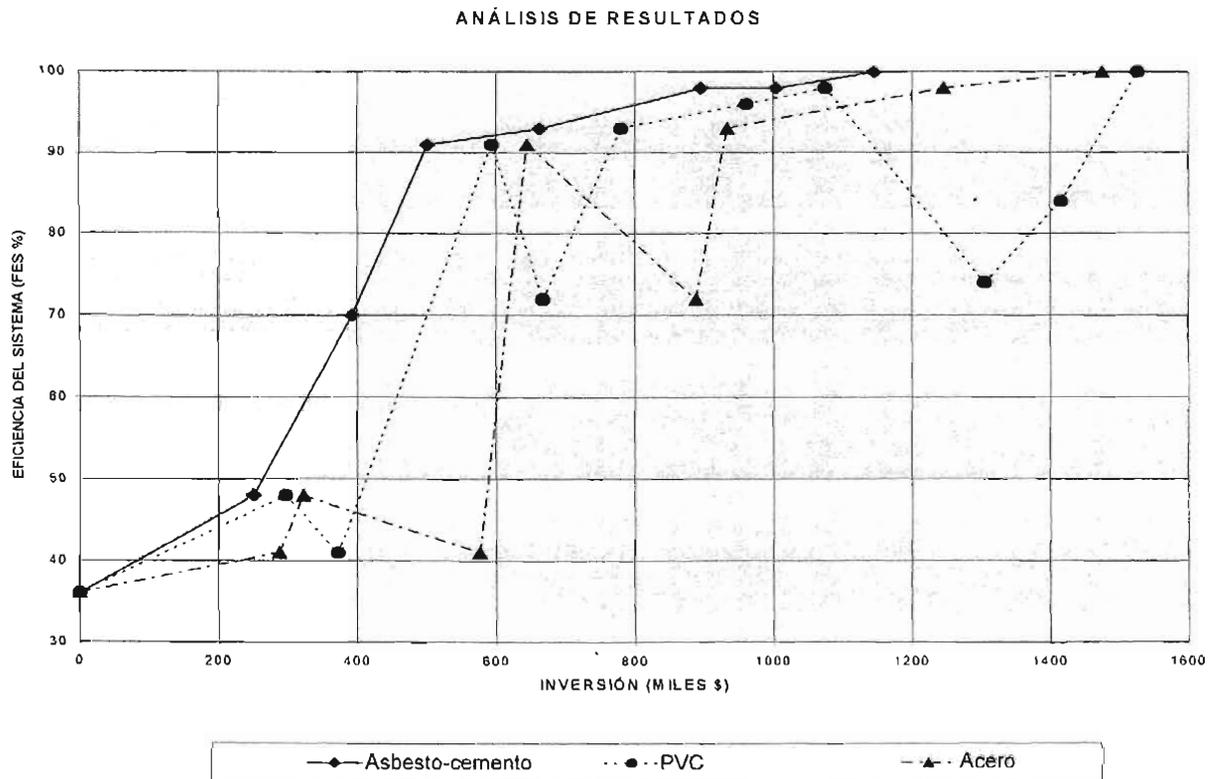


Figura 6.2 Gráfica Costo-Eficiencia (asbesto-cemento, PVC y acero)

Finalmente, en la figura 6.3 se presentan las mejores opciones de inversión para el material a utilizar (tubería asbesto-cemento), en una gráfica costo-eficiencia, misma que nos ayuda a tomar decisiones sobre la mejor opción de cambio según el presupuesto disponible, así como a establecer un programa de inversión para alcanzar la opción óptima. Por ejemplo se aprecia de esta gráfica que cuando solamente se tiene un presupuesto del orden de \$500,000.00 la mejor opción es colocar una tubería paralela de 20" a la tubería 2 ya que la mayor eficiencia del servicio posible para esta cantidad de dinero es igual al 91%, asimismo, si se quisiera llegar a la máxima eficiencia, para una segunda etapa se colocaría otra tubería paralela de 24" a la tubería 1 completando así la opción óptima, que es la de tubo 1+24" y tubo 2+20" con una eficiencia del 100%.

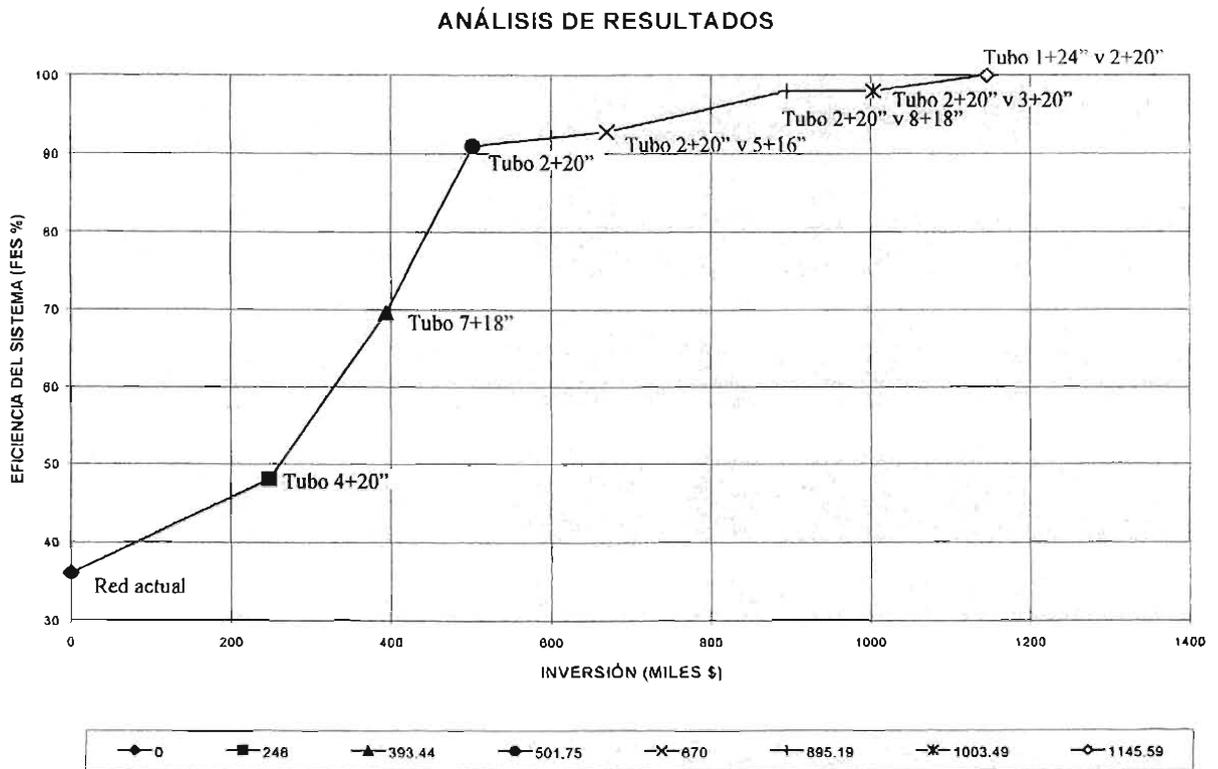


Fig. 6.3 Opciones de inversión

Es así como este método nos permite obtener las mejores opciones de inversión en la rehabilitación de redes de distribución que así lo requieran, incrementando la eficiencia del servicio a los usuarios con el mínimo costo de modificaciones a la misma.

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

## CONCLUSIONES

Con frecuencia ocurre que las redes de distribución de agua potable, que por diversas causas tales como tomas clandestinas, crecimiento de la población y el aumento de la demanda en general, dichas redes ya no cumplen con las presiones requeridas y el gasto de demanda para las cuales fueron diseñadas; por lo cual se hace necesario su rehabilitación.

En la rehabilitación de redes de distribución de agua potable se desea aumentar la eficiencia en el servicio con el mínimo costo de adquisición e inversión mediante la inclusión de nuevas tuberías. El método propuesto en la presente tesis, permite optimizar la inversión en la rehabilitación de una red de distribución.

El principal resultado del método propuesto consiste en obtener la opción de cambio, para la cual la red cumple con las restricciones hidráulicas establecidas, con el mínimo costo. Además, a partir de la inversión total necesaria para lograr el 100% de la eficiencia del servicio, es posible ordenar en el tiempo los cambios necesarios en la red para disponer en cada etapa con el mayor suministro de agua, estableciendo así un programa de inversiones.

De igual forma es posible analizar el tipo de material que ofrece las mayores ventajas de eficiencia y costo, definiendo el más conveniente a utilizar para la rehabilitación de cada red de distribución en particular. Para esta red de distribución analizada, se puede observar que para algunos materiales, las opciones de cambio que brindan la mayor eficiencia no resultan ser las opciones más costosas, por lo que se debe poner especial cuidado durante la toma de decisiones, ya que no siempre las mejores opciones son las de mayor costo.

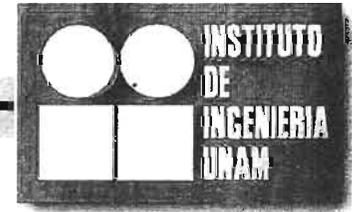
Por lo anterior, en teoría, el método objeto de la presente tesis, representa una buena alternativa para la rehabilitación de redes de distribución, siendo el siguiente paso la comprobación del mismo mediante su aplicación a un caso práctico, en la rehabilitación de alguna red de distribución que así lo requiera.

Es cada vez más importante contar con métodos o procedimientos que nos permitan definir y elegir las mejores opciones para la rehabilitación de redes de distribución y para la ejecución de cualquier proyecto en general, logrando así, una mejor planeación y por tanto un mejor aprovechamiento de los recursos disponibles con un mínimo costo de inversión, operación y mantenimiento.

## BIBLIOGRAFIA

1. Sotelo Ávila, Gilberto; “HIDRÁULICA GENERAL”, Editorial LIMUSA, S.A. de C.V.; México, D. F.; 1991.
2. Cesar Valdez, Enrique; “ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE”; UNAM, Facultad de Ingeniería, Volúmen 1; México, D. F.; Julio de 1991.
3. Silvestre Paschoal; “FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL”; Editorial LIMUSA; México, D. F.; 1983.
4. Rojas Ortuste, Franz José; “HACIA UNA MAYOR EFICIENCIA HIDRÁULICA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE”; Tesis presentada a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM; 1994.
5. Fuentes Mariles, Óscar A., Sánchez Bribiesca, José L.; “ACTUALIZACIÓN DE UN MÉTODO PARA CALCULAR REDES DE TUBERÍAS FUNCIONANDO A PRESIÓN EN RÉGIMEN PERMANENTE”; Publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM; 1991.
6. Fuentes Mariles, Óscar A., Martínez A. P.; “INTRODUCCIÓN A LOS MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS A LA HIDRÁULICA”; Serie Divulgación 5; México 1998.
7. López Alegría, Pedro; “ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN Y ELIMINACIÓN DE EXCRETAS”; IPN; México, D. F.; 1994.
8. Mataix, Claudio; “MECANICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRÁULICAS”; Editorial HARLA; México, D. F.; 1982.

# ANEXO



# Manual de Usuario



Análisis para flujo permanente (ESTÁTICO) en  
Redes de Distribución de Agua Potable  
(Programa REDESTA)

# REQUERIMIENTOS PARA EL ARCHIVO DE DATOS:

---

**Arreglo de la red**

**Características de la tubería** (*longitud, diámetro, rugosidad del material o factor de fricción*)

**Topografía**

**Características de los ingresos** (*tanques, pozos*)

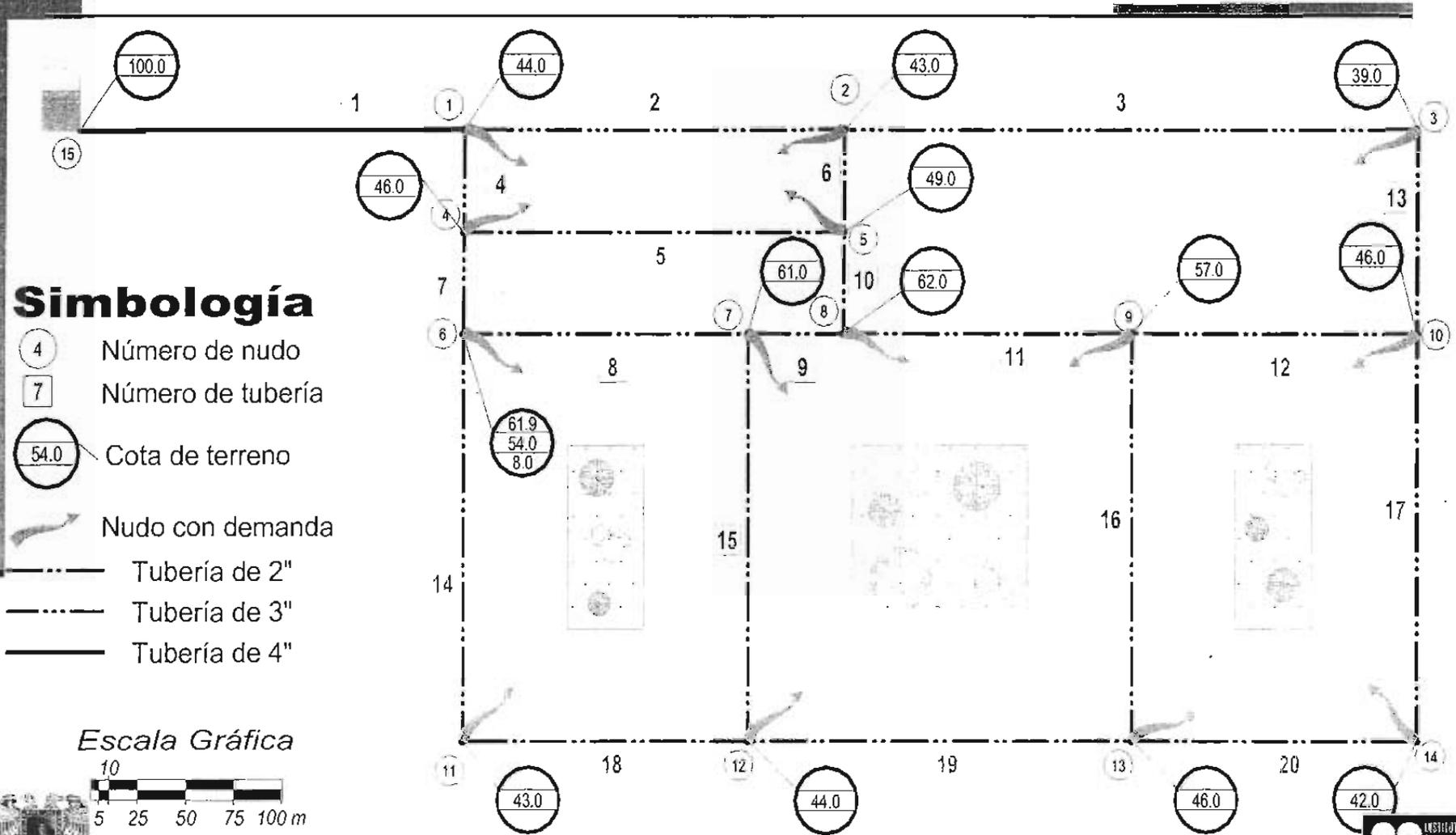
**Demandas en los nudos**

— **Accesorios** (*válvulas reguladoras de presión y de flujo*)

**Se requiere un análisis de tipo *tradicional***



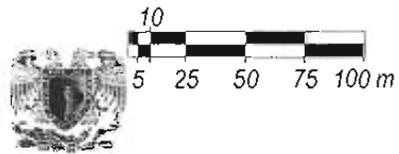
# RED A RESOLVER



## Simbología

- 4 Número de nudo
- 7 Número de tubería
- 54.0 Cota de terreno
- Nudo con demanda
- Tubería de 2"
- Tubería de 3"
- Tubería de 4"

Escala Gráfica



# Características del ingreso:

---

- **Un tanque de almacenamiento**
- **Ubicado en la cota 100.0 m**
- **Área de 50 m<sup>2</sup>**
- **Tirante máximo 2.5 m**
- **Se considera el tanque totalmente lleno**
- **Gasto de ingreso al tanque de 22.5 l/s**



# Características de los nudos

Nudo	Elevación de Terreno (m)	*Q Med Dem (l/s)	Nudo	Elevación de Terreno (m)	*Q Med Dem (l/s)
1	44.0	1.004	9	57.0	2.009
2	43.0	2.210	10	46.0	1.808
3	39.0	1.607	11	43.0	1.406
4	46.0	1.205	12	44.0	2.210
5	49.0	1.205	13	46.0	2.210
6	54.0	1.607	14	42.0	1.406
7	61.0	1.607	15	100.0	0.000
8	62.0	1.004			



\* Q Med Dem: Gasto medio demandado



# Características de las tuberías

Tubería	Nudos extremos de la tubería		Longitud (m)	Diámetro (pulgadas)	Tubería	Nudos extremos de la tubería		Longitud (m)	Diámetro (pulgadas)
	1	2				1	2		
<i>1</i>	15	1	200	4	<i>11</i>	8	9	150	2
<i>2</i>	1	2	200	3	<i>12</i>	9	10	150	2
<i>3</i>	2	3	300	3	<i>13</i>	3	10	100	2
<i>4</i>	1	4	50	3	<i>14</i>	6	11	200	2
<i>5</i>	4	5	200	2	<i>15</i>	7	12	200	2
<i>6</i>	2	5	50	2	<i>16</i>	9	13	200	2
<i>7</i>	4	6	50	3	<i>17</i>	10	14	200	2
<i>8</i>	6	7	150	2	<i>18</i>	11	12	150	2
<i>9</i>	7	8	50	2	<i>19</i>	12	13	200	2
<i>10</i>	5	8	50	2	<i>20</i>	13	14	150	2



Se considera  $\varepsilon = 0.02$  mm



# Archivo de datos: ( de )

1. Nombre del proyecto (240 caracteres máx)

2. Indica si se realiza el ajuste en el factor de fricción (SI ó NO)

3. Número de tuberías de la red

4. Tubería, nudo extremo 1, nudo extremo 2, longitud del tramo (m), diámetro (pulgadas) y  $f$  ó  $\epsilon$  (mm)

5. Número de tanques

1  
15,100,50,2.5,1,0.0225

6. Nudo del tanque (15), cota de desplante del tanque (100.0 m), área del tanque (50.0 m<sup>2</sup>), altura del tanque (2.5 m), relación de llenado (entre 0 y 1) y gasto de ingreso al tanque (0.0225 m<sup>3</sup>/s)

7. Indica que grabe (SI ó NO) el armado de la red en el archivo

```

EJEMPLO ESTADIOS TRADICIONAL (CMAA1.8)
...
15,100,50,2.5,1,0.0225
...

```



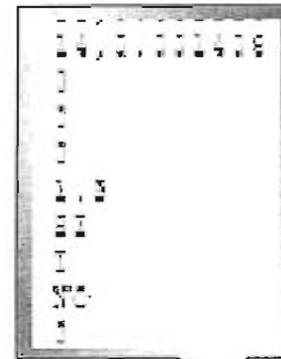




# Archivo de datos: ( de )

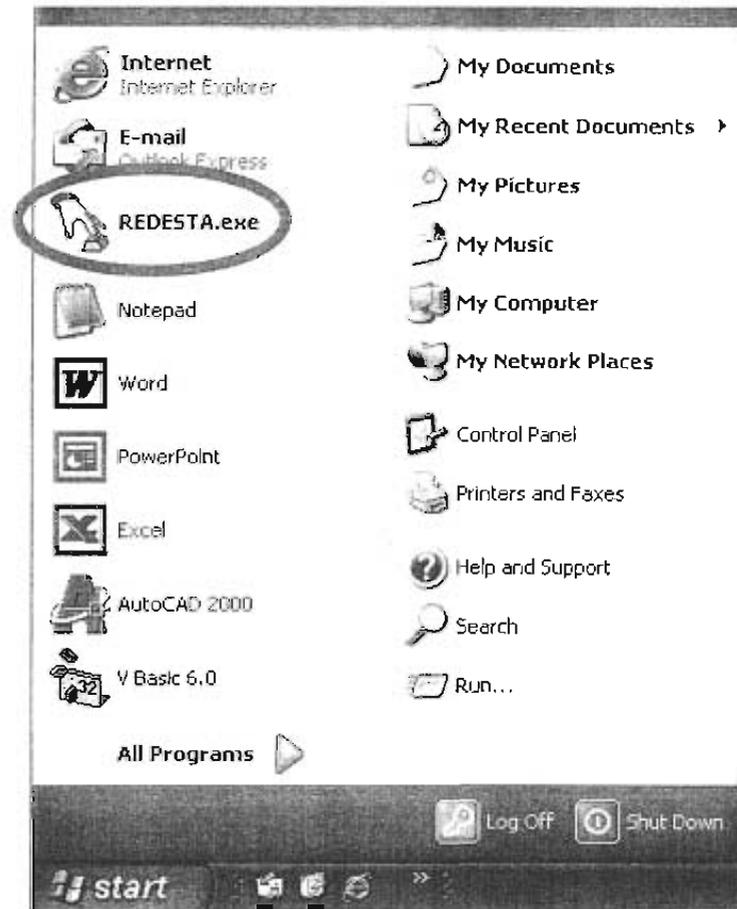
## Detalle de los datos finales

12. Número de ingreso con bombas
13. Número de nudos con fugas
14. Número de gastos constantes de ingreso
15. Factor  $Q/Q_{med}$  que afecta los gastos de demanda
16. Indique que grabe los resultados en archivo (SI ó NO)
17. Tipo de análisis ("T" tradicional ó "M" modificado)
18. Indica se graba el archivo de resultado en formato gráfico (SI ó NO) \*
19. Número accesorios reductores de presión



# Ejecución del programa

El programa se ejecuta  
activando con un click  
en el ícono de  
**REDESTA.EXE**



# Pantalla de inicio del programa

2. Seleccionar el directorio donde se encuentra el archivo de datos

1. Seleccionar la unidad donde se ubica el archivo de datos

Programa Estático (REDESTA VB5) Dr. Oscar A Fuentes

ANÁLISIS PARA FLUJO PERMANENTE EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Nombre del proyecto

Elija la ruta de los archivos:

Drive: a:\

Tipo de archivos: todos los archivos (\*.\*)

Avance 0%

Nombre archivo de datos: VCOTA.txt

Leer

Tipo de resultados

- Gráficos
- Simplificados

Fecha

La ruta del archivo se presenta en la etiqueta "Nombre archivo de datos"

3. Dar doble click en la siguiente caja sobre el archivo de datos correspondiente

5. Si el archivo es correcto, dar click en "Leer"

4. Dar click en la opción que corresponda, según los datos



# Terminó lectura de datos

Indica la etiqueta del proyecto

1. Indica que terminó la lectura de datos. Dar click en el botón "Aceptar"

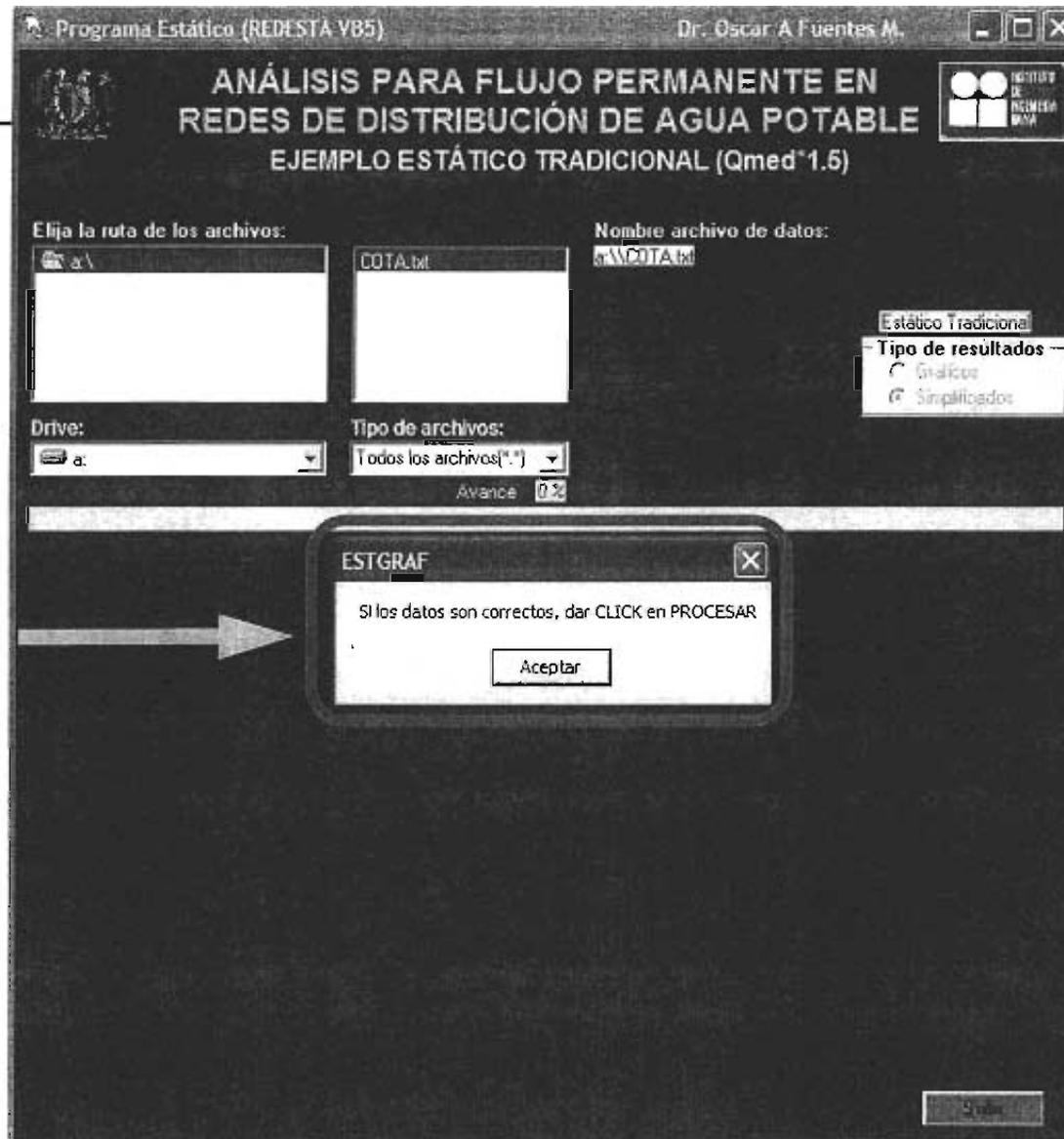
Indica el tipo de análisis, "Estático Tradicional" ó "Estático Modificado"

Si es necesario, dar click en el botón "Salir" para terminar programa



# Pide revisar lectura de datos:

1. Pide  
revisar que la  
lectura de  
datos sea  
correcta. Dar  
click en el  
botón  
"Aceptar"



# Revisión de armado de red e inicio

Programa Estático (REDESTA VB5) Dr. Oscar A Fuentes M.

**ANÁLISIS PARA FLUJO PERMANENTE EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**  
EJEMPLO ESTÁTICO TRADICIONAL (Qmed<sup>1.5</sup>)

Elija la ruta de los archivos:   Nombre archivo de datos:

Drive:  Tipo de archivos:  Avance 0%

22 Nov 2003 Hora

1. Si los datos son correctos, dar click en el botón “Procesar” para iniciar el análisis hidráulico





# Indica que terminó proceso

Indica el déficit de gasto suministrado en la red (l/s y %)

1. Indica que terminó el proceso, dar click en el botón "Aceptar"

Programa Estático (REDESTA VB5) Dr. Oscar A Fuentes M.

## ANÁLISIS PARA FLUJO PERMANENTE EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

### EJEMPLO ESTÁTICO TRADICIONAL (Qmed\*1.5)

Elija la ruta de los archivos:  Nombre archivo de datos:

Drive:  Tipo de archivos:

Procesando Estático Tradicional

Datos generales

- 15 Nudos totales
- 14 Nudos con demanda
- 20 Tuberías
- 1 Tanques
- 0 Bombas
- 0 Acc Red Pre

Avance 100%

Déficit: 0.00 l/s 0 %

Tiempo de proceso: 22 Nov 2011 11:00 p.m.

ESTGRAF Terminó Proceso

Aceptar

Caudal

- Demandado 33.75 l/s
- Suministrado 33.75 l/s
- Suministro 100 %

Cargas

- Máxima 31.17 mca
- Mínima -25.29 mca
- Promedio -3.03 mca

KO 1

PE 2

Error 0 %

Resultados

Texto

Salir

Nudo	Nivel	Carga	Suministrado	Demanda	Deficit	Concen.
2	53.3	10.32	3.315	3.315	0.000	100.00
3	43.6	4.57	2.411	2.411	0.000	100.00
4	66.2	20.25	1.808	1.808	0.000	100.00
5	50.5	1.46	1.808	1.808	0.000	100.00

Tubería	Del Nudo	Al Nudo	Gasto (l/s)	Pérdida carga (m)	Diámetro (pulg)	Velocidad (m/s)	Número de Reynolds	Factor Fricción
1	15	1	33.747	27.33	4.0	4.163	422.914	0.016
2	1	2	14.044	21.86	3.0	3.080	234.859	0.017
3	2	3	7.345	9.75	3.0	1.611	122.736	0.019
4	1	4	18.197	9.93	3.0	3.990	304.062	0.017
5	4	5	4.028	15.78	2.0	1.987	100.957	0.020
6	2	5	3.383	2.85	2.0	1.669	84.797	0.020
7	4	6	12.362	4.30	3.0	2.711	206.555	0.017

Datos generales de la red analizada

Datos de gastos totales

Resumen de cargas de presión sobre el terreno

Parámetros en la solución del sistema de ecuaciones



# Pantalla de resultados

Programa Estático (REDESTA VB5) Dr. Oscar A Fuentes M.

## ANÁLISIS PARA FLUJO PERMANENTE EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE EJEMPLO ESTÁTICO TRADICIONAL (Qmed\*1.5)

Elija la ruta de los archivos:   Nombre archivo de datos:

Drive:  Tipo de archivos:  Avance 100%

**Datos generales**  
15 Nudos totales  
14 Nudos con demanda  
20 Tuberías 0 Bombas  
1 Tanques 0 Acc Red Pre

**Tipo de resultados**  
 Gráficos  
 Simplificados

**Procesando**  
Estático Tradicional

Déficit:  l/s  %  
Tiempo de proceso: 00:07:14  
22 Nov 2003 10:00:15 p.m.

**Caudal**  
Demandado 33.75 l/s  
Suministrado 33.75 l/s  
Suministro 100 %

**Cargas**  
Máxima 31.17 mca  
Mínima -25.29 mca  
Promedio -3.03 mca

**Resultados**

Nudo	Nivel piezométrico	Carga de terreno	Gasto suministrado	Gasto demandado	Deficit	% Concen.
1	75.2	31.17	1.506	1.506	0.000	100.00
2	53.3	10.32	3.315	3.315	0.000	100.00
3	43.6	4.57	2.411	2.411	0.000	100.00
4	66.2	20.25	1.908	1.908	0.000	100.00
5	50.5	1.45	1.908	1.908	0.000	100.00

Tubería	Del Nudo	Al Nudo	Gasto (l/s)	Pérdida carga (m)	Diámetro (pulg)	Velocidad (m/s)	Número de Reynolds	Factor Fricción
1	15	1	33.747	27.33	4.0	4.163	422,314	0.016
2	1	2	14.044	21.86	3.0	3.080	234,659	0.017
3	2	3	7.345	9.75	3.0	1.611	122,736	0.019
4	1	4	18.197	8.93	3.0	3.390	304,062	0.017
5	4	5	4.028	15.78	2.0	1.987	100,957	0.020
6	2	5	3.383	2.85	2.0	1.669	84,797	0.020
7	4	6	12.362	4.30	3.0	2.711	206,555	0.017
8	5	7	1.908	10.01	2.0	2.617	138,778	0.019

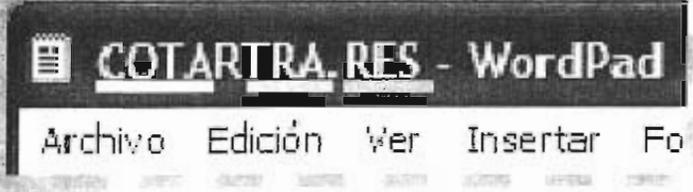
Resultados del análisis hidráulico en los nudos

Resultados del análisis hidráulico en las tuberías

Dar click en el botón "Texto" para visualizar resultados completos en el archivo de texto



# Archivo de resultados ( )



**COTA:** Nombre del archivo de datos.

**R:** Indica que es un archivo de resultados

**TRA:** Terminación para análisis TRADICIONAL

**.RES:** Extensión para archivo de resultados

Resultados del funcionamiento hidráulico en las tuberías

COTARTRA.RES - WordPad

Archivo Edición Ver Insertar Formato Ayuda

Archivo de resultados: a: COTARTRA.RES Fecha:11-20-2008 Hora:22:10:16  
 EJEMPLO ESTÁTICO TRADICIONAL Qued=1.0  
 ESTADÍSTICO TRADICIONAL

Instr. Jefe de Ingeniería, DORM (CAFM) 2008

Medida	Nivel	Carga	Sabor	Sabor	Def.
del tubo	de	de	de	de	
10 a 14	1.440	20	1.00	14	25.5
11 a 10	16.744	12	21.50	11	76.3
12 a 10	7.245	10	9.78	12	90.8
13 a 14	18.187	14	1.80	13	40.6
14 a 10	4.528	10	18.78	14	66.2
13 a 10	1.885	10	0.58	13	90.8
14 a 10	12.162	10	4.80	14	61.9
16 a 17	8.162	18	19.81	17	49.1
18 a 17	1.544	19	1.01	18	40.1
18 a 13	8.614	10	7.52	18	11.7
19 a 19	1.954	11	11.44	19	50.1
17 a 19	1.896	12	1.50	17	40.1
18 a 10	4.528	10	11.80	18	54.6
16 a 10	4.795	14	21.50	16	35.1
17 a 10	0.989	10	8.86	17	102.5
18 a 10	1.487	16	0.87		
11 a 14	1.667	17	9.12		
11 a 10	2.650	14	8.97		
12 a 10	0.500	19	8.40		
18 a 11	11.747	12	17.00		

Sum = 22.747 21.747

TUBO	VELOCIDAD	# REVOLUCIONES	z
10	1.218	11.057	0.011
2	0.120	264.659	0.017
3	1.611	122.798	0.019
4	1.220	304.262	0.017
8	0.287	110.287	0.020
6	1.663	84.767	0.020
7	2.711	206.859	0.017
8	0.847	103.876	0.019
9	1.171	1.893	0.016
11	2.765	140.491	0.019
11	1.981	89.107	0.021
12	1.274	19.940	0.023
15	0.403	126.653	0.019
19	1.965	121.741	0.019
19	1.426	72.939	0.021
16	1.715	87.821	0.020
17	1.822	41.779	0.023
18	1.122	87.152	0.021
19	1.115	86.690	0.022
1	0.160	422.914	0.017

Para obtener Ayuda, presione F1

Para cerrar aplicación

Resultados del funcionamiento hidráulico en los nudos



# Accesorios: Bombas

```
COBO.txt - WordPad
File Edit View Insert Format Help
[Icons]
EJEMPLO ESTÁTICO MODIFICADO (Word*1.5) Nudo DÉBITO=10 acc
SI
20
1,15,1,200,4,0.02
1,1,2,200,3,0.02
2,2,3,300,3,0.02
4,1,4,30,3,0.02
1,4,5,200,2,0.02
6,2,5,50,2,0.02
7,4,6,30,3,0.02
8,6,7,100,2,0.02
9,7,8,50,2,0.02
10,8,9,30,2,0.02
11,9,9,150,2,0.02
12,9,10,150,2,0.02
13,7,10,100,2,0.02
14,6,11,200,2,0.02
15,7,12,200,2,0.02
16,9,13,200,2,0.02
17,10,14,200,2,0.02
18,11,12,150,2,0.02
19,12,13,200,2,0.02
20,13,14,150,2,0.02
1
15,100,50,2.51,0.0225
NO
15
1,420,320,44
2,620,320,42
3,920,320,39
4,420,270,46
5,620,270,42
6,420,220,54
7,570,220,61
8,620,220,62
9,770,220,57
10,965,220,46
11,420,20,43
12,570,20,44
13,770,20,46
14,920,20,42
15,220,320,102
14
1,0.001004
2,0.00210
3,0.001697
4,0.001206
5,0.002205
6,0.001697
7,0.001697
8,0.001004
9,0.002009
10,0.001888
11,0.001882
12,0.002215
13,0.002220
14,0.001686
0
0
0
0
1.5
SI
M
NO
0
Para Help, press F1
```

```
14,0.001406
0
0
0
1.5
SI
M
NO
0
```

```
COBO - WordPad
Archivo Edición Ver Insertar Formato Ayuda
[Icons]
14,0.001406
1
8,20,1.02,0.04,2.73
0
0
1.5
SI
M
NO
0
Para obtener Ayuda, presione F1
```

1. Número de bombas (1)
2. Número de nudo en donde se ubica la bomba (8), carga de la bomba (20.0 m),  $b_0$  (1.02),  $b_1$  (1.02),  $b_2$  (1.02) [coeficientes obtenidos de la curva característica]

SE DARÁN TANTO RENGLONES COMO BOMBAS TENGA LA RED





# Accesorios: Ingreso constante

```
COMO.txt - WordPad
File Edit View Insert Format Help
D O B U M A S P I O
MODELO ESTÁTICO MODIFICADO (Q=1.5) H=10 D=10.000000
SI
20
1,15,1,200,4,0.02
2,1,2,200,3,0.02
3,2,3,200,3,0.02
4,1,4,50,3,0.02
5,4,5,200,1,0.02
6,2,1,50,2,0.02
7,4,6,50,3,0.02
8,6,7,150,2,0.02
9,7,8,50,2,0.02
10,5,8,50,2,0.02
11,8,9,150,2,0.02
12,9,10,150,2,0.02
13,9,10,100,2,0.02
14,6,11,200,2,0.02
15,7,12,200,2,0.02
16,3,13,200,2,0.02
17,10,14,200,2,0.02
18,11,12,150,2,0.02
19,12,13,200,2,0.02
20,13,14,150,2,0.02
1
15,100,50,2.51,0.0225
NO
15
1,420,320,44
2,620,320,42
3,320,320,39
4,420,270,46
5,620,270,49
6,400,280,54
7,570,220,61
8,620,270,62
9,770,220,67
10,950,270,46
11,420,20,42
12,570,20,44
13,770,20,46
14,920,20,42
15,220,320,100
14
1,0.001004
2,0.002210
3,0.001607
4,0.001205
5,0.001354
6,0.001607
7,0.004407
8,0.004004
9,0.002308
10,0.001509
11,0.001406
12,0.002210
13,0.002210
14,0.001406
0
0
0
0
1.5
SI
II
NO
0
Para help, presione F1
```

14,0.001406  
0  
0  
0  
1.5  
SI  
M  
NO  
0

```
COPU - WordPad
Archivo Edición Ver Insertar Formato Ayuda
D O B U M A S P I O
14,0.001406
0
0
1
8,0.005
1.5
SI
M
NO
0
Para obtener Ayuda, presione F1
```

1. Número de nudos con ingreso constante (1)
2. Número de nudo en donde se ubica el ingreso constante (3), Ingreso constante (0.005 m<sup>3</sup>/s)

**SE DARÁN TANTO RENGLONES COMO INGRESOS CONSTANTES SE TENGAN EN LA RED. ES LA MODELACIÓN DE INGRESO MEDIANTE POZO**



# Factor Q / Qmed

```
COMO.txt - WordPad
File Edit View Insert Format Help
[Icons]
EJEMPLO ESTADISTICO MODIFICADO (Qmed*1.5) Rain DEFICIT=10 mm
SI
20
1,15,1,200,4,0.02
2,1,2,200,3,0.02
3,2,2,300,3,0.02
4,1,4,50,3,0.02
5,4,5,200,2,0.02
6,2,5,50,2,0.02
7,4,6,50,3,0.02
8,6,7,150,2,0.02
9,7,8,50,2,0.02
10,5,9,50,2,0.02
11,9,9,150,2,0.02
12,9,10,150,2,0.02
13,3,10,100,2,0.02
14,4,11,250,2,0.02
15,7,12,200,2,0.02
16,9,13,200,2,0.02
17,18,14,200,2,0.02
18,11,12,150,2,0.02
19,12,13,200,2,0.02
20,13,14,150,2,0.02
1
15,100,50,2,51,0.0225
20
15
1,420,320,44
2,620,320,43
3,920,320,38
4,420,270,46
5,620,270,49
6,420,220,54
7,570,220,61
8,620,220,62
9,770,220,57
10,520,220,46
11,420,20,43
12,570,20,44
13,770,20,46
14,920,20,42
15,220,320,100
14
1,0.001004
2,0.00210
3,0.001607
4,0.001205
5,0.001705
6,0.001607
7,0.001607
8,0.001904
9,0.002009
10,0.001909
11,0.001406
12,0.002210
13,0.002210
14,0.001406
0
0
0
0
1.5
SI
M
NO
0
For Help, press F1
```

```
14,0.001406
0
0
0
1.5
SI
M
NO
0
```

Factor de variación que se aplica al gasto de demanda en cada uno de los nudos.  
Por ejemplo, para el caso de ciudades grandes:  
 $Q_{\max} = 1.50 * Q_{\text{med}}$   
 $Q_{\min} = 0.55 * Q_{\text{med}}$

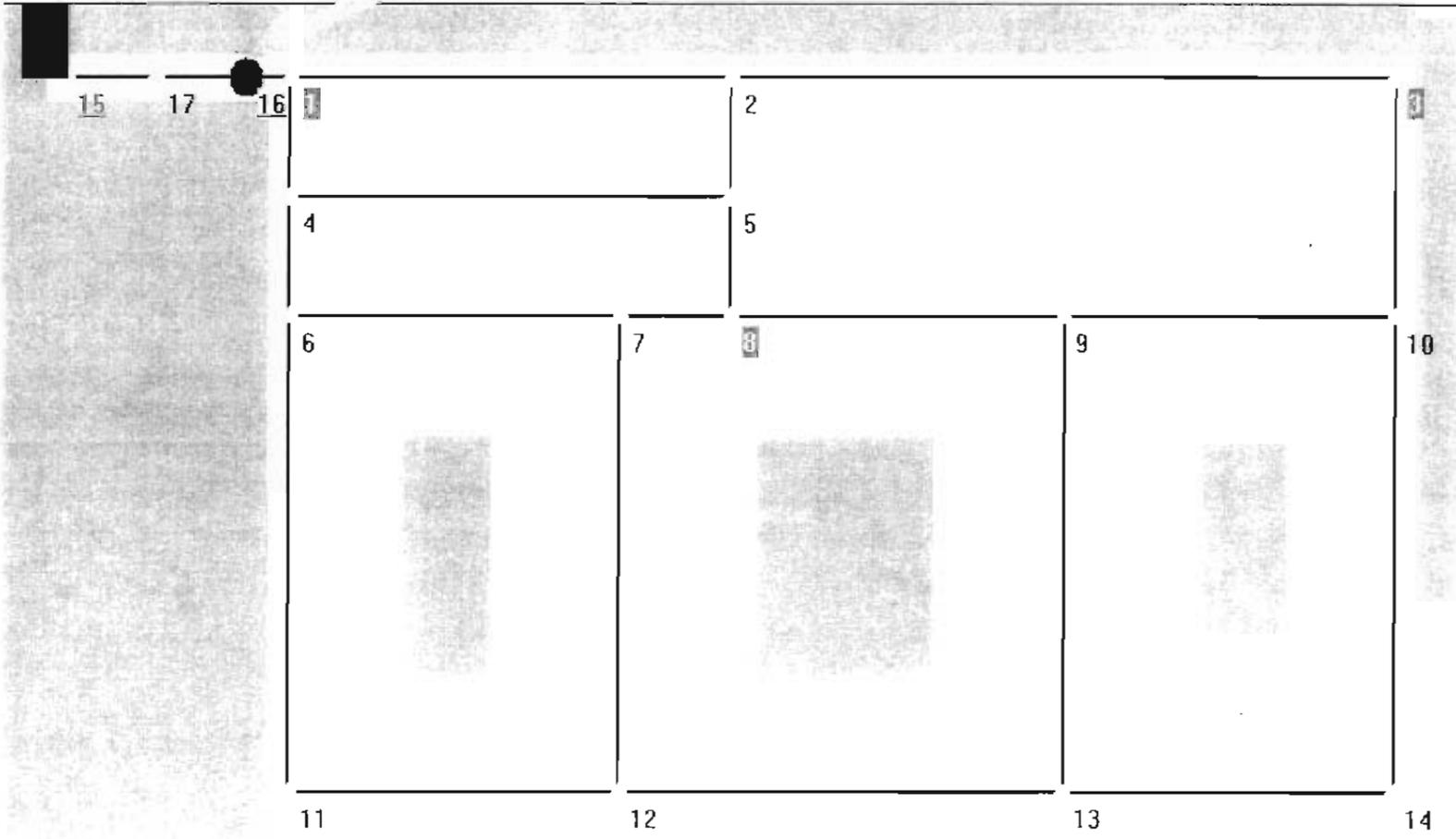
**ES RECOMENDABLE CONOCER LA LEY DE VARIACIÓN HORARIA DE LA DEMANDA DE LOS USUARIOS.**



# Accesorio Reductor de presión

( de )

Se tiene un accesorio reductor de presión en el nudo 16, con cota Z 44.0 m, y 55.0 mca de carga disponible a la salida del accesorio





# Accesorio Reductor de presión

( de )

COVA - WordPad

Archivo Edición Ver Insertar Formato Ayuda

22,17,16,40,6,0,15

2

15,119.5,100,2.5,1,0.0225

16,44.0,1,55.0,1,1

NO

17

COVA - WordPad

Archivo Edición Ver Insertar Formato

5

6

Para obtener Ayuda, presione F1

1. Aumentar el número de tuberías y agregar los datos correspondientes
2. Aumentar el número de tanques (Tanques + Accesorios reductores de presión) [2]
3. Agregar lo correspondiente a los datos del accesorio reductor de presión: Nudo del ARP [16], cota del ARP [44.0 m], área del ARP [siempre será 1.0], carga disponible a la salida del ARP [55.0 m], relación de llenado [siempre será 1.0] y gasto de ingreso al ARP [siempre será 1.0]
4. Aumentar el número de nudos con sus correspondientes datos
5. Indicar el número de Accesorios reductores de presión que tenga la red.[1]
6. Nudo del ARP [16], Nudo aguas abajo del ARP[ ]