



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGÓN"**

**ANÁLISIS HIDRÁULICO DE SISTEMAS
COMPLEJOS DE TUBERÍA EN DISTRIBUCIÓN
DE AGUA POTABLE**

T E S I S

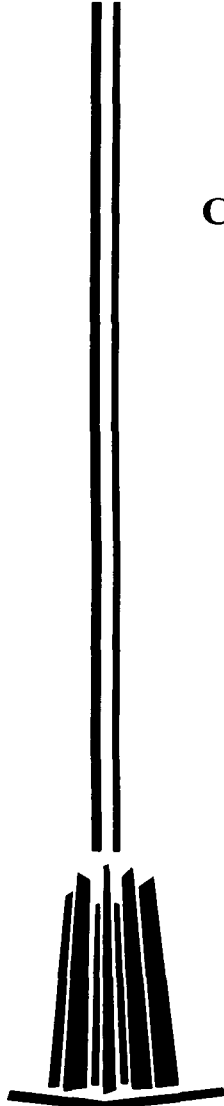
**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
CHRISTIAN OMAR MARTÍNEZ VÍCTOR**

**ASESOR:
ING. MARIDEL ZARATE MORALES**

MÉXICO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2002





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.



COMO UN TESTIMONIO DE GRATITUD Y PROFUNDO AGRADECIMIENTO

A MIS PADRES:

Florencia Victor Leal
Enrique Martínez Meza.

Por el gran cariño y esfuerzo que realizaron para mi formación.

A MIS HERMANOS Y FAMILIARES:

Por su cariño y apoyo incondicional.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS:

Por tantos momentos inolvidables, ayuda y lealtad.

A MIS PROFESORES:

Por su esmero en la impartición de sus conocimientos en mi formación.

A MIS ASESORES DE TESIS QUE ME AYUDARON A REALIZAR ESTE GRANDIOSO PASO:

Lic. Fernando Martínez Iturbe.
Ing. Jorge Arturo Pantoja Domínguez.
Ing. Luis Pomposo Viguera Muñoz.
Ing. Ma. De La Luz Fernández Zurita.
Y en especial a Ing. Maridel Zárate Morales.

Gracias por su apoyo.

A LA FUNDACIÓN TELMEX:

Por su apoyo económico y haber creído en mí como becario.

E. N. E. P. ARAGÓN, U. N. A. M.:

A la que fuese como mi hogar y que me dio los conocimientos que me han desarrollado en mi vida profesional.

A MIS COMPAÑEROS DE SERVICIO SOCIAL:

A las personas que me ayudaron a realizar mi servicio social y en especial al Sr. Juan Manuel Martínez del Ángel.

Y a todas las personas que no he podido agradecerles personalmente que haya conocido en la escuela, en el trabajo y otros, que me han ayudado y me han hecho superarme día con día, muchas gracias por su apoyo.
En especial al Ing. Octavio Ramírez Legaria quien falleció cuando estaba ayudándome en la tesis, le deseo buen camino a un amigo y profesor que me ayudó mucho. Q. E. P. D. Y así pues, va por ustedes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ÍNDICE

OBJETIVOS.....	1
CAPÍTULO I	
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Uso del agua.....	2
1.2 Panorama general de los recursos hidráulicos en la República Mexicana.....	3
1.3 Aguas superficiales y subterráneas.....	5
1.3.1 Uso de las aguas superficiales y subterráneas.....	6
1.4 Evolución de la necesidad y disponibilidad del agua en México en la época moderna.....	7
1.4.1 Población y disponibilidad del agua.....	8
1.4.2 Situación actual de los servicios.....	9
1.4.3 El abastecimiento de agua potable y su relación con la salud pública.....	10
1.4.4 Dependencias relacionadas con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable.....	12
CAPÍTULO II	
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
2.1 Generalidades.....	13
2.2 Fuentes de abastecimiento.....	14
2.2.1 Captación.....	16
2.2.2 Conducción.....	17
2.2.3 Tratamiento.....	18
2.2.4 Almacenamiento y regularización.....	19
2.2.5 Distribución.....	20
2.3 Estudios básicos para realizar el proyecto.....	21
2.3.1 Generalidades.....	21
2.3.2 Estudios básicos de proyecto.....	24
2.3.3 La información que se adquiere para preparar la ejecución de un proyecto.....	25
2.4. Información previa.....	26
2.4.1 Antecedentes y finalidades.....	26
2.4.2 Información general y datos preliminares.....	26
2.4.3 Investigación directa.....	27
2.4.4 Estudios auxiliares complementarios.....	27
2.5 Vida útil de las obras y periodo de diseño.....	28
2.5.1 Calidad de la construcción y de los materiales utilizados en la ejecución de la obra.....	28
2.5.2 Calidad de los equipos electromecánicos y de control.....	28
2.5.3 Calidad del agua a manejar.....	29
2.5.4 El diseño del sistema.....	29
2.5.5 La operación y el mantenimiento.....	29
2.6 Población de proyecto.....	31
2.6.1 Modelo aritmético.....	31
2.6.2 Modelo geométrico.....	32
2.6.3 Modelo geométrico decreciente.....	34
2.6.4 Modelo logístico ó biológico.....	36
2.6.5 Método de incrementos diferenciales.....	38
2.6.6 Modelo de la parábola cúbica.....	40
2.6.7 Método de extensión de la curva a ojo.....	42
2.6.8 Método de comparación con otras poblaciones.....	43
2.6.9 Predicción con series cronológicas.....	45
2.6.9.1 Método de los mínimos cuadrados.....	45
2.7 Consumos.....	47
2.8 Dotación.....	48
2.9 Variaciones.....	48

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO III

3. CONDUCCIÓN

3.1 Tuberías usadas en sistemas de abastecimiento de agua potable.....	51
3.1.1 Tuberías de fibro-cemento.....	51
3.1.2 Tuberías de plástico: polietileno y cloruro de polivinilo (PVC).....	52
3.1.3 Tuberías de fierro vaciado.....	57
3.1.4 Tuberías de acero.....	57
3.1.5 Tuberías de concreto.....	58
3.2 Observaciones y recomendaciones para la selección de tubería.....	63
3.3 Piezas especiales y dispositivos de control y protección de bombas y tuberías.....	63
3.3.1 Piezas especiales.....	63
3.3.2 Dispositivos de control y protección en la línea de conducción.....	66
3.3.3 Junta flexible.....	66
3.3.4 Válvulas eliminadoras de aire.....	66
3.3.4 Válvulas de retención.....	69
3.3.5 Válvulas de compuerta.....	70
3.3.6 Válvulas de mariposa.....	71
3.3.7 Válvulas de globo.....	71
3.3.8 Válvulas de alivio contra golpe de ariete.....	71
3.3.9 Desagües.....	72
3.4 Proyecto de líneas de conducción de agua potable.....	72
3.4.1 Factores por considerar.....	72
3.4.2 Aspectos socio-económicos.....	74
3.5 Metodología de diseño.....	74
3.6 Fórmulas para el cálculo de la resistencia por fricción o superficial en tuberías.....	78
3.6.1 Fórmula de Darcy-Weisbach.....	78
3.6.1 Fórmula de Hazen-Williams.....	80
3.6.1 Fórmula de Manning.....	80
3.6.1 Pérdidas locales.....	82
3.6.1 Formulas para cálculo hidráulico en conducciones por gravedad.....	83
3.6.1 Formulas para cálculo hidráulico en conducciones por bombeo.....	83
3.7 Instalación de tuberías.....	89
3.8 Bloques contra empuje, o atraques.....	90
3.9 Silletas.....	96
3.10 Atraques (solución hidráulica).....	100

CAPÍTULO IV

4. REGULARIZACIÓN

4.1 Tipos de tanques y su funcionamiento.....	104
3.1.1 Tanques superficiales.....	105
3.1.2 Columnas reguladores.....	107
3.1.3 Tanques elevados.....	108
4.2 Cálculo del volumen del tanque de regularización.....	112
3.2.1 Cálculo analítico.....	112
3.2.2 Cálculo gráfico.....	117
3.2.3 Diagramas múltiples.....	117
4.3 Cálculo del volumen de regularización.....	118

CAPÍTULO V

5. SISTEMAS COMPLEJOS DE TUBERÍAS

5.1 Dispositivos de aforo en tuberías.....	120
5.1.1 Venturímetros.....	120
5.1.2 Diafragmas.....	122
5.1.3 Toberas.....	123
5.1.4 Aforador de codo.....	124
5.2 Distribución.....	125
5.2.1 Sistema ramificado.....	125
5.2.2 Sistema en malla.....	125
5.2.3 Sistema combinado.....	125

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.2.4	Sistemas de tuberías equivalentes.....	125
5.2.5	Sistemas de tuberías compuestas ó en serie y en paralelo.....	125
5.2.6	Redes abiertas de tubería.....	126
5.2.7	Redes cerradas de tubería.....	127
5.3	Componentes de un sistema de distribución.....	129
5.3.1	Tuberías.....	129
5.3.2	Válvulas.....	130
5.3.3	Presiones requeridas y velocidad de flujo en la red.....	131
5.4	Diseño de sistemas de distribución ramificados.....	143
5.5	Diseño de sistemas de distribución en malla.....	143
5.6	Análisis hidráulico de sistemas de distribución.....	144
5.6.1	Tuberías en serie.....	144
5.6.2	Tuberías en paralelo.....	145
5.6.3	Método de relajación (método de Hardy Cross).....	147
5.6.4	Método de la tubería equivalente.....	162
5.6.5	Método de secciones.....	164
5.6.6	Método del círculo.....	169
5.6.7	Análisis con computadora.....	171
5.6.8	Analogía eléctrica.....	171
	CONCLUSIONES	172
	BIBLIOGRAFÍA	174
	FE DE ERRATAS	176

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

OBJETIVOS:

- Identificar las partes y elementos que constituyen la tubería de conducción así como los materiales que integran dicha tubería, para poder tener un análisis mejor detallado en las partes que constituyan dicha tubería.
- Conocer los alcances objetivos o finalidad para la cual nos permita conocer de la necesidad del análisis hidráulico para poder solucionar la problemática referente al cálculo de tuberías en la distribución.
- Aplicar los procedimientos recomendados o permitidos para calcular dicha tubería por medio de leyes, reglamentos, especificaciones, normas y recomendaciones del fabricante de tubería, consejos técnicos o en su caso si se permite la experiencia obtenida por la construcción de dichas redes.
- En su caso dar a conocer algunos dispositivos que permitan un óptimo funcionamiento del sistema para poder algunos elementos que se tengan que considerar el cálculo hidráulico de la tubería o tramo a estudiar.
- Conocer la diversa problemática que se pueda presentar al hacer un análisis hidráulico dentro de la tubería de distribución, así como sus elementos, partes que la conforman, problemática y posibles soluciones.
- Reconocer en planos los diversos tipos de tubería, así como su signos o simbologías recomendadas o convencionales para una buena identificación de la misma.
- Dar a conocer el mejor análisis o recomendación para su solución parcial o total.
- Dar recomendaciones dentro de las conclusiones del mejor método de cálculo o análisis hidráulico para poder obtener una óptima recomendación para la solución de diversas problemáticas del análisis hidráulico.

CAPITULO I.-"INTRODUCCIÓN"

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo innegables ventajas como son el mejoramiento económico, social y cultural. Sin embargo, también es cierto que por esta causa han surgido múltiples problemas de tipo ambiental como la contaminación atmosférica, el transporte y disposición de desechos líquidos y sólidos y el abastecimiento de agua para usos municipales.

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre, en muchos casos ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus múltiples actividades, procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua, pero no siempre ha podido conseguirlo por razones diversas teniendo que establecerse en sitios que quizá no fueron los mejores para su desenvolvimiento. Así surgió la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, pero las grandes ventajas de tener agua donde se necesita justifican los trabajos para captarla y conducirla. 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 problema del agua potable no tiene solución permanente, por lo que en este aspecto siempre se debe estar buscando nuevas fuentes de aprovisionamiento, realizando estudios hidrológicos o geohidrológicos para tener a la mano forma de ampliar los sistemas. El aumento de la población y el ascenso de su nivel cultural y social hacen insuficiente en poco tiempo las obras proyectadas, imposibilitándose de esa manera que con las existentes se pueda seguir el ritmo de crecimiento que las necesidades exigen y complicando cada vez más la obtención de nuevos caudales, pues las fuentes actuales van haciéndose incapaces y es necesario utilizar las que están situadas a mayor distancia, u otras cuyas aguas requieren tratamientos más elaborados para hacerlas adecuadas para el consumo.

Para desempeñar un papel activo en la solución a tales problemas, el Ingeniero Civil debe comprender claramente los fundamentos en que se basan. Por tanto, la finalidad de estos apuntes es delinear los principios fundamentales de ingeniería implicados en las obras que constituyen el sistema de abastecimiento de agua potable e ilustrar su aplicación al proyecto.

USO DEL AGUA

A medida que la población ha crecido y desarrollado su economía, las demandas del agua han aumentado, mientras que la oferta del medio natural permanece invariable, por lo que el manejo del recurso se ha hecho complejo y conflictivo y se agrava por los fenómenos extraordinarios, como sequías e inundaciones, que demandan mayor regulación e infraestructura para su atención.

Hablar del agua, sus beneficios y problemática, implica analizar, global y localmente, aquellos factores que afectan su cantidad, dentro de este contexto, el reto que enfrentan los países en desarrollo es doble: por una parte deben superar los rezagos de infraestructura y sus problemas generados por la endémica crisis económica y, por otra parte, necesitan proteger sus recursos naturales, es decir favorecer el desarrollo sustentable.

Sin embargo, la distribución de este vital líquido en nuestro planeta no es uniforme en el espacio ni en el tiempo. Existen regiones que cuentan con grandes cantidades de agua, mientras otras sufren escasez.

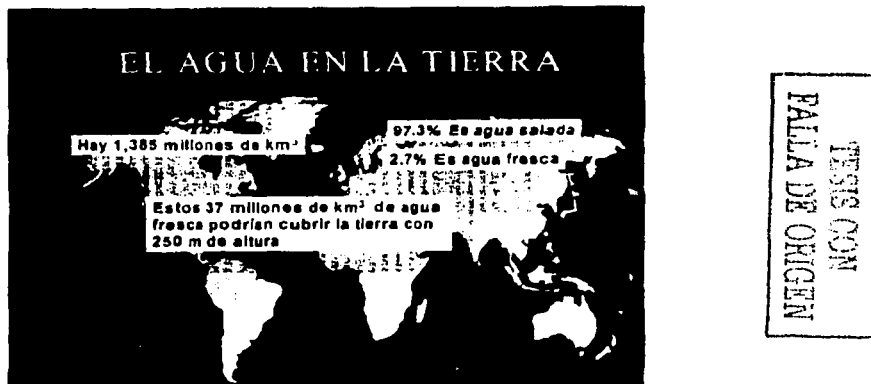


Figura 1.1 Disponibilidad del recurso

La disponibilidad es más elocuente, si se relaciona con la región y su población, Véase cuadro 1.1

METROS CUBICOS ANUALES POR HABITANTE	
CANADA	109,000
RUSIA	15,000
E.U.A.	10,000
MEXICO	5,200
ISRAEL	330
ARABIA S. O JORDANIA	160
EGIPTO	30

Cuadro 1.1 Disponibilidad del recurso en algunos países

Si en un país se tienen 1,700 m³ de agua por habitante entonces se tienen problemas de agua ocasionales. Cuando se tiene menos de esta cantidad se dice que se encuentra estresado hidráulicamente. Con menos de 1,000 m³ se sufre de escasez crónica y si se tiene menos de 500 m³ se establece como escasez absoluta. En general se acepta que 1,000 metros cúbicos por habitante y por año, es la cantidad mínima de agua para una adecuado calidad de vida y un desarrollo moderado para un país. En 1990, 28 países cuya población total era de 335 millones de personas se encontraban en niveles de estrés o escasez.

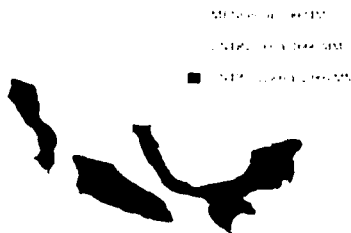
Los principales problemas de abastecimiento a los centros urbanos son el agotamiento de las fuentes locales, la contaminación de las mismas, los altos costos de captación y conducción del agua y los conflictos generados por los intereses de diferentes usuarios sobre las fuentes. Paradójicamente, ante esta difícil situación, en las ciudades se presenta un elevado número de fugas, se utilizan tecnologías derrochadoras de agua, no se rehúsa el recurso, los sistemas de facturación y cobranza son deficientes, las tarifas por el servicio frecuentemente no cubren los costos del suministro y existe poca conciencia ciudadana.

PANORAMA GENERAL DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS EN LA REPÚBLICA MEXICANA

La precipitación pluvial anual promedio en el territorio nacional es de 777 mm, lo que equivale a un volumen de 1115.22 km³

El escurrimiento superficial medio anual es de 410 km³, lo que corresponde a 13,016 m³/seg. (27% del volumen de lluvia.). El 50% del volumen escurrido se genera en tan sólo el 20% de la superficie del país localizada en el sureste, mientras que el 4% del escurrimiento se genera en la parte norte del país en una superficie del orden del 30% del territorio nacional. Figura 1.2.

PRECIPITACION PLUVIAL MEDIA ANUAL



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 1.2 Precipitación Media Anual en la República Mexicana.

Se cuenta con una capacidad de almacenamiento de 82 km^3 que permite regular 82 km^3 (82,000 millones de m^3). De esta capacidad de regulación, 26 km^3 son exclusivamente para generación de energía eléctrica, 49 km^3 se utilizan para la satisfacción de demandas consuntivas y el resto se evapora. Figura 1.3.

DISPONIBILIDAD RELATIVA DE AGUA SUPERFICIAL



Figura 1.3 Disponibilidad del Agua Superficial

La recarga natural promedio de los acuíferos es de 48 km^3 anuales, que sumada a la recarga inducida en zona de riego, que se estima del orden de 15 km^3 , resulta en una recarga total igual a 63 km^3 , (4.1% del volumen de lluvia.). Figura 1.4. Se han identificado en el país 459 acuíferos, para los que se estima una extracción total de 24 km^3 anuales a través de aproximadamente 140 mil aprovechamientos subterráneos. Se han detectado problemas de sobre-explotación en 100 acuíferos ubicados principalmente en las regiones noroeste, norte y Lerma- Balsas.

Distribución del Recurso

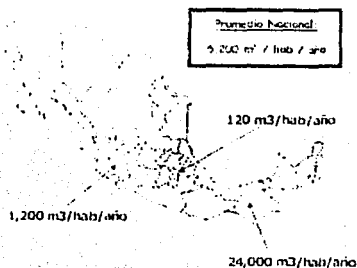


Figura 1.4 Distribución del recurso.

Los usos del agua se dividen en consuntivos y no consuntivos. Se estima que en 1995 la extracción total para los principales usos fue de 187.3 km^3 , de los cuales 74.1 km^3 se destinaron para los consuntivos, distribuidos de la siguiente manera en el Cuadro 1.2

Agrícola	61.2
Doméstico	9.1
Industrial	2.5
Acuacultura intensiva	1.3

Cuadro 1.2 Distribución del Uso Consuntivo en Km^3 .

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Y los restantes 113.2 km^3 se destinaron para la generación de energía hidroeléctrica, clasificada como no consuntiva.

Para uso doméstico se destinan anualmente 9.1 km^3 ($290 \text{ m}^3/\text{seg.}$), que representa el 12.2 % de los usos consuntivos, con lo cual se dota de agua potable a 83 millones de habitantes, que representa el 86 % de la población

AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS

Se estima que el volumen de agua dulce disponible es del orden de 477 km^3 , de los cuales 410 (86%) corresponden al escurrimiento superficial y 67 (14%) a la recarga anual de las aguas subterráneas.

Como una imagen especular de la lluvia, el volumen que escurre en los ríos de México también presenta una distribución poco uniforme, con importante variabilidad interanual y marcada estacionalidad. El 66.8% del escurrimiento ocurre en las regiones Golfo Centro, Golfo Norte y Frontera Sur. El 18.6% en las regiones Balsas y Pacífico Sur y el 14.5% en el resto del país.

Las aguas subterráneas no presentan un mejor panorama en la Península de Yucatán se concentra el 46.5 %, en las regiones Río Bravo, Frontera Sur y Lerma-Santiago el 27.8 % y el 25.7% en el resto del país.

DISPONIBILIDAD RELATIVA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS



Figura 1.5 Disponibilidad de Aguas Subterráneas

Si se sobreponen las distribuciones de la disponibilidad del agua y de la población nacional, y se calcula la disponibilidad per cápita de agua, se aprecia que este índice toma valores de 14400, 2200 y 1000 m^3 , en las regiones sureste, norte y centro de México, respectivamente. El promedio nacional de la disponibilidad per cápita es de $4,980 \text{ m}^3$. Hace alrededor de 40 años su valor era de $11,500 \text{ m}^3$. Internacionalmente se acepta que una disponibilidad por debajo de $5,000 \text{ m}^3$ es baja y compromete el futuro. Conforme a los pronósticos más aceptados del crecimiento de la población, para el año 2025 la disponibilidad per cápita promedio nacional será de apenas $3,500 \text{ m}^3$ situación que se agrava al considerarlos índices regionales. En el Valle de México la disponibilidad per cápita es de sólo de 211 m^3 .

En las regiones del país en las que la disponibilidad de aguas superficiales es abundante, las posibilidades de aprovecharla son limitadas ya sea por la dificultad de construir almacenamientos que las regulen, la magnitud de las inversiones necesarias, la relativa escasez de suelos aptos para la agricultura y, como en el caso de la cuenca del río Usumacinta, por restricciones de carácter internacional.

En las regiones áridas de México las aguas subterráneas son la fuente más confiable de abastecimiento y a veces la única. En aquellas en que es difícil regular los abundantes escurrimientos superficiales, también el aprovechamiento de los acuíferos se perfila como la opción para satisfacer la creciente demanda de agua potable y propiciar el desarrollo de una agricultura comercial competitiva. Sin embargo, el conocimiento que se tiene de la magnitud de los almacenamientos subterráneos, de su recarga y restricciones para una explotación sustentable son insuficientes.

El panorama de una creciente demanda de agua, la distribución y variabilidad de su ocurrencia en el tiempo y el espacio hacen indispensable un mayor y mejor conocimiento de su disponibilidad. Es preciso dar un mayor impulso a la medición y caracterización de la ocurrencia del agua. No es posible planificar el desarrollo hidráulico y prevenir los efectos de su escasez o de su exceso sin contar con estimaciones confiables al nivel de subcuencas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

USO DE LAS AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS

El agua superficial y subterránea disponible se emplea y consume para satisfacer demandas de la población para uso doméstico; el riego de zonas verdes en las ciudades; el de zonas agrícolas; como insumo de las industrias manufacturera, minera, petrolera y en la generación de energía con plantas termoeléctricas. También se aprovecha, sin consumirlo, en plantas hidroeléctricas, en la acuicultura, en los tramos navegables de nuestros ríos, en actividades recreativas, y como un componente importante de la belleza de innumerables parajes.

El volumen total extraído para todos los usos consuntivos se estima en 75.78 km³, de los cuales el 64%, corresponde a aguas superficiales y el 36% a aguas subterráneas.

La De este volumen la agricultura emplea 61.2 km³ el 80.7 %, para el riego de alrededor de 5.5 millones de hectáreas en 80 distritos de riego y 30,000 pequeñas unidades de riego; la población urbana y rural utiliza 8.50 km³, el 11.2 %, la industria 5.90 km³, el 7.8 % y la generación de energía eléctrica 0.15 km³, el 0.20 %.

Para la generación de energía hidroeléctrica se emplean 120 Km³ que en algunas cuencas se aprovechan en cascada, como ocurre en la cuenca del río Grijalva.

En la industria, tres ramas, la azucarera, petróleo-petroquímica y química, extraen el 66%, del agua empleada por esta actividad.

El volumen total extraído representa a escala nacional el 19% de la disponibilidad. Sin embargo, la distribución de la extracción de agua para todos los usos presenta una concentración coincidente con la de la población y la actividad económica y no corresponde con la de la disponibilidad del recurso.

Es particularmente preocupante que en regiones en las que se aloja el 55% de la población y se genera el 60% del PIB, solo se cuente con el 10% del total de los escurrimientos; la demanda supera a la oferta, o esté cerca de hacerlo, y consecuentemente se encuentren en una situación precaria respecto a la disponibilidad de agua.

En la mayor parte de los acuíferos en explotación las extracciones superan a la recarga, lo que ha provocado su minado y, por tanto, reducido la disponibilidad de agua. En los acuíferos costeros, la sobreexplotación ha dado paso a la intrusión salina que reduce drásticamente las posibilidades de uso del recurso.

La eficiencia con que utiliza el agua es baja. En las ciudades se estima que entre el 30 y el 40 % del volumen que se extrae de las fuentes se pierde en fugas en los sistemas de conducción y distribución. En los sistemas de riego la eficiencia oscila entre el 35 y el 50%. Esta situación tiene origen en deficiencias del diseño, conservación, operación y administración de los sistemas hidráulicos.

En todas las concentraciones urbanas del país la solución a la carrera entre la oferta y demanda de agua ha sido siempre la construcción de nuevas captaciones y acueductos. Poca atención efectiva se ha dado a medidas que tiendan a reducir la demanda de agua por la vía de racionalizar y hacer eficiente su uso. En las zonas áridas del país, la pregunta que se ha planteado ha sido ¿cuanta agua se necesita para el desarrollo y donde obtenerla? Y no ¿qué es lo mejor que puede hacerse con el agua que se tiene?

Mención especial merece el Valle de México. La magnitud de las demandas para todos los usos hace tiempo sobrepasó la disponibilidad natural de aguas superficiales y subterráneas y se ha venido recurriendo a la importación del recurso de las vecinas cuencas del Valle del Lerma y del Río Cutzamala mediante importantes obras hidráulicas, de elevado costo económico y social y se tienen proyectos de nuevas obras de importación de agua.

La salud es quizá el más preciado bien de los humanos. En la sociedad actual, tanto en el medio urbano como en el rural la salud de la población tiene una muy alta correlación con la calidad del agua que utiliza para beber y preparar alimentos y esta, a su vez, con la suficiencia de la infraestructura hidráulica de captación, conducción, potabilización y distribución; su conservación y operación.

A escala nacional, el 86 % de la población cuenta con agua entubada para su consumo y el 56 % con el servicio al interior de sus viviendas. En las comunidades urbanas, la cobertura alcanza el 95%, en tanto que en el medio rural es del orden del 65%. Pero estas cifras son promedios nacionales. Las grandes ciudades ofrecen mejor servicio que las medianas y pequeñas y una miríada de comunidades rurales carece de él y entre ellas, las indígenas llevan la peor parte, sin embargo al interior de las grandes ciudades hay núcleos importantes de población marginada que carece del servicio.

En números absolutos, las cifras anteriores significan que actualmente 13 millones de mexicanos carecen de servicios de agua potable.

Si bien el disponer de agua potable es importante, no lo es menos la calidad del servicio en términos de volumen recibido, presión y continuidad. En este renglón hay mucho por hacer.

El uso del agua para satisfacer las necesidades humanas, trae consigo la necesidad de la adecuada disposición de las aguas residuales. En este renglón también se aprecia una marcada diferencia entre las poblaciones urbanas y rurales. En las primeras, a escala nacional, la cobertura del servicio de disposición de aguas residuales alcanza al 72%, de la población, en tanto que en las segundas apenas al 31%. Estos también son promedios nacionales y al interior de las regiones del país se dan situaciones semejantes a las mencionadas para el agua potable. En el medio rural la convivencia cercana de hombres y animales domésticos en contacto con las aguas residuales y excretas facilita el cierre de ciclos biológicos de parásitos que afectan severamente la salud de la población.

El crecimiento de la población, que aún presenta tasas elevadas y la tendencia a la urbanización imponen ahora y lo seguirán haciendo en los próximos 10 a 15 años, una fuerte presión a los responsables de la prestación de 1% servicios de agua potable y alcantarillado, que se traduce en necesidades de inversión, construcción, financiamiento, y operación.

Resulta evidente que los sistemas de abastecimiento de agua potable se enfrentan a un gran desafío: alcanzar la cobertura total en la prestación del servicio, sin embargo, esto representa el suministro de agua a varios millones de personas más. La respuesta usual es aumentar suministros a través de costosas inversiones en nueva infraestructura, estos requerimientos de inversión probablemente rebasan cualquier presupuesto.

Lo anterior no es simplemente una visión negativa del panorama a mediano y largo plazos, ni significa que se deba adoptar una actitud pasiva y conformista con nuestra realidad. Por lo contrario, es una voz de alerta que llama a la adopción de prácticas eficientes de índole comercial, operacional y financiera.

EVOLUCION DE LA NECESIDAD Y DISPONIBILIDAD DEL AGUA EN MÉXICO EN LA EPOCA MODERNA

POBLACIÓN Y DISPONIBILIDAD DEL AGUA

México ha tenido índices de crecimiento poblacional de los más altos del mundo: 3.1% anual en los años cincuenta; 3.8% en los sesenta y sólo 2.9% en los setenta. La población de México, comparada con la cifra de 1970 creció en las dos últimas décadas (1970 a 1990) a una tasa media anual de 2.6 % desde 1990 a 2000 esta a 1.85%¹. Es interesante observar la dinámica del crecimiento demográfico de nuestro país (Cuadro 1.6) desde 1790 hasta los resultados obtenidos en el XI Censo General de Población y Vivienda, 1990. Podemos ver que la población, aún cuando no siempre con la misma rapidez, ha ido continuamente en aumento, excepción hecha de 1921, en que la población disminuye con respecto a la registrada en el censo de 1910, año en que se inició la Revolución.

La mayor parte de esta disminución no obedece, como podría creerse, a la pérdida de vidas en los años de lucha armada, sino a la enorme mortalidad causada por la epidemia de gripe conocida como "influenza española" y a la emigración motivada por el movimiento armado.

El aumento y la expansión territorial de la población ejercen fuertes presiones sobre la disponibilidad de recursos del país y la capacidad del sistema para hacer frente a las demandas derivadas de este crecimiento poblacional es limitada. El país se encuentra dividido en 320 cuencas hidrológicas, con un escurrimiento medio anual de aproximadamente 410,000 millones de m³ en promedio, cifra que representa prácticamente el total disponible como recurso renovable. Sin embargo, el territorio nacional tiene una distribución heterogénea de los recursos hidráulicos, existiendo grandes extensiones con precipitaciones muy escasas, mientras que en algunas partes las lluvias son tan abundantes que provocan inundaciones frecuentes. Por otra parte, el 74% de los habitantes del país se concentra en altitudes mayores a 500 m; en contraste, el 85% de la disponibilidad de agua se localiza abajo de esta cota. Además existe una desproporción importante en la densidad poblacional de las diferentes entidades federativas con la particularidad de que los recursos humanos se han polarizado en la zona central del país, donde los recursos naturales son relativamente escasos, mientras que en otras regiones se registra el fenómeno inverso.

¹ Obtenidas por INEGI

POBLACION TOTAL 1970 - 1990		
AÑO	POBLACION	FUENTE
1790	4636074	1. Censo de Revillagigedo
1800	5764731	2. Tribunal del consulado
1810	6122364	3. Fernando Navarro y Noriega
1820	6204000	4. 1er Congreso Mexicano
1827	8000000	5. H.G. Ward
1830	7998000	6. Burkhardt
1831	6382284	7. A.J. Valdés
1834	7734292	8. Mariano Galván
1836	7043132	9. Noticia de los Estados y territorios de la Unión Mexicana de 1836
1838	7004140	10. Instituto Nacional de Geografía y Estadística de la República Mexicana
1842	7015609	11. Estimación gubernamental en Brantz Meyer
1846	7000000	12. Thomas J. Farnham
1850	7500000	13. N.A. Múxico
1852	7661919	14. Juan N. Almonte
1864	7852095	15. Manuel Orozco y Berra
1856	7858564	16. Lerdo de Tejada
1857	8247060	17. Josés Hermosa
1868	8604000	18. J.M. Pérez Hernández
1861	8174400	19. Antonio García Cubas
1862	8390524	20. J.M. Pérez Hernández
1865	8200000	21. M.E. Guillemin Tanayre
1869	8812950	22. H.W. Bates
1870	8782198	23. Josés Hermosa
1871	9178082	24. Antonio García Cubas
1872	9141661	25. Antonio García Cubas
1874	8743614	26. M. Rivera Cambes
1878	9169700	27. H.W. Bates
1880	9000000	28. N. Winaburgh
1882	10001884	29. Charies W. Zarambe
1886	10879398	30. Memoria de Fomento
1893	11904347	31. Memoria de Fomento
1895	12632427	32. I Censo General de Población
1900	13607272	33. II Censo General de Población
1903	14074149	34. Memoria de Fomento
1906	14331158	35. Memoria de Fomento
1907	14222445	36. Memoria de Fomento
1910	15180399	37. III Censo General de Población
1921	14334780	38. IV Censo General de Población
1930	16562722	39. V Censo General de Población
1940	19053562	40. VI Censo General de Población
1950	25791017	41. VII Censo General de Población
1960	34923129	42. VIII Censo General de Población
1970	48225236	43. IX Censo General de Población
1974	56320336	44. INEGI
1975	60163367	45. INEGI
1976	61978884	46. INEGI
1977	63812860	47. INEGI
1978	66058312	48. INEGI
1979	67517498	49. INEGI
1980	69392886	50. INEGI
1981	71242069	51. INEGI
1982	73122296	52. INEGI
1983	74980530	53. INEGI
1984	76791819	54. INEGI
1986	78624158	55. INEGI
1990	81140822	56. INEGI

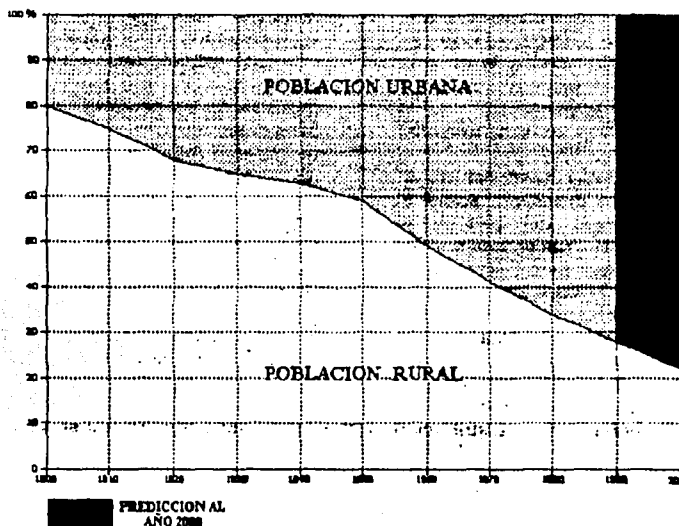
FUENTE: CONAPO (Consejo Nacional de Población)

Cuadro 1.3 Población Total obtenidas por diversas Fuentes de Información.

ESSE CON
FALLA DE ORIGEN

La Figura 1.6, muestra cómo la población de nuestro país presenta una muy marcada tendencia hacia la urbanización. La agudización de la concentración de habitantes por la inmigración proveniente de zonas rurales es alarmante, reviviendo en muchos casos problemas que ya se consideraban resueltos, sobre todo lo que toca a la dotación de servicios públicos.

La precipitación media anual en el país se estima en 77.7 cm de lluvia, lo que equivale a 1.12 billones de metros cúbicos anuales, de los que tres cuartas partes se pierden por evaporación o infiltración en acuíferos, siendo el volumen restante componente principal de los escurrimientos. Este volumen, si se analiza por cuencas hidrológicas, muestra una irregular distribución, con una concentración aproximada del 70% de los escurrimientos en las cuencas del sureste del país, en las que por causas de la orografía e infraestructura socioeconómica de desarrollo relativo, existen pocas oportunidades de consumo intensivo a corto plazo. La disponibilidad mínima del recurso agua, ocurre en las regiones centro, norte del país y en la península de Baja California, clasificadas como zonas desérticas, áridas y semiáridas y que constituyen el 56% del área del país (1.1 millones de km²) superficie equivalente a la de España y Francia juntas (Figura 1.2).



Gráfica elaborada a partir de datos del INEGI y del Plan Nacional Hidráulico.

Figura 1.6 México Población Urbana y Rural (1900-1985).

SITUACIÓN ACTUAL DE LOS SERVICIOS

Las características de distribución de la población nacional que se han descrito en el apartado anterior, se reflejan en la cobertura de los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado en el país. Los avances logrados en este terreno por la multiplicación de las obras de infraestructura no han impedido que todavía en la actualidad sean numerosos los habitantes que carecen de por lo menos uno de estos servicios. Las cifras disponibles para 1994 indican que un 13% de la población total no cuenta con un sistema formal de abastecimiento de agua potable y que 30% no cuenta con alcantarillado (Fuente: Comisión Nacional del Agua).

La solución a la carencia de servicios en las colonias populares de las zonas urbanas, no debe limitarse a la introducción de redes de agua potable y alcantarillado, sino ligarse al problema global del abastecimiento a la ciudad, al de las redes principales de distribución, y al de los colectores principales del sistema de alcantarillado. Con frecuencia, la sola introducción de redes ha sido contraproducente, propiciando la justa irritación de la población que se encuentra con tomas sin agua o con un servicio deficiente y escaso.

En México, en 1965, el país contaba con una población de 42 millones de habitantes y la disponibilidad de agua per cápita anual era de 11,300 m³ había un mínimo grado de contaminación y casi nula sobre-explotación de los mantos acuíferos. El agua se consideraba un bien social y el gobierno federal era responsable absoluto de la administración y prestación de los servicios para todos los usos del recurso. La participación de la sociedad era prácticamente inexistente en el proceso de toma de decisiones y en su implementación. Hoy tenemos una población cercana a los 100 millones de habitantes, disponibilidad de agua del orden de 4,900 m³ por habitante por año, 50 % menos que en 1965, volumen que nos

ubica en el ámbito mundial como país con baja disponibilidad media. Esta disminución se debe principalmente al crecimiento demográfico y a un manejo inadecuado del agua en sus diversos usos, lo que ha propiciado un desequilibrio hidrológico y en los ecosistemas.

La situación es más aguda por la desigual distribución del recurso, algunas regiones del país, como la Golfo Sur, registran hasta 24,000 m³ anuales per cápita, mientras que en la cuenca Lerma-Santiago, por ejemplo, se estiman 1,200 m³ y en el Valle de México escasos 120 m³. Con disponibilidades menores a 12,000 m³ se tienen muy serias dificultades para el desarrollo sostenido de un país. Figura 1.7.

Distribución del Recurso

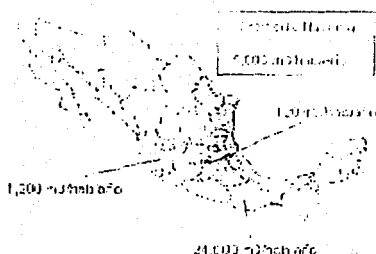


Figura 1.7 Distribución del Recurso por m³/hab/año

Los porcentajes de cobertura mencionados no revelan la calidad del servicio, el cual en muchos casos es intermitente y no se cuenta con datos sobre la calidad del agua, que generalmente no se desinfecta.

Con respecto al medio rural, no están totalmente caracterizados los casos en los que la falta de agua es aguda o su acceso a ella penoso, y aquellos en que aún sin una infraestructura formal, la población se abastece de manera aceptable.

La infraestructura del abastecimiento de agua potable y la de alcantarillado, incluyendo las plantas de tratamiento de aguas residuales, han recibido un escasísimo o nulo mantenimiento, y requieren considerables recursos humanos y materiales para su rehabilitación.

De acuerdo con el examen preliminar de este problema se concluye que es urgente capacitar a muchos miles de personas en labores técnicas y administrativas, así como formar y capacitar a un número considerable de ingenieros especializados.

EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y SU RELACIÓN CON LA SALUD PÚBLICA

Históricamente, a los servicios de agua potable y alcantarillado se les ha inscrito en el campo de la salud pública. La razón es que, siendo el agua fuente de vida, también es paradójicamente, vehículo para la transmisión de gérmenes patógenos, causantes de enfermedades tales como el cólera, la tifoidea, la disenteria y las parasitosis intestinales. La salud humana depende no sólo de la cantidad de agua suministrada, sino principalmente de su calidad; según la Organización Mundial de la Salud (OMS), "casi la cuarta parte de las camas disponibles en todos los hospitales del mundo están ocupadas por enfermos cuyas dolencias se deben a la insalubridad del agua".

Los microorganismos patógenos transmitidos directamente por ingestión o uso del agua en poblaciones que carecen de un sistema municipal de abastecimiento de agua potable, constituyen una de las principales causas de morbilidad y mortalidad en los países en desarrollo.

Por lo que se refiere a México, en el transcurso de los últimos 55 años la mortalidad por diarreas ha disminuido en forma sostenida. Sin embargo, las tasas de mortalidad observadas continuara siendo muy elevadas si se les compara con las de los países desarrollados (la tasa de mortalidad por diarreas es inferior a uno por 100,000 habitantes).

En México, las gráficas históricas de mortalidad son francamente descendentes; sin embargo, todavía en 1985 murieron por enfermedades infecciosas intestinales 30,786 personas, lo que representa una tasa de 39,5 por 100,000 habitantes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los cuadros 1.3 y 1.4 se refieren a las veinte principales causas de mortalidad en la República Mexicana en 1985 y a las tasas de mortalidad por infecciones intestinales en las entidades federativas para 1984, respectivamente.

En el cuadro 1.3 se observa que las enfermedades infecciosas ocuparon el cuarto lugar de mortalidad con una tasa de 39.5 por 100,000 habitantes. En el cuadro 1.3 se muestra que las tasas más altas de mortalidad por infecciones intestinales en 1984, se registraron en los Estados de Oaxaca, Chiapas, Guanajuato, Tlaxcala y Puebla, con valores muy superiores al promedio nacional. En dichas entidades federativas las condiciones de saneamiento son deficientes.

	DEFUNCIONES	TASA/100,000 HAB.
Enfermedades del corazón (Primer Lugar)	52,174.00	86.90
Accidentes (Segundo lugar)	45,504.00	56.40
Tumores malignos (Tercer lugar)	34,974.00	44.90
Enfermedades infecciosas intestinales (Cuarto lugar)	30,786.00	39.50
Las veinte principales causas	337,067.00	432.50
Las demás causas	75,836.00	96.70
TOTALES	414,003.00	531.20

Cuadro 1.2 Principales causas de mortalidad en la República Mexicana (1985).

	Número de defunciones	Tasa por 100,000 hab.	Porcentaje
República Mexicana	33,533	43.67	100.00
Oaxaca	3,790	149.30	11.30
Chiapas	2,323	99.69	6.90
Guanajuato	2,600	77.56	7.70
Tlaxcala	459	74.77	1.30
Puebla	2,680	71.67	8.00

Cuadro 1.3 Mortalidad por infecciones intestinales (1984).

Debe resaltarse que aunque los servicios sanitarios tienen un papel de primera importancia, otros factores influyen en la configuración del cuadro descrito, como son la inequitativa distribución del ingreso por regiones y sectores de la población, los deficientes niveles de nutrición y los bajos índices de educación.

DEPENDENCIAS RELACIONADAS CON LA PLANEACIÓN, PROYECTO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE

En 1948, la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) asume la responsabilidad de administrar los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado a través de las Juntas Federales de Agua Potable; en ellas se alcanzó un cierto grado de descentralización y participación ciudadana por lo que la SRH intentó entonces la entrega de las obras a los usuarios.

A finales de 1976, las funciones y los recursos humanos de la SRH y de la Comisión Constructora de la Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA), abocada hasta entonces a la realización de las obras en el medio rural, pasaron a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), conservando la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) aquellas obras cuya magnitud y complejidad técnica requerían de su atención directa. Se creó así una división artificial entre lo que se llamó "obras de abastecimiento de agua en bloque" y el resto de las que componen un sistema de agua potable y alcantarillado,

En 1980, el Ejecutivo Federal por medio de la SAHOP, entregó la responsabilidad de la operación de los sistemas a los gobiernos estatales: éstos a su vez, en algunos casos la pasaron a los municipios. Con frecuencia, la carencia de recursos en los gobiernos municipales, propició utilizar en otras necesidades los fondos provenientes del cobro por el servicio de agua potable. La descapitalización resultante y un manejo temeroso para establecer las tarifas, propiciaron que los sistemas de agua potable se convirtieran en demandantes de subsidios, incluso para la operación.

RESUMEN
FALLA DE ORIGEN

A partir de 1982, la responsabilidad de la intervención federal pasó a la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), la cual descentralizó también la construcción de las obras, cumpliendo las funciones de agente técnico en las obras realizadas con créditos internacionales. La SARH continuó encargada de las obras de abastecimiento de agua en bloque cuando, acordado así con los gobiernos estatales, se considerase conveniente que los proyectos y obras fuesen ejecutadas por el Gobierno Federal.

Desde 1983, las reformas y adiciones al Artículo 115 Constitucional establecen la responsabilidad de los municipios en la prestación de los servicios.

Como responsable a nivel nacional de la administración integral de los recursos hidráulicos y el cuidado de la conservación de su calidad, en enero de 1989 se creó la Comisión Nacional del Agua (CNA) como órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH). La CNA tiene además a su cargo las actividades de planeación y excepcionalmente construcción, operación y conservación de obras hidráulicas, así como fundamentalmente de apoyo técnico a las autoridades estatales, locales y organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

Esta Comisión se ha formado como instrumento para llevar a cabra el manejo integral del gasto, el financiamiento y el ingreso; es por eso que, en materia de infraestructura hidráulica urbana e industrial, resaltan dentro de sus atribuciones: a) definir, establecer y vigilar las políticas y la normatividad en materia de agua potable, alcantarillado y saneamiento; Y b) intervenir en la dotación de agua a los centros de población, industriales y turísticos.

A escala regional se han establecido seis gerencias de la CNA que abarcan todo el territorio nacional, las cuales ejercen en su ámbito las atribuciones similares a las unidades administrativas a nivel central, delegando funciones en las Gerencias Estatales residenciadas en cada capital de las Entidades Federativas.

Por su parte, la Secretaría de Salud como dependencia responsable de la salud de los mexicanos, ejerce una coordinación con dependencias federales y estatales en materia de sanidad. De acuerdo con la legislación nacional, corresponde a la Secretaría de Salud emitir las normas técnicas para el tratamiento del agua, establecer criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales. Finalmente, corresponde a la Secretaría de Desarrollo Social (antes SEDUE) entre otras atribuciones, formular y conducir la política de saneamiento ambiental, y regular el alojamiento, la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas residuales.

Estas tres dependencias están coordinadas a nivel federal y estatal por sus respectivos titulares.

CAPITULO II.-"DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE"

GENERALIDADES

Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Se considera que no causa efectos nocivos a la salud cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla además con los requisitos que se señalan en el Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios y en la Norma Oficial Mexicana correspondiente.

El suministro de agua de buena calidad para consumo humano es fundamental para la salud y el bienestar de la población, razón fundamental por la que la Secretaría de Salud en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, establecieron las siguientes normas para los sistemas de abastecimiento y distribución de agua potable:

Norma Oficial Mexicana NOM-012-SSA1-1993, requisitos sanitarios que deben cumplir los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano públicos y privados, publicada el 12 de agosto de 1994.

Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, salud ambiental, agua para uso y consumo humano-límites permisibles de calidad y tratamiento a que debe someterse el agua para su potabilización, publicada el 18 de enero de 1996.

Las descargas de excreta de enfermos o portadores contienen los agentes biológicos que son responsables de que la enfermedad se extienda por medio del agua; el portador puede no darse cuenta de que está infectado. Por estas razones es muy importante tomar precauciones con el agua desde que se extrae del medio natural, hasta que se le descarga de nueva cuenta ya usada en el ambiente. La Figura 2.1 muestra la configuración de un sistema hidráulico urbano, que tiene por objeto evitar la propagación de enfermedades infecciosas mediante el adecuado tratamiento y disposición de los desechos humanos y con la potabilización de los suministros de agua.

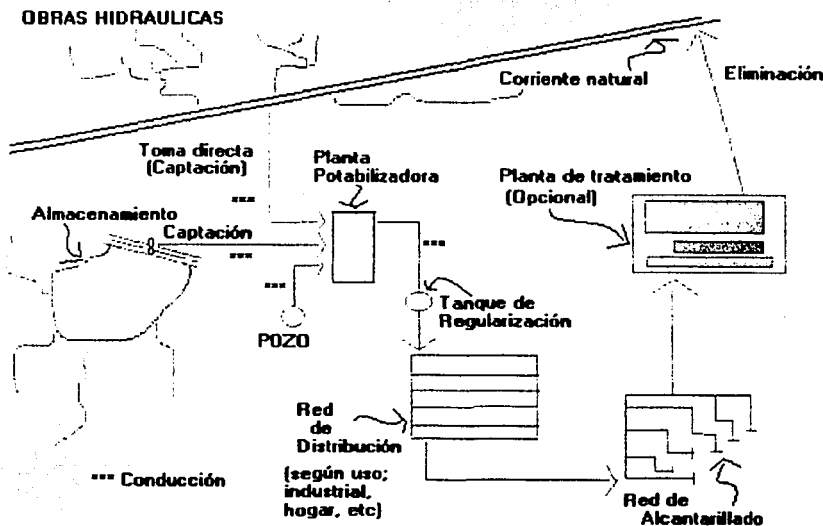


Figura 2.1 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable

En la Figura 2.1 se observa que las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, regularización, distribución, recolección, conducción, tratamiento del agua residual y disposición.

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico, o sea, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios (Fig. 2.2). Tomando como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso circula con la atmósfera presentando desplazamientos vertical y horizontal. En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente a la superficie: tres cuartas partes al mismo océano y un poco menos de la cuarta parte a la superficie continental. En el océano y en el continente inicia nuevamente el paso de evaporación y en la superficie continental llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar, se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento, artificiales para su regulación a fin de usarla, a controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que transporta la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales y el resto vuelve al mar.

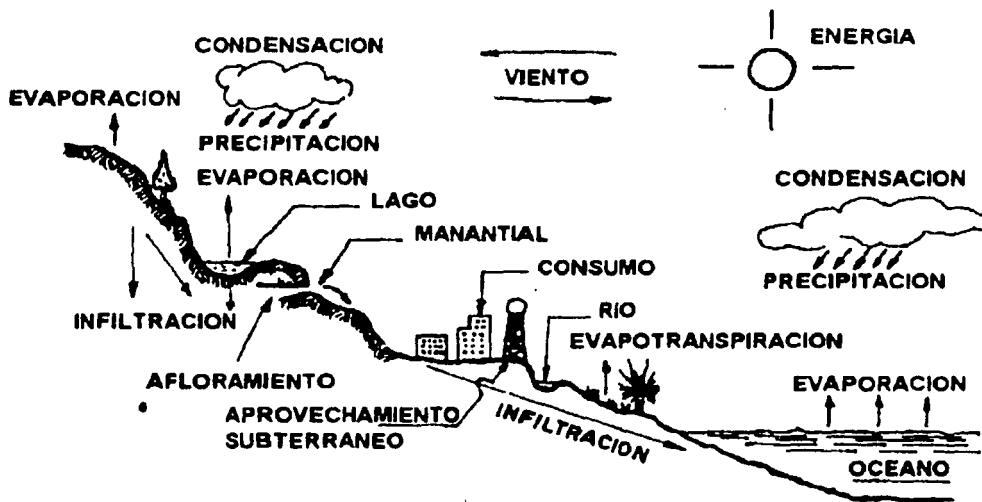


Figura 2.2 Ciclo hidrológico

Así, gracias al ciclo hidrológico, (Figura 2.2) se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- a) Agua superficial;
- b) Agua subterránea;
- c) Agua atmosférica y
- d) Agua salada

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o de muy mala calidad las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, tienen el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectorias y almacenarias en las cantidades requeridas, por lo que sólo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas. Para las aguas saladas, la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión, operación y mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y solo se aplican en casos excepcionales.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable: las aguas superficiales y las aguas subterráneas.

Estas se podrían definir de acuerdo en las definiciones de la norma NOM-012—SSA1-1993 y dice:

Agua subterránea.- Aquella que fluye bajo la superficie del terreno, incluyendo el agua de afloramiento natural (manantiales).

Agua superficial.- Aquella que fluye sobre la superficie del terreno, o se almacena en cauces o embalses, sea natural o artificial. Cada una de ellas tienen diferentes características que pueden verse en la figura.

Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de qué fuente esté disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua.

Las aguas superficiales incluyen ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados. Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removida con relativa facilidad. Generalmente las fuentes superficiales tienen aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas. Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos.

Las aguas superficiales pueden sanearse cuando son contaminadas. Por otra parte, las aguas superficiales son variables en cantidad y se contaminan fácilmente por descargas de aguas residuales; su alta actividad biológica puede producir sabor y olor aún cuando el agua haya sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica que forma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se usa cloro para la desinfección.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme.

El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas.

Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas.

Las características reductoras de estas aguas, solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo del agua, forman precipitados que tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que debe ser ablandada para minimizar la formación de incrustaciones en las tuberías. Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterráneas y superficiales se resumen en el Cuadro 2.1.

CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materias en suspensión.	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes.
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser indice de contaminación
Sulfuro de Hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Silice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

Cuadro 2.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

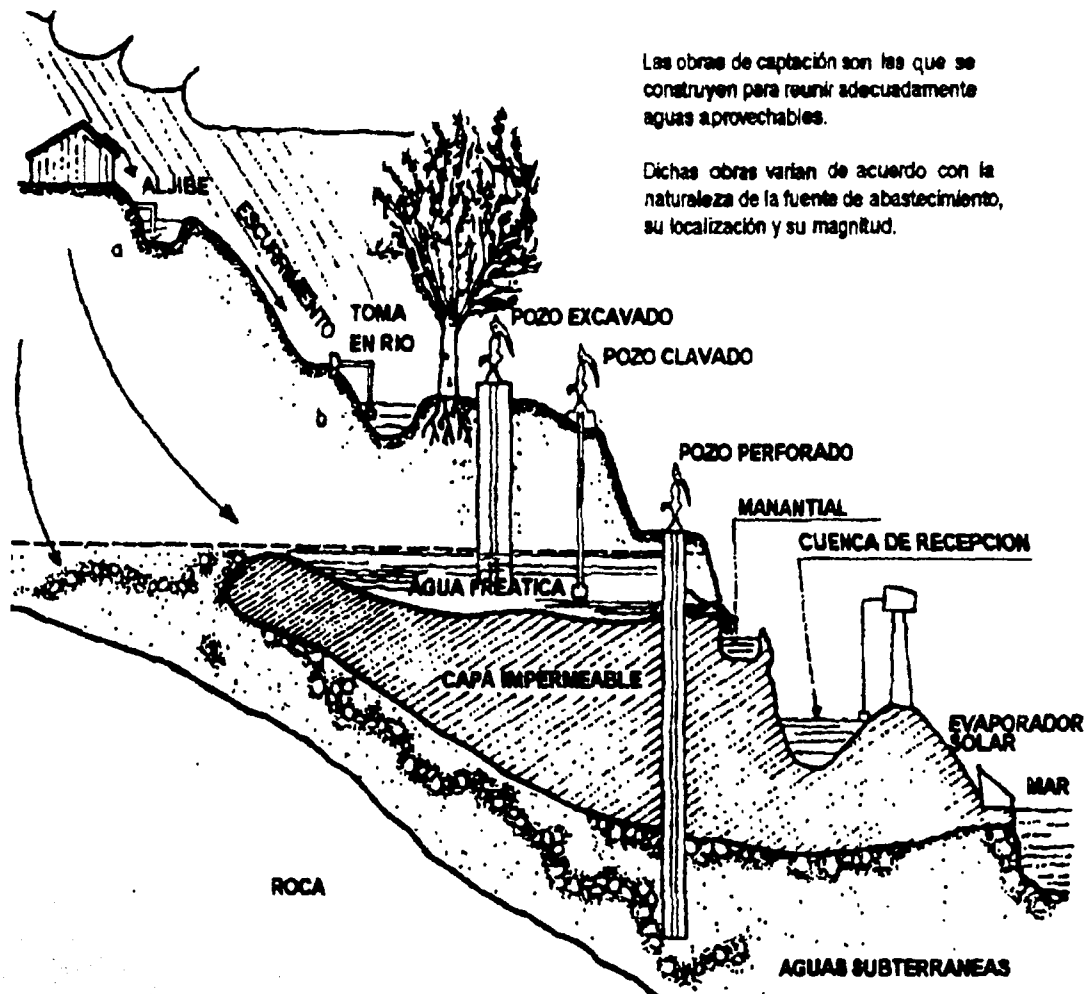
CAPTACIÓN

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud, ejemplo Figura 2.3. Algunos ejemplos de obras de captación se esquematizan en la Figura 2.4. El diseño de la obra de captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua, para evitarlas. Es necesario desglosar al término general de "obras de captación" en el dispositivo de captación propiamente dicha y las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento. Un dique toma, por ejemplo, es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación. Dicho dispositivo puede consistir en un simple tubo, la pichanca de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc., y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas. Mientras los requisitos primordiales del dique son la estabilidad y durabilidad, el mérito principal de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento hidráulico.



TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

Figura 2.3 Donde se muestra un canal captando agua de escurrimiento de montaña.



Las obras de captación son las que se construyen para reunir adecuadamente aguas aprovechables.

Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y su magnitud.

Figura 2.4 Esquema de obras de captación

CONDUCCIÓN

Se denomina "línea de conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora.

Fue precisamente la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, lo que dio lugar a los acueductos de tipo romano. La imposibilidad, en aquellos tiempos lejanos, de conducir el agua a presión, obligó a realizar obras de ingeniería, verdaderas obras de arte, para conducir el agua por gravedad con pendientes hidráulicas muy pequeñas, en forma de canal cerrado o abierto. El suministro de agua para la antigua Roma llegaba a la ciudad por diferentes acueductos, ya en el año 100 de nuestra era. Hace más de 1800 años, los romanos tenían más de 430 kilómetros de sistemas de conducción de agua que abastecían a toda la ciudad. Estos acueductos conducían el agua a través de túneles en las montañas y estaban soportados por enormes arcos de piedra en los valles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TRATAMIENTO

El término "tratamiento", se refiere a todos aquellos procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones de un agua. El tratamiento no está, en general, constituido por un sólo proceso, sino que será necesario, de acuerdo con las características propias del agua cruda, integrar un "tren de procesos" esto es, una serie de procesos capaz de proporcionar al agua las distintas características de calidad que sea necesario para hacerla apta para su utilización. Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para la bebida, se le llama "potabilización" a este tratamiento y "planta potabilizadora" a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable.

Son tres los objetivos principales de una planta potabilizadora-, proporcionar agua:

1. Segura para consumo humano
2. Estéticamente aceptable y
3. Económica.

En grado significativo, cuanto más sea protegida la fuente, será menor el tratamiento requerido; así dicha protección juega un papel primordial en la consecución de los objetivos anteriores.

La planta potabilizadora puede ser diseñada para tratar agua cruda de cualquier tipo de fuente. Dependiendo de la calidad del agua cruda y de la calidad final deseada para el agua tratada, serán necesarios uno o más procesos. En la Figura se presenta un diagrama de flujo de planta de tratamiento convencional para agua potable que incluye la siguiente secuencia de pasos o "tren de procesos": mezclado, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Básicamente, la idea del tratamiento es coagular las partículas suspendidas que causan turbiedad, sabor, olor y color para que puedan ser removidas por sedimentación y filtración (ver Cuadro 2.2).

En el mezclado rápido, un coagulante tal como el sulfato de aluminio se agrega al agua cruda y se mezcla vigorosamente por un corto lapso. El coagulante envuelve las partículas coloidales, las cuales aumentan de tamaño cuando entran en contacto por efecto del turbulento mezclado, a estas partículas coloidales unidas por fuerzas químicas se les denomina micro-flóculos, o núcleos de flóculo. Resulta esencial en esta etapa obtener una dispersión rápida y uniforme del coagulante para asegurar una reacción completa.

En el tanque de floculación, el agua que proviene del mezclado rápido se agita lentamente por un periodo prolongado propiciando que las partículas coaguladas submicroscópicas (micro-flóculos) se unan entre sí para constituir aglomerados plenamente visibles. Estas partículas llamadas flóculos son suficientemente pesadas para sedimentarse a una velocidad rápida o pueden ser removidas de la suspensión por filtración. A los fenómenos que se suceden en las etapas de mezclado rápido y floculación se les denomina "coagulación".

Del floculador, el agua se pasa a un Tanque de Sedimentación, donde se retiene por un tiempo de 2 a 4 horas. Aquí los grandes flóculos se sedimentan bajo la acción de la gravedad, para que, posteriormente sean recolectados como lodo y puedan ser tratados y dispuestos fuera del tanque. El efluente del tanque de sedimentación se dirige entonces a la unidad de filtración.

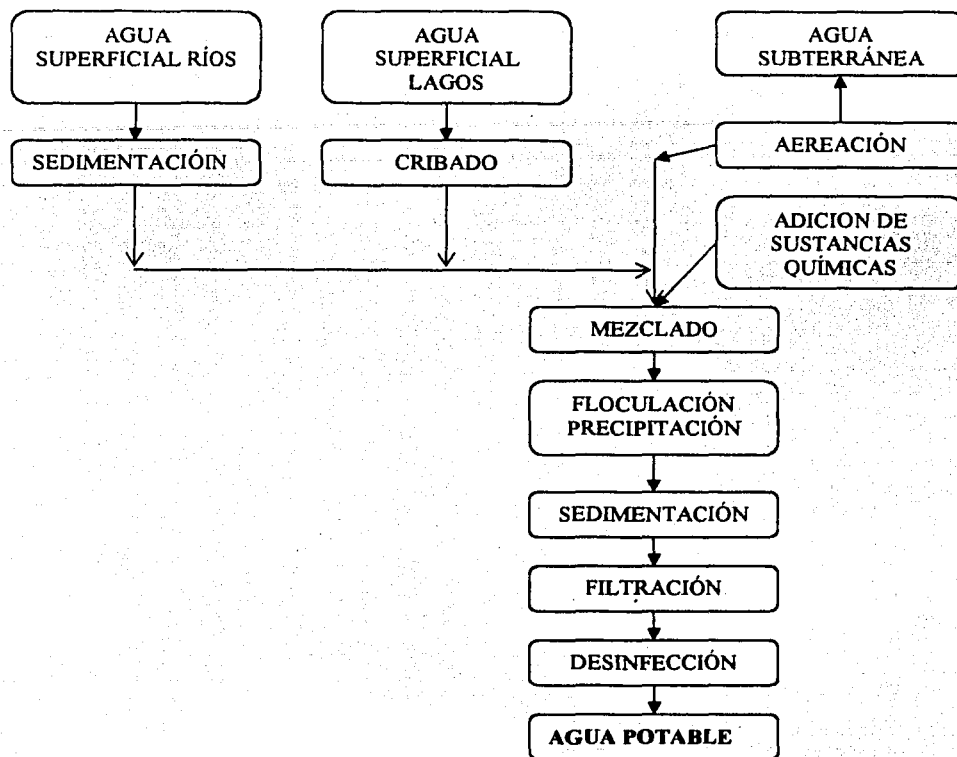
La unidad de filtración comúnmente usada es denominada Filtro Rápido de Arena, el cual consiste en un estrato de arena cuidadosamente tamizada, de 60 a 76 centímetros de espesor que se coloca sobre una cama de grava graduada de 30 a 45 centímetros de espesor. Los intersticios del estrato de arena son frecuentemente más pequeños que las partículas de flóculos que tienen que ser removidas.

Cuando el filtro reduce su eficiencia por obstrucción de los intersticios se le efectúa un retrolavado para su limpieza en un lapso de 2 a 3 minutos.

Durante la coagulación, sedimentación y filtración, prácticamente todos los sólidos suspendidos, la mayor parte del color y aproximadamente 98% de las bacterias son removidas. Por seguridad, el efluente debe ser desinfectado, usualmente por cloración. La desinfección es el paso final en el tratamiento del agua antes de ser almacenada y distribuida. La floración es particularmente efectiva contra las bacterias patógenas pero su capacidad para destruir amibas y virus es cuestionable.

Pueden verse en el diagrama del Cuadro 2.2, las operaciones previas que dependen de la fuente de suministro; así para el agua de río se requiere eliminar sólidos arrastrados por la corriente, mediante sedimentación; para el agua de lagos es necesario remover sólidos arrastrados del fondo del lago por medio de cribado; y por último, para el agua subterránea es necesario en ocasiones eliminar gases disueltos, como el bióxido de carbono por medio de aeración.

El diseño de una planta potabilizadora requiere de un análisis minucioso de la calidad de las aguas y de los procesos, lo cual constituye por sí mismo un curso que escapa a los alcances de este trabajo.



Cuadro 2.2 Diagrama de flujo de una planta de tratamiento convencional para agua potable.

ALMACENAMIENTO Y REGULARIZACION

Probablemente, la génesis de los sistemas primitivos de abastecimiento de agua fue la necesidad de almacenarla para contar con un abastecimiento disponible cuando fuera necesario. El almacenamiento es un elemento esencial de cualquier sistema de agua y está adquiriendo mayor importancia al continuar el desarrollo, la ampliación de las zonas de servicio y otros usos que aumentan la demanda de agua.

El término "almacenamiento para distribución", se ha de entender que incluye el almacenamiento de agua en el punto de tratamiento, lista para distribución; no así el embalse de aguas para propósito de abastecimiento o de utilización a largo plazo. Este último es propiamente un elemento de las obras de captación.

La función principal del almacenamiento para distribución es hacer posible que la planta de tratamiento de agua siga trabajando durante el tiempo en el que, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, y almacenar el agua anticipadamente a su necesidad real, en uno o más lugares de la zona de servicio, cercanos a su consumidor final. Las principales ventajas del almacenamiento para distribución son:

1. Se logra casi igualar las demandas sobre la fuente de abastecimiento, los medios de producción y la línea de conducción y distribución, no necesitando ser tan grandes los tamaños o capacidades de estos elementos de la planta.
2. Se mejoran los gastos y presiones del sistema y se estabilizan mejor para servir a los consumidores en toda la zona de servicios.
3. Se dispone de abastecimiento de reserva en el sistema de distribución para el caso de contingencias tales como la lucha contra incendios y las fallas de la corriente eléctrica.

Por otra parte, la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada, incrementándose su consumo por la mañana y por la noche, descendiendo en el mediodía y en la madrugada (Figuras 2.5 y 2.6).



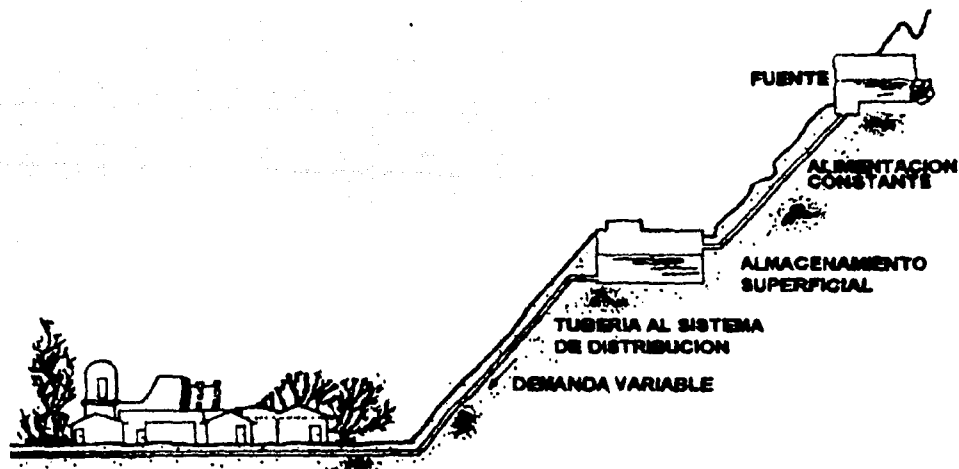
Figura 2.5 Inclusive para diversos fluidos (en este caso petróleo) se usan diferentes tipos de Distribución a través de depósitos de diversa forma.

DISTRIBUCIÓN

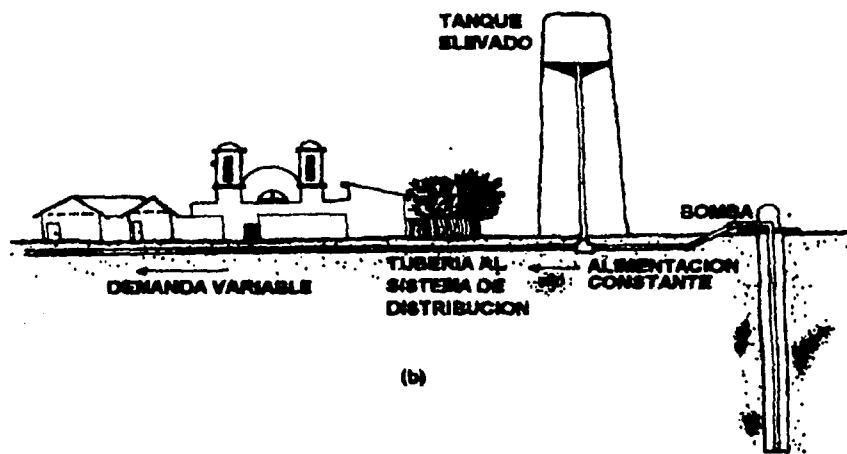
Después de la regularización, el sistema de distribución debe entregar el agua a los propios consumidores. Es obvia la importancia del sistema de distribución, si se toma en cuenta que más de la mitad de la inversión total en un sistema de abastecimiento de agua corresponde a la distribución del agua potabilizada.

Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

A veces se requieren bombeos auxiliares para poder servir a las zonas más elevadas o a los consumidores más remotos. El sistema de distribución incluye bombas, tuberías, válvulas de regulación, tomas domiciliarias, líneas principales y medidores. Si se trata de proporcionar un buen servicio, cualquier sistema público de agua debe contar con medios adecuados de distribución. Sin embargo, no son suficientes tales medios en forma aislada; la persona o personas responsables de la distribución deben estar familiarizadas con los medios y métodos para su diseño, construcción y mantenimiento, temas que serán tratados más adelante.



(a)



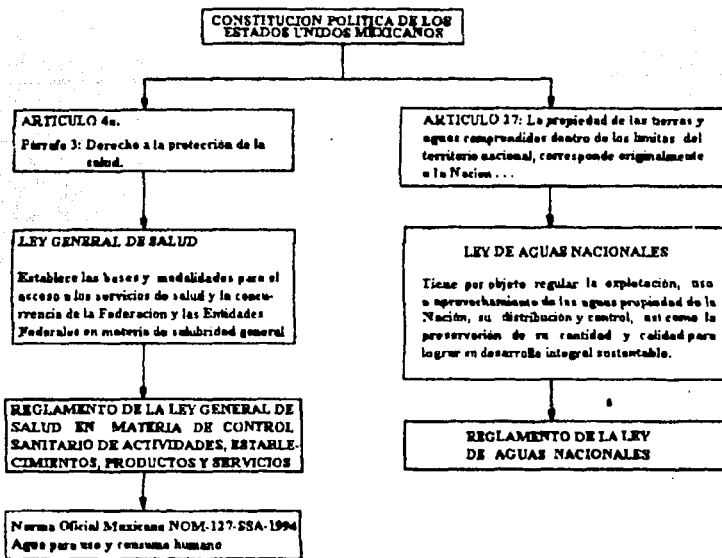
(b)

Figura 2.6 a) Depósito superficial, b) Depósito elevado.

ESTUDIOS BÁSICOS PARA REALIZAR EL PROYECTO

GENERALIDADES

El 5 de febrero de 1917 se promulgó la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos; este ordenamiento contiene la esencia y el espíritu de todas las leyes que del mismo emanan o que gracias a él existen. Los artículos 4 y 27 Constitucionales son los que, para el caso del abastecimiento de agua potable, se estima útil mencionar pues de ellos emanan la "Ley General de Salud" y la "Ley de Aguas Nacionales", respectivamente, las cuales contienen las bases legales que deben considerarse para la realización de un proyecto. El cuadro 2.3 presenta una sinopsis de estas leyes.



NOTAS:

Ley General de Salud: Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 7 de febrero de 1984 y puesta en vigor a partir del 1o de julio, derogó el Código Sanitario del 16 de febrero de 1973.

Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios: Publicado en el Diario Oficial de la Federación el 18 de enero de 1988

Ley de Aguas Nacionales: Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 1o de diciembre de 1992. Derogó la Ley Federal de Aguas.

Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales: Publicada en el Diario Oficial de la Federación del 11 de enero de 1994

Cuadro 2.3

De la Ley de Aguas Nacionales resultan interesantes, entre otros, los artículos 44, 45 y 46 reproducidos a continuación:

"Artículo 44.- La explotación, uso o aprovechamiento de aguas nacionales superficiales o del subsuelo por parte de los sistemas estatales o municipales de agua potable y alcantarillado, se efectuarán mediante asignación que otorgue "La Comisión", en la cual se consignará en su caso la forma de garantizar el pago de las contribuciones, productos y aprovechamientos que se establecen en la legislación fiscal, y la forma prevista para generar los recursos necesarios para el cumplimiento de estas obligaciones.

Las asignaciones de aguas nacionales a centros de población que se hubieran otorgado a los ayuntamientos o a las entidades federativas que administren los respectivos sistemas de agua potable y alcantarillado, subsistirán aun cuando estos sistemas sean administrados por entidades paraestatales o paramunicipales, o se concesionen a particulares por la autoridad competente.

Artículo 45.- Es competencia de las autoridades municipales, con el concurso de los gobiernos de los estados en los términos de la ley, la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales que se les hubieran asignado, incluyendo las residuales, desde el punto de su extracción o de su entrega por parte de "La Comisión" hasta el sitio de su descarga a cuerpos receptores que sean bienes nacionales. La explotación, uso o aprovechamiento se podrá efectuar por dichas autoridades a través de sus entidades paraestatales o de concesionarios en los términos de ley.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En el caso de párrafo anterior, en el reuso, de aguas residuales, se deberán respetar los derechos que sobre las mismas estén inscritos en el Registro Público de Derechos de Agua.

Artículo 46.- "La Comisión" podrá realizar en forma parcial o total, previa celebración del acuerdo o convenio con los gobiernos de las entidades federativas y de los municipios correspondientes, las obras de captación o almacenamiento, conducción y, en su caso, tratamiento o potabilización para el abastecimiento de agua, con los fondos pertenecientes al erario federal o con fondos obtenidos con aval o mediante cualquier otra forma de garantía otorgada por la Federación, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

Que las obras se localicen en más de una entidad federativa, o que tengan usos múltiples de agua, o que sean solicitadas expresamente por los interesados;

Que los gobiernos de las entidades federativas y los municipios respectivos participen en su caso, con fondos e inversiones en la obra a construir, y que se obtenga el financiamiento necesario;

Que se garantice la recuperación de la inversión, de conformidad con la legislación fiscal aplicable, y que el usuario o sistema de usuarios se comprometa a hacer una administración eficiente de los sistemas de agua y a cuidar la calidad de la misma; y

Que en su caso las respectivas entidades federativas y municipios, y en sus entidades paraestatales o paramunicipales, o personas morales que al efecto contraten, asuman el compromiso de operar, conservar, mantener y rehabilitar la infraestructura hidráulica. En los acuerdos o convenios respectivos se establecerán los compromisos relativos."

La salud humana depende no sólo de la cantidad, sino también de la calidad del agua que se utiliza. En México, como se ha indicado anteriormente, la autoridad encargada para la emisión de normas y criterios de calidad de agua para consumo humano es la Secretaría de Salud. A esta dependencia se debe la elaboración del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios (ver cuadro 2.3), que entró en vigor el 19 de enero de 1988. En el Título Tercero, Capítulo 1 del Reglamento mencionado, se define como agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud; en el cuadro 2.4 se transcriben los artículos más significativos correspondientes a la calidad del agua potable. Así por ejemplo, el exceso de carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio produce incrustaciones en tuberías y causan la dureza en el agua que, entre otros inconvenientes, obliga a consumos elevados de jabón.

El exceso de sales (cloruro y sulfatos) produce sabor desagradable y limita su uso. Sin embargo, hay poblaciones que consumen agua con 2000 mg/litro, que actuarían como laxante en personas no acostumbradas a ingerir tales cantidades.

El hierro colorea el agua, le da un sabor desagradable y se incrusta en las tuberías.

Los nitratos, arriba de 50 mg/litro, pueden producir alteraciones de la sangre en niños de corta edad (metahemoglobinemia o síndrome del niño azul).

TITULO TERCERO
Agua y hielo para uso y consumo humano y para refrigerar.*

CAPITULO I
Agua

- Artículo 200.-** *Se considere agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud.*
- Se considere que no cause efectos nocivos a la salud, cuando se encuentre libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla, además con los requisitos que se establecen en este Título y en la norma correspondiente.*
- Artículo 210.-** *Para considerar que el agua es potable, la investigación bacteriológica se realizará de acuerdo a las normas respectivas y deberá dar como resultado lo siguiente:*
- I. El número de organismos coliformes totales, deberá ser, como máximo, de dos organismos en 100 ml. según las técnicas del número más probable (NMP) o de la de filtro de membrana, y*
 - II. No contendrá organismos fecales.*
- Aparte de lo anterior, se podrán realizar, a solicitud de las autoridades sanitarias todas las pruebas que se consideren necesarias, a fin de identificar otros riesgos a la salud.*
- Artículo 211.-** *Los requisitos organolépticos y físicos, se establecerán atendiendo a las siguientes características: aspecto, pH, sabor, olor, color, turbiedad del agua y en su caso, los demás que estable la norma.*

* Actualmente en lo relativo al hielo potable y hielo purificado, se tiene la Norma Oficial Mexicana NOM-042-SSA1-1993

Cuadro 2.4 EXTRACCIÓN DEL "REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD EN MATERIA DE CONTROL SANITARIO DE ACTIVIDADES, ESTABLECIMIENTOS, PRODUCTOS Y SERVICIOS"

En cuanto a los niveles máximos de contaminación por sustancias inorgánicas, se han incluido el Bario, Cadmio y Mercurio. En cuanto al Bario, causa serios efectos tóxicos sobre el corazón, vasos sanguíneos y nervios; la dosis fatal de esta sustancia está entre 550 a 660 mg. Se encuentra presente en forma natural en manantiales minerales como sales de carbonato y artificialmente en veneno para ratas. No se han hecho estudios de las cantidades que pueden tolerarse en agua de bebida. La NOM- 127 contempla 0.7 mg/l como límite permisible.

El cadmio es altamente tóxico; 13 a 15 mg/l en alimentos causan enfermedad, pues se acumula en los tejidos provocando alteraciones en el metabolismo y anemia. En altas dosis afecta las arterias renales. Personas que han bebido agua con un contenido promedio de 0.047 mg/l por un largo período no han mostrado efectos de enfermedad. Se origina en las descargas sin control de las plantas de galvanoplastia o por operaciones de galvanizado; también la corrosión de tuberías galvanizadas puede aportarlo. La NOM-127 establece un límite de 0.005 mg/l.

Los fluoruros arriba de 1.5 mg/l suelen provocar la aparición de manchas oscuras en los dientes y su ausencia predispone la caries dental.

La turbiedad es objetable por su apariencia y también porque las sustancias que la producen crean problemas en el lavado de ropa, en la fabricación de hielo y de refrescos o en otros usos; además de que reducen la efectividad del desinfectante durante el tratamiento. La NOM-127 establece 5 unidades de turbiedad nefelométricas como límite permisible.

Sustancias como el Plomo, el Arsénico o el Cromo pueden ser tóxicas.

Por estas razones, la Secretaría de Salud ha fijado las cantidades máximas aceptables de las sustancias que puede contener el agua para ser considerada potable.

ESTUDIOS BÁSICOS DE PROYECTO

Más adelante se analizarán los diferentes puntos que debe contener un estudio para preparar la ejecución de un proyecto.

Un estudio debe ser encauzado hacia dos, finalidades específicas: 1) realizar un buen proyecto y, 2) ejecutar económicamente obras de abastecimiento de agua potable. El alcanzar estas metas es algo que depende de las limitaciones que imponga la disponibilidad real de tiempo y el tipo de la localidad que se estudia; de esta manera, el proyecto posiblemente contendrá los siguientes aspectos:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- 1°. La mejor solución del problema;
- 2°. Ciertas alternativas que se propongan y que servirán para seleccionar:
 - a) Las obras de construcción urgente;
 - b) Las de construcción inmediata;
 - c) Las de construcción futura;
 - d) Las ampliaciones previstas y solicitadas;
 - e) Las de mejoramiento del sistema y
 - f) Aquellas obras que por razones económicas y sociales convenga construir en etapas.
- 3°. La certeza en el proyecto, apoyado en un estudio completo.
- 4°. La seguridad para planear la ejecución de las obras.
- 5°. Datos suficientes para señalar en forma legal, apropiada y conveniente, el proceso de los financiamientos.
- 6°. Información suficiente para elaborar los programas de construcción de las obras.
- 7°. Se conocerá la realidad económica y social de los habitantes de la localidad que se estudia.
- 8°. Existirá una preparación moral y cívica de los que promueven la obra y sus moradores.

Un estudio debe ser completo, procurando que contenga la información técnica y estadística justa, verídica y suficiente para el diseño de un proyecto apropiado, conveniente y económico. El concepto de un "estudio" es:

LA INFORMACIÓN QUE SE ADQUIERE PARA PREPARAR LA EJECUCIÓN DE UN PROYECTO

En algunos casos la información obtenida puede ser tan insignificante y los datos que se suministren tan escasos, que con ellos no se logrará desarrollar ni un anteproyecto; en otras situaciones, el estudio puede contener un exceso de datos, al grado de resultar la información abrumadora, con muchísimo material no todo útil; entonces, el proyectista se coloca en una posición difícil para decidir cuáles datos son dignos de aceptar y los que forzosamente sea prudente eliminar, para resolver el problema que le ha sido planteado. Por esta razón, un estudio debe ser claro, preciso, verídico; que contenga la información estadística necesaria, con los datos técnicos completos para la elaboración del proyecto específico que se pretenda desarrollar, y en el que se apoye con seguridad la construcción.

A continuación se detallan los diversos pasos que deben seguirse para lograr un estudio que realmente sea útil y que contenga los datos básicos tanto locales como regionales, divididos en dos aspectos:

Primero. Antecedentes relacionados con el problema que se trata de resolver y en los que se reúnan los datos específicos hasta el momento en que se está procediendo a la investigación.

Segundo. Contar con estudios complementarios, que serán encomendados a técnicos especializados en cada materia.

Se sugiere desarrollar el estudio en las cuatro etapas generales siguientes:

Información previa.

Investigación directa.

Estudios auxiliares complementarios.

Elaboración integral del estudio.

INFORMACIÓN PREVIA

ANTECEDENTES Y FINALIDADES

De ser posible, es conveniente saber previamente de quién proviene la iniciativa de promoción para realizar las obras y al mismo tiempo, es indispensable que se conozca con precisión la clase de obra que se ordena estudiar, para ser proyectada y construida.

INFORMACIÓN GENERAL Y DATOS PRELIMINARES

Obtención de:

Cartas geográficas de la región.

Aerofotografías.

Planos de la localidad.

Planos fotogramétricos.

Planos geológicos.

Datos estadísticos:

Censos de población.

Morbilidad.

Mortalidad.

Económicos.

Hidrológicos.

Culturales.

Geohidrológicos.

Históricos.

Geológicos.

Políticos.

Comunicaciones.

Sociales.

Recursos Naturales:

Aguas superficiales.

Aguas subterráneas.

Aguas agrícolas.

Aguas ganaderas.

Aguas forestales.

Aguas minerales.

INVESTIGACIÓN DIRECTA

Esta labor de investigación se practica después de la obtención de los datos previos, y directamente en la población que se halla en proceso de estudio.

Se presentan varios aspectos para el desempeño de esta actividad, los cuales conducirán a la finalidad deseada, en la forma siguiente:

Urbana:

Edificios.

Escuelas.

Industrias.

Casas habitación.

Ferrocarriles.

Carreteras.

Clases de pavimentos.

Zonas residenciales.

Zonas obreras.

Tomas domiciliarias e industriales.

Información económica:

Salarios

Sueldos

Precios de materiales

Tarifas de energía eléctrica

Tarifas de agua potable.

En campo:

Localización de las fuentes

Caudales y calidad de las fuentes, trazo de la línea de conducción y ubicación del tanque

Trabajos topográficos.

ESTUDIOS AUXILARES COMPLEMENTARIOS

Se designan a aquellas actividades que corresponden a técnicos especializados, las cuales son de una enorme importancia, al grado de constituir un factor absolutamente indispensable para que el estudio de abastecimiento de agua potable adquiera un carácter integral.

Estos trabajos técnicos auxiliares, son los siguientes:

Geohidrológicos.

Hidrométricos.

Fotogramétricos.

VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS Y PERIODO DE DISEÑO

Los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro después de su instalación que se denomina periodo de diseño. Este proceder es lógico ya que no siempre se proyectan sistemas en áreas urbanas estáticas sino que están sujetas a la dinámica del cambio de población con el transcurso del tiempo.

Se entiende por Periodo de Diseño el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad. El periodo de diseño en general es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminadas por insuficientes. Rebasado el periodo de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

La vida útil de las obras depende de múltiples factores, entre los cuales los más importantes son los siguientes:

- a) Calidad de la construcción y de los materiales utilizados en la ejecución de la obra.
- b) Calidad de los equipos electromecánicos y de control.

La vida útil de las obras depende de múltiples factores, entre los cuales los más importantes son los siguientes:

Calidad de la construcción y de los materiales utilizados en la ejecución de la obra.

Calidad de los equipos electromecánicos y de control.

Calidad del agua a manejar.

Diseño del sistema.

Operación y mantenimiento.

A continuación se explica brevemente a qué se refiere cada uno de estos factores.

CALIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN Y DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

La obra civil dentro de un sistema de abastecimiento de agua potable juega un papel muy importante, ya que ésta es la base para la instalación de equipos y controles, así como para el almacenamiento del agua; por ello, es muy importante realizar una construcción de buena calidad, asegurando y prolongando de esta manera la vida útil de los equipos que alberga y, por ende, la del sistema.

La obra civil generalmente tiene una duración muy superior a la obra electromecánica y de control, por lo que, en la estimación de la vida útil la que predomina es esta última.

CALIDAD DE LOS EQUIPOS ELECTROMECÁNICOS Y DE CONTROL

Como se mencionó, este equipo es el que en forma conjunta con las tuberías define el periodo de vida útil de la obra ya que su costo representa el mayor porcentaje del sistema. Es conveniente aclarar que las tuberías tienen una vida mucho

mayor que los equipos, pero no tienen la flexibilidad de éstos que se pueden cambiar o modificar resolviendo el problema económico que éste implica, mientras que sustituir tuberías implica rehacer el sistema.

CALIDAD DEL AGUA A MANEJAR

La calidad del agua es un factor definitivo en la duración de los equipos y materiales. Como ejemplo puede citarse el siguiente: Si el agua es dura, las paredes de los tubos se incrustarán, pudiendo reducir su vida útil hasta un 90%, mientras que si es corrosiva reduce su vida en un tiempo que está en función de las características del agua.

EL DISEÑO DEL SISTEMA

La optimización que se haya realizado en el diseño del sistema, influirá directamente en la calidad del servicio que se prestará y en la duración de éste, ya que un mal diseño hará que el sistema trabaje en condiciones desfavorables, lo que requerirá de un esfuerzo adicional para realizar su función. Este punto es más importante que los anteriores, ya que si el diseño por alguna razón quedó escaso, la vida útil se disminuirá tanto como el mismo error; siendo en ocasiones este periodo más corto que el de los propios equipos, por lo que queda obsoleto antes de cumplir con su cometido.

LA OPERACIÓN Y EL MANTENIMIENTO

Este factor es el más importante de todos ya que, dependiendo de la forma como se efectúe la operación y el mantenimiento del sistema, se acortará o prolongará el periodo de trabajo de cada uno de sus componentes.

En nuestro país este factor es uno de los principales problemas en el manejo de sistemas, pues debido a la escasez de recursos y falta de preparación de los operadores y técnicos no se les da el mantenimiento preventivo que se requiere, sino que se les da del tipo correctivo, el cual casi siempre se efectúa en forma provisional; esto aunado a que el personal en general es improvisado, termina por reducir el sistema a su más mínima expresión, dejando en operación lo indispensable nada más para que funcione, lo que hace trabajar al sistema en condiciones desfavorables.

Por lo mencionado anteriormente es necesario tomar en cuenta los imponderables de cada proyecto en particular para definir en forma realista el periodo de vida útil estimado de cada una de las partes que componen el sistema de agua potable.

Con el fin de dar una idea de la vida útil de los diversos elementos, en el cuadro 2.5 y 2.7 se proporcionan algunos valores estimados, partiendo del entendido de que tendrán un mantenimiento adecuado y trabajarán en condiciones bajo las cuales fueron diseñadas.

ELEMENTO	VIDA UTIL [años]
Tuberías	20
Válvulas	10
Bombas	15
Motores	20

Cuadro 2.5 Vida útil de elementos más usados.

Por otra parte, para definir en forma adecuada el periodo de diseño, es necesario considerar los siguientes factores:

La vida útil de las estructuras y equipos, tomando en cuenta el estado en que se encuentran y lo obsoleto que lleguen a ser.

La facilidad o dificultad para ampliar las obras existentes o planeadas.

Previsión de los crecimientos urbanos, comerciales o industriales.

Tasas de interés sobre los adeudos.

Las condiciones propias del crédito en cuanto a la duración del mismo.

Comportamiento de las obras durante los primeros años, cuando no estarán operando a toda su capacidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se ha usado fijar el periodo de diseño con un criterio estándar que pretende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan a continuación:

POBLACION [hab]	PERIODO [AÑOS]
hasta 4,000	5
4,000 a 15,000	10
15,000 a 70,000	15
más de 70,000	20

Cuadro 2.6 Periodo de diseño para varios tamaño de población.

ELEMENTOS	VIDA ÚTIL (años)
1. Pozos excavados	30
2. Pozo perforado sin pantalla (filtro)	20
3. Pozo perforado con pantalla (filtro)	10
4. Motor diesel rápido (a)	10
5. Motor diesel lento (a)	15
6. Bomba tipo pozo profundo (b, c)	15
7. Bomba centrífuga, horizontal (b, c)	18
8. Bomba de plátón (b, c)	20
9. Bomba sumergible (b, c)	8
10. Edificio permanente	40
11. Tanques de almacenamiento de: concreto o mampostería, tuberías de concreto pre-esforzadas, canales de concreto reforzado.	40
12. Líneas y tuberías de acero recubiertas y tuberías de concreto reforzado	25 (d)
13. Líneas y tuberías de acero sin recubrir	20 (d)
14. Tuberías de asbesto-cemento, P.V.C.	20 (e)
15. Tuberías de hierro fundido secundarias	15 (e)
16. Equipo de filtración, ablandamiento y descalcificación (f)	15
17. Válvulas de: compuerta, globo, etc.	15
18. Medidores de agua, instrumentos de medición y accesorios.	8
19. Motor eléctrico (b)	20
20. Avanzados eléctrico	15
21. Tanque de almacenamiento de acero y cobre	20

Notas:

- a) Los motores diesel deben considerarse rápidos, si el número de revoluciones por minuto es mayor de 750.
- b) Los valores están basados en 3,000 horas de trabajo anual se deben corregir si el número de horas de trabajo es diferente.
- c) En caso de: pozos no verticales, aguas corrosivas o materiales abrasivos contenidos en el agua, supervelocidad, etc., la vida útil se debe reducir.
- d) La vida útil debe reducirse por cinco años aproximadamente en caso de aguas o suelos corrosivos. En cada caso se determinarán por medio de análisis las características corrosivas del agua.
- e) La vida útil debe reducirse de 5 a 10 años aproximadamente en caso de aguas duras. Este tiempo se definirá en base a las características del agua.
- f) Los valores dados son para maquinaria, la vida del concreto y de los edificios debe ser calculada de acuerdo con el tipo de obra.

Cuadro 2.7 Vida útil de diversos elementos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

POBLACIÓN DE PROYECTO

En general, el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, se basa en una estimación de la población futura a la que servirá, denominada población de proyecto; este número de habitantes corresponde al que se tendrá al último día del periodo de diseño que se fijó.

Es indiscutible que de la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro, y que efectivamente al reducirse el grado de incertidumbre en el diseño pueda ser más económica.

Los factores básicos del cambio en la población son dos: a) el aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes; y b) la migración neta, o sea, el exceso o pérdida de población que resulten del movimiento de las familias hacia adentro y hacia afuera de un área determinada.

Desgraciadamente, las tasas de natalidad y muerte no se mantienen constantes a través del tiempo: es decir, que aún el hacer estimaciones de población de un año a otro encierra cierta incertidumbre e inexactitudes.

La interrelación de los dos factores del cambio en la población, puede señalarse diciendo que, generalmente, mientras mayor sea la base de la población con que se trabaje, el crecimiento natural tendrá más peso en el aumento de la población que la migración neta.

Es importante señalar además, que las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de la población, tanto en el aumento natural como en la migración neta. De esto se desprende que el análisis de las condiciones socioeconómicas es importante en la mecánica de la predicción del crecimiento de las poblaciones. No importa el área para la cual se haga la estimación, deberán tenerse en cuenta, tanto las fuerzas socioeconómicas internas como las externas. Así como las condiciones mundiales afectan a la nación, las condiciones de las áreas metropolitanas influyen sobre las comunidades suburbanas.

Los atractivos de una comunidad (agua, alcantarillado, calles pavimentadas, comercios, zonas de recreación), tanto como lugar para vivir, como lugar para trabajar, son también factores importantes en el crecimiento de su población.

Es importante destacar que deben tomarse determinadas precauciones y tener en cuenta algunos factores limitantes para hacer una buena predicción. Por ejemplo, debe hacerse una estimación de la capacidad que puede admitir el terreno disponible para saber si una predicción determinada resulta o no razonable. Así, hay lugares congestionados de construcciones que tienen poco espacio para más personas: en ellos, no importa cuáles hayan sido las tendencias del pasado, las personas no pueden habitar por no existir más espacio para ellas. Es decir, que estas poblaciones están saturadas y por consiguiente no se puede suponer que tengan crecimiento futuro a la hora de estudiar el espacio disponible.

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su pasado desarrollo, y la fuente de información más importante sobre el mismo en México son los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática cada diez años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como son el aritmético, geométrico, parabólico, etc. Estos y otros modelos se explican a continuación.

MODELO ARITMÉTICO

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

$$\frac{dP}{dt} = K_a, \text{ ó bien:}$$

$$dP = K_a dt$$

Donde P es la población; t el tiempo y K_a una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc.). Integrando tenemos:

$$\int_1^2 dP = K_a \int_1^2 dt$$

$$P_2 - P_1 = K_a(t_2 - t_1)$$

Sustituyendo en la primera ecuación:

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

Para un tiempo T cualquiera se tiene la ecuación lineal

$$P = P_2 + K_a(T - t_2)$$

Donde el índice "2" se considera para los datos iniciales (P_2 población inicial en el tiempo t_2).

Ejemplo:

Calcular la población para el 2010 con el modelo aritmético con la información de la siguiente tabla:

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACIÓN
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Solución:

Se recomienda usar como datos a sustituir en la ecuación anterior los últimos dos censos, ya que representan la tendencia más reciente del crecimiento de la población.

Así tenemos:

$$K_{a80-90} = \frac{27314 - 22762}{1990 - 1980} = 455.2$$

Por lo tanto tenemos:

$$P_{2010} = P_{1990} + K_{a80-90}(2010 - 1990) = 27314 + 455.2(2010 - 1990) = 36418 \text{ hab.}$$

MODELO GEOMÉTRICO

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

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

ó

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

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

Integrando esto se tiene:

$$\int_1^2 \frac{dP}{P} = K_G \int_1^2 dt$$

$$\ln P_2 - \ln P_1 = K_G (t_2 - t_1)$$

Que es lo mismo como:

$$K_G = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

Para un tiempo T cualquiera:

$$\ln P = \ln P_2 + K_G (T - t_2)$$

Ejemplo:

Del ejemplo anterior calcule la población para 2010 con el modelo geométrico.

Solución:

Tomando nuevamente los dos censos anteriores tenemos:

$$K_{G80-90} = \frac{\ln 27314 - \ln 22762}{1990 - 1980} = 0.01823$$

Así tenemos:

$$\ln P_{2010} = \ln P_{1990} + K_G (2010 - 1990) = \ln 27314 + 0.01823(2010 - 1990) = 10.57975$$

$$P_{2010} = e^{10.57975} = 39330 \text{ hab.}$$

Debido a que es un modelo de progresión geométrica los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se supone en un crecimiento de progresión aritmético y como la anterior ecuación puede escribirse así:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G t$$

Donde P_0 es la población cuando $t = 0$ y tomando antilogaritmos:

$$P = P_0 e^{K_G t}$$

Y si representamos a $e^{K_G t}$ como $(1+i)^t$, donde i , representa a la tasa de interés quedando la expresión:

$$P = P_0 (1+i)^t$$

Como en el ejemplo anterior podemos representar con un despeje la tasa de interés y quedaría:

$$i_{70-80} = 10 \frac{22762}{19290} - 1 = 0.01668$$

Esto es del 1.67% anual, y para el siguiente periodo:

$$i_{80-90} = 10 \frac{27314}{22762} - 1 = 0.01839$$

O una tasa del 1.84% anual

La tasa promedio anual será:

$$i_{ANUAL} = \frac{1.67 + 1.84}{2} = 1.76\%$$

Con esta tasa se obtiene la población para el 2010.

$$P_{2010} = 27314 (1 + 0.0176)^{(20010-1990)} = 38719 \text{ hab}$$

MODELO GEOMÉTRICO DECRECIENTE

Cuando la población tiende a un valor máximo determinado "de saturación", es conveniente estimar la población futura con los parámetros de la ley de crecimiento que puede considerarse geométrico decreciente.

La población puede llegar a ese valor máximo de saturación, a causa de limitaciones de sus recursos económicos, naturales, o del área urbanizaba, por ejemplo. La velocidad de crecimiento sería directamente proporcional a la población faltante de saturación, es decir:

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

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

$$\int_1^2 \frac{dP}{L - P} = K_D \int_1^2 dt$$

$$-Ln(L - P) \Big|_1^2 = K_D(t_2 - t_1)$$

$$-Ln \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)} = K_D(t_2 - t_1)$$

De donde

$$K_D = \frac{-Ln \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)}}{t_2 - t_1}$$

Para una población P a un futuro T , tomando como datos iniciales P_2 al tiempo t_2 , se tiene:

$$\ln \frac{(L - P)}{(L - P_2)} = K_D (T - t_2), \text{ ó bien:}$$

$$\ln \frac{L - P}{L - P_2} = -K_D (T - t_2)$$

$$\ln \frac{L - P}{L - P_2} = e^{-K_D (T - t_2)}$$

$$L - P = (L - P_2) e^{-K_D (T - t_2)}$$

$$-P = -L + (L - P_2) e^{-K_D (T - t_2)}$$

$$P = L - (L - P_2) e^{-K_D (T - t_2)}$$

Restando P_2 a ambos lados de la igualdad:

$$P - P_2 = (L - P_2) - (L - P_2) e^{-K_D (T - t_2)}$$

Asociando

$$P - P_2 = (L - P_2) - (1 - e^{-K_D (T - t_2)})$$

$$P = P_2 + (L - P_2) - (1 - e^{-K_D (T - t_2)})$$

Ejemplo:

Tomando como datos los del ejemplo anterior y con una población de saturación $L=7000$ habitantes calcule población par 2010 aplicando el modelo geométrico decreciente.

$$K_{D70-80} = \frac{-\ln \frac{(7000 - 22762)}{(7000 - 19290)}}{1980 - 1970} = 0.007092$$

$$K_{D80-90} = \frac{-\ln \frac{(7000 - 27314)}{(7000 - 22762)}}{1990 - 1980} = 0.010132$$

Y un valor medio:

$$K_D = \frac{0.007092 + 0.010132}{2} = 0.008611$$

Así tenemos:

$$P = 27314 + (70000 - 27314) - (1 - e^{-0.1722}) = 34067 \text{ habitantes.}$$

MODELO LOGÍSTICO Ó BIOLÓGICO

Este modelo se usa para planeaciones a largo plazo con recursos fijos en vías de desarrollo, en consecuencia tiende a una población máxima limitada, generalmente para grandes ciudades o países. La concepción del modelo corresponde al crecimiento que tienen las moscas o cualquier otro insecto en un espacio fijo y con alimentación limitada, en donde al inicio la velocidad de crecimiento aumenta hasta un cierto valor a partir del cual decrece tendiendo al valor nulo por disminución de alimento y contaminación del medio. La teoría para la población la formuló P. F. Verhulst en 1844 y la aplicó R. Pearl en 1924 a los estudios demográficos. La curva de crecimiento de población tiene forma de "S" (Figura 2.7). Se le denomina comúnmente como el "Método de la S logística".

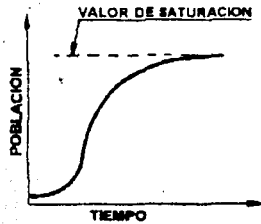


Figura 2.7 Curva logística de crecimiento.

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

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

Donde L es la población límite. La ecuación (4.14) expresa que la velocidad de crecimiento es proporcional a la población y al faltante de población para llegar al límite. Separando variables para integrar se tiene

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

Haciendo cambio de variable $P = \frac{1}{z}$

Y entonces:

$$dP = -\frac{dz}{z^2}$$

Sustituyendo:

$$\frac{-\frac{dz}{z^2}}{\frac{1}{z}(L - \frac{1}{z})} = K_B dt$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$-\frac{dz}{z\left(L - \frac{1}{z}\right)} = K_B dt$$

$$-\frac{dz}{(Lz - 1)} = K_B dt$$

Su integración es directa:

$$-\frac{1}{L} \ln(Lz - 1) = K_B t + A$$

Donde A es una constante de integración. Volviendo a sustituir:

$$P = \frac{1}{z}$$

$$-\frac{1}{L} \ln\left(\frac{L}{P} - 1\right) = K_B t + A$$

La constante de integración se determina para las siguientes condiciones iniciales $t = 0$, $P = P_0$, así:

$$A = -\frac{1}{L} \ln\left(\frac{L}{P_0} - 1\right)$$

Sustituyendo este valor de A queda

$$\frac{1}{L} \ln \frac{\frac{L}{P_0} - 1}{\frac{L}{P} - 1} = K_B t$$

$$\frac{\frac{L}{P_0} - 1}{\frac{L}{P} - 1} = e^{K_B L t}$$

Además como P es:

$$P = \frac{L}{1 + \left(\frac{L}{P_0} - 1\right) e^{-K_B L t}}$$

Si se hace:

$$m = \frac{L}{P_0} - 1 \text{ y } a = -K_B L.$$

Queda

$$P = \frac{L}{1 + me^{at}}$$

Que es la ecuación logística de Verhulst. Sustituyendo en la ecuación logística y sustituyendo en los parámetros se obtienen:

$$L = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0}$$

$$a = \frac{1}{\Delta t} \ln \left\{ \frac{P_0(L - P_1)}{P_1(L - P_0)} \right\}$$

Ejemplo:

Tomando los datos del ejemplo anterior calcular la población para el año 2010 con el modelo logístico.

$$L = \frac{2(19290)(22762)(27314) - (22762)^2(19290 + 27314)}{(19290)(27314) - (22762)^2} = -18218.40$$

$$m = \frac{-18218.40 - 19290}{19290} = -1.94$$

$$a = \frac{1}{10} \ln \left\{ \frac{19290(-18218.4 - 22762)}{22762(-18218.4 - 19290)} \right\} = -0.0077$$

Obsérvese que $\Delta t = 10$ años (equidistancia entre datos).

Y finalmente aplicando la ecuación de población para 2010.

$$P_{2010} = \frac{-18218.4}{1 + \left(\frac{-18218.4}{19290} - 1\right)e^{-0.0077(2010-1970)}} = 42793 \text{ hab.}$$

En este ejemplo podemos observar que esta serie de datos no se ajusta al modelo logístico. Debido a que como arrastra la aproximación en miles con un decremento de un decimal se produce un error para las series de poblaciones con menos de particiones de 100000 como mínimo, esto quiere decir que solo se aplicaría este método en predicciones con número de habitantes en cualquier año como mínimo de 100,000 habitantes.

MÉTODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES

Este método consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos a los de una parábola de segundo grado. Se requiere que los datos sean equidistantes para la aplicación del método.

Ejemplo:

De la población que aparece en el cuadro calcule la población para los años 1980, 1990 y 2000.

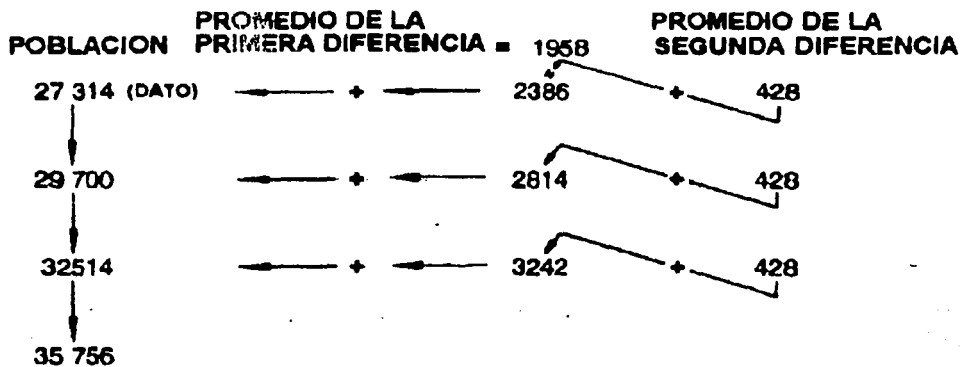
AÑO	POBLACION
1870	7734
1880	8430
1890	9189
1900	10200
1910	11528
1920	12909
1930	14587
1940	16629
1950	19290
1960	22762
1970	27314

Solución:

AÑO	POBLACION	PRIMERA DIFERENCIA	SEGUNDA DIFERENCIA
1870	7734		
1880	8430	696	
1890	9189	759	63
1900	10200	1011	252
1910	11528	1328	316
1920	12909	1580	252
1930	14587	1678	206
1940	16629	2042	364
1950	19290	2661	619
1960	22762	3472	811
1970	27314	4542	1080
SUMAS		18680	3866
No. de datos		10	9
PROMEDIO		1868	429

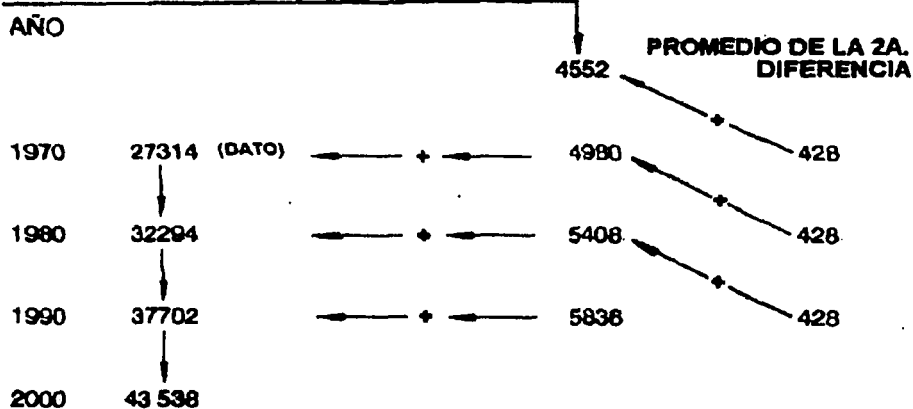
En el promedio original, el promedio de la segunda diferencia permanece constante y se suma sucesivamente al promedio de la primera diferencia.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Una variante de este método más ajustada a la realidad consiste en no obtener promedio de la primera diferencia y el promedio de la segunda diferencia sumarlo al resultado de la última primera diferencia calculada en la tabla según se ilustra a continuación.

1A. DIFERENCIA CALCULADA DEL PERIODO 1970 - 1960



MODELO DE LA PARÁBOLA CÚBICA

Este método considera que la curva de crecimiento se aproxima a la de una parábola cúbica del tipo:

$$P = a + bx + cx^2 + dx^3$$

En donde $x = \text{año}$.

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

Ejemplo:

Calcular la población para el año 2010 por el método de la parábola cúbica con los siguientes datos:

AÑO	POBLACIÓN	X
1960	16629	0
1970	19290	1
1980	22762	2
1990	27314	3

Se cumple que:

$$(x = 0)$$

$$P = 16629 = a + b(0) + c(0)^2 + d(0)^3 \quad \text{por lo que } a = 16629$$

$$(x = 1)$$

$$P = 19290 = 16629 + b(1) + c(1)^2 + d(1)^3$$

$$(x = 2)$$

$$P = 22762 = 16629 + b(2) + c(2)^2 + d(2)^3$$

$$(x = 3)$$

$$P = 27314 = 16629 + b(3) + c(3)^2 + d(3)^3$$

Quedando un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas.

$$b + c + d = 2661$$

$$2b + 4c + 8d = 6133$$

$$3b + 9c + 27d = 10685$$

Resolviendo el sistema queda:

$$b = 2345.16$$

$$c = 271$$

$$d = 44.83$$

Finalmente queda:

$$P = 16629 + 2345.16x + 271x^2 + 44.83x^3$$

Para $(x=5)$, 2010:

$$P = 16629 + 2345.16(5) + 271(5)^2 + 44.83(5)^3 = 45299 \quad \text{habs.}$$

MÉTODO DE EXTENSIÓN DE LA CURVA A OJO

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

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

Ejemplo:

Determinar la población para los años 1990, 1995 y 2000 de la población "A" por el método de extensión de la curva a ojo. Los datos censales son los siguientes:

POBLACIÓN "A"	
AÑOS	HABITANTES
1910	10290
1920	11526
1930	12909
1940	14587
1950	16629
1960	19290
1970	22762
1980	27314

Solución:

De la figura 2.8 se obtiene:

AÑOS	POBLACIÓN
1990	32 230
1995	35 000
2000	37 600

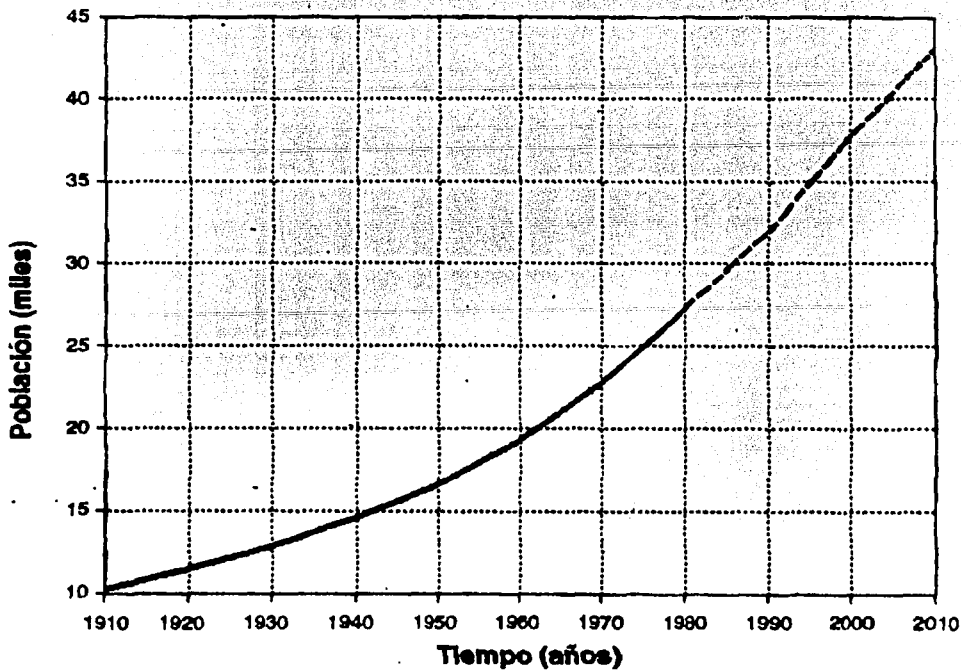


Figura 2.8

MÉTODO DE COMPARACIÓN CON OTRAS POBLACIONES

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se haga el proyecto.

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

Ejemplo:

Determinar la población para los años 1990, 1995 y 2000 de la población "A" del ejemplo anterior por el método de comparación de otras poblaciones.

Solución:

Se encontraron otras tres poblaciones semejantes a la estudiada. Los datos censales se presentan el cuadro 2.7 de los cuales se obtienen los siguientes resultados de la figura 2.9:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AÑO	HABITANTES
1990	34 000
1995	35 000
2000	37 500

AÑO	POBLACION B	POBLACION C	POBLACION D
1910	14,800	20,107	20,824
1920	16,724	22,681	23,739
1930	18,563	25,312	26,739
1940	20,791	28,709	30,310
1950	23,701	32,819	35,159
1960	27,020	38,008	40,784
1970	31,613	45,693	48,126
1980	37,938	52,889	54,270

Cuadro 2.7 Poblaciones semejantes a la población "A"

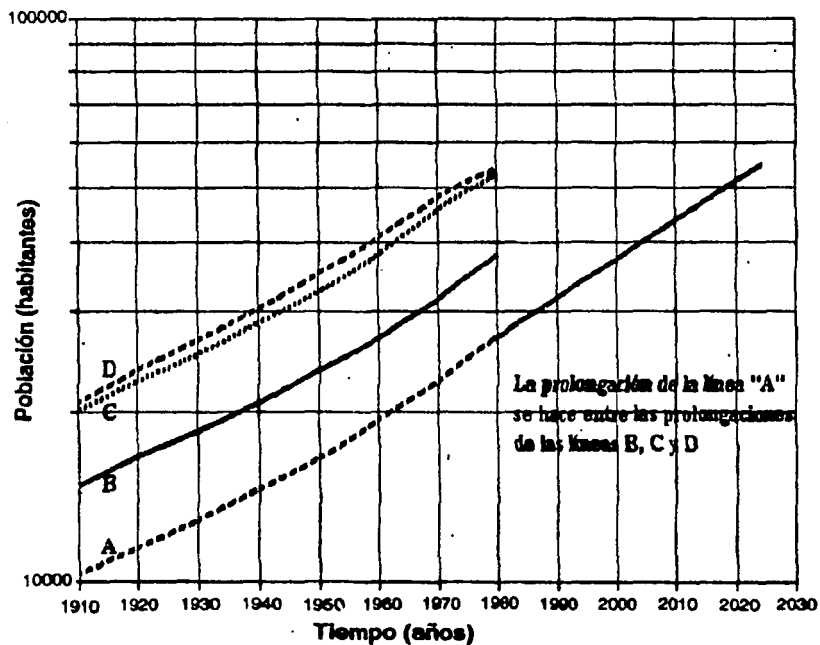


Figura 2.9

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PREDICCIÓN CON SERIES CRONOLÓGICAS

En los cálculos realizados anteriormente se utilizaron sólo dos datos para los métodos aritmético y geométrico. En el método de las predicciones con series cronológicas se utiliza toda la información disponible que se considera representativa y adecuada (información seleccionada).

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

MÉTODO DE LOS MÍNIMOS CUADRADOS

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

Ejemplo:

Para ejemplificar este método se utilizan los datos censales que se presentan en el siguiente cuadro 2.8 donde "x" representa el año y "y" el número de habitantes. Además sustituyendo los valores de dicho cuadro en las ecuaciones normales:

$$\begin{aligned}\sum y &= na + b \sum x \\ \sum xy &= a \sum x + b \sum x^2\end{aligned}$$

Donde "n" representa el número de pares de observaciones utilizadas en la regresión.

x	y	x ²	y ²	xy
1910	10200	3648100	104040000	19482000
1920	11528	3686400	132888784	22129920
1930	12909	3724800	16664281	24914370
1940	14587	3763600	212780569	28298780
1950	16629	3802500	276523041	32428560
1960	19290	3841600	372104100	37088400
1970	22782	3899600	518108644	44841140
1980	27314	3920400	746054596	54081720
$\Sigma x = 15560$	$\Sigma y = 135217$	$\Sigma x^2 = 30\ 288\ 400$	$\Sigma y^2 = 2\ 529\ 102\ 507$	$\Sigma xy = 263\ 982\ 880$

Cuadro 2.8

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores tenemos:

$$\begin{aligned}135217 &= 8a + 15560b \\ 263982880 &= 15560a + 30268400b\end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtiene que $a = -439\ 623.742$ y $b = 234.71767$ por lo tanto la ecuación de regresión es:

$$Y = -439623.742 + 234.7167x$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Que permite calcular la población para cualquier año:

AÑO: X	POBLACION: Y
1971	23 005
1975	23 944
1990	27 464
1995	28 638
2000	29 812

Cuando la serie de datos no se ajusta a una recta, por quedar los puntos muy dispersos en el plano, puede intentarse el ajuste a una curva logarítmica o exponencial. En forma similar al método anterior la ecuación está representada por:

$$\text{Log } y' = a + bx$$

Donde las constantes de regresión a y b se calculan por el método de los mínimos cuadrados. En este método la población debe estar en forma logarítmica, como se muestra en el cuadro 2.9.

AÑO	HABITANTES			
x	log y	x ²	280g y'	x log y
1910	4.0085	10200	18.0699	7668.43
1920	4.0617	11528	18.4974	7708.46
1930	4.1109	12909	18.9905	7934.04
1940	4.1640	14587	17.3369	8078.16
1950	4.2209	16329	17.8100	8230.78
1960	4.2853	19290	18.383	8399.19
1970	4.3572	22762	18.9652	8583.68
1980	4.4364	27314	19.6816	8784.07
$\Sigma x = 15, 560$	$\Sigma y = 33.6450$	$\Sigma x^2 = 30268400$	$\Sigma y' = 141.6513$	$\Sigma xy = 85, 464.79$

Cuadro 2.9 Operaciones del método de mínimos cuadrados del ejemplo ajustando a una curva logarítmica

Y análogamente tenemos:

$$\begin{aligned} \sum \log y &= na + b \sum x \\ \sum \log .xy &= a \sum x + b \sum x^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo se tiene:

$$\begin{aligned} 33.645 &= 8a + 15560b \\ 65466.70 &= 15560a + 30268400b \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se tiene que a= -7.49261685 y b= 0.00601452, por lo tanto:

$$Y = -7.4926 + 0.006014x$$

La cual sacando su antilogaritmo permite calcular la población para cualquier año.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AÑO 'X'	LOG Y	POB 'Y'
1971	4.36200	23015
1975	4.38908	24325
1990	4.47928	29942
1985	4.5084	32068
2000	4.5364	34389

CONSUMOS

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

a) Cantidad de agua disponible.

La dificultad para disponer de agua en las fuentes de abastecimiento limita en ocasiones la cantidad a distribuirse.

b) Tamaño de la población.

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

c) Características de la población.

El consumo per cápita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población, así como de las características de dicha actividad.

d) Clima.

Los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de agua, ya que elevan éste cuando el clima es cálido y lo disminuyen cuando es frío, aunque en este caso puede también incrementarse el consumo debido al uso de calefacción y a la rotura de tuberías por la congelación del agua.

e) Nivel económico.

A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua.

f) Existencia de alcantarillado.

Cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de desecho son fácilmente eliminables, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.

g) Clase de abastecimiento.

El consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario.

h) Calidad del agua.

El consumo de agua aumenta cuando su calidad es mejor debido a que se diversifican sus usos.

i) Presión en la red.

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

i) Control de consumo.

El uso de medidores provoca una disminución en el consumo de agua ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

DOTACIÓN

Se entiende por "dotación", la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual, incluyendo pérdidas. Por supuesto que la dotación de agua potable, si el sistema de abastecimiento es eficiente y suficiente, es función del clima, del número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios y hacer uso racional de ella. Se considera para fines de proyecto ya sea la aplicación de los datos experimentales que se recaben en la población en cuestión, los que se adaptan de otras en condiciones similares o, a falta de éstos, se acaten normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se indica en el Cuadro 2.8, aplicable a las poblaciones del país, expresada en litros diarios por habitante (L/d x hab) (Normas de proyecto para obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana. Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, SRH, 1974).

Número de habitantes	Clima		
	Cálido	Templado	Frío
2500 a 15000	150	125	100
15000 a 30000	200	150	125
30000 a 70000	250	200	175
70000 a 150000	300	250	200
Mayor de 150000	350	300	250

Cuadro 2.8 Dotación de agua potable (L/hab/día).

Las cifras del Cuadro 2.9 toman en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como sigue en litros por habitante y por día:

Para bebida, cocina y limpieza	de 20 a 30
Descarga de muebles sanitarios	de 30 a 45
Para baño de regadera	de 20 a 30
Total	de 70 a 105

Cuadro 2.9

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

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

VARIACIONES

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000}$$

Donde:

V_{ma} = Es el consumo medio anual en m^3 .

D = Es la dotación L/hab/día y

P = Es número de habitantes.

El consume medio diario (V_{md}) es por consiguiente:

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000}$$

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

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400}$$

Donde 86400 son los segundos que tiene un día.

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

Las condiciones climáticas, los días de trabajo etcétera, tienden a causar amplias variaciones en el consumo de agua. Durante la semana, el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. En algunos meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente el tiempo caluroso producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superarán a otros en cuanto a su demanda. También se producen puntas de demanda durante el día. Habrá una punta por la mañana al empezar la actividad del día y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada.

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

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD$$

Donde:

Q_{MD} = Es el gasto máximo diario en litros por segundo.

Q_m = Es el gasto medio diario anual en litros por segundo y

CVD = Es el coeficiente de variación diaria.

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

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH$$

Donde:

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

CVH = Es el coeficiente de variación horaria.

De acuerdo a los Lineamientos Técnicos de la CNA, se tienen los siguientes valores de los coeficientes de variación:

CVD 1.2 a 1.5

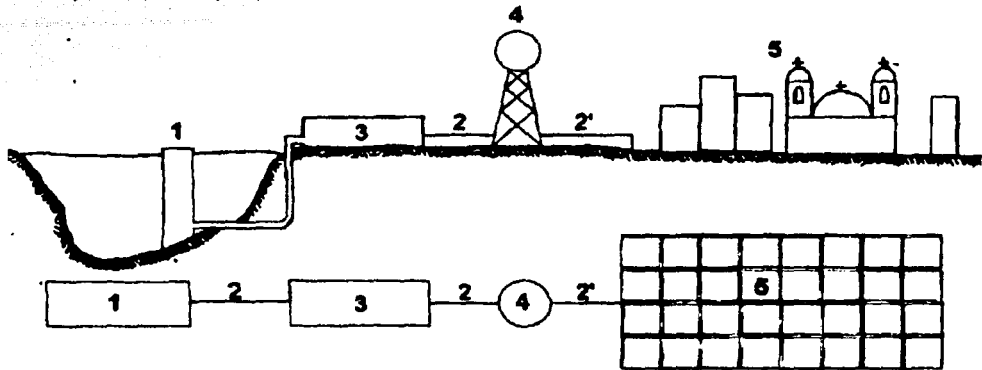
CVH 1.5 a 2

Los valores comúnmente usados para proyecto en la República Mexicana son:

CVD = 1.2

CVH = 1.5

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican en la Figura 2.10.



COMPONENTE	GASTO DE DISEÑO
1. FUENTE Y OBRA DE CAPTACION	Q_{MD}
2. CONDUCCION	Q_{MD}
2'. CONDUCCION (ALIMENTACION A LA RED)	Q_{MD}
3. POTABILIZADORA	*
4. TANQUE DE REGULARIZACION	Q_{MD}
5. RED DE DISTRIBUCION	Q_{MH}

DONDE

Q_m = GASTO MEDIO

Q_{MD} = GASTO MAXIMO DIARIO

Q_{MH} = GASTO MAXIMO HORARIO

Q_m ó Q_{MD} EN PROCESOS

*

Q_{MD} EN FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Figura 2.10 Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO III.-"CONDUCCIÓN"

El agua se transporta desde la fuente a la comunidad en conductos abiertos o cerrados, suministrándose la energía necesaria por gravedad o a bombeo.

Las obras destinadas al transporte de agua potable reciben el nombre de "Líneas de Conducción". Es importante tener ciertos conocimientos sobre los materiales de uso frecuente en las líneas de conducción, pero incluso también de los más antiguos, porque algunos de los que se usan poco en la actualidad aún se encuentran en servicio en muchos de los sistemas antiguos de abastecimiento de agua.

A estos materiales nos referiremos en lo que sigue.

TUBERÍAS USADAS EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y su sistema de unión.

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales se puede mencionar la arcilla vitrificada, madera, plomo, cobre, hierro fundido, acero y concreto. A través del tiempo algunos de estos materiales han sido abandonados y en la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a base de fibras de asbesto y cemento, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC) Figura 3.1.

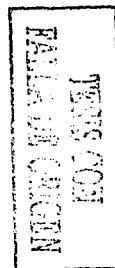


Figura 3.1 La elección del tipo de tubería depende del material a utilizar.

TUBERÍAS DE FIBRO-CEMENTO

Se entiende por tubos de presión de fibro-cemento los conductos de sección circular fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Pórtland o Pórtland Puzolánico, exentos de materia orgánica, con o sin adición de sílice.

La tubería de fibro-cemento sílice curada en autoclave, con vapor a presión, prácticamente no se oxida ni se corroe, Se fabrican aplicando sobre un mandríl de acero pulido, una película obtenida con la mezcla íntima de fibras de asbesto de distintos tipos, cemento, sílice y agua, de tal manera que el enrollamiento de la película se traduce en una estructura multilaminar de óptima resistencia. La utilización del mandríl, permite obtener una superficie tersa, para la que se tiene un coeficiente de rugosidad $n = 0.010$, según la fórmula de Manning que estudiaremos más adelante.

Los tubos de presión de fibro-cemento se fabrican para presiones internas de trabajo máximas, según la norma oficial mexicana NOM- C- 12-2/2-1982, en las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 y A-14, en donde los números 5, 7, 10 y 14

indican la presión interna de trabajo en kg./cm^2 que resisten los tubos. Actualmente existe en el mercado una denominación comercial de tubos de asbesto-cemento para conducción según la norma oficial mexicana NOM-C-12/1-1981 con base en la presión de trabajo expresada en metros de columna de agua; así se tiene: T-50, T-70, T-100, T-140 y T-200. La presión de prueba en fábrica para cada tubo y cada cople es de 3 veces la presión de trabajo para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 metros. Véase cuadro 3.1

La desventaja de los conductos de fibro-cemento es su baja resistencia mecánica. Debido a esto, al salir de la fábrica los tubos se degradan en su calidad por falta de cuidado en su transporte, manejo y almacenaje.

TUBERÍAS DE PLÁSTICO: POLIETILENO Y CLORURO DE POLIVINILO (PVC)

De los plásticos, los termoplásticos son los que en la actualidad presentan mucho interés para su uso en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Los dos termoplásticos de mayor importancia hasta la fecha son: el polietileno (PE) y el policloruro de vinilo (PVC), tal y como lo demuestra la figura 3.2.

El polietileno es un derivado del gas etileno, que es un componente del gas natural; también puede ser un derivado de la refinación del petróleo. Se tienen comercialmente tres tipos: de densidad baja, mediana y alta, Se fabrican con base en la Norma NOM-E-18-1969.

Desde el año de 1965, la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos utilizó con regularidad tuberías de polietileno de alta densidad o de alto peso molecular, en obras grandes y pequeñas, con éxito principalmente en tomas domiciliarias; sin embargo, en el caso de redes con fluctuaciones notables de presión y con defectos de instalación se han tenido serios problemas, como ha sucedido en la Ciudad de Monterrey.

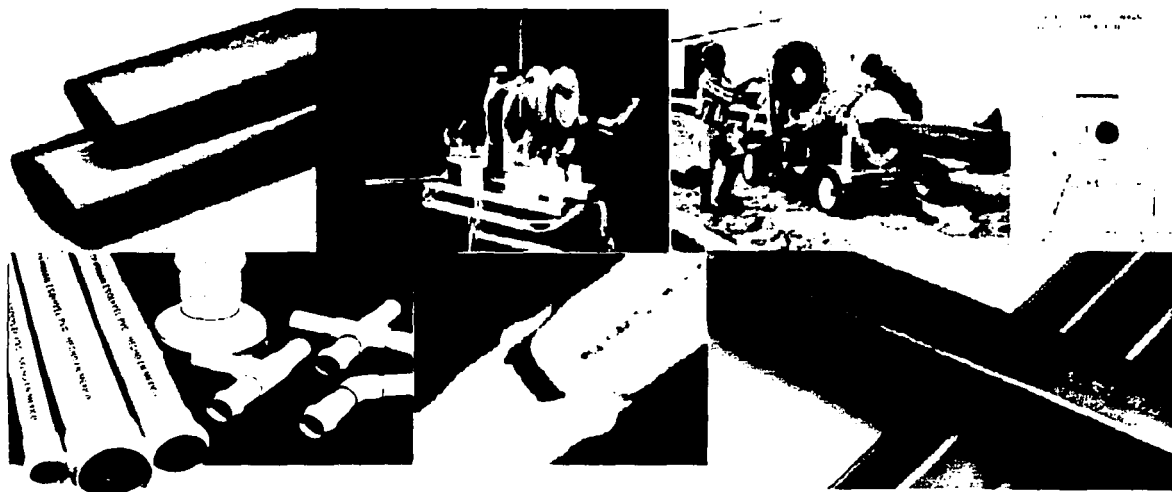
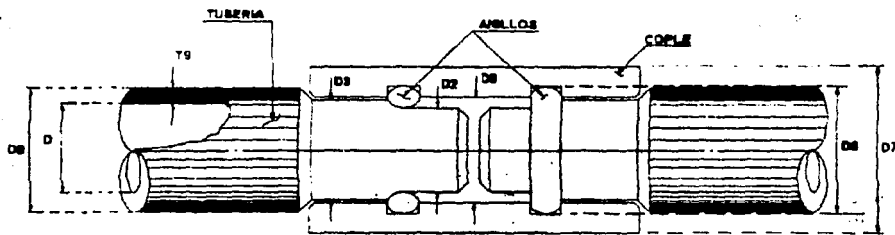


Figura 3.2 Se demuestra las características de las tuberías de polietileno y PVC donde se demuestra que el polietileno puede tener diversas formas y la colocación es diferente entre estas dos tuberías, además que su colocación en redes también varía.



D	mm	75	100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	750	900
	pulg	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	24	30	36
A-5	D2	92	116	167	219	278	326	384	436	493	538	646	806	971
	D8	96	120	171	223	280	330	388	442	497	542	650	813	975
	D6	111	135	186	238	285	345	408	462	517	567	670	833	995
	D7	131	155	206	267	325	375	436	496	555	609	726	903	1078
	D9	97	122	173	225	282	332	390	444	499	546	655	818	980
	T9	11.0	11.0	12.0	13.0	16.0	16.0	17.0	19.0	21.0	23.0	27.5	34.0	40.0
	Peso kg/m	6.0	7.7	12.1	17.3	24.7	31.8	39.8	50.7	63.1	75.6	108.4	164.5	236.2
	Peso cople	2.2	2.7	3.9	5.3	8.6	10.0	14.8	18.2	24.3	30.8	41.7	66.7	91.3
	D2	95	118	170	224	281	332	395	450	506	549	660	825	991
	D8	99	122	174	228	285	336	399	454	510	553	664	829	995
D6	114	137	189	243	300	351	419	474	530	573	684	849	1015	
D7	137	160	214	272	335	387	460	519	581	634	757	938	1122	
D9	101	124	178	230	287	338	401	456	512	557	669	834	1000	
T9	12.5	12.0	13.5	15.5	18.5	19.0	22.5	25.0	27.5	28.5	34.5	42.0	50.0	
Peso kg/m	7.0	8.4	13.8	20.9	30.2	38.1	53.5	67.7	83.7	94.8	137.5	209.0	298.5	
Peso cople	2.5	3.0	4.3	6.2	9.7	11.8	18.8	22.8	30.9	38.4	52.7	81.3	113.4	
A-10	D2	98	122	176	231	286	344	412	469	527	573	689	862	1035
	D8	102	126	180	235	290	348	416	473	531	572	693	866	1039
	D6	117	141	195	250	305	363	436	493	551	597	713	886	1059
	D7	142	168	228	287	345	411	497	560	624	689	824	1023	1223
	D9	104	128	182	237	292	350	418	475	533	581	698	871	1044
	T9	14.0	14.0	16.5	19.0	21.0	25.0	31.0	34.5	38.0	40.5	49.0	60.5	72.0
	Peso kg/m	7.9	10.0	17.2	26.0	35.8	51.0	75.4	95.5	118.2	137.5	199.8	308.1	436.7
	Peso cople	2.7	3.5	5.2	7.6	11.0	15.0	26.6	32.3	42.9	56.8	79.3	128.1	179.8
	D2	104	128	185	243	301	362	430	490	551	600	730	913	1096
	D8	108	132	189	247	306	368	434	494	555	612	734	917	1100
D6	123	147	204	262	320	381	454	514	575	612	754	937	1120	
D7	150	176	241	307	375	447	525	595	666	724	922	1146	1369	
D9	110	134	191	249	307	368	436	496	557	618	739	922	1105	
Peso kg/m	17.0	17.0	21.0	25.0	28.5	34.0	40.0	45.0	50.0	58.0	69.5	88.0	102.5	
Peso cople	3.0	3.8	6.3	9.3	15.0	20.7	31.4	39.6	54.1	69.6	124.2	204.1	286.9	

Descripción

- D Diámetro interior nominal
- T9 Espesor de pared
- D8 Diámetro exterior
- D6 Diámetro de ranura de cople
- D3 Diámetro intermedio
- D2 Diámetro de la sección de enchufe
- D8 Diámetro interior del cople
- D7 Diámetro exterior del cople

Cuadro 3.1 Tuberías de fibra-cemento, dimensiones generales y pesos.

Las ventajas de las tuberías de polietileno son: su gran flexibilidad, que permite su presentación en rollos; su ligereza, ya que pesa ocho veces menos que el acero y tres veces menos que el asbesto-cemento; y no presenta corrosión.

El PVC, (Cloruro de polivinilo) es un material termoplástico compuesto de polímeros de cloruro de vinilo, un sólido incoloro con alta resistencia al agua, alcoholes, ácidos y álcalis concentrados. Se obtiene en forma de gránulos, soluciones, líquidos y pastas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la Norma Oficial Mexicana de calidad vigente actualmente, (Sistema Inglés) para tubos y conexiones rígidas de policloruro de vinilo DGN-E/12-1968, se recomienda un esfuerzo de diseño de 140 Kg/cm² para PVC 1114 (tipo I, grado I, esfuerzo de diseño 140). En septiembre de 1977 se publicó la Norma Oficial Mexicana de Tubos y Conexiones de Policloruro de Vinilo (PVC) para abastecimiento de agua potable, NOM-E-22-1977 (Serie Métrica), para PVC 1114.

Por su parte, las tuberías de PVC presentan las ventajas y desventajas que se enlistan en el Cuadro 3.2.

La industria de tuberías plásticas fabrica dos líneas de tubos hidráulicos de PVC para el abastecimiento de agua potable: la línea métrica, tubos blancos, y la línea inglesa, tubos grises.

La línea métrica (color blanco), fue diseñada de acuerdo con el sistema internacional de unidades. La integran 13 diámetros (de 50 a 630 mm), y cinco espesores que permiten presiones máximas de trabajo de 5, 7, 10, 14 y 20 kg/cm²; en función de cada presión se clasifican en clases. En el Cuadro 3.3 aparecen las clases de la línea métrica así como sus correspondientes espesores y diámetros interiores promedio. En dicho cuadro puede observarse también que el diámetro nominal del tubo es igual (para fines prácticos) a su diámetro exterior.

La unión entre tubos y conexiones se realiza mediante el sistema espiga-campana con anillo de hule. La longitud útil de cada tubo es de seis metros, pero también puede fabricarse en otras longitudes, según acuerdo entre cliente y fabricante.

La línea inglesa (color gris), fue diseñada con base en el sistema de unidades inglesas y se fabrica en 11 diámetros (de 13 a 200 mm). En función del cociente entre su diámetro exterior y su espesor mínimo de pared (RD relación de dimensiones), y las presiones máximas de trabajo, se clasifican en: RD-41 (7.1), RD-32.5 (8.7), RD-26 (11.2) y RO-13.5 (22.4 kg/cm²). En el Cuadro 3.4 aparece la clasificación con sus respectivos espesores y diámetros interiores promedio. En este caso, el diámetro nominal del tubo no es igual al diámetro exterior ni al interior.

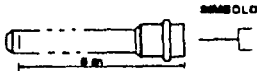
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - Resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. - Instalación rápida, fácil y económica. - Debido a su grado de absorción permite la prueba hidrostática después de su llenado. - Su resistencia mecánica es superior a la de las tuberías de fibro-cemento. - Menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de fibro-cemento, concreto y acero. - Por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería se facilita notablemente. - Respecto a su costo de suministro en los diámetros de 50, 60, 75 y 100 mm es más barata que las tuberías de fibro-cemento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alto costo en diámetros de 200 mm y mayores. - Las propiedades mecánicas de las tuberías de PVC se afectan si quedan expuestas a los rayos solares por un periodo de tiempo prolongado. - Los tubos de extremos lisos requieren mano de obra altamente especializada para su unión por el proceso de cementado. Debido a esto, en todos los proyectos de conducciones se especifica el uso de tuberías con campana y anillo de hule. La campana debe ser integral al tubo.

Cuadro 3.2 Ventajas y desventajas de las tuberías de PVC.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior (mm)	Espesores promedio (e) y Diámetros interiores promedio (d) en mm									
		Clase 5		Clase 7		Clase 10		Clase 14		Clase 20	
		e	d	e	d	e	d	e	d	e	d
50	50					2.0	46.1	2.6	44.9	3.7	42.7
63	63			1.7	59.7	2.4	58.3	3.3	56.5	4.5	54.1
80	80	1.7	76.8	2.2	75.8	3.1	74.0	4.1	72.0	5.8	66.6
100	100	2.0	96.2	2.7	94.6	3.8	92.6	5.2	89.8	7.2	85.8
160	160	3.1	154.0	4.2	151.8	5.9	148.4	8.1	144.0	11.4	137.4
200	200	3.8	192.6	5.3	189.6	7.4	185.4	10.1	180.0	14.1	172.0
250	250	4.7	240.9	6.5	237.3	9.2	231.9	12.6	225.1	17.7	214.9
315	315	6.0	303.3	8.2	298.9	11.6	292.1	15.9	283.5	22.3	270.7
355	355	6.6	342.4	9.3	337.0	12.9	329.8	17.9	319.8	25.0	305.6
400	400	7.5	385.6	10.4	379.8	14.6	371.4	20.1	360.4	28.1	344.4
450	450	8.4	433.9	11.7	427.3	16.4	417.9	22.6	405.5	31.6	367.5
500	500	9.4	482.0	12.9	475.0	18.2	464.4	25.1	450.6	35.1	430.6
630	630	11.8	607.4	16.3	598.4	22.9	585.2	31.6	567.8	44.1	542.8

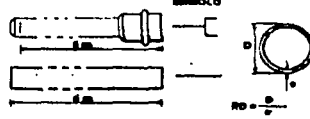
Los tubos se suministran con largo útil de 6 metros, con uno de sus extremos acampanados

	Clase	5	7	10	14	20
	Presión máxima de trabajo (kg/cm ²)	5	7	10	14	20

Cuadro 3.3 Tubo hidráulico de PVC serie métrica, diámetros y espesores promedio.

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior Promedio (mm)	Espesores promedio (e) y Diámetros interiores promedio (d) en mm							
		RD-41		RD-32.5		RD-26		RD-13.5	
		e	d	e	d	e	d	e	d
13	21.3							1.9	17.5
19	26.7							2.3	22.1
25	33.4					1.8	29.8	2.9	27.6
32	42.2					1.9	38.4	3.4	35.4
38	48.3			1.8	44.7	2.2	43.9	3.9	40.5
50	60.3	1.8	56.7	2.2	55.9	2.6	55.1	4.6	50.7
60	73.0	2.1	68.8	2.5	68.0	3.1	66.8		
75	88.90	2.5	83.9	3.0	82.9	3.7	81.5		
100	114.30	3.1	108.1	3.8	108.7	4.7	104.9		
150	168.30	4.4	159.5	5.5	157.3	6.9	154.5		
200	219.10	5.6	207.9	7.1	204.9	8.9	201.3		

Los tubos se suministran en tramos con largo útil de 6 metros, con extremos lisos si el sistema es cementar y con una campana en uno de sus extremos si el sistema de unión es espiga campana

	RD	Presión Máxima de Trabajo (kg/cm ²)
	41	7.1
	32.5	8.7
	26	11.2
	13.5	22.4

Cuadro 3.4 Tubo hidráulico de PVC serie inglesa, diámetros y espesores promedio.

PALLA DE ONICEN
 S.A.

En esta línea existe además del sistema de unión espiga-campana, el sistema cementado. La longitud útil del tubo es de seis metros pero también puede fabricarse en otras longitudes, previo acuerdo entre fabricante y comprador

Las tuberías de polietileno se fabrican también en cuatro diferentes RD y son aptas para trabajar a las presiones especificadas en el Cuadro 3.5; según las condiciones de operación de la tubería se aplicará un factor de seguridad igual a 3 ó 4 veces la presión de trabajo para llegar a la presión de ruptura. El factor 3 (F3) se aplica en líneas subterráneas en terreno estable y al factor 4(F4) se aplica en líneas expuestas a movimientos de terreno o tráfico pesado y líneas a intemperie.

En el Cuadro 3 6 se presentan los diámetros de los tubos de polietileno.

RD		
9	F ₃ = 11.1	F ₄ = 14.7
13.5	F ₃ = 7.1	F ₄ = 9.4
17	F ₃ = 5.5	F ₄ = 7.3
21	F ₃ = 4.4	F ₄ = 5.9

*S.- esfuerzo de diseño o fuerza por unidad de área en la pared del tubo en corte transversal al eje del mismo.

$$S = \frac{P(d - e)}{2e}$$

d = diámetro exterior (mm); P = presión de trabajo en kg/cm²; e = espesor mínimo de pared (mm)

Cuadro 3.5 Presión máxima de trabajo en kg/cm² para tubos de polietileno (S=44.29 kg/cm²).

Medida Nominal		Diámetro Exterior mm	Espesor Pared mm	Largo rollo m	Peso GMS/M.L.
mm	puig				
RD-9					
13	1/2	21.3	2.3	50 y 150	136
19	3/4	26.7	3.0	50 y 150	223
25	1	33.4	3.7	50 y 150	345
RD-13.5					
32	1 1/4	42.2	3.1	50 y 150	382
38	1 1/2	48.3	3.6	50 y 150	506
50	2	60.3	4.5	50 y 150	790
75	3	88.9	6.6	10 y 50	1709
100	3	114.3	8.5	10	2831
150	6	168.3	12.8	10	6175
RD-17					
50	2	60.3	3.5	50 y 150	626
75	3	88.9	5.2	10 y 50	1371
100	4	114.3	6.7	10	2271
150	6	160.3	9.9	10	4940
200	8	219.1	12.9	10	6400
RD-21					
75	3	88.9	4.2	10 y 50	1080
100	4	114.3	5.4	10 y 50	1765
150	6	160.3	8.0	10	4060
200	8	219.1	10.4	10	6690

Cuadro 3.6 Dimensiones de los tubos de polietileno.

TUBOS CON
 FALLA DE ORIGEN

TUBERÍAS DE FIERRO VACIADO

Las tuberías de fierro vaciado fueron utilizadas en la República Mexicana en la gran mayoría de las primeras obras de aprovisionamiento de agua potable construidas. Son muy resistentes a los esfuerzos mecánicos y de gran duración debido a su buena resistencia a la corrosión. En nuestro medio, las tuberías de fierro vaciado fueron fabricadas hasta 1967 por Altos Hornos de México, S.A., en Monclova, Coahuila. Se producían tuberías de extremos lisos y de macho campana para diámetros de 75 a 350 mm, pero fueron desplazadas del mercado nacional por las tuberías de fibro-cemento cuyo costo es menor.

TUBERÍAS DE ACERO

En 1943, la Compañía Tubacero de Monterrey, N. L., inició la fabricación de tubos de acero formados por medio de roladoras y soldadura manual. Posteriormente fue sustituido este método utilizando prensa hidráulica y soldadura por arco sumergido. Actualmente se utilizan en México dos métodos de fabricación: el proceso de soldadura (Tubacero, S.A.) y el proceso sin costura (TAMSA). La materia prima es el acero en placa o rollo, para el primero y lingotes y placas para el segundo. Los tubos de acero se fabrican con diámetros desde 4.5 pulgadas (114.3 mm) hasta 48 pulgadas (1219 mm). Su producción está sujeta a un estricto control de calidad que toma en cuenta las normas DGN-B-177 y B-179-1978, e internacionales como las del American Petroleum Institute (API), máxima autoridad en el ramo. Las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción cuando se tienen altas presiones de trabajo. Su utilización obliga a revestirlas contra la corrosión interior y exteriormente. Son muy durables, resistentes, flexibles y adaptadas a las distintas condiciones de instalación que se tengan. En el cuadro se presentan las características de los tubos de acero.

En conducciones y redes de distribución de pequeñas localidades, principalmente rurales, se han utilizado en algunos casos tuberías de acero galvanizado. Estos conductos se fabrican en diámetros de 10, 13, 19, 25, 32, 38, 50, 64, 76 y 102 mm con longitud del tubo de 6.40 m.



Figura 3.3 Tubería de acero empleados en este caso para conducción de petróleo debido a su gran presión de trabajo.

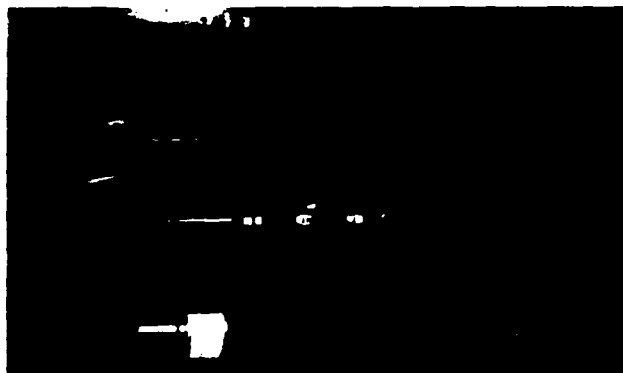


Figura 3.4 Tubería de acero empleados en dispositivo de contra incendio con dispositivos adicionales.

TUBERÍAS DE CONCRETO

Las tuberías de concreto que se han usado con más frecuencia en las obras de conducción son:

Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto (SP-16).

Tuberías de concreto presforzado (SP12).

Tuberías de concreto pretensado (Comecop). Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.

Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.

A continuación se describen sus características más importantes.

Las tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto están reforzadas con dos jaulas entrelazadas de varilla, calculadas para resistir la presión de trabajo a una fatiga máxima de 880 kg/cm^2 , para el acero en circunferencia; el esfuerzo longitudinal será el equivalente a varilla de 12.7 mm con un espaciamiento máximo de 76 cm centro a centro. La junta es de concreto moldeado y de sección tal, que los tubos se centran por sí solos; la junta queda sellada con empaque de hule. Se fabrican para presiones de trabajo de 1.8, 2.5, 3.2, 4.0 y 5 kg/cm^2 . En campo se prueban a no más del 110% de la presión teórica de trabajo. Los tubos tienen una longitud efectiva de 2.33 m; su diámetro es de 76, 91, 107, 122, 137 y 138 cm, generalmente.

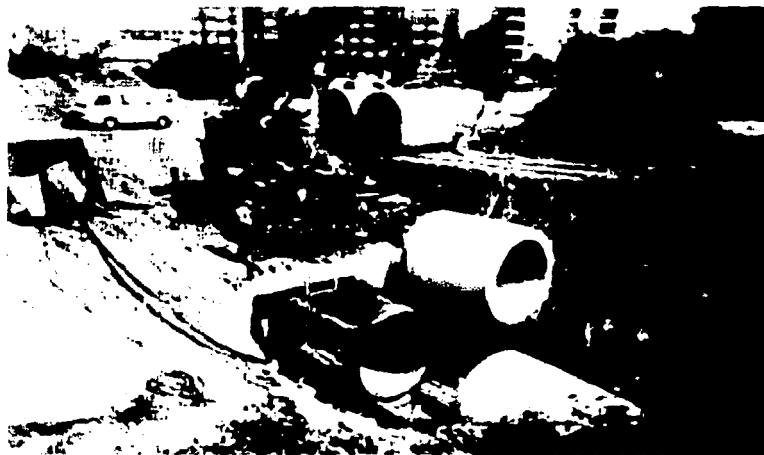


Figura 3.7 Colocación de tubería de concreto donde se observa que se necesita maquinaria para instalarla.

DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua		DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua	
Pulg.	mm	Pulg.	mm		$\frac{W}{L} = 250 \frac{Kg}{cm^2}$	$\frac{W}{L} = 333 \frac{Kg}{cm^2}$	Pulg.	mm	Pulg.	mm		$\frac{W}{L} = 250 \frac{Kg}{cm^2}$	$\frac{W}{L} = 333 \frac{Kg}{cm^2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
4	102	14. Ga	1.9	4.811	493	745	22	550	10. Ga	3.4	50.598	154	243
		12. Ga	2.7	6.846	665	1 050			69 945	215	343		
		10. Ga	3.4	8.031	855	1 322			93 758	288	451		
4 1/2	114	14. Ga	1.9	5.506	439	667	24	610	10. Ga	3.4	55.063	142	223
		12. Ga	2.7	7.590	591	947			75 808	197	315		
		10. Ga	3.4	9.073	750	1 193			101 197	204	413		
6	152	14. Ga	1.9	7.441	328	540	28	690	10. Ga	3.4	63.359	189	291
		12. Ga	2.7	10.204	443	710			83 402	243	382		
		10. Ga	3.4	13.096	570	865			128 402	305	479		
6 1/2	168	14. Ga	1.9	8.185	398	652	30	711	10. Ga	3.4	68.777	166	270
		12. Ga	2.7	11.310	492	648			79 959	226	354		
		10. Ga	3.4	14.435	615	809			148 249	283	414		
8	203	14. Ga	1.9	9.971	247	374	32	813	10. Ga	3.4	78.583	142	223
		12. Ga	2.7	13.542	333	532			93 758	197	315		
		10. Ga	3.4	17.412	427	670			101 197	204	413		
8 1/2	219	14. Ga	1.9	10.715	228	347	34	804	10. Ga	3.4	84.842	187	292
		12. Ga	2.7	14.584	308	489			93 758	215	343		
		10. Ga	3.4	18.903	397	621			101 197	204	413		
10	254	14. Ga	1.9	12.965	206	323	36	914	10. Ga	3.4	90.598	154	243
		12. Ga	2.7	17.727	277	446			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	21.727	342	525			101 197	204	413		
10 1/2	273	14. Ga	1.9	15.156	247	391	38	965	10. Ga	3.4	96.732	158	252
		12. Ga	2.7	20.364	318	498			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	25.442	441	703			101 197	204	413		
12	303	14. Ga	1.9	17.281	223	354	40	1013	10. Ga	3.4	102.885	147	226
		12. Ga	2.7	23.234	287	440			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	29.907	401	630			101 197	204	413		
12 1/2	324	14. Ga	1.9	19.020	210	333	42	1064	10. Ga	3.4	109.038	152	231
		12. Ga	2.7	25.829	288	420			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	33.093	373	593			101 197	204	413		
14	356	14. Ga	1.9	21.740	244	382	44	1115	10. Ga	3.4	115.191	159	222
		12. Ga	2.7	29.646	339	530			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	38.528	453	708			101 197	204	413		
16	406	14. Ga	1.9	24.409	266	405	46	1166	10. Ga	3.4	121.344	166	257
		12. Ga	2.7	33.087	366	521			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	42.515	494	778			101 197	204	413		
18	457	14. Ga	1.9	27.205	218	333	48	1217	10. Ga	3.4	127.497	173	272
		12. Ga	2.7	36.943	287	440			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	47.386	382	551			101 197	204	413		
20	508	14. Ga	1.9	30.029	190	298	50	1268	10. Ga	3.4	133.650	180	287
		12. Ga	2.7	40.922	263	370			101 197	204	413		
		10. Ga	3.4	52.427	347	494			101 197	204	413		

Cuadro 3.7 Tablas de características de las tuberías de acero.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua P ₁ = 200 Kg/cm ² P ₂ = 300 Kg/cm ² P ₃ = 2 000 Kg/cm ²		DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua P ₁ = 200 Kg/cm ² P ₂ = 300 Kg/cm ² P ₃ = 2 000 Kg/cm ²	
Fulg. (1)	mm (2)	Fulg. (3)	mm (4)		(5)	(6)	(7)	(8)	Fulg. (1)	mm (2)		Fulg. (3)	mm (4)
40	1.010	3/16	4.8	129.472	119	190	60	1.384	1/2	12.7	601.965	211	333
		1/4	7.9	172.030	134	214			9/16	14.3	569.077	234	375
		5/16	9.5	215.747	194	311			3/8	9.5	632.141	263	417
		3/8	11.1	254.015	217	351			11/16	17.5	654.173	294	460
		7/16	11.1	302.102	277	437			3/4	19.0	744.977	317	490
		1/2	12.7	345.260	317	500			1/4	6.3	284.896	101	158
42	1.067	3/16	4.8	133.637	113	180	63	1.600	3/16	7.9	320.378	126	198
		1/4	6.3	178.583	151	236			3/8	9.5	397.347	151	238
		5/16	7.9	223.224	189	296			7/16	11.1	484.315	175	278
		3/8	9.5	267.874	226	350			1/2	12.7	520.796	201	318
		7/16	11.1	312.520	263	410			9/16	14.3	595.276	226	358
		1/2	12.7	357.166	302	470			5/8	15.9	662.244	252	396
45	1.143	3/16	4.8	141.378	107	168	66	1.670	11/16	17.5	729.213	277	438
		1/4	6.3	187.512	141	220			3/4	19.0	794.693	302	475
		5/16	7.9	235.184	175	274			1/4	6.3	278.291	98	150
		3/8	9.5	281.265	211	332			5/16	7.9	345.236	120	189
		7/16	11.1	327.402	247	388			3/8	9.5	410.693	143	227
		1/2	12.7	375.024	281	444			7/16	11.1	486.038	168	265
48	1.219	3/16	4.8	149.417	132	207	69	1.723	1/2	12.7	556.583	191	303
		5/16	7.9	248.328	164	259			9/16	14.3	625.040	216	341
		3/8	9.5	290.126	196	312			5/8	15.9	693.496	240	380
		7/16	11.1	348.236	230	361			11/16	17.5	763.441	264	418
		1/2	12.7	398.835	264	417			3/4	19.0	833.386	288	454
		9/16	14.3	449.433	279	460			13/16	20.0	903.331	312	492
51	1.296	3/16	4.8	157.456	124	185	72	1.829	7/8	22.2	975.276	336	530
		5/16	7.9	270.650	156	244			15/16	23.8	1 043.221	360	568
		3/8	9.5	322.937	187	293			1	25.4	1 113.166	384	606
		7/16	11.1	378.000	217	343			1/4	6.3	290.197	92	144
		1/2	12.7	431.575	248	392			5/16	7.9	363.118	115	180
		9/16	14.3	486.638	270	411			3/8	9.5	434.551	139	217
54	1.373	3/16	4.8	165.495	117	184	75	1.929	7/16	11.1	507.478	160	263
		5/16	7.9	284.244	147	220			1/2	12.7	580.394	183	290
		3/8	9.5	342.264	175	277			9/16	14.3	653.315	207	326
		7/16	11.1	397.347	205	324			5/8	15.9	726.237	230	363
		1/2	12.7	455.380	235	370			11/16	17.5	799.158	253	399
		9/16	14.3	511.937	264	417			3/4	19.0	870.591	275	433
57	1.448	3/16	4.8	173.534	111	174	78	2.029	13/16	20.0	943.512	298	470
		5/16	7.9	300.614	139	218			7/8	22.2	1 014.945	321	507
		3/8	9.5	358.634	166	262			15/16	23.8	1 087.367	344	543
		7/16	11.1	416.669	194	306			1	25.4	1 160.788	368	580
		1/2	12.7	479.197	222	351			1/4	6.3	303.501	88	138
		9/16	14.3	538.723	250	395			5/16	7.9	379.488	110	173
60	1.520	3/16	4.8	181.573	106	165	81	2.129	3/8	9.5	455.380	132	209
		5/16	7.9	315.496	132	207			7/16	11.1	531.284	153	242
		3/8	9.5	376.488	158	249			1/2	12.7	608.670	175	278
		7/16	11.1	441.992	185	291			9/16	14.3	683.079	197	318
		1/2	12.7	509.929	214	340			5/8	15.9	758.977	220	348
		9/16	14.3	579.866	243	390			11/16	17.5	834.874	242	383
63	1.600	3/16	4.8	189.612	101	160	84	2.229	3/4	19.0	910.772	264	415
		5/16	7.9	328.535	129	204			13/16	20.0	986.070	286	451
		3/8	9.5	391.527	157	248			7/8	22.2	1 064.056	308	485
		7/16	11.1	457.520	186	292			15/16	23.8	1 139.843	330	520
		1/2	12.7	527.512	215	346			1	25.4	1 217.839	352	555
		9/16	14.3	599.504	244	390			3/16	7.9	365.858	103	165
66	1.670	3/16	4.8	197.651	96	159	87	2.329	3/8	9.5	474.789	127	199
		5/16	7.9	340.574	124	208			7/16	11.1	553.607	147	232
		3/8	9.5	406.566	153	252			1/2	12.7	632.481	168	267
		7/16	11.1	475.558	182	296			9/16	14.3	711.853	190	300
		1/2	12.7	547.550	211	350			5/8	15.9	790.229	211	341
		9/16	14.3	622.542	240	394			11/16	17.5	869.103	232	368
69	1.723	3/16	4.8	205.690	91	158	90	2.429	3/4	19.0	947.977	253	399
		5/16	7.9	352.613	119	217			13/16	20.0	1 026.551	274	433
		3/8	9.5	421.605	148	261			7/8	22.2	1 107.212	295	466
		7/16	11.1	493.597	177	305			15/16	23.8	1 187.876	317	500
		1/2	12.7	568.589	206	350			1	25.4	1 269.450	339	533
		9/16	14.3	645.581	235	394							

Cuadro 3.7 Tablas de características de las tuberías de acero (Continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columnas de agua para $f_s = 2300 \text{ Kg/cm}^2$ $f_c = 3333 \text{ Kg/cm}^2$ $T = 2000 \text{ Kg/cm}^2$		DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columnas de agua para $f_s = 2300 \text{ Kg/cm}^2$ $f_c = 3333 \text{ Kg/cm}^2$ $T = 2000 \text{ Kg/cm}^2$	
Pulg.	mm	Pulg.	mm		(1)	(2)	Pulg.	mm	(1)	(2)		(3)	(4)
41	1.010	3/16	4.8	129.472	119	189	60	1.584	1/2	12.7	503.065	211	338
		1/4	6.3	172.030	158	248			9/16	14.3	559.077	238	375
		5/16	7.9	213.787	198	311			5/8	15.9	632.181	263	417
		3/8	9.5	258.055	237	371			11/16	17.5	698.373	291	450
		7/16	11.1	302.102	277	437			3/4	19.0	758.077	317	499
		1/2	12.7	345.200	317	548			1/4	6.3	264.896	101	156
42	1.067	5/8	14.3	388.417	350	563	63	1.600	5/16	7.9	330.378	126	198
		3/4	15.9	431.575	390	628			3/8	9.5	397.347	151	236
		3/16	4.8	133.637	113	180			7/16	11.1	484.315	175	278
		1/4	6.3	178.583	151	236			1/2	12.7	529.796	201	318
		5/16	7.9	223.228	188	290			9/16	14.3	595.276	223	358
		3/8	9.5	267.874	228	358			5/8	15.9	682.244	252	396
45	1.143	7/16	11.1	312.520	283	418	66	1.670	11/16	17.5	729.213	277	438
		3/8	9.5	291.268	211	332			3/4	19.0	794.692	302	475
		7/16	11.1	327.402	247	388			1/4	6.3	278.291	98	150
		1/2	12.7	375.024	281	444			5/16	7.9	349.226	120	189
		9/16	14.3	422.646	317	500			3/8	9.5	418.693	148	227
		5/8	15.9	468.780	352	556			7/16	11.1	486.038	168	265
48	1.210	3/8	9.5	291.268	211	332	69	1.670	1/2	12.7	556.583	191	303
		7/16	11.1	327.402	247	388			9/16	14.3	625.040	216	341
		1/2	12.7	375.024	281	444			5/8	15.9	693.496	240	380
		9/16	14.3	422.646	317	500			11/16	17.5	763.441	264	418
		5/8	15.9	468.780	352	556			3/4	19.0	833.386	288	454
		1/4	6.3	199.417	132	207			7/8	22.2	908.301	312	530
51	1.268	5/16	7.9	248.328	184	259	70	1.753	15/16	23.8	1.043.221	360	568
		3/8	9.5	299.128	196	313			1	25.4	1.113.106	384	606
		7/16	11.1	348.226	230	361			1/4	6.3	290.197	92	144
		1/2	12.7	398.835	264	417			5/10	7.0	368.118	115	180
		9/16	14.3	449.433	270	400			3/8	9.5	434.551	138	217
		5/8	15.9	498.544	320	522			7/16	11.1	507.473	160	253
54	1.372	11/16	17.5	549.142	345	474	72	1.820	1/2	12.7	580.294	183	280
		3/4	19.0	598.252	390	623			9/16	14.3	653.315	207	328
		1/4	6.3	215.787	124	185			5/8	15.9	726.237	230	363
		5/16	7.9	270.850	153	244			11/16	17.5	799.158	253	399
		3/8	9.5	322.937	187	293			3/4	19.0	870.591	275	433
		7/16	11.1	378.000	217	343			7/8	22.2	943.512	298	470
57	1.448	1/2	12.7	421.575	248	392	75	1.905	15/16	23.8	1.014.945	321	507
		9/16	14.3	466.638	270	411			1	25.4	1.037.867	344	543
		5/8	15.9	540.213	311	491			1	28.4	1.107.788	368	580
		11/16	17.5	593.788	342	541			1/4	6.3	303.591	88	138
		3/4	19.0	647.363	373	587			5/16	7.9	379.488	110	172
		1/4	6.3	227.693	117	184			7/16	9.5	455.386	132	205
61	1.520	5/16	7.9	264.244	147	229	77	1.890	3/8	9.5	581.284	153	243
		3/8	9.5	342.264	173	277			1/2	12.7	608.670	175	278
		7/16	11.1	397.347	203	324			9/16	14.3	683.079	197	313
		1/2	12.7	455.280	233	370			5/8	15.9	758.977	220	348
		9/16	14.3	511.917	264	417			11/16	17.5	834.874	242	383
		5/8	15.9	568.498	293	468			3/4	19.0	910.772	264	415
64	1.572	11/16	17.5	628.040	322	510	80	1.970	15/16	23.8	1.088.070	286	451
		3/4	19.0	688.079	352	554			1	25.4	1.166.058	309	490
		1/4	6.3	239.588	111	174			15/16	23.8	1.139.853	330	520
		5/16	7.9	300.814	189	218			1	25.4	1.217.339	352	558
		3/8	9.5	358.684	186	292			5/16	7.9	895.858	103	165
		7/16	11.1	419.859	194	306			3/8	9.5	474.732	127	199
67	1.648	1/2	12.7	479.197	222	351	83	1.995	11.1	533.607	147	233	
		9/16	14.3	538.725	222	351			12.7	632.481	166	261	
		5/8	15.9	608.253	278	439			14.3	711.855	190	300	
		11/16	17.5	687.780	306	493			15.9	790.220	211	334	
		3/4	19.0	717.307	333	525			17.5	869.103	232	368	
		1/4	6.3	252.992	106	165			19.0	947.977	253	399	
70	1.710	5/16	7.9	315.498	132	207	85	2.070	13/16	20.8	1.028.851	274	433
		3/8	9.5	379.488	158	249			7/8	22.2	1.107.213	295	466
		7/16	11.1	441.992	185	291			15/16	23.8	1.187.778	317	509
		1/4	6.3	282.264	117	184			1	25.4	1.266.450	338	533
		5/16	7.9	358.684	186	292							
		3/8	9.5	438.117	211	332							

Cuadro 3.7 Tablas de características de las tuberías de acero (Continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIAMETRO		ESPESOR		D'ESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua $f_c = 2330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_t = 233 \text{ Kg/cm}^2$ $T = 0.6$ $W = 2000 \text{ Kg/cm}^2$		DIAMETRO		ESPESOR		D'ESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua $f_c = 2330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_t = 233 \text{ Kg/cm}^2$ $T = 0.6$ $W = 2000 \text{ Kg/cm}^2$			
Pulg.	mm	Pulg.	mm		(1)	(2)	Pulg.	mm	(3)	(4)		(5)	(6)	(7)	(8)
78	1 981	5/16	7.9	410 740	101	159	87	2 310	11/16	17.5	1 016 434	200	317		
		3/8	9.5	484 079	121	192			13/16	19.0	1 103 701	218	344		
		7/16	11.1	575 929	142	224			1 200 969	236	372				
		1/2	12.7	657 780	162	256			7/8	22.2	1 293 237	254	402		
		9/16	14.3	739 630	182	288			15/16	23.8	1 385 505	272	431		
		5/8	15.9	821 481	202	321			1	25.4	1 479 261	290	460		
		11/16	17.5	903 331	223	353			98	2 246	5/16	7.9	470 288	88	128
		3/4	19.0	986 670	243	384					3/8	9.5	564 074	105	166
		7/8	22.2	1 161 850	284	448					7/16	11.1	654 964	123	194
		13/16	20.6	1 068 520	263	416					1/2	12.7	750 048	141	222
7/8	22.2	1 161 850	284	448	9/16	14.3	843 804	158			250				
15/16	23.8	1 235 198	304	490	5/8	15.9	937 560	176			278				
1	25.4	1 317 048	324	513	11/16	17.5	1 031 316	194			300				
					3/4	19.0	1 125 072	211			332				
					13/16	20.6	1 218 828	229			360				
					7/8	22.2	1 312 583	247			388				
81	2 057	5/16	7.9	430 087	98	154	93	2 302	5/16	7.9	483 662	84	134		
		3/8	9.5	516 492	117	185			3/8	9.5	590 294	102	161		
		7/16	11.1	602 717	137	216			7/16	11.1	677 126	119	188		
		1/2	12.7	689 032	156	247			1/2	12.7	773 850	136	215		
		9/16	14.3	775 347	176	278			9/16	14.3	870 991	153	242		
		5/8	15.9	861 662	196	309			5/8	15.9	967 823	170	269		
		11/16	17.5	947 977	215	340			11/16	17.5	1 064 056	187	296		
		3/4	19.0	1 034 292	234	370			3/4	19.0	1 160 786	204	322		
		13/16	20.6	1 120 607	254	400			13/16	20.6	1 257 520	222	348		
		7/8	22.2	1 206 922	273	432			7/8	22.2	1 354 263	239	376		
84	2 184	5/16	7.9	440 457	94	148	96	2 438	5/16	7.9	497 055	81	130		
		3/8	9.5	535 748	113	179			3/8	9.5	596 252	98	156		
		7/16	11.1	625 040	132	209			7/16	11.1	706 473	114	183		
		1/2	12.7	714 331	150	239			1/2	12.7	797 670	131	208		
		9/16	14.3	803 623	169	269			9/16	14.3	896 867	147	235		
		5/8	15.9	892 914	188	298			5/8	15.9	997 037	164	261		
		11/16	17.5	982 205	207	328			11/16	17.5	1 098 284	180	287		
		3/4	19.0	1 071 497	225	358			3/4	19.0	1 196 505	197	312		
		13/16	20.6	1 160 788	244	388			13/16	20.6	1 295 213	213	338		
		7/8	22.2	1 250 080	263	416			7/8	22.2	1 393 229	230	364		
87	2 310	5/16	7.9	462 827	91	143	96	2 438	5/16	7.9	505 631	246	391		
		3/8	9.5	555 095	109	173			1	25.4	1 505 280	263	417		
		7/16	11.1	647 363	127	200									
		1/2	12.7	739 630	145	230									
		9/16	14.3	831 898	163	259									
		5/8	15.9	924 166	181	288									

Cuadro 3.7 Tablas de características de las tuberías de acero (Continuación).

Por su parte, las tuberías de concreto presforzado (SP-12) son conductos de concreto presforzado con cilindro de acero empotrado y junta de hule y acero. Su refuerzo consiste en un cilindro de acero empotrado en concreto y comprimido por alambón tipo tensilac de calibre 6 protegido por una capa de mortero. Se fabrican para presiones de trabajo de 6, 7.0, 8.0 y 10.0 kg/cm². Los diámetros son los mismos de las tuberías de SP-16.

Las tuberías de concreto pretensado (Comecop) se fabrican por centrifugación y el pretensado longitudinal se obtiene mediante alambres de acero de alta resistencia, estirados entre las extremidades del molde. Se fabrican para diámetros de 1 00 a 500 cm y presión de servicio de 16.5, 15.5, 14.5, 10 y 6.5 kg/cm² de la serie normal.

Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero están formados por un tubo de acero primario o núcleo (que contiene el alambre de pretensado longitudinal el cual una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla el alambre pretensado transversal y finalmente, se protege con un revestimiento de mortero de cemento o de concreto. La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 metros. El diámetro interno es de: 400, 500, 600, 750, 900, 1000, 1050, 1100, 1200, 1350, 1400, 1500, 1800, 2000, 2100, 2500, 3000, 3500, 4000 y 4500 y 5000 mm. Los tubos tienen juntas del tipo de espiga y campana, hechas de concreto y con un sello de hule. Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero no deberán presentar fugas ni filtraciones al someterse a una presión hidrostática en fábrica igual al 150% de la presión de diseño. La presión de trabajo se estipula en los catálogos de los fabricantes.

Finalmente, los tubos de concreto presforzado con cilindro de acero, están constituidos de un cilindro de lámina de acero con anillos soldados a éste en sus extremos, el cual previamente se somete a presión hidrostática y se ahoga en concreto, formándose así el tubo primario o núcleo. El tubo presforzado se obtiene cuando al tubo primario, una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla alambre pretensado transversal y se protege con un revestimiento de concreto o de mortero de cemento. La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 metros. Los diámetros internos son los

mismos indicados para los tubos sin cilindro de acero. Las juntas de los tubos deben ser del tipo de espiga y/o campana de anillos de acero soldados al cilindro y con un sello de hule.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES PARA LA SELECCIÓN DE TUBERIA

El diseño de tuberías requiere un análisis para cada caso particular en el que se evalúen las cargas externas y presión interna, así como verificar que se cumplan las especificaciones correspondientes. Entre los diversos materiales existentes se elegirá el que más se adapte a las especificaciones, lo cual requiere un análisis económico. Sin embargo, de acuerdo a la experiencia en México pueden anotarse las siguientes observaciones generales:

Las tuberías que más se han empleado en México para conducciones y redes de distribución de localidades urbanas y rurales, son las de asbesto cemento en todos los diámetros comerciales y, en menor cantidad, las de plástico PVC en diámetros hasta de 150 mm.

Para la conducción y distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual ó menor de 150 mm, son recomendables las tuberías de policloruro de vinilo (PVC).

Cuando se requieren diámetros superiores a 150 mm, para presiones menores de 14 kg/cm², son recomendables las tuberías de asbesto cemento.

Cuando en líneas de conducción se requieren diámetros superiores a 600 mm y presiones mayores de 10 kg/cm², el proyectista debe elegir entre tuberías de asbesto-cemento, concreto presforzado y acero.

Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 kg/cm² se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.

Para toma domiciliaria se recomiendan tuberías de polietileno de alta densidad y, para el cuadro, tubo de acero galvanizado en diámetros de 13 y 19 mm.

Los factores principales que los proyectistas deben tener en cuenta para la selección de tuberías son:

- a) Calidad y cantidad de agua por conducir.
- b) Características topográficas de la conducción y calidad del terreno por excavar.
- c) Costos de suministro e instalación.

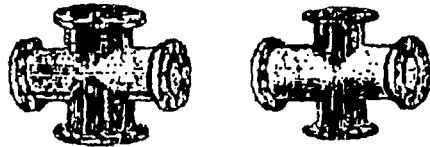
PIEZAS ESPECIALES Y DISPOSITIVOS DE CONTROL Y PROTECCION DE BOMBAS Y TUBERIAS

Las tuberías de conducción están compuestas: (1) por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos (2) por cambios que se presentan en la geometría de la sección, y (3) por distintos dispositivos para el control del flujo en la tubería o para asegurar que el funcionamiento de la línea de conducción sea eficiente.

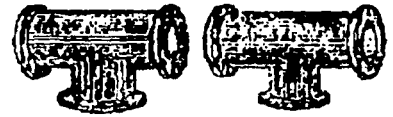
PIEZAS ESPECIALES

Las conexiones de la tubería en las intersecciones, cambios de dirección, variación de diámetros, accesos a válvulas, etc., se denominan comúnmente como "piezas especiales" y pueden ser de fierro fundida, fibro-cemento o PVC, dependiendo de qué material sean los tubos.

Las piezas especiales de fierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de tuberías. Estas piezas se conectan entre sí o a las válvulas por medio de bridas y tornillos y con un empaque de sellamiento intermedio, que puede ser de plomo, hule o plástico. La unión de estas piezas con las tuberías de fibro-cemento, se efectúa utilizando la "junta gibault", que se muestra en la Figura 3.8, y que permite conectar por una de sus bocas una "extremidad" de fierro fundido y por la otra una punta de tubería de fibro cemento. El sellamiento se logra mediante la presión ejercida con las bridas y tornillos sobre el barrilete y empaques de hule. La forma cóncava del barrilete permite efectuar deflexiones; su diámetro interior debe ser 2 mm más grande que el de las tuberías, en medidas hasta de 200 mm (8") y de 6 a 10 mm en las tuberías mayores. Las dimensiones de piezas especiales con brida de fierro fundido se ilustran en el Cuadro 3.8.



CRUCES



TEES

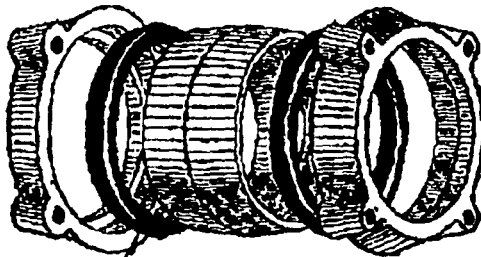


CODOS



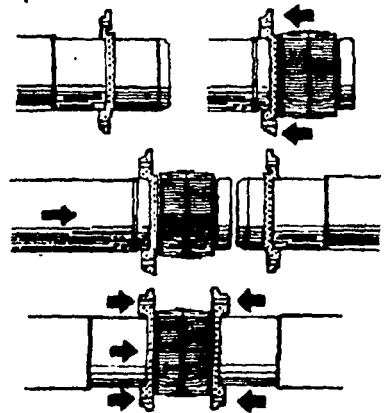
CARRETE

EXTREMIDAD

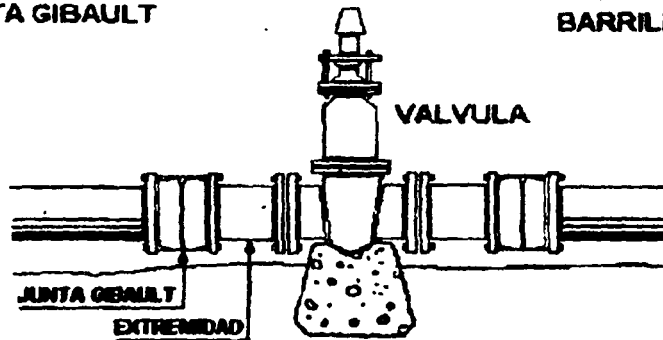


EMPAQUE DE HULE

JUNTA GIBAULT



BARRILETE



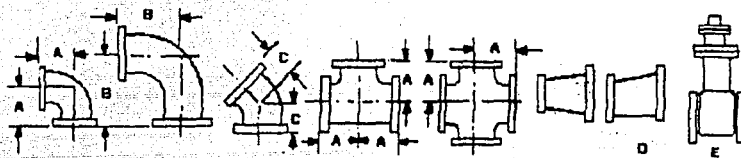
VALVULA

JUNTA GIBAULT

EXTREMIDAD

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.8 Piezas especiales de hierro fundido.



		2	2 1/2	3	4	6	8	10	12
A	CODOS, TEES, CRUCES	4 1/2	5	5 1/2	6 1/2	8	9	11	12
B	CODOS DE GRAN RADIO	6 1/2	7	7 3/4	9	11 1/2	14	16 1/2	19
C	CODOS DE 45° CENTRO A BRIDA	2 1/2	3	3	4	5	5 1/2	6 1/2	7 1/2
D	BRIDA A BRIDA EN REDUCCIONES	5	5 1/2	6	7	9	11	12	14
E	VALVULAS DE COMPUERTA B a B	7	7 1/2	8	9	10 1/2	11 1/2	13	14

		14	16	18	20	24	30	36
A	CODOS, TEES, CRUCES	14	15	16 1/2	18	22	25	28
B	CODOS DE GRAN RADIO	21 1/2	24	26 1/2	29	34	41 1/2	49
C	CODOS DE 45° CENTRO A BRIDA	7 1/2	8	8 1/2	9 1/2	12	15	18
D	BRIDA A BRIDA EN REDUCCIONES	16	18	19	20	24	30	36
E	VALVULAS DE COMPUERTA B a B	11 1/2	12	12 1/2	13	13 1/2	15	16

Número y dimensiones de taladros y tornillos para piezas especiales según plantilla A.S.A.

Diámetro interior		No. de agujeros y de tornillos	Diámetro del agujero	Tornillos		Dimensiones de la brida		
pulg	mm			Diámetro	Largo	Espesor	Diámetro	φ en agujeros
2 1/2	64	4	3/4	5/8	2 1/2	7/8	7	5 1/2
3	76	4	3/4	5/8	3	1 5/16	7 1/2	8
4	102	8	3/4	5/8	3	1 5/16	9	7 1/2
6	152	8	7/8	3/4	3 1/2	1	11	9 1/2
8	203	8	7/8	3/4	3 1/2	1 1/8	13 1/2	11 3/4
10	203	8	1	7/8	4	1 3/16	13	14 1/4
12	305	12	1	7/8	4	1 1/4	19	17
14	356	12	1 1/8	1	4 1/2	1 3/8	21	18 3/4
16	406	16	1 1/8	1	4 1/2	1 7/16	23 1/2	21 1/4
18	457	16	1 1/4	1 1/8	5	1 9/16	25	22 3/4
20	508	20	1 1/4	1 1/8	5	1 11/16	27	25
24	610	20	1 3/8	1 1/4	5 1/2	1 7/8	32	29 1/2

Cuadro 3.8 Dimensiones de piezas especiales con brida de hierro fundido.

Las piezas especiales de fibro-cemento se fabrican con segmentos de tubería de ese material, clases A-5 y A-7 pegados con Epoxy, una resina con gran adherencia, pero cuya resistencia a los golpes es reducida. Por esta razón la producción en la fábrica se limita a conexiones para tuberías hasta de 150 mm (6") de diámetro; el manejo de piezas mayores es muy riesgoso pues durante el transporte se exponen a golpes que pueden ocasionarles serios daños.

Para uniones en tuberías hasta de 150 mm (6") de diámetro y contando con operarios cuidadosos, estas piezas son de gran utilidad dada su ligereza y diseño que evita las uniones bridadas y por su bajo costo. Figura 3.9.

Por otra parte para interconectar la tubería hidráulica de PVC y formar líneas de conducción y circuitos, existen todas las conexiones necesarias: ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir sistemas de igual o diferente diámetro, cerrar los extremos de una línea, unir tubería de PVC a válvulas o piezas metálicas bridadas o con rosca, y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

componer fallas en una línea ya tendida. También es posible unir la tubería hidráulica de PVC, serie métrica, con la serie inglesa e incluso unirla con tubería de fibro-cemento.

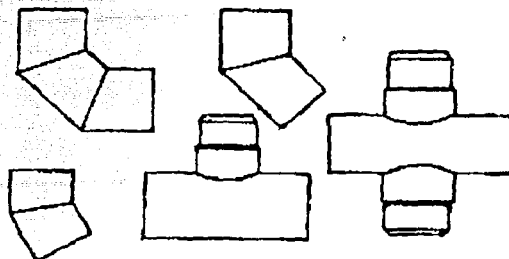


Figura 3.9 Piezas especiales de fibro-cemento.

En el caso de la serie métrica todas las conexiones de 50 a 315 mm son de PVC. Para diámetros mayores no se fabrican todas las conexiones de PVC; por ello es necesario utilizar piezas especiales de fierro fundido en combinación con extremidades de PVC, o juntas mecánicas diseñadas especialmente para tubería de PVC.

DISPOSITIVOS DE CONTROL Y PROTECCIÓN EN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

En las líneas de conducción siempre es necesario el empleo de ciertos elementos cuyo objeto es, el de algunos, proteger a las tuberías y, si lo hay, al equipo de bombeo en general, principalmente del fenómeno llamado golpe de ariete; otros elementos controlan la descarga de la línea de conducción.

A continuación se comentará la función de los elementos de control y protección que se usan con más frecuencia, para lo cual se considera como vía de ejemplo la Figura que muestra una instalación de 3 bombas conectadas para operar en paralelo, a una línea de conducción.

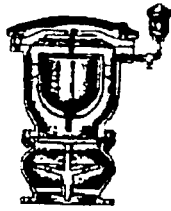
JUNTA FLEXIBLE

Son recomendables para absorber algunos movimientos ocasionados por el trabajo de la bomba, así como pequeños desalineamientos producidos durante el montaje del conjunto; también se aprovechan para desconectar con facilidad la unidad de bombeo cuando se requiera. Generalmente son empleados las juntas Dresser y Gibault o algún otro elemento similar. Figura 3.8.

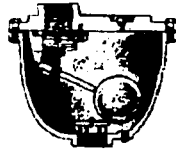
VÁLVULAS ELIMINADORAS DE AIRE

Algunas se instalan con el objeto de expulsar el aire retenido en la succión cuando la bomba no trabaja. Esta expulsión se efectúa luego de iniciarse la operación de la bomba; se ubican generalmente a continuación de la junta flexible. Uno de los tipos más usados es el que muestra la Figura 3.10 (1) al cual puede acopiarse una válvula check con el objeto de amortiguar el golpe del agua para prolongar su vida útil y evitar ruidos desagradables. La instalación de esta check es sumamente recomendable.

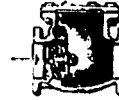
También se instalan válvulas eliminadoras de aire a lo largo de la línea de conducción, pues el aire en las tuberías supone una condición altamente perjudicial y potencialmente peligrosa cualquiera que sea el material que constituya el tubo. Al acumularse en el interior de una conducción, tiende a ocupar los puntos topográficos altos del perfil de la línea y si no se extrae, produce una estrangulación de la sección que puede llegar a interrumpir el flujo de agua. El mayor peligro, sin embargo, está en la posible compresión de este aire y su expulsión súbita así como en una interrupción repentina del flujo que puede multiplicar enormemente la presión de la bolsa de aire acumulado en la tubería traduciéndose en una verdadera explosión con proyección de fragmentos.



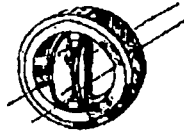
(1) DE AIRE



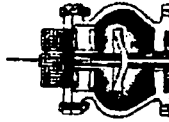
(2) DE AIRE



(3) CHECK



(4) DUO - CHECK



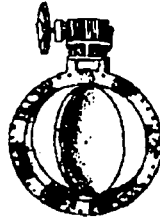
(5) CHECK SILENCIOSA



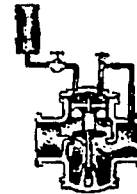
(6) ROTO CHECK



(7) COMPUERTA



(8) MARIPOSA



(9) ALMIO

Figura 3.10 Válvulas

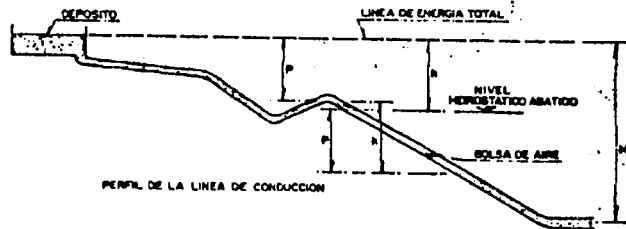


Figura 3.11 Efectos del aire dentro de una línea de conducción por gravedad.

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

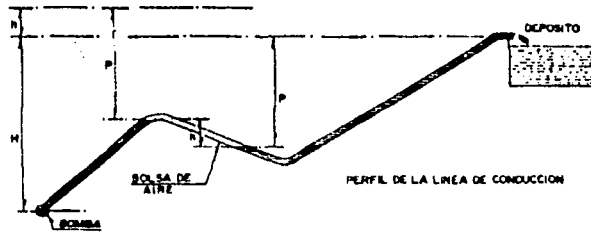


Figura 3.12 Efectos del aire dentro de una línea de conducción por bombeo.

La Figura 3.11 muestra el caso de una línea de conducción por gravedad en la cual la presión utilizable H se reduce en una cantidad h correspondiente a la diferencia de nivel entre los extremos de la bolsa de aire, en consecuencia, se reduce el gasto útil de la producción.

En la Figura 3.12 se muestra el caso en que la conducción es por bombeo. La bolsa de aire provoca un aumento de presión en las bombas, por lo que para conducir el mismo gasto el consumo de energía se incrementa en la misma proporción del aumento de presión en la bomba.

Cuando una línea de conducción no está llena de agua, es decir "purgada", los inconvenientes descritos se repiten en cada punto alto del perfil de la línea; sus efectos se suman y el rendimiento de la conducción disminuye en forma progresiva. Algunas veces esta disminución se atribuye equivocadamente a las bombas, siendo que con sólo purgar la línea en forma correcta, ésta recuperará su capacidad normal de escurrimiento.

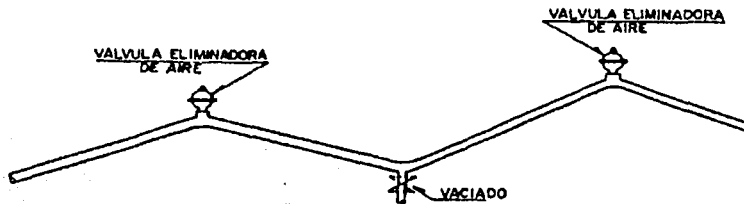


Figura 3.13 Ubicación de válvulas eliminadoras de aire en una línea de conducción

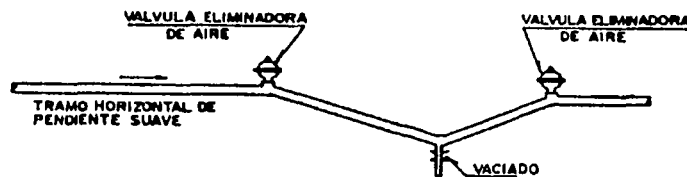


Figura 3.14 Colocación de válvulas eliminadoras de aire después de un tramo horizontal.

Por las razones expuestas anteriormente, todos los puntos altos deben estar provistos de válvulas que permitan evacuar el aire automáticamente a medida que se acumula; estas válvulas eliminadoras de aire se instalarán después de las subidas (Figura 3.13) y antes de las bajadas bruscas (Figura 3.14). La Figura 3.15 muestra el corte de una válvula de este tipo.

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

Cuando la topografía sea más o menos plana, las válvulas eliminadoras de aire se ubican en puntos situados a cada 1.5 Km como máximo y en los puntos más altos del perfil de la línea.

El diámetro de la "válvula de expulsión de aire", como también se les llama, se puede seleccionar de acuerdo al diámetro de la tubería y gasto que conducirá la línea, por medio de las reglas empíricas del cuadro 3.9.

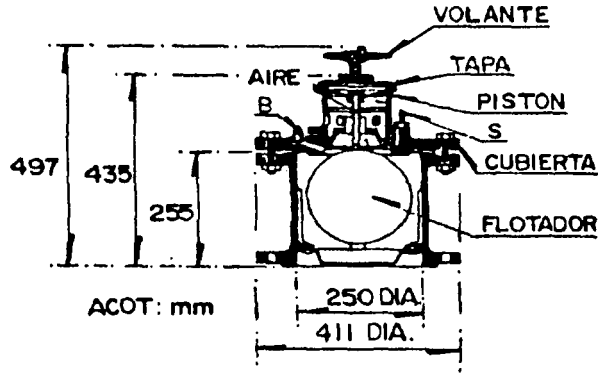


Figura 3.15 Válvula eliminadora de aire.

Diámetro de la tubería	Gasto en litros por segundo	Diámetro de la válvula
1/2" a 4"	0 a 12.6 l/s	1/2"
6" a 10"	12.7 a 50.4 l/s	1"
12" a 18"	50.5 a 201.6 l/s	2"
20" a 24"	201.7 a 472.5 l/s	3"
26" a 30"	472.6 a 819.0 l/s	6" a 8"

Cuadro 3.9 Diámetros de las válvulas de expulsión de aire

VÁLVULAS DE RETENCIÓN

Volviendo a la Figura 3.10, que se ha tomado como vía de ejemplo para la explicación de los dispositivos de control y protección, después de la válvula de expulsión de aire, indicada con el número 3 en la misma figura, se ha dibujado una válvula de retención (indicada con el número 4). Estas válvulas se usan con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería, cuando la bomba suspende su operación y con el fin de evitar esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno del golpe de ariete. Esto no quiere decir que estas válvulas eliminen el efecto de ese fenómeno, sino que únicamente lo atenúan.

Existen varios tipos en el mercado, y algunos de ellos se pueden observar en la Figura 3.10, (3), (4) y (5). La primera representa la válvula check tradicional y comúnmente empleada llamada de columpio; una ampliación de ésta se muestra en la Figura 3.16.

La segunda (Figura 3.10 (4)) se denomina Duo-check y consta esencialmente de dos medias lunas conectadas a un eje vertical, que se abren según el sentido del escurrimiento. Esta válvula en comparación con la tradicional es más liviana, de menor tamaño y, consecuentemente, de menor costo; sin embargo, las pérdidas de carga son mayores que en la tradicional. La tercera (Figura 3.10 (5)) tiene la característica de efectuar un cierre más o menos lento, con lo cual se consigue prolongar la vida de la válvula y casi eliminar el ruido que producen los otros tipos; suele llamársele Check silenciosa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Instalación Tipo

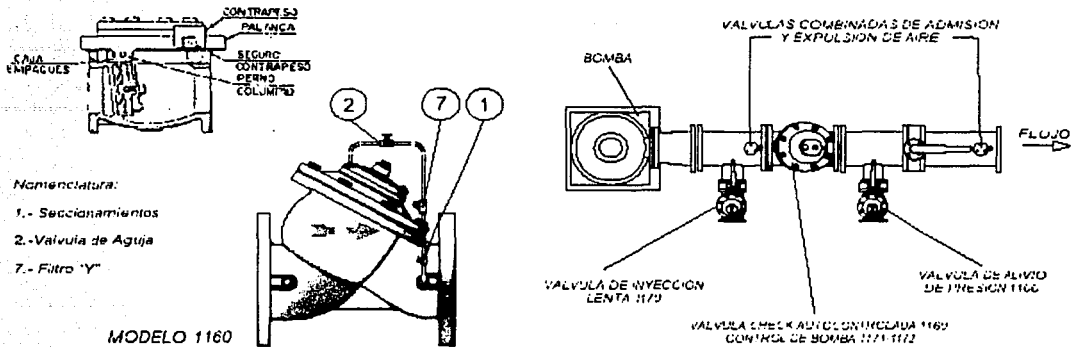


Figura 3.16 Válvula Check o de retención con diagrama general y un ejemplo de mercado.

La selección del tipo de check para una determinada instalación dependerá del diámetro de la válvula a emplear, de las presiones a que operará y de su costo en el mercado. En varios proyectos, el tiempo de entrega que ofrecen sus fabricantes puede ser determinante para el tipo elegido.

La Figura 3.10 (6) muestra la sección según el eje longitudinal de la tubería, de la válvula llamada Roto-Check, cuya operación es semejante a la de columpio. Por su diseño y procedimiento de construcción (se fabrica por mitades y se une con pernos) compite en costo con la válvula Check tradicional y es especial para cuando se requieran diámetros grandes. Tiene la ventaja de efectuar un cierre lento y hermético.

VÁLVULAS DE COMPUERTA

La válvula de compuerta se emplea con el objeto de aislar en un momento dado algún elemento o sección del sistema para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa totalmente el servicio.

La válvula de compuerta señalada con el número (6) de la Figura 3.10, ubicada en el extremo inicial de la línea de conducción, se instala con el fin de vaciar la tubería de tiempo en tiempo, lo que permite efectuarle una especie de lavado, ya que así se extraen las arenas y lodos que se depositan a lo largo de ella, según se ha podido observar. El diámetro de la válvula de compuerta para estos fines es la mitad del de la tubería de conducción.

El tipo de válvula de compuerta más empleado es el que muestra la Figura 3.10 (7); se caracteriza por ser brida y con vástago saliente, es decir que éste se desplaza según su eje vertical. Esto tiene la ventaja de que el operador se puede cerciorar con facilidad cuando la válvula está abierta o cerrada. Una ampliación de la Figura 3.10 (7) se presenta en la Figura 3.17.

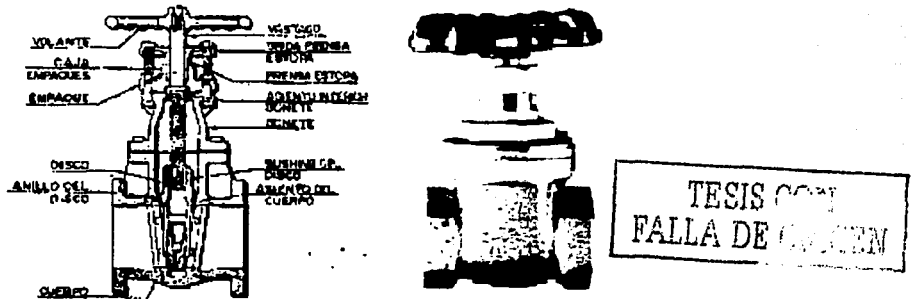


Figura 3.17 Válvula de compuerta ya sea VCR o VCS (roscable o soldable).

Es muy importante señalar que la válvula de compuerta está diseñada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o abertura total, y no se recomienda para usarse como reguladora de gasto.

VÁLVULAS DE MARIPOSA

Las válvulas de mariposa, como la mostrada en la Figura 3.10 (8) puede sustituir a la de compuerta cuando se requieren diámetros grandes y para presiones bajas en la línea; tienen la ventaja de ser más ligeras, son de menor tamaño y más barato. Estas válvulas se operan por medio de una flecha que acciona un disco haciéndolo girar centrado en el cuerpo de la válvula; la operación puede ser manual, semiautomática o automática, mediante dispositivos neumáticos, hidráulicos o eléctricos. El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto y en ciertos casos para estrangular la descarga de una bomba.

VÁLVULAS DE GLOBO

Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean, generalmente, solo en tuberías de pequeños diámetros. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que pasa el agua; este mecanismo se encuentra dentro de una caja de fierro fundido con extremos de brida para los diámetros grandes y de rosca para los pequeños. (Ver Figura 3.18).

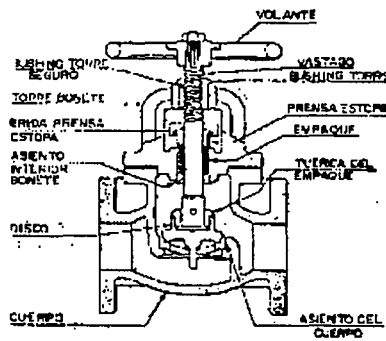


Figura 3.18 Válvula de globo, esquema y un ejemplo de aplicación.

VÁLVULAS DE ALIVIO CONTRA GOLPE DE ARIETE

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger al equipo de bombeo, tuberías y demás elementos en la conexión, contra los cambios bruscos de presión que se producen por el arranque o paro del equipo de bombeo.

La válvula está diseñada de tal manera que puede abrirse automáticamente y descargar al exterior cuando la presión en el sistema es mayor que aquella con la que fue calibrada lográndose con ello el abatimiento de la línea piezométrica.

El cierre de esta válvula también es automático y se logra cuando la presión en la línea llega a ser menor que la de su ajuste o calibración.

De acuerdo con lo anterior, el empleo de esta válvula dependerá de la magnitud de las presiones que se tengan debidas al golpe de ariete y de la conveniencia que surja al haber hecho un estudio económico, considerando la posibilidad de emplear elementos (tuberías, válvulas, etc.) resistentes a las presiones que se van a presentar, según se estudiará más adelante.

En general, las válvulas de alivio que existen en el mercado, básicamente tienen el mismo diseño, véase Figura 3.10 (9) y 3.19, y están constituidas en esencia por dos partes; una que corresponde al cuerpo de la válvula propiamente dicho y la otra formada por los mecanismos de control. En el cuerpo de la válvula se encuentra el elemento actuador, constituido por un pistón cuya posición regula el funcionamiento de la válvula. El control de este pistón se efectúa por medio de una válvula piloto calibrada que actúa con una presión determinada y no es más que una válvula de aguja de precisión para pequeños flujos. El piloto de control de esta válvula puede ser hidráulico, eléctrico o de ambos tipos.

Las válvulas que se usan con más frecuencia son las llamadas de pistón y las de diafragma, preferentemente con ambas clases de control. Las dos funcionan satisfactoriamente, pero en ocasiones se prefiere la válvula con pistón, porque la otra requiere de un servicio de mantenimiento frecuente, debido a que el material de que está hecho el diafragma (hule, neopreno, etc.) se deteriora dependiendo del tipo de agua que se maneje.

Cuando se ha definido el empleo de válvulas de alivio, su diámetro se determina en función del gasto de escurrimiento en la tubería a la que se conectará, de las presiones originadas por el golpe de ariete y de las pérdidas de carga, normalmente tolerables, ocasionadas por esta válvula. Se recomienda determinar su diámetro consultando el catálogo de los fabricantes.

Su ubicación se elige después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga común. El desfogue de la válvula de alivio deberá diseñarse sin posibilidad de ahogamiento y guiar la descarga hacia aguas abajo de la fuente de abastecimiento.

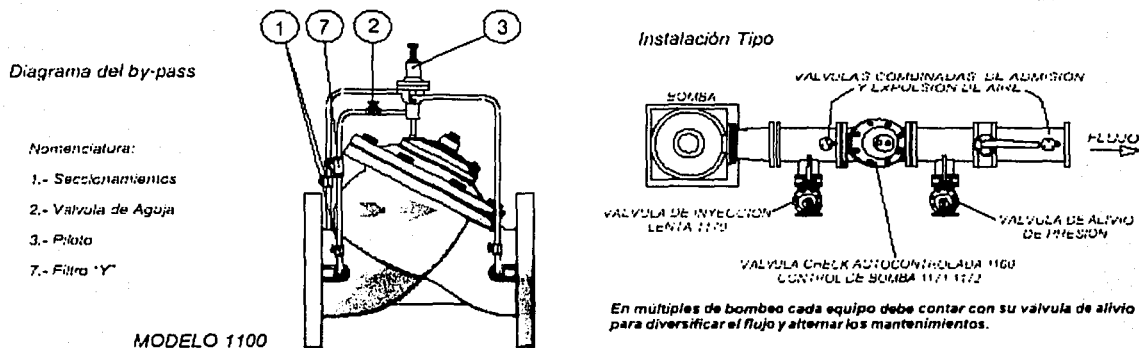


Figura 3.19 Ejemplo de mercado de una válvula de alivio para golpe de ariete.

DESAGÜES

Se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil con el fin de desaguar la línea en caso de roturas durante su operación; también se pueden usar para el lavado de la línea durante la construcción. No es recomendable la utilización de válvulas para desagües. El cruce se forma con una Tee con brida, tapa ciega y dos juntas universales, todas ellas de fierro fundido. Si en la conducción se emplean tuberías de PVC, se usan conexiones de este material para el desagüe o vaciado. Las tapas ciegas son tapones que se colocan cuando un extremo de tubería no va a trabajar temporalmente y que tienen la forma coincidente con el tipo de junta de la tubería en que se coloca.

PROYECTO DE LINEAS DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE

FACTORES POR CONSIDERAR

Para el proyecto de líneas de conducción, se deben tomar en cuenta los siguientes factores principales:

1. TOPOGRAFÍA

El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende de las características topográficas de la línea. Es conveniente obtener perfiles que permitan tener presiones de operación bajas, evitando también tener puntos altos notables.

2. AFECTACIONES

Para el trazo de la línea se deben tomar en cuenta los problemas resultantes por la afectación de terrenos ejidales y particulares. De ser posible, se utilizarán los derechos de vía de cauces de agua, caminos, ferrocarriles, líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos (Figura 3.20).

3. CLASE DE TERRENO POR EXCAVAR (GEOTECNIA)

En general, las tuberías de conducción deben quedar enterradas, principalmente las de asbesto-cemento y PVC. El trazo más adecuado puede ser el que permita disminuir al máximo posible las excavaciones en roca. Se investigará también la profundidad del nivel freático.

4. CRUZAMIENTOS

Durante el trazo topográfico se deben localizar los sitios más adecuados para el cruce de caminos, vías férreas, ríos, etc.

5. CALIDAD DEL AGUA POR CONDUCIR

Es indispensable saber si el agua es turbia, incrustante, corrosiva, o si tienen hierro y manganeso, dado que se puede afectar notablemente la capacidad de los conductos.

6. GASTO POR CONDUCIR

Para gastos pequeños, o cuando se utilizan tuberías con diámetros de 150 mm y menores, son recomendables las de policloruro de vinilo (PVC); para diámetros mayores hasta de 500 mm y carga de operación menor a 14.0 kg/cm², son recomendables las de fibro-cemento. Para diámetros de 610 mm y mayores, se debe hacer un estudio económico muy cuidadoso, comparando tuberías de fibro-cemento, acero y concreto presforzado.

7. COSTOS DE SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

Se tomarán en cuenta los costos de suministro para los casos de adquisición por parte de los Gobiernos Federal, Estatales y por contratistas.

En el caso de diámetros grandes (760 mm y mayores), se tomará en cuenta la disponibilidad oportuna de las tuberías y las facilidades financieras que otorguen los fabricantes.

8. NORMAS DE CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE TUBERÍAS

Es indispensable conocer las especificaciones de fabricación de las tuberías disponibles en el mercado, las pruebas de control de calidad, así como las recomendaciones para su transporte, manejo y almacenaje.



TESIS C-1
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.20 Se debe tener especial cuidado en lo que se refiere a factores que considerar como ejemplo de esta tubería que cruza con vías ferroviarias.

ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS

El uso ciertas fuentes de abastecimiento (concesionada o no) y el no tomar en cuenta lo indicado en el punto 2, origina en ocasiones problemas con los habitantes de la región, propiciando cambios de fuente, modificaciones del trazo de la conducción, indemnizaciones, etc.

De acuerdo con la posición relativa de la fuente y el centro de distribución, la conducción puede hacerse por medio de la acción de la gravedad o por medio de bombas.

La conducción por gravedad puede hacerse por medio de una conducción libre, es decir, trabajando el tubo como canal, o a presión.

En los sistemas de abastecimiento de agua se usa poco el canal, debido a la facilidad con que el agua puede contaminarse. Los casos más frecuentes son por consiguiente, la línea de conducción por gravedad a presión y la conducción por impulsión a bombeo.

METODOLOGÍA DE DISEÑO

Los pasos a seguir para el diseño de una línea de conducción, son los siguientes:

PASO 1: TRAZO PLANIMÉTRICO

Obtener un plano topográfico de la región, con curvas de nivel espaciadas razonablemente y, en su defecto, hacer estudios topográficos siguiendo distintas rutas en dicha región, que permitan estudiar el trazado que implique la línea de conducción más económica, o sea, la más corta y de menor diámetro; generalmente este es el resultado de varios tanteos. La conducción sigue los accidentes del terreno y, si se usan tubos de fibro-cemento o PVC, va enterrada en una zanja, como medida de protección contra los agentes exteriores. Los cambios de dirección, tanto en el plano horizontal como en el vertical, deben efectuarse por medio de curvas suaves, utilizando la deflexión que permiten las uniones de los distintos tipos de tubos.

PASO 2. TRAZO ALTIMÉTRICO

Debe hacerse un estudio del trazado en un plano vertical, es decir, debe construirse un perfil de dicho trazado. Por medio de esta representación gráfica se conocerán los accidentes topográficos presentes y sus dificultades las posiciones relativas de la tubería con el terreno y con relación a la línea piezométrica, etc. Debe tenerse especial cuidado de que la línea de conducción se encuentre siempre debajo de la línea piezométrica.

La Figura 3.21 muestra una conducción mal trazada, que tendrá presión negativa (vacío) en los lugares que se encuentran sobre la línea piezométrica. Evidentemente, en los puntos C y D, en donde la línea piezométrica corta a la tubería, la carga de presión se iguala a la atmosférica. Si la velocidad del agua no es suficientemente grande, en el punto E se desprenderá el aire que lleva siempre disuelto el agua, con mayor facilidad que el caso estudiado antes, en que la línea piezométrica está por encima de la tubería en un punto alto (ver válvulas eliminadoras de aire). Además, el aire puede entrar por las juntas imperfectas de la tubería entre los puntos C y D. Este aire modificará la línea piezométrica y si se supone que llega a adquirir la presión atmosférica, la nueva línea piezométrica pasará de la posición HF a la HE. Como el gasto que circula por toda la tubería es el mismo, la línea piezométrica en su parte inferior tendrá que ser paralela a HE y, por tanto, la tubería entre E y G estará sometida a la presión atmosférica y no trabajará a sección llena.

Aunque se puede dar solución a este problema colocando en E una bomba de vacío para extraer el aire y mantener el grado de vacío existente, será preferible evitarlo buscando mejores trazos de la línea de conducción, siempre que esto sea posible. Las tuberías que pasan sobre la línea piezométrica reciben el nombre de sifones.

Si en el perfil aparecen depresiones muy profundas, puede ser económico colocar depósitos intermedios llamados "cajas rompedoras de presión", que tienen por objeto romper la línea piezométrica, lo que dará lugar a tuberías de menor espesor y, por consiguiente, de menor costo (Figura 3.22).

Se sabe que la clase de tubería a usar está determinada por la presión a que se encuentre sometida y ésta última depende de la distancia entre la tubería y la línea piezométrica.

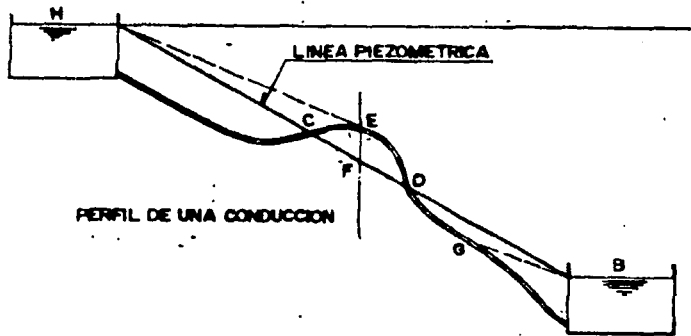


Figura 3.21 Línea de conducción mal trazada.

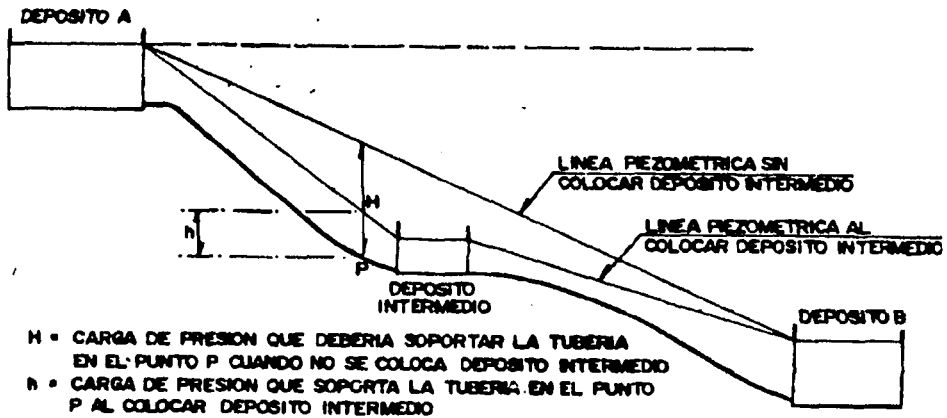


Figura 3.22 Depósito intermedio o "caja rompedora de presión" para romper la línea piezométrica.

PASO 3: CÁLCULO HIDRÁULICO

Una vez estudiado el trazo planimétrico (Paso 1) y altimétrico (Paso 2) de la conducción, se procede a calcular su diámetro. Si está alimentada por gravedad el diámetro está completamente definido. Si está alimentada por bomba, el problema tiene múltiples soluciones y la "mejor" se decide por condiciones económicas. En efecto, si el diámetro es pequeño, la pérdida de carga es grande y entonces habrá que usar una bomba de carga elevada que logre vencer las pérdidas, siendo por esta razón muy elevado también el costo de la impulsión.

Por el contrario, si el diámetro es grande, la pérdida de carga es pequeña y la altura a elevar el agua será menor, lo que significa menor costo de bombeo, pero el costo de la tubería es mayor que en el primer caso.

En resumen, en el primer caso, la tubería es "barata" y el costo del bombeo grande; en el segundo caso sucede lo inverso: la tubería es costosa y el gasto de bombeo es reducido.

Lo que debe procurarse es que ambos costos, den un costo anual mínimo; el diámetro correspondiente a este caso se llama diámetro económico de la línea de conducción (Figura 3.23).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

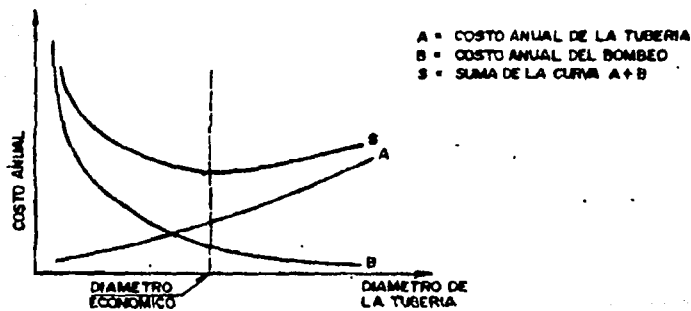


Figura 3.23 Representación gráfica del "diámetro económico de la línea de conducción".

En el caso de una línea de conducción por bombeo, en el que la pérdida de carga no está prefijada, pues esto depende de la carga suministrada por la estación de bombeo, el diámetro de la línea de conducción debe ser tal que haga que el costo anual de los distintos gastos sea mínimo.

Para un caudal conocido o supuesto, se calculan los restos de varias tuberías de diámetro diferentes, así como las pérdidas de carga que ellas producen.

El costo anual total estará representado por el interés del costo del conducto, más la depreciación del mismo, más el costo anual del bombeo. El diámetro económico de la línea de conducción será el que hace que la suma de los conceptos anteriores sea mínimo, el costo de la línea de conducción por metro lineal incluye:

- a) Costo de la tubería, que varía con la clase y material del que está fabricada;
- b) Costo de uniones (juntas) y su realización (material y jornales) y,
- c) Colocación de la tubería, que a su vez incluye la apertura de la zanja, colocación de la tubería en la misma, relleno de la zanja y compactación del relleno (jornales y equipos).

El costo anual del bombeo será igual al interés y depreciación sobre el costo de la estación de bombeo y el costo del bombeo propiamente dicho. Como el primero es un sumando común para las distintas tuberías, pues el tamaño del conducto afecta poco al tamaño de la estación de bombeo, puede desprejiciarse este último concepto.

En el caso de una línea de conducción por gravedad, el diámetro económico será aquel con el que se consuma por pérdidas la mayor carga disponible que sea posible en un perfil en particular.

PASO 4- LOCALIZACIÓN DE PIEZAS ESPECIALES Y DISPOSITIVOS

Una vez determinado el diámetro y efectuado el trazado definitivo, se procede a localizar en el perfil y planta las piezas especiales y dispositivos de la línea de conducción que correspondan según las funciones y recomendaciones indicadas en el Reglamento de la Ley General de Salud en materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, Diario Oficial de la Federación, Enero de 1988.

Además como se utilizarán dispositivos como válvulas o uniones especiales, se deberá construir un dispositivo para que no afecte tanto la vía y sirva de protección a esta por lo que se emplearan cajas de válvulas y dispositivos, en lugares "estratégicos" para un buen funcionamiento y permitan que si en un dado caso de operación defectuosa, daño o paro por algún motivo de los conductos a utilizar, esto si bien es cierto queda a criterio del diseñador con consentimiento de la parte implicada en dicho proyecto, así solo pueda ser la afectación en una zona y no en toda la red o series de conductos que se estén utilizando por lo que estos dispositivos influirán en el costo y en el diseño del mismo, a continuación se darán algunas recomendaciones que da La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas para construcción de dichas cajas para una recomendación óptima de las mismas.

DATOS GENERALES DE LAS CAJAS.

CANTID.	DIMENSIONES en mm.										MATERIALES PRINCIPALES						
	DIAMETRO DE VALVULA	NUMERO DE VALVULAS	a	b	c	d	e	f	g	h	EXCAVACION m ³	TABIQUE en muros m ²	CONCRETO (f=140 kg/m ³) dala y piso	ACEPODE REFUERZO kg.	CEMBRA DE MADERA m ²	PECADERA DE TABLERO en plantilla m ³	
1	25 a 50	1	400	400	775	60	140	2.5	555	740	0.18	1.05	0.072	0.045	13.35	1.70	0.037
2	60 a 75	1	500	500	775	60	140	2.5	635	1000	0.26	2.05	0.090	0.060	16.00	2.05	0.049
3	100 a 150	1	600	600	775	60	140	2.5	755	1000	0.38	2.55	0.110	0.080	20.05	2.45	0.062
4	200	1	600	600	775	60	140	2.5	755	200	0.30	2.80	0.110	0.080	20.05	2.45	0.062

NOTAS.-

- Todas las anotaciones están expresadas en milímetros, excepto las indicadas en otra unidad.
- El dado de operación de la válvula deberá quedar centrado con la tapa de la caja.
- El piso que se detalla en este plano se construirá siempre que se despiante sobre tierra u otro material semejante; si el terreno de cimentación es te petate ordinario, roca alterada o roca firme fisurada, se construirá la losa del piso sin la plantilla y, si es roca firme sana, se eliminará la losa del piso, desplantándose los muros directamente sobre el terreno.
- En los volúmenes anotados de excavación, se descontó el correspondiente a la zanja previamente hecha para la tubería.
- El uso de estas cajas es recomendable para localidades urbanas pequeñas. Se deja a juicio de la Residencia de Construcción, su empleo en localidades urbanas grandes.
- En calles en que se tenga mucho tránsito de vehículos, es conveniente utilizar-- las cajas que se especifican en el plano con clasificación V.C. 1957.

ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL V.C. 1659

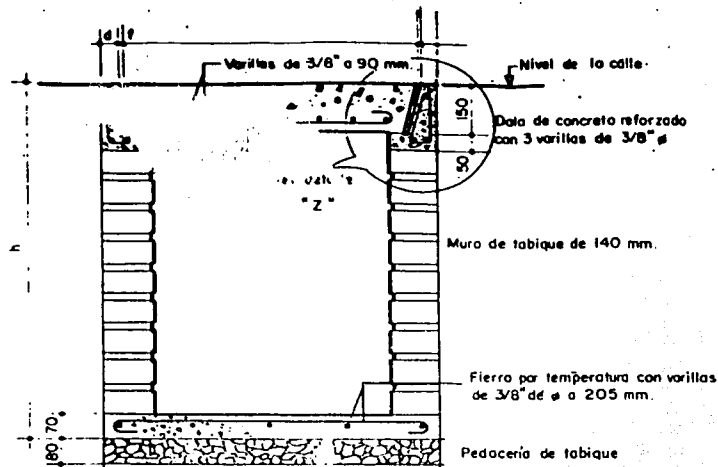
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
SUBDIRECCION DE PROYECTOS

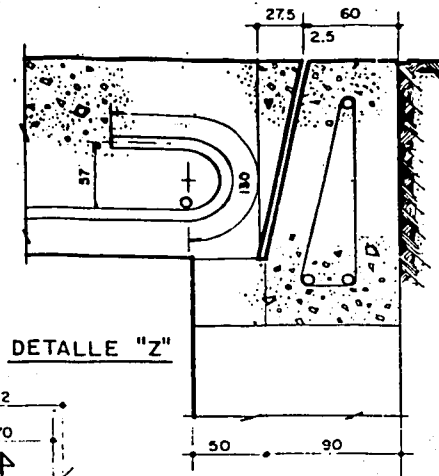
CAJAS TIPO PARA OPERACION DE VALVULAS CON TAPA DE CONCRETO

Conforme: *[Signature]*
Aprobado: *[Signature]*
Módulo, D.F. Marzo de 1979 V.C. 1958

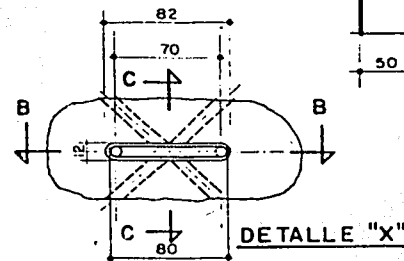
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



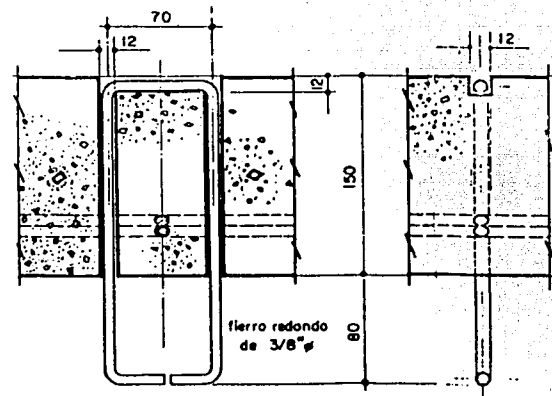
CORTE A-A



DETALLE "Z"

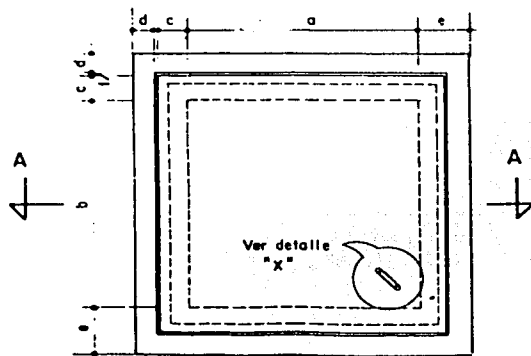


DETALLE "X"



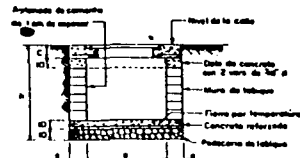
CORTE B-B

CORTE C-C

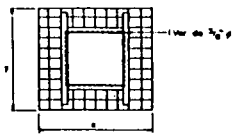


PLANTA

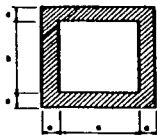
Proyectó: *[Signature]* Revisó: *[Signature]*
Ing. Enrique Montalvo S. Ing. Laure Raynoso T.
Dibujó: *[Signature]*
David Rodríguez Pérez



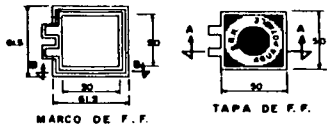
ELEVACION



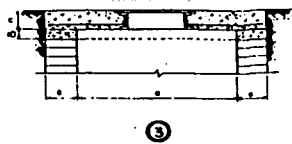
LOSA Y CONTRAMARCO



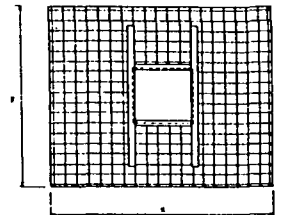
PLANTA



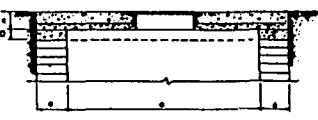
MARCO DE F.F. TAPA DE F.F.
CORTE B-B PARA DETALLES DEL MARCO Y TAPA VER PLANO VC-1470



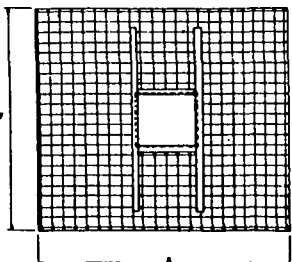
3



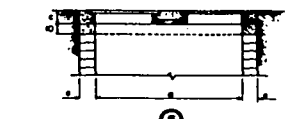
3



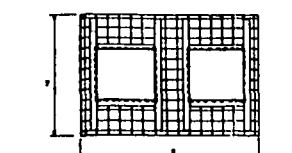
4



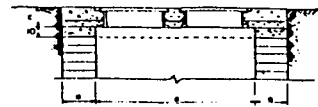
4



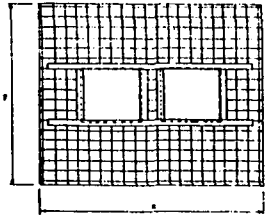
5



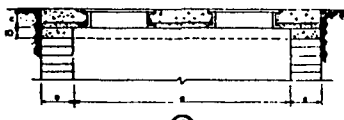
5



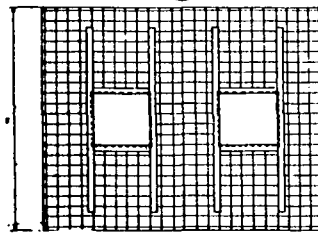
6



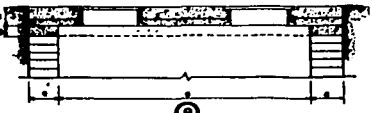
6



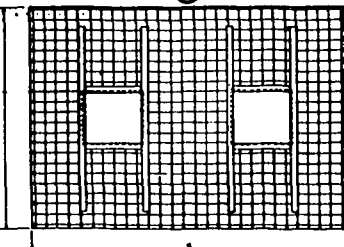
7



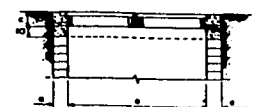
7



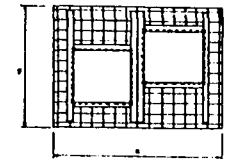
8



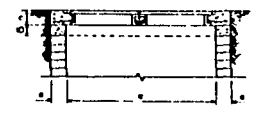
8



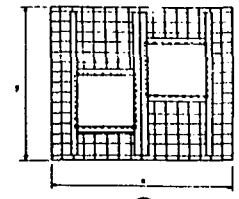
9



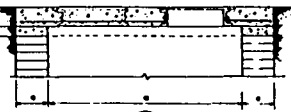
9



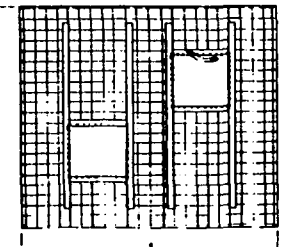
10



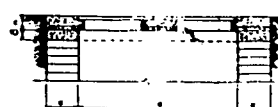
10



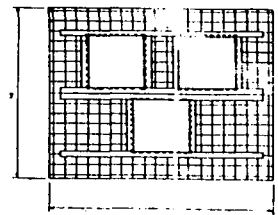
11



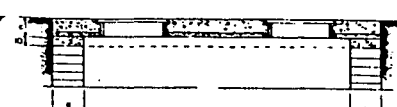
11



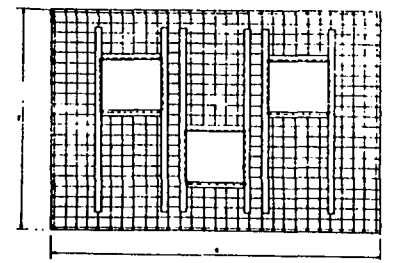
12



12



13

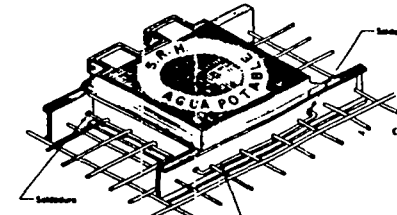


13

DATOS PARA CAJAS DE VALVULAS

Caja	DIAM. INT. No. VALVULAS	ANCHO	ALTO	CONTRAMARCO	ESPESES	CONCRETO	VARILLAS	REINFORZO	OTROS
1	30x30	1	127	113	0	120	14	120	14
2	30x30	2	152	138	0	120	14	120	14
3	30x30	1	177	163	0	120	14	120	14
4	30x30	2	202	188	0	120	14	120	14
5	30x30	3	227	213	0	120	14	120	14
6	30x30	2	252	238	0	120	14	120	14
7	30x30	1	277	263	0	120	14	120	14
8	30x30	2	302	288	0	120	14	120	14
9	30x30	3	327	313	0	120	14	120	14
10	30x30	4	352	338	0	120	14	120	14
11	30x30	5	377	363	0	120	14	120	14
12	30x30	6	402	388	0	120	14	120	14
13	30x30	7	427	413	0	120	14	120	14

- NOTAS:**
- Todos los acabados se dar en centímetros, excepto los indicados en otra unidad. Los acabados "R" y "V" son generales para todos los tipos de los contramarcos, así como los "A", "B" y "C", de la planta de muro de los caños.
 - Las partes en el cuadro de 50 mm (2") de espesor simulan para la construcción del contramarco, serán de tipo inerte.
 - El dado de apoyo en la viga debe quedar centrado con el tipo de la caja.
 - En los contramarcos de los caños solo serán generalmente como la unidad dimensionada, con el objeto de poder amarrar más fácilmente el contramarco que la base del caño.
 - La losa del techo tendrá el espesor mínimo, una tabla y llevará un emparrillado de varillas de 1/2" x 10 cm. en ambos sentidos. El fuste deberá ir en el sentido corto.
 - Que el yunque o la resistencia ponga en el fondo de la caja un tubo de 50 mm (2") para desaguar la caja en caso necesario, para siempre que sea necesario, que se desplace sobre la viga o otro material concreto.
 - El peso que se detalle en este plano debe ser el que se detalle en el plano de la estructura.
 - La losa de concreto en la parte superior, rica armada o rica firme, frías, se construye la losa del caño.
 - Las tapas para agujeros de 400 mm (16") y mayores que llevan para amarra (3/8") y se combinan con una o más varillas, según el tipo de un tipo especial.
 - Queda a cargo de la Residencia el empleo de una o varias cajas tipo en un cruce, de acuerdo con el número y disposición de los caños.



Isométrico que indica la forma de unir el contramarco con los varillas de la losa por medio de una varilla de 9.5 mm (3/8) soldada perimetralmente al contramarco.

PROPORCIONAMIENTO DEL CONCRETO
Losa del tubo 1:2 3/4
Losa del pozo 1:3 1/2
ESTE PLANO ANULA Y SUSTITUYE AL VC-1468

CAJAS TIPO PARA OPERACION DE VALVULAS

CONCRETO DE ACERTAMIENTO PUNTO Y OTRAS PUBLICAS

INDICACIONES DE LOS MATERIALES Y OTRAS UNIDADES

INDICACIONES DE LOS MATERIALES Y OTRAS UNIDADES

INDICACIONES DE LOS MATERIALES Y OTRAS UNIDADES

INDICACIONES DE LOS MATERIALES Y OTRAS UNIDADES



FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN O SUPERFICIAL EN TUBERÍAS

En líneas de conducción largas, la resistencia por fricción o superficial, ofrecida por el interior del tubo es el elemento dominante en su diseño hidráulico. A continuación se presentarán las principales fórmulas que se utilizan en los ejemplos de diseño desarrollados en este capítulo y que se aplican también en el diseño de la red de distribución.

FÓRMULA DE DARCY-WEISBACH

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

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

donde:

f , factor de fricción, sin dimensiones;

g , aceleración de la gravedad, en m/seg^2 ;

h_f , pérdida por fricción en m;

D , diámetro, en m;

L , longitud del tubo, en m;

V , velocidad media, en m/seg .

El factor de fricción es función de la rugosidad ε y del número de Reynolds (R_e) en el tubo, esto es:

$$f = f(\varepsilon, R_e)$$

Además es una medida de la rugosidad absoluta y r el radio interior del tubo ($\frac{2\varepsilon}{D} = \frac{\varepsilon}{r}$)

La Figura 3.24 muestra la relación $f : R_e$; este diagrama entraña un trazado logarítmico de $1/\sqrt{f}$ contra $R_e \sqrt{f}$ con escalas para f y R_e agregadas por conveniencia para encontrar f y usarla en la ecuación.

Con referencia a R_e y $\frac{\varepsilon}{r}$, la Figura muestra lo siguiente:

1. El flujo laminar persiste hasta que $R_e = 2000$, y la relación $f : R_e$ es simplemente $f = 64/R_e$.
2. Por encima de $R_e = 4000$, se establece el flujo turbulento por completo, y el trazo único para flujo laminar se ramifica en una familia de curvas para valores crecientes de ε/r sobre un límite inferior que identifica a la relación $f : R_e$ para tubos lisos como $1/\sqrt{f} = 2 \log R_e \sqrt{f} - 0.8$.

$$\text{Para } \epsilon/r = 0.0001 \text{ se tiene } 1/\bar{f} = 2 \log(r/\epsilon) + 1.74.$$

4. La relación entre $R_v = 2000$ y $R_v = 4000$ se puede aplicar una fórmula R_v como ϵ/D en la ecuación semi-empírica de Colebrook-White $1/\bar{f} = 1.74 - 2 \log(\epsilon/r + 18.7/R_v \sqrt{\bar{f}})$.

La fórmula de Darcy-Weisbach se puede derivar por medio del análisis dimensional.

Si S_f representa la relación entre la pérdida de energía y la longitud del tubo en que esta ocurre, f_j coeficiente de fricción, la ecuación también es

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

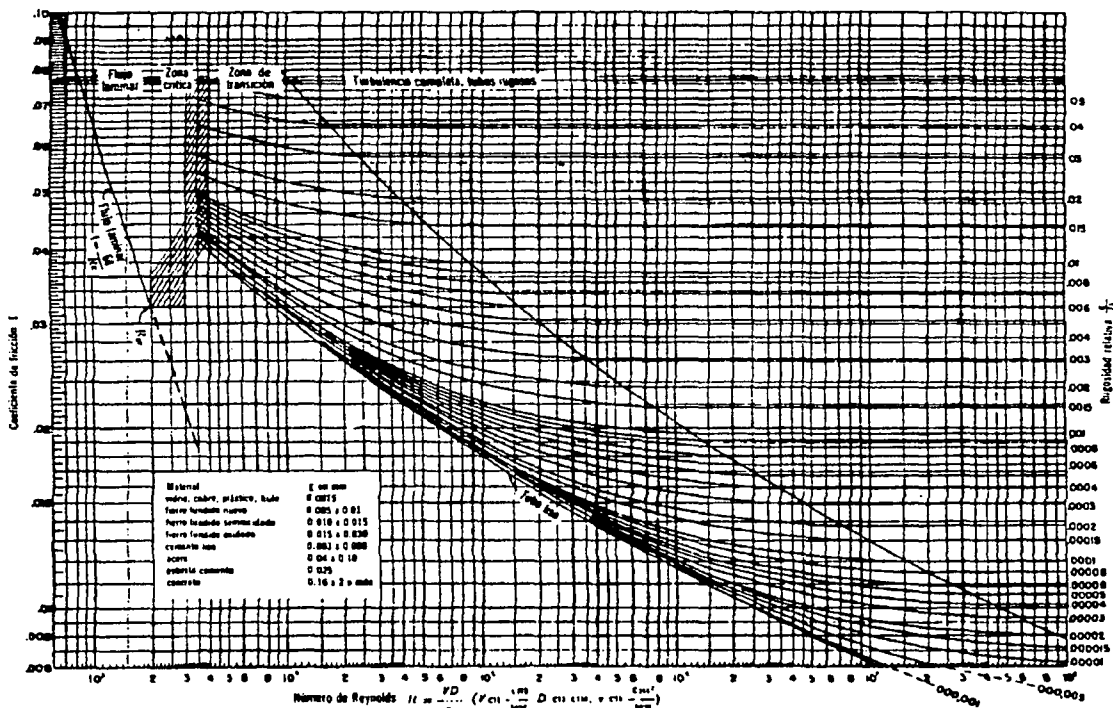


Figura 2.4 Coeficiente de fricción para cualquier tipo de tubo, de forma similar al de Moody

FUBOS DE SECCIÓN NO CIRCULAR

En el caso de tubos de sección no circular, con esquinas pronunciadas, el esfuerzo cortante en la dirección del flujo es menor en las mismas que a lo largo de las paredes. Lo anterior provoca la formación de corrientes secundarias desde la zona de alto cortante hacia el centro del tubo, mientras ocurre un flujo de circulación hacia las esquinas, con la tendencia a uniformar el cortante en la pared. El estudio fue hecho por Schiller y Nikuradse, mismos que determinaron la ley de fricción y la distribución de velocidades para tubos de sección rectangular, triangular, trapezoidal y circular, esta última con escotadura. Como conclusión a sus estudios encontraron que en estas secciones con poca simetría el factor de fricción podía

TESIS
FALLA DE ORIGEN I

calcularse, en las tres distintas zonas de escurrimiento, con las fórmulas obtenidas para tubos de sección circular, solo basta cambiar D (diámetro del tubo circular) por $4 R_h$, donde R_h representa el radio hidráulico de la sección transversal del tubo.

Sin embargo, en 1963 J. Malaika realizó experimentos en tubos de sección no circular, con objeto de encontrar fórmulas para el factor de fricción f . La idea se basó en que en un mismo valor del radio hidráulico puede caracterizar a un número ilimitado de geometrías de la sección, por lo que deberían intervenir otros parámetros (de la sección) capaces de tomar en cuenta esta contingencia. Malaika encontró que los errores causados al despreciar los efectos geométricos son, a menudo, más pequeños que los cometidos en la apreciación de la rugosidad del conducto, sin embargo, dichos efectos pueden inducir errores en el factor de fricción hasta de 35%, dependiendo de su magnitud del gasto y de las condiciones de frontera.

FÓRMULA DE HAZEN-WILLIAMS

La fórmula de Hazen-Williams para conductos circulares es:

$$Q = 405 C D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

Q , es el gasto en galones/día;

C , es el coeficiente de capacidad hidráulica del conducto (Figura 3.11);

D , es el diámetro en pulgadas;

S , es el gradiente hidráulico.

En el sistema métrico se transforma en:

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} C D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

Q , es el gasto en l/s y

D , es el diámetro en mm.

En un sistema mixto tenemos:

$$Q = 0.0177435938 C D^{2.63} S^{0.54}$$

Donde:

Q , es el gasto en l/s y

D , es el diámetro en pulgadas.

FÓRMULA DE MANNING

Aunque lo más conveniente sería utilizar la fórmula de Hazen Williams en conductos de flujo libre o conductos que no fluyen llenos, los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (CNA, 1993) sugieren el uso de la fórmula de Manning en conductos que fluyen llenos.

La fórmula de Manning se escribe

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde

V , velocidad media del agua, en m/s;

n , coeficiente de rugosidad de la tubería. Cuadro 3.11;

R , radio hidráulico de la tubería en m;

S , pendiente hidráulica.

También $S = \frac{h_f}{L}$, donde h_f y L son variables descritas anteriormente.

Además $R = \frac{A}{P}$, donde:

A , área hidráulica del conducto y

P , perímetro mojado, entonces:

$$R = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

Donde:

D es el diámetro de la tubería, en m

Sustituyendo en la fórmula de Manning tenemos:

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \left(\frac{h_f}{L}\right)^{1/2}$$

Además como el Gasto es $Q=VA$ y a la anterior ecuación la multiplicamos por el área circular tenemos:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \left(\frac{h_f}{L}\right)^{1/2}$$

Operando:

$$Q = 0.3117 \frac{D^{8/3} h_f^{1/2}}{L^{1/2} n}$$

Despejando h_f tenemos:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{16/3}}$$

Si introducimos una variable de $K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$ queda

$$h_f = K L Q^2$$

Tubería de:	Velocidad máxima permisible (m/s)	n Coeficiente de rugosidad de Manning	C Coeficiente de capacidad hidráulica
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0	0.011	140
Concreto reforzado de 0.60 m de diámetro o mayor	3.5	0.011	140
Fibro-cemento	5.0	0.010	140
Acero Galvanizado	5.0	0.014	140
Acero sin revestimiento	5.0	0.014	140
Acero con revestimiento	5.0	0.011	140
Poliétileno de alta densidad	5.0	0.009	140
PVC (policloruro de vinilo)	5.0	0.009	140

Cuadro 3.11 Velocidades máximas recomendadas para el escurrimiento del agua en los distintos tubos de tuberías y coeficientes de rugosidad correspondiente.

PÉRDIDAS LOCALES

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 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. 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:

$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

h , pérdida de energía, en m;

K , coeficiente sin dimensiones que depende el tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo y

$\frac{V^2}{2g}$, la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo (salvo aclaración en contrario) en m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FORMULAS PARA CALCULO HIDRAULICO EN CONDUCCIONES POR GRAVEDAD

El escurrimiento del agua por gravedad en una tubería, considerando el caso común en que la descarga es libre, se rige por la expresión:

$$H = \frac{V^2}{2g} + h_f + h_s$$

En donde:

H , carga hidráulica disponible en m.

$\frac{V^2}{2g}$, carga de velocidad, en m.

h_f , pérdida por fricción en la tubería en m.

h_s , suma de pérdidas secundarias, en m.

En el cálculo hidráulico de una conducción, conocidas:

- La carga disponible, "H" y
- La longitud de la línea, "L".

Datos que se obtienen de los trazos alimétrico y planimétrico de la conducción, se determina:

- El tipo de tubería (fibro-cemento, PVC, acero, etc.);
- El diámetro comercial y
- La clase de tubería por usar, de acuerdo a las presiones de operación.

FORMULAS PARA CÁLCULO HIDRÁULICO EN CONDUCCIONES POR BOMBEO

La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía H_m , comunicada al agua por la bomba. H_m es siempre mayor que la carga total de elevación contra la cual trabaja la bomba, para poder vencer todas las pérdidas de energía en la tubería.

La carga de presión H_m generada por la bomba es llamada generalmente "carga manométrica", o "carga dinámica total", e indica siempre la energía dada al agua a su paso por la bomba.

Considerando como obra de captación un pozo, según se indica en la Figura 3.25, la carga dinámica total está dada por la expresión, cuando la descarga es ahogada.

$$H_m = h_f + h_s + h_l + h_u$$

Donde:

H_m , carga dinámica total, en m;

h_f , pérdidas por fricción en la tubería;

h_s , pérdidas secundarias, en m.

h_l , altura de impulsión, en m y

h_a , altura de aspiración, en m.

Cuando la descarga es libre, habrá que aumentar a la expresión la carga de velocidad;

$$H_m = \frac{V^2}{2g} + h_f + h_s + h_l + h_a$$

Donde:

$\frac{V^2}{2g}$, carga de velocidad, en m y

V , velocidad media del agua en m/s.

Para la determinación de las pérdidas por fricción en los conductos, se utilizan las ecuaciones anteriores. Las pérdidas secundarias pueden calcularse con el gráfico de la Figura 3.26.

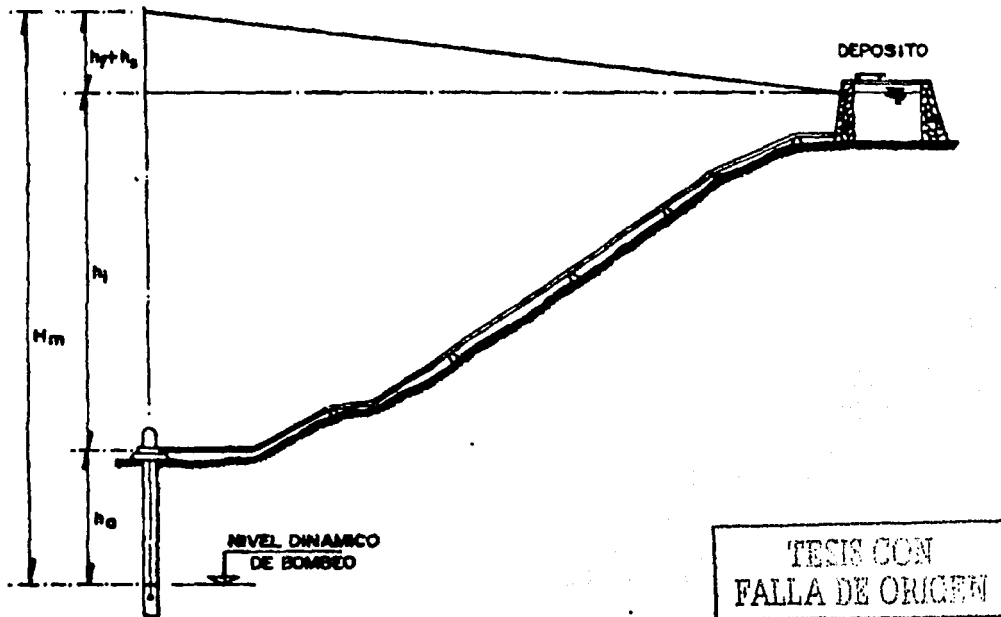
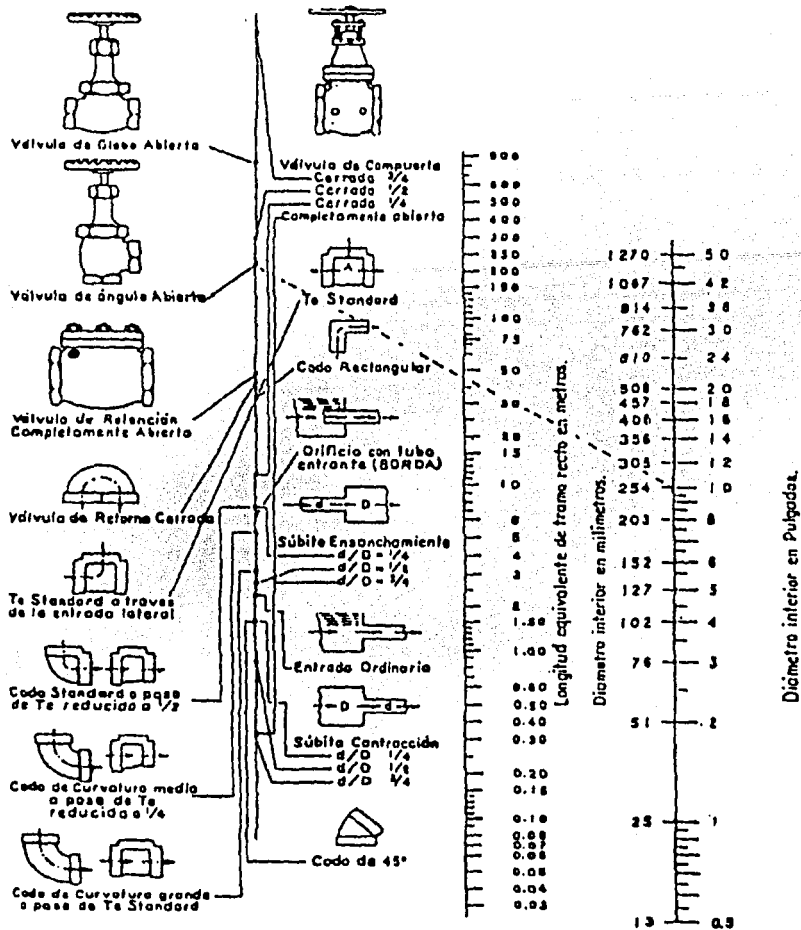


Figura 3.25 Conducción a bombeo descarga ahogada.



EJEMPLO: La línea punteada indica que la pérdida de carga en una Válvula de ángulo Abierta de 250 mm. (10") es equivalente a la que se verifica en un tramo recto de tubería del mismo diámetro y de 47 mts. de longitud.

NOTA: Para contracciones y ensanchamientos bruscos utilícese el diámetro menor d en la escala de tubos.

Para encontrar la pérdida de carga en accesorios, expresada en metros de tubería del mismo diámetro, únase el punto correspondiente a la pieza de que se trata, al diámetro en la torcera escala. La intersección con la escala central determina el equivalente en metros.

Figura 3.26a Pérdida de carga en conexiones

TESIS CON
FALLA DE ORIGINALIDAD

El cambio brusco de dirección del flujo en una tubería por medio de codos, tees, válvulas y curvas causa pérdidas de presión. Es práctica común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud de tramo recto de tubería del mismo diámetro. Por ejemplo, la pérdida de carga en un codo de 2" equivale a la que se originaría en un tramo recto de tubo de igual diámetro y de 1.66 m. de longitud.

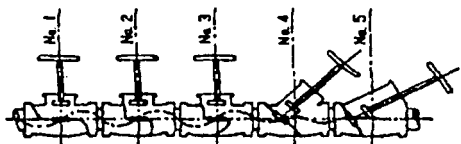
La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para los tipos más usuales, expresados en metros de tramo recto de tubería del diámetro correspondiente.

RESISTENCIA EN VALVULAS Y CONEXIONES

DÍAMETRO DEL TUBO M.M.	PULG.	Codo 30 grados	Codo de Radio Pequeño	Codo de Radio Grande	Codo de 45°	TEE	Curva de Radio	VALVULAS CONEXIONES 2000 PSI	VALVULAS CARGO ALTA PRESIÓN	VALVULAS CARGO ALTA PRESIÓN
LONGITUD DE TRAMO RECTO EQUIVALENTE A LA RESISTENCIA AL ESCURRIMIENTO										
1 1/2	3/8	0.457	0.427	0.335	0.235	1.036	1.158	0.106	4.877	2.560
1 1/2	3/4	0.671	0.548	0.427	0.305	1.372	1.524	0.143	6.705	3.638
2	1"	0.823	0.701	0.518	0.396	1.758	1.859	0.183	8.230	4.572
3	1 1/4	1.128	0.914	0.732	0.488	2.377	2.591	0.244	11.278	5.486
3	1 1/2	1.311	1.097	0.853	0.610	2.743	3.048	0.290	13.411	6.706
4	2"	1.876	1.402	1.087	0.782	3.353	3.982	0.366	17.374	8.534
4	2 1/4	1.981	1.644	1.280	0.914	4.267	4.572	0.427	20.117	10.058
6	3"	2.469	2.073	1.554	1.158	5.182	5.406	0.518	25.908	12.802
6	3 1/4	2.896	2.438	1.828	1.341	5.791	6.401	0.610	30.175	15.240
8	4"	3.353	2.774	2.134	1.624	6.708	7.315	0.701	33.528	17.678
10	4 1/4	3.658	3.048	2.408	1.707	7.315	8.230	0.792	39.624	18.933
10	5"	4.267	3.658	2.713	1.859	8.230	9.449	0.884	42.672	21.336
12	6"	4.877	4.267	3.353	2.347	10.058	11.278	1.067	46.768	25.298
12	8"	6.401	5.486	4.267	3.048	13.108	14.935	1.372	67.058	33.528
16	10"	7.925	6.706	5.182	3.982	17.049	18.593	1.758	88.392	42.672
20	12"	9.754	7.925	6.096	4.572	20.117	22.250	2.042	103.632	51.816
20	14"	10.973	9.449	7.010	5.182	23.165	25.908	2.438	118.872	57.912
24	16"	12.802	10.868	8.230	5.791	26.518	30.460	2.743	131.064	67.056
24	18"	14.021	12.192	9.144	6.401	30.480	33.528	3.109	152.400	76.200
24	20"	15.850	13.108	10.363	7.010	33.528	36.578	3.658	170.868	85.344
30	22"	17.678	15.240	11.278	7.620	39.624	42.672	3.952	185.328	94.488
30	24"	19.202	16.154	12.192	8.534	42.672	45.720	4.267	207.264	103.632
36	30"	24.079	20.728	15.240	10.668	50.292	57.912	5.182	242.128	128.016
36	36"	28.651	24.079	18.288	13.108	60.960	67.056	6.096	304.000	152.400
42	42"	36.578	28.956	21.848	15.240	73.152	79.248	7.010	365.760	182.880
48	48"	41.148	33.528	24.994	17.678	83.820	91.440	7.925	426.720	207.264

Además de las válvulas indicadas en la tabla hay muchos otros tipos, algunas de los cuales se muestran a continuación.

Una fórmula para determinar la pérdida de carga a través de las válvulas es la siguiente.



$$h = f \frac{V^2}{2g}$$

h = pérdida de carga en mts.
V = velocidad en mts./seg.
f = coeficiente de fricción.

VALV.	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
-f-	3.9	3.4	2.7	2.5	.60

Figura 3.26b Pérdida de carga en válvulas y conexiones.

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se deben considerar los efectos producidos por el fenómeno denominado Golpe de Ariete.

Se denomina *golpe de ariete* a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación, ocasionada por rápidas fluctuaciones en el gasto producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o

FALLA DE ORIGEN

por el paro o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando esta se utiliza en los motores que impulsan a las bombas

Al cerrar la admisión de agua con la válvula P de la Figura 3.27, se origina un golpe de ariete positivo, como indica la línea piezométrica AB. Al cesar el movimiento de cierre termina la sobrepresión positiva AB y oscila hasta adquirir una posición negativa AC con respecto a la línea de carga estática, aproximadamente a igual distancia por debajo de esta que la AB. Y entre estas dos líneas va oscilando la presión disminuyendo de intensidad hasta que la oscilación queda amortiguada por el rozamiento, remolinos y cambio de dirección de los filetes líquidos

Cuando se abre la admisión, se crea el golpe de ariete negativo que indica la línea piezométrica de la Figura 3.28. Después que cesa el movimiento de apertura, la presión negativa GF, oscila hasta la positiva GH, elevándose esta por encima de la línea de carga estática, a menor distancia que la GF queda de ésta.

La línea de conducción debe proyectarse para resistir en cada punto una presión interna correspondiente a la máxima que produce el golpe de ariete positivo AB (Figura 3.27). Además la presión negativa AC (Figura 3.27) o GF (Figura 3.28) no debe quedar nunca por debajo, en ningún punto, de la arista superior del tubo, pues si se produjese en el punto K, que está más expuesto, un vacío parcial, habría peligro de aplastamiento si la tubería no tiene resistencia para soportar la presión exterior atmosférica

Existen métodos analíticos y gráficos para el cálculo de la sobrepresión por "golpe de ariete" pero un análisis minucioso de este fenómeno, generalmente complejo y laborioso, escapa a los alcances prácticos.

Para el cálculo de sobrepresión por golpe de ariete, se ha adoptado la fórmula de N. Joukovsky (1898) que se escribe a continuación. Con esta fórmula se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión, ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:

$$h_i = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a D}{E_t e}}} \quad \text{para } T = \frac{2L}{a} \text{ (tiempo de cierre).}$$

Donde:

h_i , sobrepresión de inercia por golpe de ariete en m;

v , velocidad del agua en la tubería en m/s;

E_a , módulo de elasticidad del agua, en kg/cm^2 (véase Cuadro 3.12);

D , diámetro interior de la tubería en cm;

e , espesor de la tubería en cm;

E_t , módulo de elasticidad del material de la tubería en kg/cm^2 (véase Cuadro 3.12);

L , Longitud de la tubería en m y

a , celeridad de la onda de presión en m/s.

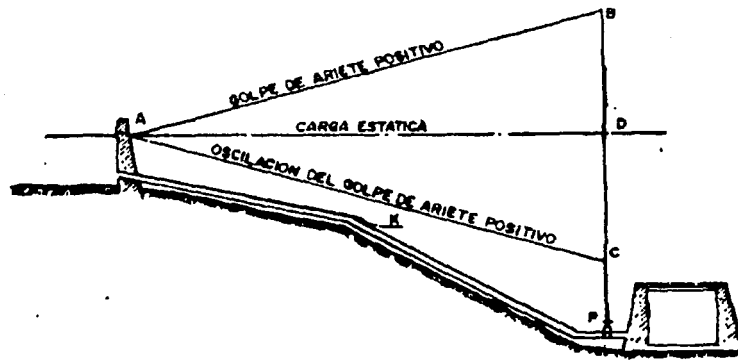


Figura 3.27 Oscilación de la línea piezométrica de una tubería en un golpe de ariete

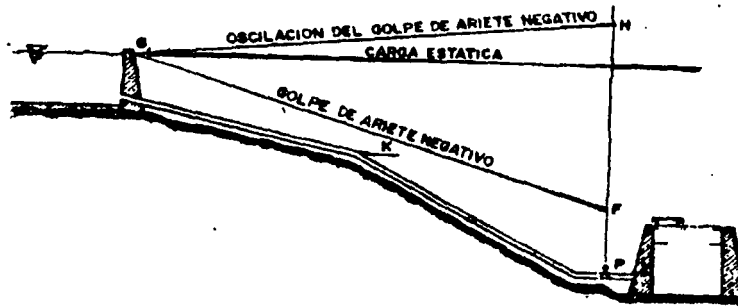


Figura 3.28 Oscilación de la línea piezométrica de una tubería en un golpe de ariete negativo

MATERIAL	E (módulo de elasticidad) Kg/cm ²
Acero	2100000
Hierro fundido	930000
Concreto simple	125000
Asbesto-Cemento	328000
PVC	28100
Polietileno	El módulo de elasticidad está relacionado con el tiempo ya que no es estático en este tipo de material. Puede adoptarse 5200.
Agua	20670

Cuadro 3.12 Módulos de elasticidad para algunos materiales.

1.255 COM
 FALLA DE ORIGEN

INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinando estas dos maneras. Esto dependerá de la topografía, clase de tubería y geología del terreno, por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que convenga llevarla superficialmente. En el tipo de instalación que se adopte, también se deben considerar otros factores relacionados con la protección de la línea y así, una tubería que está dispuesta al deterioro o mal trato de personas y animales es preferible enterrarla, especialmente cuando es de fibro-cemento (Cuadro 3 13). Cualquiera que sea la forma de instalación, se deberán evitar en lo posible los quiebres, tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar codos y otras piezas especiales necesarias para dar los cambios de dirección. Estos quiebres aumentan las pérdidas de carga, el costo de la instalación y en ocasiones puede propiciar el confinamiento del aire mezclado con el agua.

Se acostumbra clasificar a las tuberías por la forma de instalarlas en visibles y enterradas, dependiendo de si llevan juntas de dilatación o no, se clasifican en abiertas y cerradas. En general, cuando se utilizan tuberías de acero se prefieren las visibles y abiertas.

No es por demás recordar que para la instalación de tuberías se consulten los catálogos e instructivos formados por los fabricantes (Vease ejemplo en Figura 3 29), con el fin de eliminar la posibilidad de alguna falla durante la operación del sistema, causada por una instalación inadecuada. Es conveniente hacer un plano de la instalación de la línea de conducción, que indique claramente la ubicación de las válvulas de protección (check, alivio, eliminadoras de aire, etc.) y control, así como codos, atraques o machones, silletas y juntas de dilatación.

ANCHO. - (Fig. 1)

El ancho de la zanja deberá ser de 80 cm. más el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 80 cm. Cuando este sea mayor de 80 cm. el ancho de la zanja será de 80 cm. más dicho diámetro. En la foto mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en función de la profundidad, debiéndose usar este en caso de que el ancho establecido en función de diámetro exterior, sea menor.

PROFUNDIDAD. - (Fig. 1)

La profundidad de la excavación será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 80 cm. más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 80 cm. y será del doble de dicho diámetro para tuberías de diámetro exterior mayor de 80 cm. Para tuberías menores de 8 cm la profundidad mínima será de 10 cm. Si se hace planilla opcional, a las profundidades mencionadas se agregará lo necesario para dejar dicha planilla.

FONDO. -

Deberán ensayarse cuidadosamente a mano las corridas o canchales (Fig. 2, 3 y 4) para elegir la compaña o tipo de las juntas de las tuberías y permitir el juego en todo el contorno de las mismas y para que la tubería apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la planilla correspondida.

RELLENO. -

Se utilizará el material extraído de las excavaciones, pero hasta 30 cm. arriba del lomo del tubo se usará tierra suelta de piedras.

DIAMETRO NOMINAL milímetros	Ancho		Profundidad		Volumen por metro lineal
	piegas	en cm.	en cm.	en cm.	
25.4	1	60	70	0.38	0.38 m ³
50.8	2	60	70	0.38	0.38 "
76.2	2.5	60	100	0.55	0.55 "
101.6	3	60	100	0.55	0.55 "
127.0	4	60	100	0.60	0.60 "
152.4	6	70	110	0.77	0.77 "
203.2	8	75	115	0.88	0.88 "
254.0	10	80	120	0.99	0.99 "
304.8	12	85	125	1.02	1.02 "
355.6	14	90	130	1.17	1.17 "
406.4	16	100	140	1.40	1.40 "
457.2	18	115	145	1.97	1.97 "
508.0	20	120	150	1.90	1.90 "
558.8	24	130	155	2.18	2.18 "
609.6	30	150	165	2.79	2.79 "
660.4	36	170	180	3.74	3.74 "

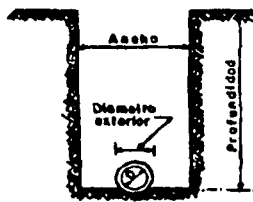


FIG. 1



FIG. 2



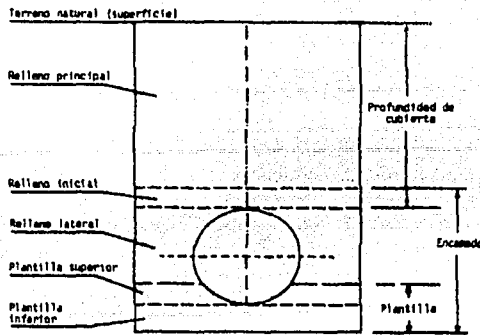
FIG. 3



FIG. 4

¡CUIDADO!
FALLA DE ORIGEN

Cuadro 3 13 Zanjas para tubería de fierro fundido y fibro-cemento.



Condiciones de tendido

Zanja tipo 2: encamado con ligera compactación mejor que el 75% de la densidad estándar Proctor.

Zanja tipo 3: encamado con ligera compactación mejor que el 80% de la densidad estándar Proctor.

Zanja tipo 4: encamado con compactación media mejor que el 85% de la densidad estándar Proctor.

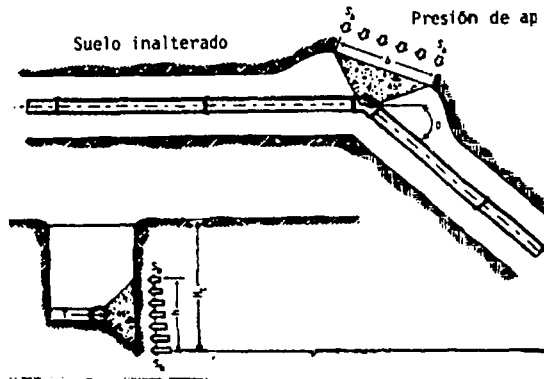
Zanja tipo 5: encamado con alta compactación mejor que el 90% de la densidad estándar Proctor.

Nota: una capa de suelo suelta de por lo menos 100 mm de profundidad debe ser usada como una plantilla inferior para todas las condiciones de zanja.

Figura 3.29 Ejemplo de catálogo donde se especifica el encamado proporcionado por la compañía.

BLOQUES CONTRA EMPUJE, O ATRAQUES

Uno de los métodos más comunes para resistir el empuje por cambio de dirección o tapa al final del tubo, es el uso de bloques de concreto o atraques. La figura 3.30 muestra un bloque de concreto típico para apoyar un codo horizontal. La resistencia se obtiene al transferir el empuje al suelo mediante un área mayor de contacto del bloque de modo que la presión resultante contra el suelo no excede el esfuerzo cortante horizontal del mismo.



**TEMAS CON
FALLA DE ORIGEN**

Figura 3.30 Bloque de apoyo

El diseño de los atraques o bloques de empuje consiste en determinar el área de apoyo adecuada del bloque para unas condiciones particulares.

Los parámetros involucrados en el diseño incluyen: diámetro del tubo, presión de diseño, ángulo del codo (ó configuración del los accesorios involucrados) y el esfuerzo de corte horizontal del suelo.

Los siguientes son criterios generales para diseño de bloques de concreto contra empuje o atraques.

- La superficie de apoyo debe estar en contacto con suelo inalterado. Cuando esto no sea posible, el relleno entre el bloque de apoyo y el suelo inalterado deberá compactarse por lo menos al 90% de la Densidad Proctor Estándar.

•La altura (h) del bloque debe ser igual o menor que la mitad de la profundidad total al fondo del bloque. (Ht), pero no menor que el diámetro del tubo (D).

•La altura del bloque (h) debera ser seleccionada de tal manera que el ancho calculado del bloque (b) varie entre una y dos veces la altura

La superficie de apoyo requerida para el bloque es:

$$Ab = hb = \frac{T}{S_b}$$

Después, para un codo horizontal:

$$b = \frac{2S_f P A \sin(\theta / 2)}{h S_b}$$

Donde:

S_f , factor de seguridad (usualmente es 1.5 para el diseño de bloques de empuje);

P , presión máxima del sistema (kg/cm^2);

A , sección transversal del área del tubo (cm^2);

θ , ángulo del codo ($^\circ$);

S_b , esfuerzo de resistencia del suelo (Kg/m^2);

T , fuerza de empuje (Kg);

b , ancho de bloque (m) y

h , altura del bloque (m).

Algo similar puede ser usado para diseñar bloques de resistencia que soportarán las fuerzas de empuje en tees, codos, tapas ciegas, etc. Valores típicos para esfuerzos de apoyo horizontal conservador de varios tipos de suelo se presentan en el Cuadro 3.14. En lugar de los valores para soporte de apoyo mostrados en el Cuadro 3.14, un diseñador puede elegir el usar presión pasiva Rankine calculada (P_p) u otra determinación de soporte de apoyo del suelo basado en las propiedades reales del suelo.

CUADRO 3.14 RESISTENCIAS DE APOYO HORIZONTALES.

Además de que los valores de resistencia de apoyo han sido usados satisfactoriamente en el diseño de bloques de empuje y son considerados conservadores, su precisión es totalmente dependiente de una identificación y evaluación precisa del suelo. La última responsabilidad de seleccionar la resistencia de apoyo apropiada de algún tipo de suelo en particular debe caer sobre el Ingeniero que haya hecho el diseño

SUELO	RESISTENCIA DEL SUELO DE APOYO S_b (kg/m ²)
Fango	0
Arcilla suave	4,800
Barro	7,300
Barro arenoso	14,600
Arena	19,400
Arcilla arenosa	29,200
Arcilla dura	48,800

Un método alternativo de restringir el empuje es el uso de juntas acorrojadas. Una junta acorrojada es una junta especial de tipo espiga -campana que está diseñada para dar un amarre o seguro longitudinal. Los sistemas de juntas acorrojadas funcionan en una forma similar a los bloques de soporte, de modo que la reacción de la unidad de tubería restringida, en conjunto con el suelo, balancea las fuerzas de empuje.

JUNTAS ACORROJADAS

La fuerza de empuje debe ser restringida o balanceada por la reacción de la unidad de tubería acorrojada junto con el suelo que la rodee. La fuente de las fuerzas restrictivas se divide en dos. Primero, la fricción estática entre la unidad de tubería y el suelo; y segundo, la restricción o cerrojo proporcionado por el tubo al apoyarse contra el suelo de relleno lateral que hay a lo largo de cada pata del codo. Ambas fuerzas son funciones de la longitud de acorrojado L de cada lado del codo, y se presume que actúan en dirección opuesta a la fuerza de empuje (oponiéndose e impidiendo el movimiento del codo).

Los valores de la cohesión del suelo (C_s) y el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) deben ser conocidos o conservadoramente estimados para el suelo en una instalación particular. Los valores f_c y $f\phi$ están relacionados con el tipo de suelo y material de la tubería. La tabla presenta valores conservadores de estos parámetros para tubería de hierro dúctil en siete clasificaciones generales de suelos saturados.

FUERZA DE FRICCIÓN UNITARIA F_s

La fuerza de fricción estática actuando sobre un cuerpo es igual en magnitud a la fuerza aplicada hasta un valor máximo. En los análisis convencionales, la fricción estática máxima es proporcional a la fuerza normal entre las superficies que proporcionan la fricción. La constante de proporcionalidad, en este caso llamada el coeficiente de fricción, depende de la naturaleza de las superficies. El trabajo empírico de Potyondy indica que para la fricción entre tuberías y suelos, la fuerza también depende de la cohesión del suelo.

Entonces: si $F_s = A_p C + W \tan \delta$ donde A_p es el área de superficie del exterior del tubo en m²/m, C es la cohesión de tubo en kg/m², y δ es el ángulo de fricción del tubo en grados. El término δ está definido por la ecuación $\delta = f_c \phi$. La unidad de fuerza normal W es dada por $W = 2W_e + W_p + W_w$ donde la carga de tierra (W_e) es tomada como la carga del prisma sobre el tubo en kg/m. Está definida por la ecuación $W_e = \phi HD$, donde ϕ es la densidad del suelo en kg/m³ y H es la profundidad de cubierta en metros. La carga de tierra es duplicada para considerar las fuerzas actuantes en ambas partes superior e inferior de la tubería.

La unidad de peso del tubo y el agua ($W_p + W_w$) esta dada en el Cuadro 3.15. La cohesión de la tubería (C) es definida por la fórmula $C = f_c * C_s$.

$$\text{Entonces } F_s = \frac{\pi D' C}{2} + (2W_c + W_p + W_w) \tan \delta$$

DIMENSIONES Y PESOS UNITARIOS DE TUBERÍA Y DEL AGUA						
DIÁMETRO NOMINAL (mm)	CLASE	DIÁMETRO EXTERIOR DE LA TUBERÍA (m)	ÁREA TRANSVERSAL DEL TUBO "A" (cm ²)	PESO DEL TUBO W _p (kg/m)	PESO DEL TUBO W _w (kg/m)	PESO TOTAL W _p + W _w (kg/m)
100	K9	0.119	110	16	7	23
150	K9	0.171	227	24	18	42
200	K9	0.222	386	33	33	66
250	K9	0.274	589	42	51	93
300	K9	0.326	835	54	73	127
350	K9	0.378	1122	67	98	165
400	K9	0.43	1446	80	128	208
450	K9	0.482	1810	95	161	256
500	K9	0.533	2222	110	199	309
600	K9	0.634	3166	144	287	431
700	K9	0.738	4277	183	390	573
800	K9	0.844	5582	228	512	740
900	K9	0.945	7012	274	647	921
1000	K9	1.048	8625	326	799	1125
1200	K9	1.256	12368	446	1155	1601
1400	K9	1.463	16791	580	1604	2184
1500	K9	1.567	19241	661	1840	2501
1600	K9	1.667	21849	743	2094	2837

Cuadro 3.15 Peso total de la tubería con agua

RESISTENCIA UNITARIA DE APOYO R_s

La resistencia unitaria lateral máxima, R_s en el codo, se limita para que no exceda una distribución rectangular del empuje del suelo pasivo Rankine P_p, la cual es generalmente menor que la capacidad última del suelo para resistir el movimiento de la tubería.

El empuje pasivo del suelo para un suelo en particular es dado por la fórmula de Rankine:

$$P_p = \phi H_c N_\phi + 2C_s \sqrt{N_\phi}$$

Donde:

P_p, empuje pasivo del suelo (kg/m²);

φ, densidad del suelo (kg/m³);

H_c, profundidad de cubierta a la línea central del tubo (m);

$$N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \text{ y}$$

C_s, cohesión del suelo (kg/m²).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como se mostró arriba, el empuje pasivo completo del suelo Rankine, P_p, puede desarrollarse con movimientos insignificantes en suelos bien compactados. Para algunas condiciones estándares de tendido de tubería de hierro dúctil, el

valor de diseño del empuje pasivo del suelo deberá ser modificado por un factor K_n para asegurar que no ocurra un movimiento excesivo. Por tanto, $R_s = K_n P_p D'$.

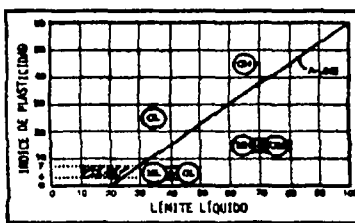
En el Cuadro 3.16 se muestran valores empíricamente determinados para K_n

NOMBRE DEL SUELO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ϕ (°)	f_p	C_u (kg/m ³)	f_c	γ (kg/m ³)	K_n		
							CONDICIÓN DE TENDIDO		
							2	3	4&5
ARCILLA 1	D ARCILLA DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA, LL<50, <25% PARTICULAS GRUESAS [CL & CL-ML]	0	0	1465	.80	1440	.40	.60	.85
LIMO 1	D LIMO DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA, LL<50, <25% PARTICULAS GRUESAS [ML & ML-CL]	29	.75	0	0	1440	.40	.60	.85
ARCILLA 2	C ARCILLA DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA, CON ARENA O GRAVA, LL<50, 25-50% PARTICULAS GRUESAS [CL]	0	0	1465	.80	1440	.60	.85	1.0
LIMO 2	C LIMO DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA CON ARENA O GRAVA, LL<50, 25-50%, PARTICULAS GRUESAS [ML]	29	.75	0	0	1440	.60	.85	1.0
ARENA SANA	A & B ARENA LIMPIA, >95%, CON PARTICULAS GRUESAS [SW & SP]	36	.80	0	0	1600	.60	.85	1.0

Cuadro 3.16 Valores sugeridos para los parámetros del suelo y la constante de reducción K_n . Definición de partículas gruesas: es lo que se detiene en la malla No. 200. Ver Cuadro 3.17 para descripción más detallada del suelo.

NOTA: Los valores conservadores para el peso volumétrico mostrados en la tabla anterior y usada en este procedimiento son más bajos que los valores del peso del suelo utilizados para calcular las cargas del terreno en ANSI/AWWA C150/A21.50. Todos los demás valores en la tabla anterior asumen condiciones de suelo saturado y fueron seleccionados como tal para un análisis conservador.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLOS DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN	
SUELOS DE GRANO GUESO 500 O MÁS, ES RETENIDO EN LA MALLA NO. 200	GRANOS CON EL 20% O MÁS DEL MATERIAL GUESO RETENIDO EN LA MALLA NO. 4	GW	Gravas bien graduadas y mezclas de gravas con arena con pocos o nada de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que 4 $C_g = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3 No cumple ambos criterios para GW Límites de Arterberg graduados debajo de la línea A o índice de plasticidad menor que 4. Límites de Arterberg graduados en el área sombreada son clasificaciones de frontera que requieren el uso de símbolos duales.	
		GP	Gravas poco graduadas y mezclas de arena grava con cero finos		
		GM	Gravas finas y mezclas de grava arena y limo.		
		GC	Gravas arcillosas y mezclas de grava, arena y arcilla.		
	ARENAS CON MÁS DEL 50% DE FRACCIÓN GUESA QUE PASA LA MALLA NO. 4.	ARENAS LIMPAS	SW	Areñas bien graduadas y arenas gravosas con pocos o sin finos.	$C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que 6 $C_g = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3 No cumple ambos criterios para SW Límites de Arterberg graduados debajo de la línea A o índice de plasticidad menor que 4. Límites de Arterberg graduados en el área sombreada son clasificaciones de frontera que requieren el uso de símbolos duales.
			SP	Areñas poco graduadas y arenas gravosas sin finos ó con pocos finos.	
		ARENAS CON FINOS	SM	Areñas limosas y mezclas de arenas con limo.	
			SC	Areñas arcillosas, mezclas de arenas con arcilla	
	SUELOS DE GRANO FINO 500 O MÁS, PASA LA MALLA NO. 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MENOR AL 50%	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas con polvo de roca, y arenas finas limosas o arcillosas.	GRÁFICA DE PLASTICIDAD Para clasificación de suelos de grano fino y suelos de granos gruesos con parte de fino. Los límites de Arterberg que se grafican en el área sombreada son clasificaciones de frontera y requieren el uso de símbolos duales. Ecuación de la línea A: $PI = 0.73(LL-20)$ 
			CL	Arcillas inorgánicas de bajo a medio límite de plasticidad, arcillas gravosas, arcillas arcillosas, arcillas limosas y arcillas limpas	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de bajo plasticidad.	
		LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MAYOR QUE EL 50%	MH	Limos inorgánicos o limos ó arenas finas de tipo mica o diatomáceas y limos elásticos.	
CH			Arcillas inorgánicas de alta plasticidad y arcillas grasas.		
OH			Arcillas orgánicas de mediana o alta plasticidad		
PT			Lodos, turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

Cuadro 3.17 CLASIFICACIÓN DEL SUELO GRÁFICA DE LA ASTM NORMA D 2 487 Basada en el material que pasa la maya de 3 pulgadas (75mm). Del Annual Book of ASTM Standards, copyright the American Society for testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania.

En este contexto, el valor escogido para Kn depende de la compactación de la zanja, los materiales de relleno, y el suelo inalterado. Por consiguiente, para un codo horizontal, la ecuación es:

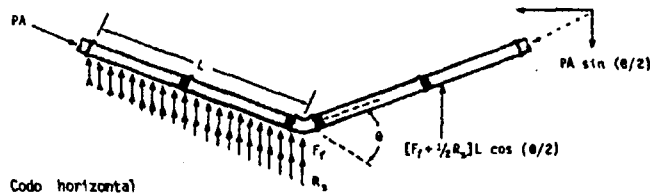
$$L = \frac{S_f P A \tan(\theta/2)}{F_s + \frac{Kn P p D'}{2}}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En ciertas instalaciones extraordinarias pueden resultar cargas y resistencias friccionales menores sobre los tubos que lo calculado con estas ecuaciones. Cuando existan estas condiciones, esto debe ser considerado para el diseño

MANGA DE POLIETILENO

Datos limitados experimentales sugieren que el termino de resistencia de la fricción debe ser multiplicado por un factor de 0.70 para tubería envuelta en manga de polietileno. Véase Figura 3.31.



$F_f = F_s$; Para tubería con recubrimiento asfáltico normal
 $F_f = 0.7 F_s$; Para tubería con manga de polietileno

Figura 3.31 Consideraciones para tubería con manga de polietileno.

SILLETAS

Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre silletas. Para determinar el espacio máximo entre silletas de una tubería de acero, ésta se supone como una viga continua y un cantiliver formado por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación.

En forma aproximada, el tramo de tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada.

El momento flexionante vale:

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{WL}{8}, \text{ siendo } W = wL$$

Por otro lado

$$M = f_s \cdot S = \frac{wL^2}{8}$$

Por lo tanto

$$L = \frac{8f_s S}{W}$$

Donde:

L , longitud de la tubería entre silletas, en m;

S , Módulo de la sección de la tubería, en cm^3 .

$$S = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D}$$

Donde:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

D , diámetro exterior;

d , diámetro interior;

W , carga total en la tubería igual a wL , en kg;

w , carga unitaria considerada (kg/m). Las cargas por valuar son:

Peso propio de la tubería en kg/m y

Peso del agua dentro de la tubería en kg/m (véase Cuadro 3.15) y

f_s , Esfuerzo a la tensión de la tubería (1265 ó 1140 kg/cm²)

Cuando las condiciones topográficas nos sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que deben colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden quedar formadas con perfiles de fierro estructural a base de ángulos, placas y soleras, o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les transmite la tubería. Las Figuras 3.32, 3.33 y 3.34, representan el tipo de silletas que se emplean con más frecuencia.

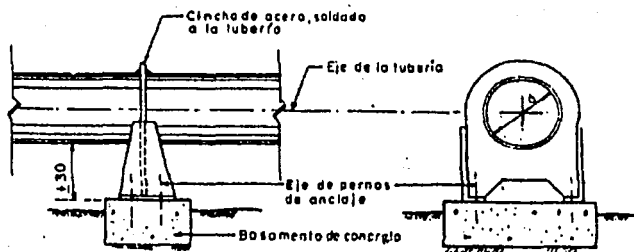
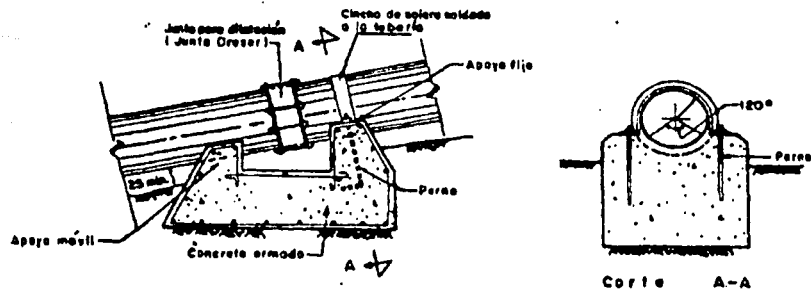
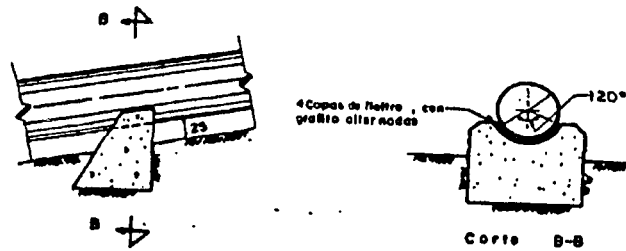


Figura 3.32 Silleta de acero para apoyo fijo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



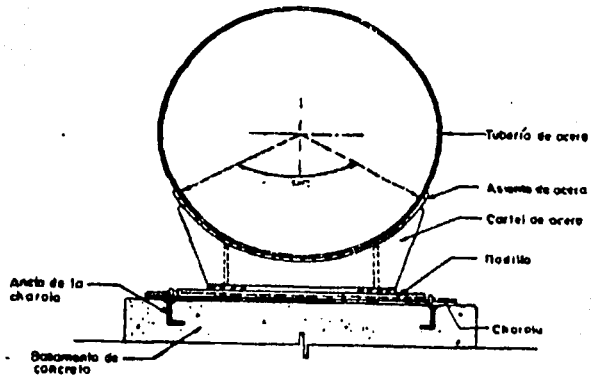
Silleta para apoyo fijo



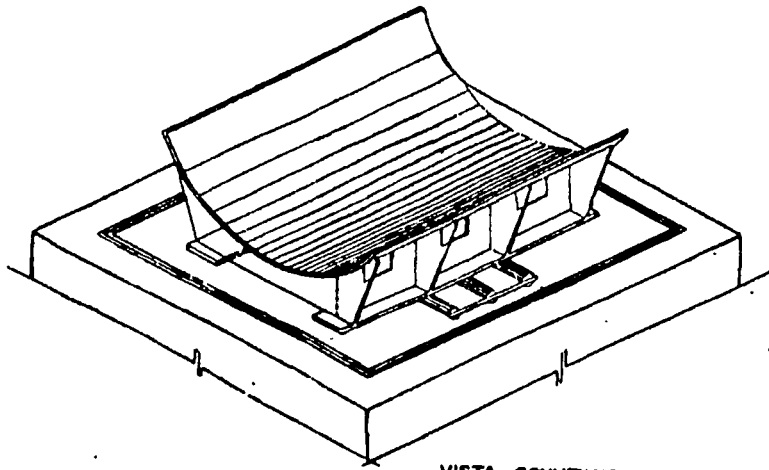
Silleta para apoyo fijo y móvil.

Figura 3.33 Silletas de concreto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FRENTE



VISTA CONVENCIONAL

Figura 3.34 Apoyo móvil para tubería de acero

ATRAQUES (SOLUCIÓN HIDRÁULICA)

Desde el punto de vista hidráulico el problema se puede resolver determinando la resultante de los empujes hidrostáticos y dinámicos que actuando en las paredes de las tuberías, se transmiten al atraque

En el cambio de dirección que se presenta en la Figura 3.35 se han indicado dos secciones de análisis I y II. La sección I está sujeta a una presión interna del agua sobre las paredes del tubo P_1 y una velocidad de flujo V_1 , siendo S_1 el área de la sección transversal I. Análogamente, para la sección II se tiene:

$$P_2, S_2 \text{ y } V_2$$

Las fuerzas n_1 y n_2 forman con los ejes X, Y y Z los siguientes ángulos.

EJE	n_1	n_2
X	A1	A2
Y	B1	B2
Z	C1	C2

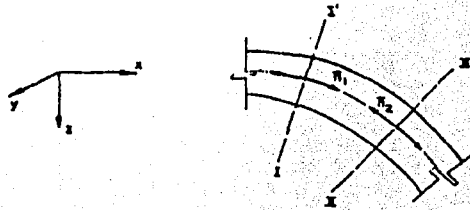


Figura 3.35

Debido al cambio de dirección de la velocidad, se origina una fuerza dinámica que obra sobre la curva, y cuya magnitud por la ley del impulso es:

$$E_d = \frac{\gamma Q}{g} \Delta v$$

Siendo:

$$\Delta v = v_1 - v_2$$

Donde:

γ , es el peso volumétrico del agua;

g , es la aceleración de la gravedad y

E_d , es el empuje dinámico.

La resultante del sistema de fuerzas viene dada por:

$$F = F_x^2 + F_y^2 + F_z^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En donde F_x , F_y y F_z incluyen los empujes hidrostático y dinámico que obran sobre las paredes de la tubería, a saber:

$$F_x = \frac{\gamma}{g} Q(V_1 \cos A_1 - V_2 \cos A_2) + (P_1 S_1 \cos A_1 - P_2 S_2 \cos A_2)$$

$$F_y = \frac{\gamma}{g} Q(V_2 \cos B_1 - V_2 \cos B_2) + (P_1 S_1 \cos B_1 - P_2 S_2 \cos B_2)$$

$$F_z = \frac{\gamma}{g} Q(V_1 \cos C_1 - V_2 \cos C_2) + (P_1 S_1 \cos C_1 - P_2 S_2 \cos C_2) + P$$

Donde el primer sumando es el empuje dinámico y el segundo es el empuje hidrostático.

Para un cambio de dirección sobre el plano, a 90° y sin cambio de la sección transversal, (Figura 3.36) se tiene misma área y misma velocidad en cada sección:

$$S_1 = S_2 = S$$

$$V_1 = V_2 = V$$

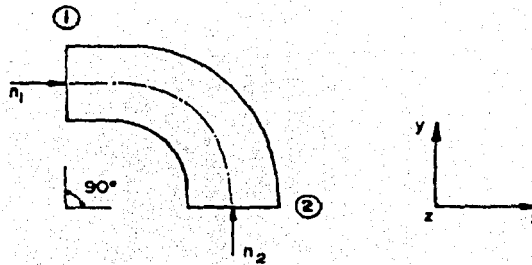


Figura 3.36

Y los ángulos que forman las fuerzas n_1 y n_2 con los ejes X, Y y Z son:

EJE	n_1	n_2
X	$A_1=0$	$A_2=90^\circ$
Y	$B_1=90^\circ$	$B_2=0$
Z	$C_1=90^\circ$	$C_2=90^\circ$

Se considera también que la pérdida local es cero, así que:

$$P_1 = P_2 = P$$

Al sustituir estos resultados en las ecuaciones de las componentes de F, se tiene:

$$F_x = \frac{\gamma}{g} QV + PS$$

$$F_y = -\frac{\gamma}{g} QV - PS$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Donde F_z es el peso de la tubería más el agua en la sección del atraque, como esta fuerza es benéfica para el atraque, generalmente se desprecia

La resultante de estas fuerzas es horizontal y hacia afuera de la curva. Esta resultante debe ser contrarrestada por el peso del atraque. Se tiene:

$$F = F_x^2 + F_y^2$$

$$F = \left(\frac{\gamma}{g} QV + PS\right)^2 + \left(-\frac{\gamma}{g} QV - PS\right)^2$$

$$F = 2\left(\frac{\gamma}{g} QV + PS\right)$$

El valor más crítico de F , es cuando se presente la sobrepresión por golpe de ariete. Llamando P_n a la presión normal y P_{ga} a la presión debida al golpe de ariete, se tiene:

$$P = P_n + P_{ga}$$

Cuando se tiene el caso de un cambio de dirección en el plano horizontal y a cualquier ángulo, como se presenta en la Figura 3.37, las componentes de la resultante F son:

$$F_x = F_1 = \frac{\gamma}{g} Q(V - V \cos E) + (PS - PS \cos E)$$

$$F_y = F_2 = \frac{\gamma}{g} Q(V \cos E - V) + (PS \cos E - PS)$$

Esto se debe a que los ángulos con respecto a X, Y y Z son:

EJE	n1	n2
X	A1=0	A2=E
Y	B1=E	B2=0
Z	C1=90°	C2=90°

Simplificando:

$$F_1 = \frac{\gamma}{g} Q[V(1 - \cos E)] + PS(1 - \cos E)$$

$$F_2 = \frac{\gamma}{g} Q[-V(1 - \cos E)] - PS(1 - \cos E)$$

Así:

$$F = F_1^2 + F_2^2$$

$$F = 2\left(\frac{\gamma}{g} QV + PS\right) \text{sen} \frac{E}{2} = 2S\left(\frac{\gamma V^2}{g} + P\right) \text{sen} \frac{E}{2}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

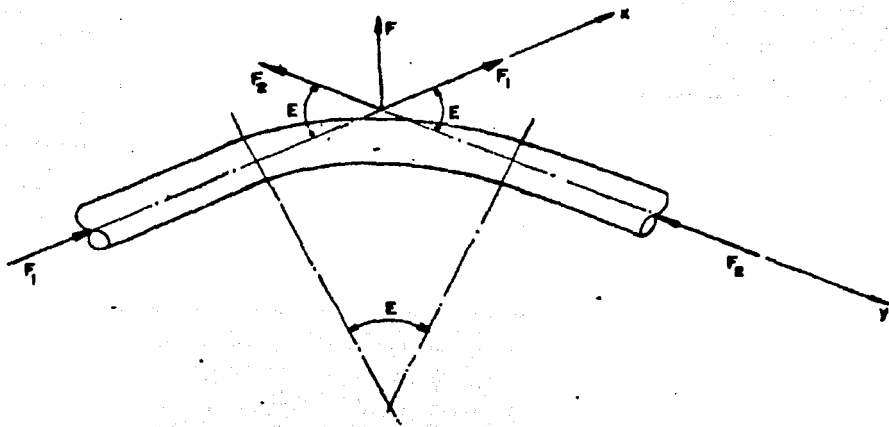


Figura 3.37

En la Figura 3.38 P_1 es el peso del atraque de concreto. En concreto ciclópeo $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$. P es el peso de la sección de tubería llena de agua, de tal forma que debe cumplirse la siguiente inecuación:

$$P + P_1 \geq \frac{F}{\tan A_1}, \text{ donde } A_1 > A \text{ para que no haya deslizamiento.}$$

Siendo A_1 , el ángulo de fricción entre el material de atraque y el terreno. Para este caso $A_1 = 30^\circ$. Generalmente se emplea un factor de seguridad de 1.2 a 1.5 en el diseño de los atraques.

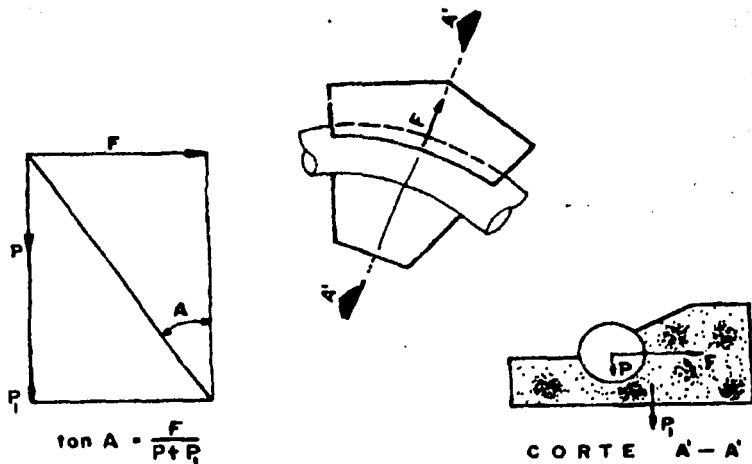


Figura 3.38

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO IV.-"REGULARIZACIÓN"

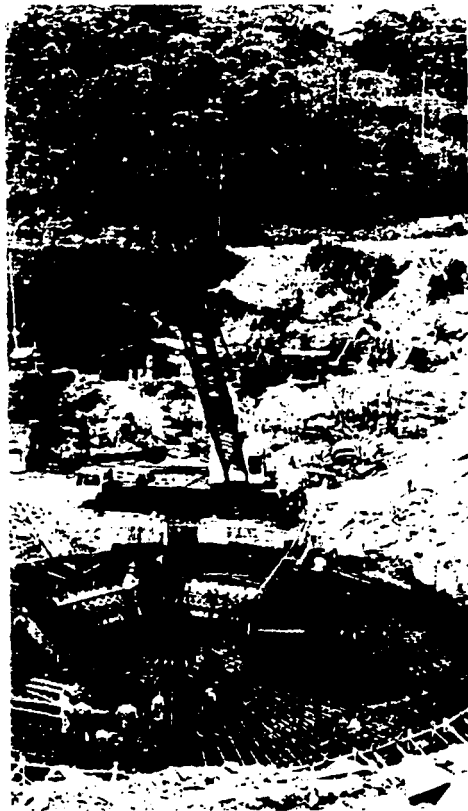
El tanque de regularización (y de almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de abastecimiento que permite enviar un gasto constante desde la fuente de abastecimiento y satisfacer las demandas variables de la población. Se acumula agua en el tanque cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada; el agua acumulada se utilizará cuando la demanda sea mayor. Generalmente esta regularización se hace por periodos de 24 horas. Cuando además de la regularización se proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone entonces de una cantidad como reserva con el objeto de no suspender el servicio en caso de desperfectos en la captación o en la conducción, así como satisfacer demandas extraordinarias como es el combate de incendios.

Más adelante se expone la metodología para el cálculo del volumen del tanque, pero antes se describen los diferentes tipos de depósitos que se utilizan en los sistemas de abastecimiento.

TIPOS DE TANQUES Y SU FUNCIONAMIENTO

Las principales categorías de los depósitos de almacenamiento (Figura 4.1) son:

- a) Tanques superficiales;
- b) Columnas reguladores y
- c) Tanques elevados.



TEEIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.1 Construcción de un depósito de aguas superficiales.

TANQUES SUPERFICIALES

Estos depósitos se construyen bajo el nivel del suelo o balanceando cortes y rellenos. Sus paredes pueden construirse con mampostería de piedra o con concreto reforzado, revistiéndolas en ambos casos con gunita o un impermeabilizante integral al concreto. Los pisos son, preferentemente de concreto reforzado, proporción 1:3:6. Cuando se desplante el depósito sobre tepetate o roca fisurada, se cuela una losa de 10 cm de espesor con varillas de 1/2 pulgada de diámetro en malla de 30 cm en dos direcciones. Si se hace el desplante del depósito sobre tierra, se coloca sobre la losa anterior una cubierta de yute o similar, colando encima otra losa de 5 cm con varillas de 3/8 de pulgada a cada 30 cm.

En roca firme se elimina la losa de concreto, haciendo el revestimiento con gunita descargada con un chiflón o pistola sobre un armado de varillas.

Los tanques deben techarse empleando para ello losas de concreto reforzado armadas en el lugar, o materiales preconstruidos (por ejemplo vigueta y bovedilla). No deben cubrirse las losas con tierra producto de la excavación; es mejor recubrir con 5 cm de ladrillo con pendiente mínima de 1% para que el agua de lluvia no entre al tanque. Estas losas de techo tendrán uno o más registros de inspección formados por un marco con bordes que sobresalgan unos 10 cm y una tapa con soleras que cubran el marco de fierro de ángulo (Figura 4.2). Se deben instalar en el interior escaleras con peldaños de varilla (tipo marino), con el fin de poder entrar al tanque para inspección y limpieza.

Se proporciona ventilación a los tanques por medio de tubos verticales u horizontales, que atraviesan el techo o la pared, según sea. (Figura 4.3).

La ventilación también se proporciona por medio de aberturas con rejas de fierro de 30 x 60 cm instaladas en la perifería del tanque (Figura 4.4).

Este último tipo de ventilación no es tan conveniente como el primero.

La salida de agua se hace por medio de un tubo con colador o malla (Figura 4.5).

Los tubos de demasías se instalan de manera que impidan la entrada de aves, insectos, roedores, etc. (Figura 4.6).

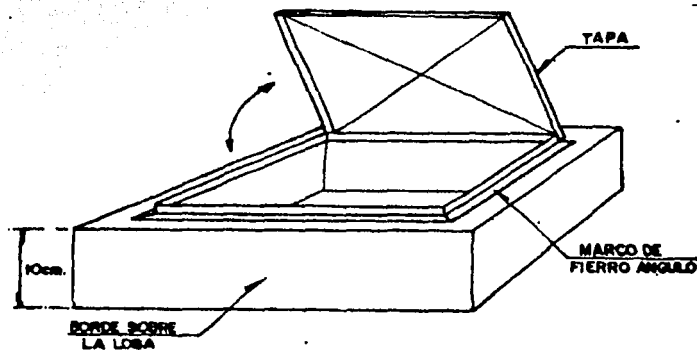


Figura 4.2 Registro para inspección del tanque.

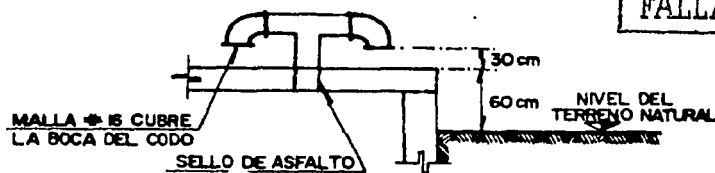


Figura 4.3 Ventilación del tanque con tubo vertical.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

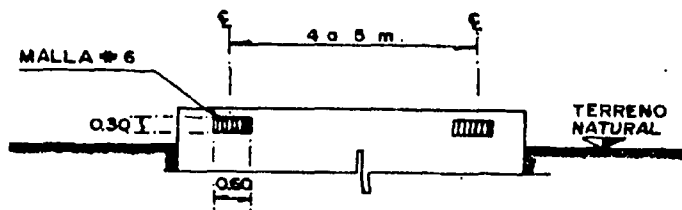


Figura 4.4 Ventilación con aberturas, con rejas y mallas.

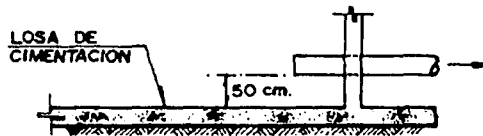


Figura 4.5 Salida de agua del tanque superficial.

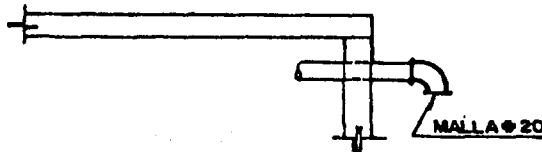


Figura 4.6 Tubo de demasías.

Para la limpieza del tanque se coloca un tubo de desagüe en el fondo, pero esta tubería no debe descargar directamente a un alcantarillado, sino que debe descargar libremente en recipiente abierto desde una altura no menor de dos diámetros del tubo sobre la corona del recipiente (Figura 4.7).

Los dispositivos para la entrada de agua se ilustran en la Figura 4.8. La válvula de altitud que se indica en dicha figura se usa principalmente en líneas de alimentación a tanques elevados o columnas reguladoras, cerrando automáticamente cuando el tanque está lleno y abriendo cuando la presión sobre el lado de bombeo es menor que sobre el lado del tanque. La válvula puede operar por la presión de agua en la línea o por energía eléctrica transmitida a un solenoide.



Figura 4.7 Tubo de desagüe para limpieza del tanque.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

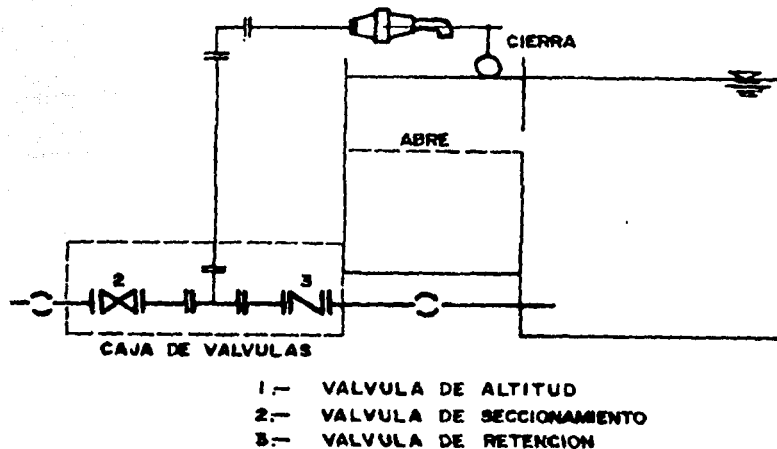


Figura 4.8 Disposición de la entrada de agua al tanque.

El diseño estructural se hace con las siguientes condiciones de carga:

1. Con agua y sin empuje de tierra.
2. Con empuje de tierra y vacío.
3. Con agua y con empuje de tierra.

Los tanques a base de muros de mampostería, con piso y techo de concreto reforzado, se recomiendan para tirantes que van desde 1.0 hasta 3.5 m y capacidades hasta de 10,000 m³. Los tirantes de concreto reforzado se recomiendan generalmente para tirantes entre 2.0 y 5.5 m.

Para capacidades que varían de 5000 a 50000 m³, se pueden construir de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 a 9.0 m. En este caso gran parte de los elementos son prefabricados.

Los tanques superficiales se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona a que servirán de manera que la diferencia de altura entre el nivel del tanque estando lleno y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m (Figura 4.9).

COLUMNAS REGULADORAS

Estos depósitos se emplean en donde la construcción de los tanques superficiales no proporcionan suficiente carga. Las columnas consisten de un tanque cilíndrico alto cuyo volumen de almacenamiento incluye una porción superior que es el volumen útil por encontrarse arriba de la tubería de alimentación a la red y un volumen inferior que es de soporte y que proporcionará la carga requerida (Figura 4.10).

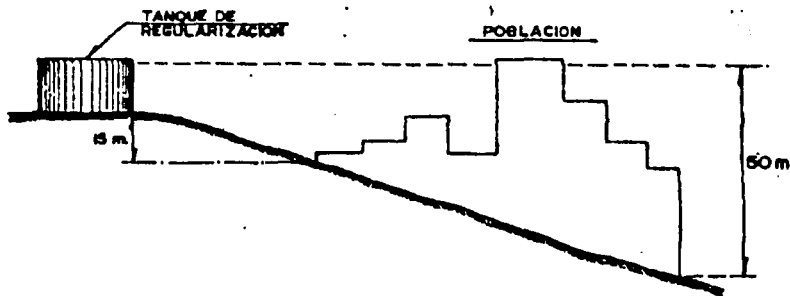


Figura 4.9 Posición del tanque de regularización superficial.

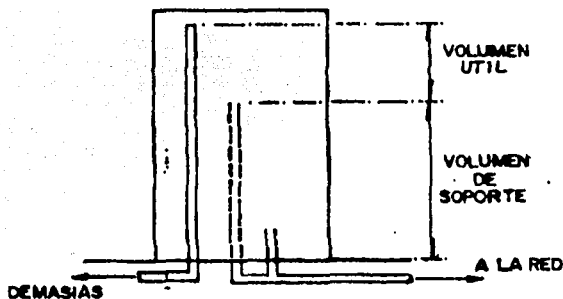


Figura 4.10 Columnas reguladoras

El volumen de soporte se puede aprovechar con bombeo de refuerzo para controlar incendios u otras emergencias. No son económicas columnas de más de 15 m de altura, ésta, por cierto, es considerablemente más grande que su diámetro.

Las columnas se construyen normalmente de acero o concreto reforzado. El acero es más favorecido, sobre todo en columnas de gran altura, aunque el concreto requiere menores costos de mantenimiento y se adapta mejor a la concepción arquitectónica. El acero se adapta mejor a altas cargas y las fugas en estas estructuras se pueden controlar mejor. Las columnas de acero se deterioran con facilidad, a menos que se pinten regularmente, protegiéndolas contra la corrosión.

Las capacidades usuales en columnas reguladoras de acero son: 200, 250, 300, 400, 500, 750, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 6000, 8000, 10 000, 12 000 y 16 000 m³.

TANQUES ELEVADOS

Los tanques elevados se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona a que servirá, una elevación natural adecuada. El "tanque elevado" se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería elevadora.

Los más comunes se construyen de acero, aunque los hay también de concreto reforzado, tanto el tanque como la torre.

Se construyen tanques elevados con capacidad desde 10 hasta 1000 m³. En zonas rurales se recomienda una capacidad mínima de 10 m³. Las alturas de torre son de 10, 15 ó 20 m.

Para tener un máximo beneficio, los tanques elevados se localizan cerca del centro de uso, pero en grandes áreas se localizan varios tanques en diversos puntos. La localización central decrece las pérdidas por fricción y es importante también para poder equilibrar presiones lo más posible.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la Figura 4.11 se ha ubicado el tanque elevado a las afueras de la población, lo que da como resultado una pérdida de carga muy alta al alcanzar el extremo opuesto más lejano al tanque. En esta forma, prevalecerán presiones demasiado bajas en el extremo más alejado o presiones excesivas en el extremo más cercano al tanque.

En la Figura 4.12 las presiones sobre toda el área municipal son más uniformes tanto en los periodos, de mínima como de máxima demanda. Nótese que durante los periodos de alta demanda el tanque está suministrando agua en ambas direcciones, mientras que durante periodos de baja demanda, la estación de bombeo alimenta al tanque y a la red.

En general, siempre son motivo de estudio en el análisis de los sistemas de distribución, la red de tuberías, las condiciones topográficas, dispositivos Figura 4.13, el funcionamiento de la estación de bombeo y las características de operación del tanque de regularización. En donde se opera bajo condiciones muy variables de carga, el balance hidráulico del sistema llega a ser más complejo.

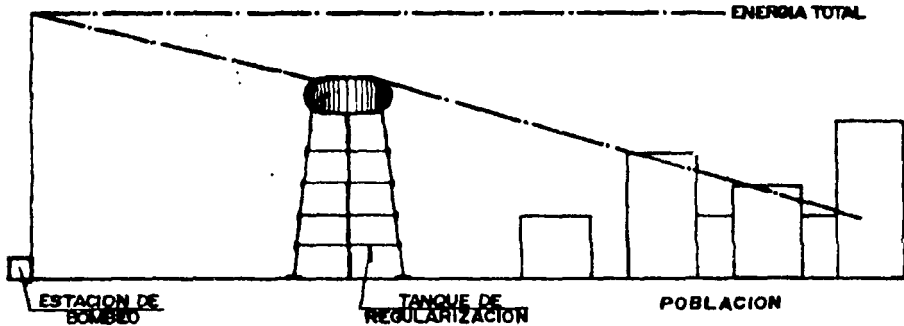


Figura 4.11 Tanque de regularización al extremo de la población.

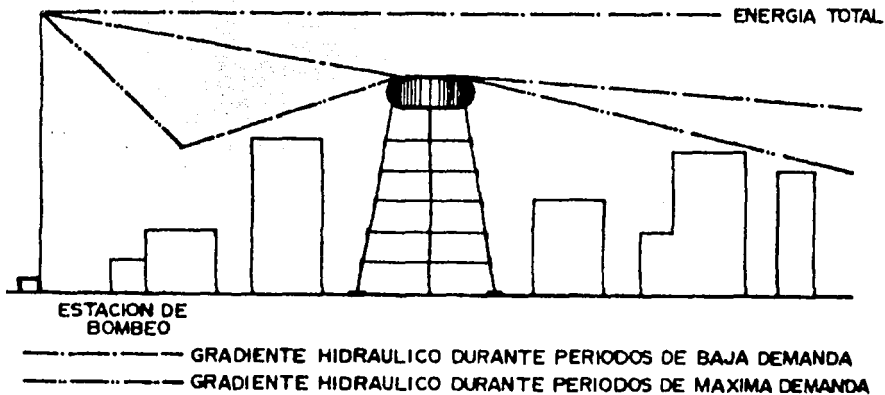


Figura 4.12 Tanque elevado cerca del centro de uso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

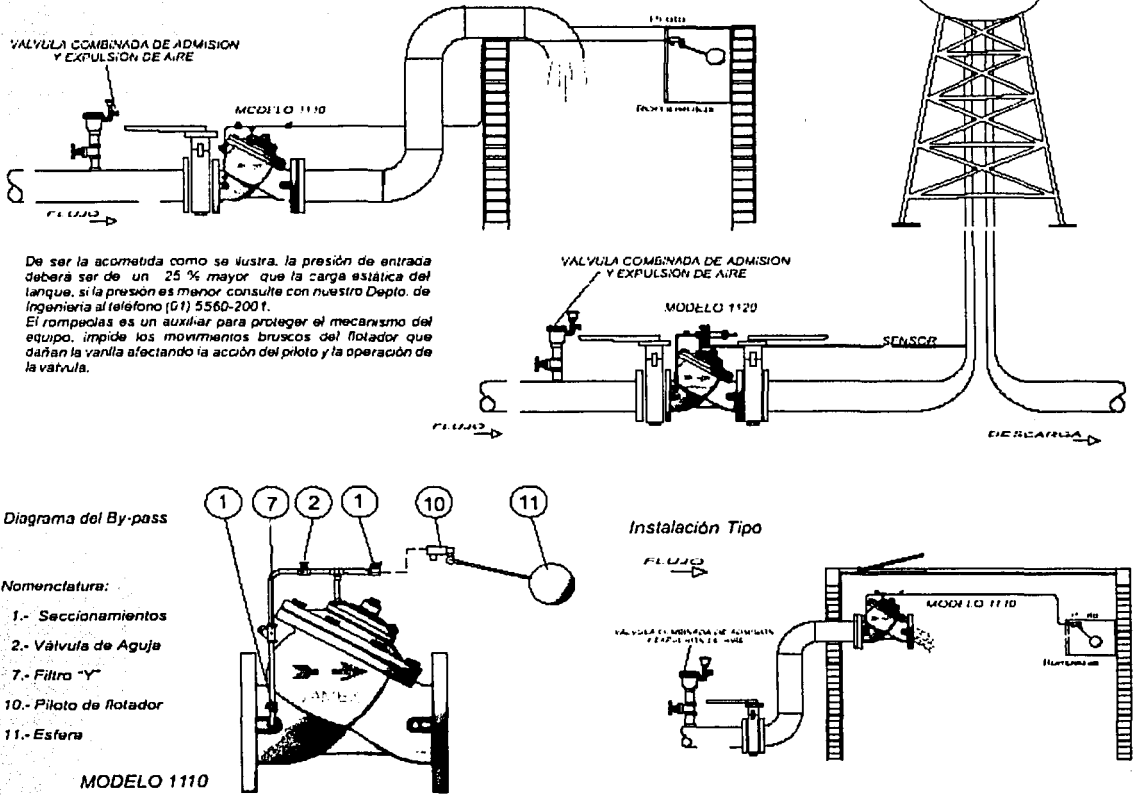


Figura 4.13 Algunas válvulas usadas en tanques.

Considerando que la demanda de agua por el centro de carga de la red fluctúa horariamente, es evidente que hay esencialmente dos modos de operación del sistema. Cuando las demandas son bajas, la estación de bombeo suministrará estas demandas y además alimentará al depósito. Haciendo referencia a la Figura 4.14, la solución se tiene como sigue:

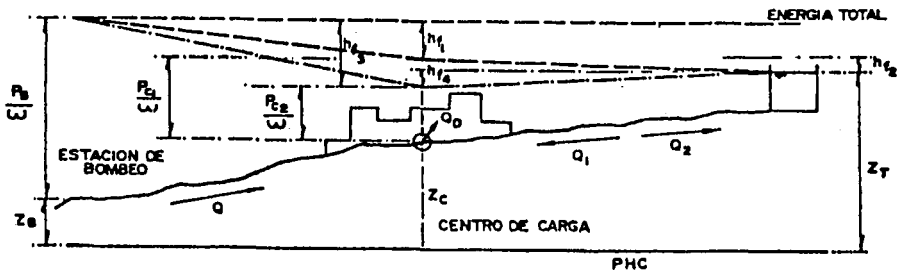


Figura 4.14

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$Q_1 - Q_D = Q_2$$

$$Z_B + \frac{P_B}{\omega} = Z_C + \frac{P_{C1}}{\omega} + hf_1$$

$$Z_C + \frac{P_{C1}}{\omega} = Z_T + hf_2$$

Sumando las dos anteriores se obtiene:

$$hf_1 + hf_2 = Z_B + \frac{P_B}{\omega} - Z_T$$

En donde:

Q_1 , gasto de bombeo;

Q_D , b demanda (centro de carga);

Q_2 , gasto al tanque;

Z , elevaciones sobre un banco de nivel elegido;

$\frac{P_B}{\omega}$, carga piezométrica producida por la estación de bombeo

$\frac{P_{C1}}{\omega}$, carga piezométrica residual en el centro de carga y

hf , pérdidas por fricción.

Se pueden adoptar valores para gradientes hf y, conociendo los Q para valores de operación $\frac{P_{C1}}{\omega}$ se calculan $\frac{f}{\omega}$ y Z_T . También, si se especifican las Z y Q_D , las ecuaciones pueden resolverse seleccionando valores de $\frac{P_{C1}}{\omega}$ y resolviendo para hf_1 y hf_2 . Cuando se alcance una solución de manera que la ecuación se satisfaga, se pueden calcular Q_1 y Q_2 .

Cuando las demandas son altas, tanto el tanque como la estación de bombeo alimentarán la red.

Las ecuaciones serán:

$$Q_1 + Q_3 = Q_D$$

$$Z_B + \frac{P_B}{\omega} = Z_C + \frac{P_{C2}}{\omega} + hf_3$$

$$Z_C + \frac{P_C^2}{\omega} = Z_T - hf_A$$

Para un valor asumido de $\frac{P_B}{\omega}$ y por ensayos se puede alcanzar a satisfacer la primer ecuación. Nótese que este ejemplo es simple ya que se ha considerado a Z_T invariable. Realmente, como Z_T fluctúa con el tiempo, es necesario saber el volumen de regularización disponible contra la elevación del agua en el tanque, de manera que cualquier condición de extracción especificada fijará el valor real de Z_T para usarse en los cálculos.

CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN

Generalmente la regularización se hace por periodos de 24 horas (1 día) y básicamente el cálculo del volumen del tanque consiste en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida de los gastos que se estén considerando en un problema dado. Estas leyes pueden ser de tipo uniforme o variable y se representan gráficamente por medio de los hidrogramas correspondientes. La ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones en la República Mexicana expresada como porcentajes horarios del gasto máximo diario, fue determinada estadísticamente por el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S.A., actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A. y es la mostrada en la columna 2 (poblaciones pequeñas) del Cuadro 4.1. Tornando en cuenta esta ley, el hidrograma de consumo de una población quedaría como se muestra en la Figura 4.15.

El cálculo del volumen del tanque de regularización puede hacerse en forma analítica o en forma gráfica. A continuación se explica una y otra forma con los ejemplos respectivos.

CÁLCULO ANALÍTICO

El cálculo se hace mediante una tabla como la que se presenta en el Cuadro 4.2; para facilitar el trabajo y como la ley de demanda o salida es conocida en función de porcentajes horarios del gasto máximo diario, en esta misma forma se expresa la ley de entrada. En dicho cuadro se aprecia que, para calcular el volumen, se suman los valores absolutos del máximo excedente y máximo déficit; 325 y 80, respectivamente. Esto se explica por el hecho de que de las 0 a las 7 horas entra al tanque más agua de la que sale por lo que se obtiene un porcentaje de acumulación máximo; después de las 7 horas comienza a demandarse más agua de la que entra al tanque por lo que empieza a hacerse uso de la que se tenía acumulada, situación que prevalece hasta las 15 horas en donde el tanque reencuentra vacío. A partir de esta hora existe un déficit sale más de lo que entra y no se cuenta con un volumen en el tanque para cubrir el faltante. A las 18 horas se llega la momento más crítico (máximo faltante). De lo anterior, se ve la necesidad de contar de antemano con un volumen de agua en el tanque equivalente al máximo déficit, que en este caso es 80.

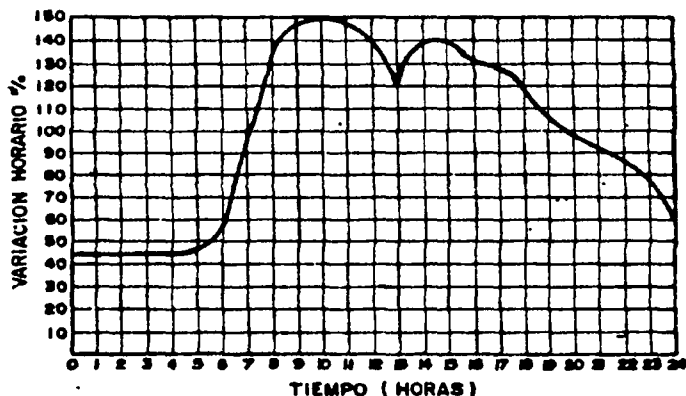


Figura 4.15 | Hidrograma de consumo de una población pequeña.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Horas	Poblaciones pequeñas	Irapuato	Torreón	Cd. México
0 - 1	45	50	53	61
1 - 2	45	50	49	62
2 - 3	45	50	44	60
3 - 4	45	50	44	57
4 - 5	45	50	45	57
5 - 6	60	50	56	56
6 - 7	90	120	126	78
7 - 8	135	180	190	138
8 - 9	150	170	171	152
9 - 10	150	160	144	152
10 - 11	150	140	143	141
11 - 12	140	140	127	138
12 - 13	120	130	121	138
13 - 14	140	130	109	138
14 - 15	140	130	105	138
15 - 16	130	140	110	141
16 - 17	130	140	120	114
17 - 18	120	120	129	106
18 - 19	100	90	146	102
19 - 20	100	80	115	91
20 - 21	90	70	75	79
21 - 22	90	60	65	73
22 - 23	80	50	60	71
23 - 24	60	50	53	57

Variaciones del consumo, expresadas como porcentajes horarios del gasto máximo diario en algunas poblaciones.

Cuadro 4.1 Ley de demandas horarias.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Horas	Suministro (entradas) Q. Bombeo en %	Demandas (salidas)		
		Demanda horaria en % (1)	Diferencias	Diferencias acumuladas
0 - 1	100	45	+ 55	+ 55
1 - 2	100	45	+ 55	+ 110
2 - 3	100	45	+ 55	+ 165
3 - 4	100	45	+ 55	+ 220
4 - 5	100	45	+ 55	+ 275
5 - 6	100	80	+ 40	+ 315
6 - 7	100	90	+ 10	+ 325
7 - 8	100	135	- 35	+ 290
8 - 9	100	180	- 50	+ 240
9 - 10	100	150	- 50	+ 190
10 - 11	100	150	- 50	+ 140
11 - 12	100	140	- 40	+ 100
12 - 13	100	120	- 20	+ 80
13 - 14	100	140	- 40	+ 40
14 - 15	100	140	- 40	0
15 - 16	100	130	- 30	- 30
16 - 17	100	130	- 30	- 60
17 - 18	100	120	- 20	- 80
18 - 19	100	100	0	- 80
19 - 20	100	100	0	- 80
20 - 21	100	90	+ 10	- 70
21 - 22	100	90	+ 10	- 60
22 - 23	100	80	+ 20	- 40
23 - 24	100	80	+ 40	0
Total	2,400	2,400		

$$C_1 = 325 + 80 = 405 \%$$

$$C = 4.05 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{max} = 14.58 Q_{max}$$

C = Capacidad del tanque en m³

Q_{max} = Gasto máximo diario en l/s

Cuadro 4.2 Volumen de regularización para el caso de suministro las 24 horas.

En el cuadro se aprecia cómo adicionando el déficit se pueden cubrir todas las demandas.

Cuando la alimentación se efectúa en periodos menores de 24 horas, se tendrá que aumentar el caudal de entrada para compensar las horas en que no haya alimentación y tener al final del día un total que corresponda al 2400 por ciento horario (100 por ciento durante las 24 horas).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el Cuadro 4.3 se observa que bombardeando de la fuente al tanque durante 8 horas (por ejemplo de las 7.00 a las 15:00 horas) el porcentaje de suministro es:

$$\frac{2400}{8} = 300\% \text{ (ver Cuadro 4.4).}$$

Horas	Demanda salidas diferencias	Demanda Salidas Diferencias	Diferencias Acumuladas + (Máx. Déficit) 80
0 - 1	+ 55	+ 55	+ 135
1 - 2	+ 55	+ 110	+ 190
2 - 3	+ 55	+ 165	+ 245
3 - 4	+ 55	+ 220	+ 300
4 - 5	+ 55	+ 275	+ 355
5 - 6	+ 40	+ 315	+ 395
6 - 7	+ 10	+ 325	+ 405
7 - 8	- 35	+ 290	+ 370
8 - 9	- 50	+ 240	+ 320
9 - 10	- 50	+ 190	+ 270
10 - 11	- 50	+ 140	+ 220
11 - 12	- 40	+ 100	+ 180
12 - 13	- 20	+ 80	+ 160
13 - 14	- 40	+ 40	+ 120
14 - 15	- 40	0	+ 80
15 - 16	- 30	- 30	+ 50
16 - 17	- 30	- 60	+ 20
17 - 18	- 20	- 80	0
18 - 19	0	- 80	0
19 - 20	0	- 80	0
20 - 21	+ 10	- 70	10
21 - 22	+ 10	- 60	20
22 - 23	+ 20	- 40	40
23 - 24	+ 40	0	80

Cuadro 4.3 Adición del déficit del Cuadro 4.2 para cubrir las demandas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Horas	Suministros (Entradas) Q Bombeo en %	Demandas (Salidas)		
		Demanda horaria en % (1)	Diferencias	Diferencias Acumuladas
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	- 135
3 - 4	0	45	- 45	- 180
4 - 5	0	45	- 45	- 225
5 - 6	0	60	- 60	- 285
6 - 7	0	90	- 90	- 375
7 - 8	300	135	+ 165	- 210
8 - 9	300	150	+ 150	- 60
9 - 10	300	150	+ 150	+ 90
10 - 11	300	150	+ 150	+ 240
11 - 12	300	140	+ 160	+ 400
12 - 13	300	120	+ 180	+ 580
13 - 14	300	140	+ 160	+ 740
14 - 15	300	140	+ 160	+ 900
15 - 16	0	130	- 130	+ 770
16 - 17	0	130	- 130	+ 640
17 - 18	0	120	- 120	+ 520
18 - 19	0	100	- 120	+ 420
19 - 20	0	100	- 100	+ 320
20 - 21	0	90	- 90	+ 230
21 - 22	0	90	- 90	+ 140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0
Total	2.400	2.400		0

$$C_1 = 375 + 900 = 1275 \%$$

$$C = 12.75 \times \frac{3000}{1000} \times Q_{máx} = 45.90 Q_{máx}$$

$Q_{máx}$ = Gasto máx. diario en l/s

C = Capacidad en m³

Cuadro 4.4 Volumen de regularización para un suministro de 8 horas al tanque.

En forma similar se encuentra la capacidad de los tanques de regularización para diferentes horas de bombeo. Para los siguientes ejemplos se tomaron las variaciones del Cuadro 4.1 para poblaciones pequeñas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CÁLCULO GRÁFICO

El cálculo gráfico del volumen de un tanque de regularización está basado en la combinación de la "curva masa" de la entrada al tanque (ley de entrada) con la "curva masa de salida" (ley de salida) para los mismos intervalos de tiempo la curva masa o diagrama de Rippl consiste en una gráfica que representa volúmenes acumulados escurridos en una sección con relación al tiempo (Figura 4.16).

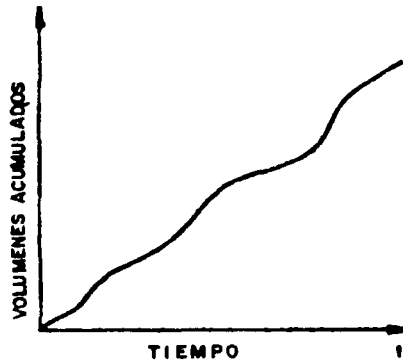


Figura 4.16 Diagrama de Rippl o curva masa.

CARACTERÍSTICAS DEL DIAGRAMA DE RIPPL

1. La diferencia de ordenadas para dos tiempos dados mide el volumen escurrido en ese intervalo (Figura 4.17), o sea:

$$Y_2 - Y_1 = \text{Volumen escurrido entre } t_1 \text{ y } t_2$$

2. La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el gasto en ese punto. Figura 4.18.

$$Q = \frac{dv}{dt}$$

Por lo que en una curva masa no puede haber pendientes negativas, sino a lo sumo iguales a cero.

3. Si se unen dos puntos (dos instantes) de la curva masa mediante una recta, su pendiente representa el gasto medio entre esos dos puntos o instantes Figura 4.19.

$$Q_{\text{medio}} = \frac{\text{Volumen escurrido}}{t_2 - t_1}$$

DIAGRAMAS MÚLTIPLES

En el caso de un tanque de almacenamiento que cuenta con varias entradas y salidas de agua, se hacen combinaciones de las curvas masa correspondientes a cada conducto de entrada y salida, sumando por un lado la curva masa de las entradas y por el otro la de las salidas. Figura 4.20.

La suma de varias curvas masa, ya sea para la entrada o para la salida, se efectúa sumando las ordenadas correspondientes a cada una de las curvas para la misma abscisa de tiempo.

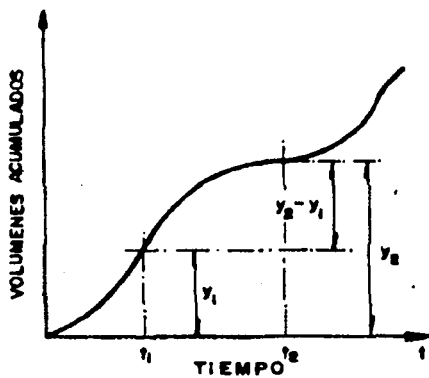


Figura 4.17 Volumen escurrido en un intervalo de tiempo

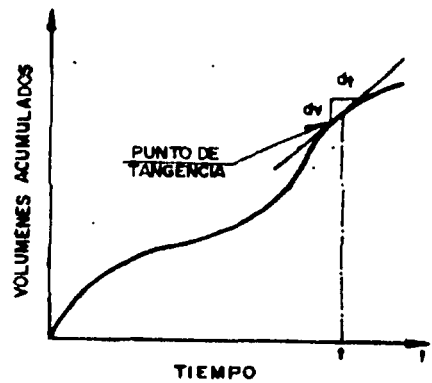


Figura 4.18 La pendiente de la tangente en un instante de la curva masa representa el gasto en ese instante.

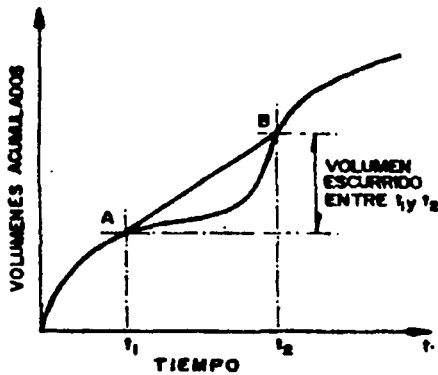


Figura 4.19 La pendiente de la recta AB representa el gasto medio entre los instantes t_1 y t_2

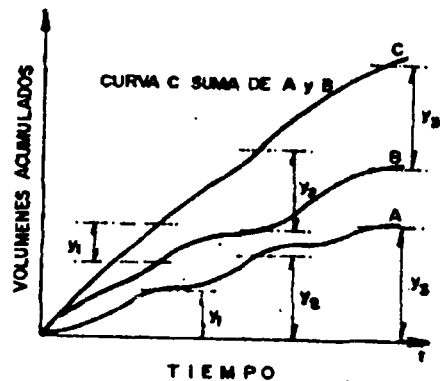


Figura 4.20 Suma de curvas masa.

CÁLCULO DEL VOLUMEN DE REGULARIZACIÓN

En el caso de abastecimiento de agua, los volúmenes requeridos de almacenamiento normalmente se calculan para efectuar una regularización diaria de los volúmenes de entrada y salida que deberán ser iguales para satisfacer adecuadamente las necesidades de la población. Se acostumbra representar la variación de los gastos de entrada y salida en forma horaria, o sea que la unidad de tiempo para el hidrograma o la curva masa correspondiente es una hora.

El cálculo del volumen de almacenamiento en forma gráfica se hace combinando las curvas masa de entrada y salida para los mismos intervalos de tiempo. Esta combinación se hace trazando las dos curvas en un mismo sistema de ejes coordenadas haciendo coincidir las escalas de tiempo. Figura 4.21. Una vez trazadas las dos curvas masa, la diferencia de ordenadas entre las curvas para un tiempo dado representa el excedente o el faltante de volumen de almacenamiento para el momento considerado. Si la curva masa de entrada está por arriba de la salida, la diferencia de ordenada representará un excedente; en caso contrario, equivaldrá a un faltante.

Los datos necesarios para poder calcular el volumen de almacenamiento son las leyes de suministro y de demanda (curva masa) que se obtienen mediante mediciones directas, o suponiéndolas de acuerdo al problema por resolver. Estas curvas masa pueden trazarse con datos de volumen o de porcentaje de éste.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

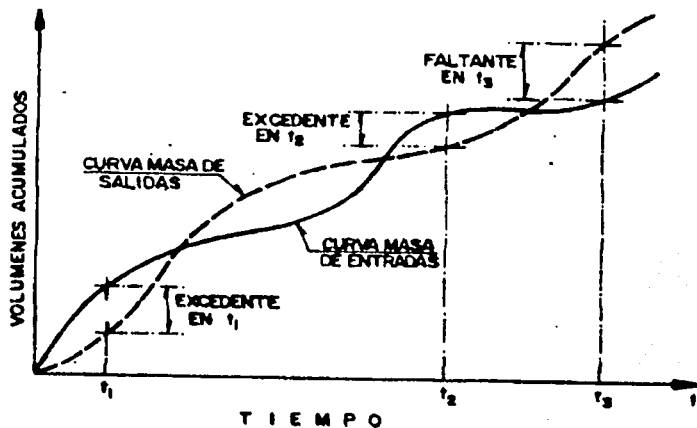


Figura 4.21 Combinación de curvas masa de entradas y salidas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO V.-"SISTEMAS COMPLEJOS DE TUBERÍAS"

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se hace una presentación detallada de los métodos de aforo y de análisis de sistemas de conductos a presión, que van desde el tubo único hasta el de sistemas y redes de agua potable. El análisis se realiza utilizando las ecuaciones de continuidad y de energía. Tomando en consideración las pérdidas por fricción y locales, cuya forma de cuantificación ha sido presentadas anteriormente. Dicho análisis se refiere únicamente al caso de flujo permanente.

DISPOSITIVOS DE AFORO EN TUBERÍAS

El gasto en la sección de una tubería se puede medir indirectamente con dispositivos de aforo, en el sitio en el que se desea conocer. Los más comunes son los venturímetros, toberas y diafragmas, que se adaptan generalmente a tuberías de medianas y grandes dimensiones, donde es necesario llevar un control de los gastos, como en el caso de redes de abastecimiento de agua.

VENTURÍMETROS

La función básica de los venturímetros consiste en producir un estrangulamiento en la sección transversal de la tubería, el cual modifica las presiones. Con la medición de ese cambio es posible conocer el gasto que circula por la sección; el estrangulamiento de ésta es muy brusco, pero la ampliación hasta la sección original es, por el contrario, gradual.

En la Figura 5.1 se presenta el corte longitudinal de un venturímetro para una tubería, con algunos detalles sobre su geometría. En la deducción de la fórmula se supone despreciable la pérdida de energía, además de que los coeficientes α de corrección son iguales a 1.

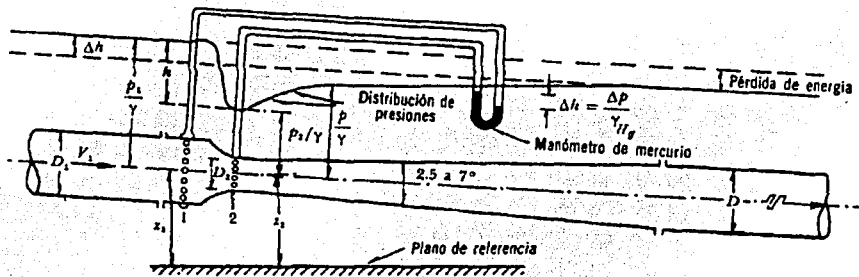


Figura 5.1 Venturímetro en una tubería.

Con Z_1 y Z_2 como cargas de posición de las secciones 1 y 2 respecto de un plano de referencia cualquiera, la ecuación de Bernoulli resulta ser:

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

Por otra parte de la ecuación de continuidad tenemos:

$$V_1 = \frac{V_2 A_2}{A_1}$$

Con $h = \left[Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} \right] - \left[Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} \right]$; substituyendo la anterior ecuación con la primera tenemos:

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}}$$

Y en términos de la deflexión en el manómetro de mercurio el gasto es:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \cdot \sqrt{2gh} = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \cdot \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)}$$

Para corregir los errores cometidos en la no inclusión de la pérdida de carga y que $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, la ecuación anterior se afecta de un coeficiente C_d . Además con:

$$C_d = \frac{C_v}{\sqrt{1 - m^2}} = \frac{C_v}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}}$$

Donde $m = \frac{A_2}{A_1}$ es el grado de estrangulamiento, se obtiene finalmente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)}$$

Por análisis dimensional se ha demostrado que C_d depende del grado de estrangulamiento m , de los efectos viscosos y rugosidad del tubo, contenidos en los términos de pérdida de energía y, además del tipo de venturímetro. Valores típicos medios fueron determinados experimentalmente y se presentan en la Figura 5.2 a la cual demuestra que C_d depende de m y de Re . Hasta el límite fijado por la línea LL', a ala derecha de la cual, C_d es independiente de Re y dependiente solo de m , como se presenta en la Figura 5.2 b. En estas figuras el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{V_2 D_2}{\nu}$$

Donde:

D_2 , es el diámetro de la sección estrangulada;

V_2 . La velocidad media en la misma y

ν , la viscosidad cinemática del líquido.

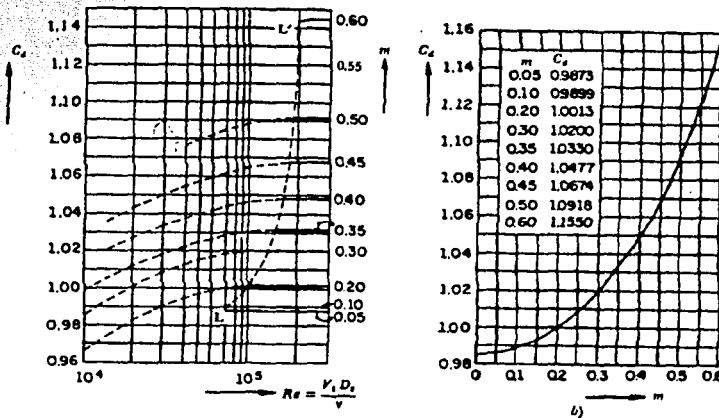


Figura 5.2 Coeficiente C_d para un venturímetro.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

DIAFRAGMAS

En tuberías donde se permita una gran pérdida de energía para efectuar el aforo, se puede utilizar un diafragma para estrangular la sección (Figura 5.3). Este consiste en una placa, donde se practica un orificio de área A_0 , la cual se inserta dentro de la tubería en la sección deseada. La modificación en las velocidades ocasiona un cambio de presiones antes y después del diafragma, cuyo valor determina el gasto.

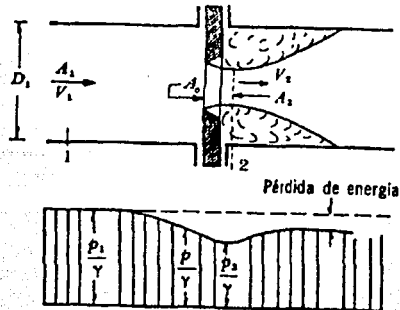


Figura 5.3 Diafragma en una tubería

Las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli para las secciones 1 y 2 de la Figura 5.3 son:

$$V_1 = \frac{V_2 A_2}{A_1}$$

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

Con sustituciones análogas a las del venturímetro, el gasto teórico es:

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \sqrt{2g \frac{(P_1 - P_2)}{\gamma}}$$

Con los coeficientes de contracción $C_c = \frac{A_2}{A_0}$ y de abertura $C_c = \frac{A_0}{A_1}$ de la ecuación anterior se obtiene:

$$Q = \frac{C_0 C_v A_0}{\sqrt{1 - C_0^2 C_v^2}} \sqrt{2g \frac{(P_1 - P_2)}{\gamma}}$$

Al incluir el coeficiente de gasto C_d y medir la diferencia de presiones en términos de la deflexión Δh , en un manómetro de mercurio, el gasto real es finalmente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)}$$

El coeficiente C_d depende no sólo de la geometría del diafragma y de la rugosidad de las paredes, sino también del número de Reynolds que incluye el efecto de viscosidad del flujo. De la figura 5.4 se pueden obtener los valores de C_d , para el diafragma estándar tipo VDI (Verein Deutscher Ingenieure). Para este tipo de diafragma, las tomas piezométricas deben quedar localizadas 2.5 cm, antes y después de la placa. Se observa que para $Re \geq 10^5$, C_d es prácticamente independiente de Re .

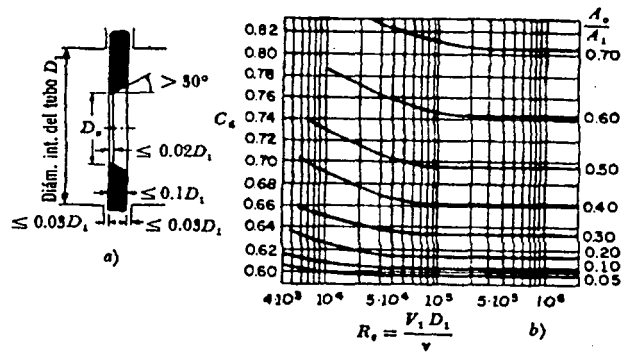


Figura 5.4)Diagrama tipo VDI y coeficientes de gasto.

TOBERAS

En el caso de tuberías con diámetros mayores de 30cm, se emplean toberas en lugar de diafragmas. Dos formas comúnmente usadas se muestran en las Figuras. 5.5a y 5.6. La primera ha sido estudiada y sus dimensiones especificadas por la Verein Deutscher Ingenieure; su forma elimina el coeficiente de contracción haciéndolo igual a uno. Esto es, las dimensiones del orificio coinciden con las del área contraída de la Figura 5.3 y vale la anterior ecuación con la única salvedad que $A_0 = A_2$ y $C_0 = 1$. De la Figura 5.4b se puede obtener el valor de C_d en la ecuación siguiente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g\Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)}$$

Para la tobera de la Fig. 5.6, C_d varía aproximadamente entre 0.95 para $Re = \frac{V_2 D_2}{\nu} = 10^5$ hasta 0.98 para $Re = 10^6$, a partir del cual conserva constante este último valor.

Para lograr mejor precisión en los aforos con estos dispositivos, se recomienda tener un tramo de tubería recta de por lo menos 10 a 40 D antes de ellos y -de por lo menos 5 D después de los mismos.

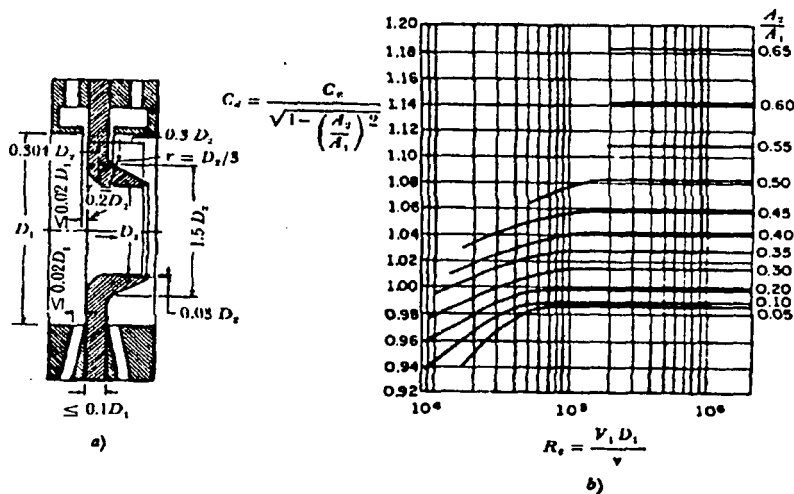


Figura 5.5 Tobera DVI y sus coeficientes de gasto.

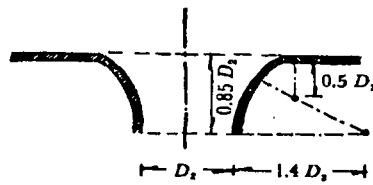


Figura 5.6 Diagrama de una tobera.

AFORADOR DE CODO

Otro tipo de aforador es el llamado de codo y consiste en medir la diferencia de presiones que se genera entre el intradós y el extradós de una curva en una tubería. En la Fig. 5.7 se detalla la disposición de las tomas piezométricas.

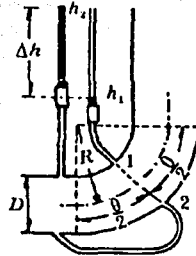


Figura 5.7 Aforador de codo.

El gasto se obtiene de la ecuación:

$$Q = C_d K A \sqrt{2g\Delta h}$$

Donde:

A , es el área de la tubería;

$\Delta h = h_2 - h_1$, la diferencia en cargas de presión (expresada en metros de columna de agua) entre el extradós y el intradós;

g , aceleración de la gravedad y

C_d y K , son coeficientes sin dimensiones (el primero de gasto y el segundo de forma) que dependen de la relación R/D radio del codo a diámetro del tubo, de acuerdo, con el cuadro 5.1.

R/D	Cd	K
1.00	1.23	0.570
1.25	1.10	0.697
1.50	1.07	0.794
1.75	1.05	0.880
2.00	1.04	0.954
2.25	1.03	1.020
2.50	1.03	1.020
2.75	1.02	1.140
3.00	1.02	1.200

Cuadro 5.1 Coeficientes K para el aforador de codo, según Addison.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DISTRIBUCIÓN

Una vez que se dispone de agua potable en el tanque de regularización, debe ponerse a disposición de los habitantes, distribuyéndola por toda la población, por medio de la red de distribución. Un adecuado sistema de distribución debe ser capaz de proporcionar agua potable en cantidad adecuada y a la presión suficiente cuando y dónde se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de distribución han sido clasificadas por algunos autores por sistemas en malla, sistemas ramificados y sistemas combinados (Figura 5.8). La configuración que se dé al sistema depende principalmente de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización. Además otros tipos de sistemas podremos incluir algunos casos especiales como son los sistemas de tubería equivalentes, sistemas de tuberías en serie o compuestas y en paralelo. Aunque las tuberías en paralelo podrían ubicarse en un sistema en malla, pero cambian por que las de malla se aprecia que tienen siempre una tubería característica que se le llama circuito principal o alimentador. Y las compuestas tiene diversos diámetros de tubo que son característicos cuando disminuye en un punto de la red la presión por lo que emplean una tubería de menor diámetro y por continuidad lograr que la velocidad se incremente así como la presión.

Otro modo de identificar también a las redes es cuando interviene la presión atmosférica esta consideración es muy importante pues en el análisis puede tomarse en cuenta la presión por la atmósfera en nuestro sistema puede parecer que tiene valor, pero puede considerarse despreciable para tal efecto pueden considerarse como redes cerradas y abiertas las cuales describiremos más adelante.

SISTEMA RAMIFICADO

El tipo ramificado de red de distribución se muestra en la Figura 5.8a. Como se observa, la estructura del sistema es similar a un árbol. La línea de alimentación o troncal es la principal fuente de suministro de agua, y de ésta se derivan todas las ramas.

Aunque estos sistemas son simples de diseñar y construir, no son favorecidos en la actualidad por las siguientes razones:

- 1) En los extremos finales de las ramas se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debido a estancamiento;
- 2) Es difícil que se mantenga una dosis de cloro residual en los extremos muertos de la tubería;
- 3) Cuando tienen que hacerse reparaciones a una línea individual en algún punto, deben quedar sin servicio las conexiones que se encuentran más allá del punto de reparación hasta que ésta sea efectuada, y
- 4) La presión en los puntos terminales de las ramas puede llegar a ser indeseablemente baja conforme se hacen ampliaciones a la red.

El sistema ramificado se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.

SISTEMA EN MALLA

El rasgo distintivo del sistema en malla, como el mostrado en la Figura 5.8 b, es que todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. En estos sistemas, el agua puede alcanzar un punto dado desde varias direcciones, superando todas las dificultades del sistema ramificado, discutido previamente. La desventaja es que el diseño de estos sistemas es algo más complicado.

SISTEMA COMBINADO

De acuerdo con las características de la zona, en algunos casos se hacen ampliaciones a la red de distribución en malla con ramas abiertas, como se muestra en la Figura 5.8 c, resultando un sistema combinado. Este tipo de sistema, tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a un área desde más de una dirección.

SISTEMAS DE TUBERIAS EQUIVALENTES

Una tubería es equivalente a otra tubería, o a un sistema de tuberías, si para una pérdida de carga dada tiene lugar el mismo caudal en la tubería equivalente que en el sistema de tuberías dado. Frecuentemente, es conveniente sustituir un sistema de tuberías complejo por una sola tubería equivalente.

SISTEMAS DE TUBERIAS COMPUESTAS Ó EN SERIE Y EN PARALELO

Un sistema compuesto está constituido por varias tuberías en serie.

Un sistema de tuberías en paralelo está constituido por dos o más tuberías que, partiendo de un punto, vuelven a unirse de nuevo en otro punto, aguas abajo del primero.

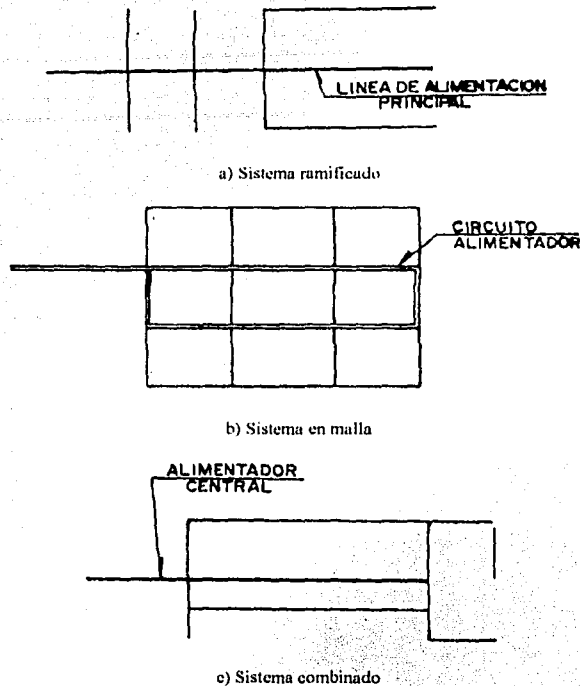


Figura 5.8 Configuración del sistema de distribución.

REDES ABIERTAS DE TUBERIA

Decimos que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican sucesivamente, sin interceptarse 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 esquematiza en la Figura 5.9. De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de los tubos, se deberá conocer o suponer la dirección del gasto en los diversos tramos.

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

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

Donde:

Z_j , es el nivel de las superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, y si el tubo descarga a la atmósfera, el subíndice j corresponde a las características hidráulicas en el punto j ;

$\sum_{i=1}^j h$, es la suma de las 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 véase en la Figura 5.9 para el caso de del extremo 7 en comparación del extremo 13.

$$\text{Extremo 7: } Z_1 - \left(Z_7 + \frac{V_7^2}{2g} \right) = h_{12} + h_{23} + h_{37}$$

$$\text{Extremo 13: } Z_1 - \left(Z_{13} + \frac{V_{13}^2}{2g} \right) = h_{12} + h_{26} + h_{613}$$

Y donde h_{ij} 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:

$$\sum Q = 0$$

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

Si el problema es de revisión, el resultado será un sistema de tantas ecuaciones, como la primera ecuación plantada para este tipo de red así como de extremos finales tenga la red y de tantas ecuaciones para el gasto en cuantos nudos existan. Para la red de la Figura 5.9 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.

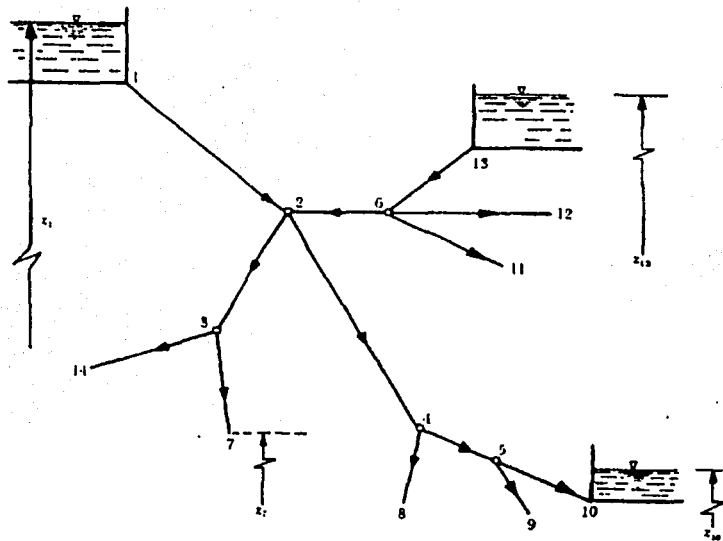


Figura 5.9 Ejemplo de red abierta.

REDES CERRADAS DE TUBERÍA

Planteamiento del problema

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos (Fig. 5.10). Es el caso de las redes de distribución de agua potable en ciudades o las de agua para industrias.

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

a) **Ecuación de nudo.** Por razones de continuidad ($\sum Q = 0$) en cada nudo se debe satisfacer que:

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} + Q_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, n$$

Donde:

Q_{ij} , gasto que va del nudo j al nudo i (negativo si llega al nudo i y positivo si sale) y,

Q_i , gasto que sale o entra al nudo i (con la misma convención de signos).

El símbolo $j \in i$ se lee: "para todos los nudos j conectados al i a través de un tubo". Por ejemplo, si el sentido de los gastos fuera el mostrado en la Fig. 5.10 la Ecuación para el nudo 3, indicaría que:

$$Q_{35} + Q_{34} + Q_{39} - Q_{32} + Q_3 = 0$$

Donde el gasto Q_3 es conocido.

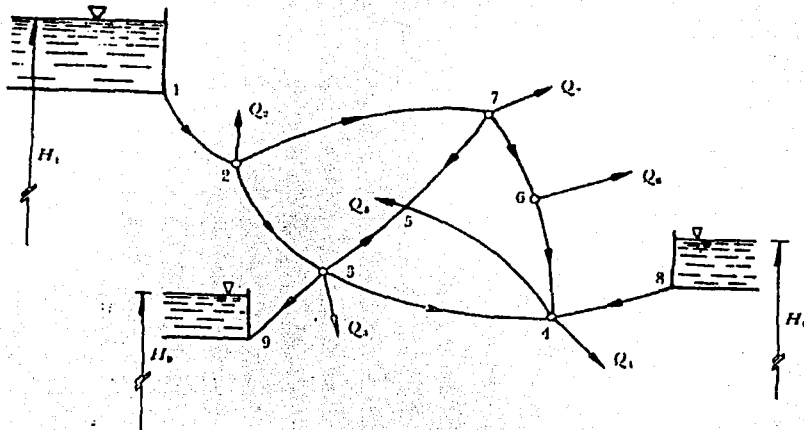


Figura 5.10 Ejemplo de red cerrada

b) **Ecuación de pérdida.** La pérdida por fricción en cada tramo está dada por la fórmula de fricción correspondiente, donde al sustituir la velocidad expresada por la ecuación:

$$V_{ij} = \frac{4Q_{ij}}{\pi D_{ij}^2}$$

Resulta:

$$h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N$$

Donde a_{ij} es una constante del tramo ij . Por ejemplo si la fórmula de Darcy-Weisbach, se tiene:

$$h_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5} Q_{ij}^2$$

Esto es, $N=2$, entonces:

$$a_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5}$$

En cambio si fuese la de Hazen-Williams $N=1.851$ y:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$a_{ij} = \frac{L_{ij}}{(0.279 C_{fij} D_{ij}^{2.63})^{1.851}}$$

La utilización de las ecuaciones de $\sum Q = 0$ y $h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N$ para la solución de una red, conduce a un sistema de ecuaciones que es posible resolver, por un método de iteraciones o con computadora, con base en la estimación de valores iniciales, los cuales se aproximan a la solución exacta mediante correcciones cíclicas.

Existen en los factores iniciales, tres posibilidades a escoger:

1. Estimación de los valores de Q_{ij} .
2. Estimación de los valores h_{ij} .
3. Estimación simultánea de valores h_{ij} y Q_{ij} .

Se podrán presentar aquí las dos primeras que son las más comunes. La última es poco frecuente, para la cual se utiliza el método de McIlroy.

Con el fin de hacer posible el cálculo, la aplicación de los métodos de iteración se limita a redes de abastecimiento de agua por grupos; a conductos de distribución principal de redes locales en forma de anillo cerrados o a zonas parciales de una red local, reuniendo en grupos las demandas de cada usuario.

COMPONENTES DE UN SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN

TUBERÍAS

Un sistema de distribución está formado por una red de tuberías y a su vez ésta se compone de tuberías de alimentación, principales y secundarias; esta designación depende de la magnitud de su diámetro y de su posición relativa con respecto a las demás tuberías, como se explica a continuación:

a) Líneas de alimentación.

Cuando la red trabaja por gravedad, la línea de alimentación parte del tanque de regularización y termina en el lugar donde se hace la primera derivación. En esta línea fluye el total del gasto considerado, por lo tanto resulta la de diámetro mayor, esto sucede cuando se ha de proyectar un solo tanque de regularización. Cuando haya más de uno, habrá tantas líneas de alimentación como tanques se tengan, pero en todo caso, la suma de los gastos que fluye en estas líneas debe ser igual al gasto máximo horario, (Figura 5.11). Cuando el sistema es por bombeo directo a la red con excedencias al tanque, las líneas de alimentación se originan en las estaciones de bombeo y terminan en la primera inserción (Figura 5.12).

b) Tuberías primarias.

En el sistema de malla, son las tuberías que forman los circuitos, localizándose a distancias entre 400 y 600 m. En el sistema ramificado es la tubería troncal de donde se hacen las derivaciones. A estas líneas están conectadas las líneas secundarias o de relleno.

c) Tuberías secundarias o de relleno.

Una vez localizadas las tuberías de alimentación, a las tuberías restantes para cubrir el área de proyecto se les llama secundarias o de relleno.

d) Tomas domiciliarias.

Es la parte de la red gracias a la cual los habitantes de la población tienen agua en su propio predio.

En las tuberías de alimentación y en las primarias, el diámetro se determina en función del gasto máximo horario. El diámetro mínimo a utilizar es de 100 mm, excepto en colonias urbanas populares, donde se puede aceptar 75 mm, y en zonas rurales hasta 50 mm de diámetro. Las tuberías pueden ser de fibrocemento clase A-5, PVC y polietileno.

La red secundaria no se calcula hidráulicamente. Las tuberías secundarias o de relleno son de 75 ó 100 mm de diámetro mínimo. Sólo en localidades urbanas populares puede ser de 50 a 60 mm. Los materiales son los mismos que para las tuberías primarias.

Con el fin de reducir al máximo el costo por concepto de piezas especiales y válvulas de seccionamiento así como para facilitar la operación de la red, se buscará proyectar las tuberías secundarias a desnivel en los cruceros interiores de los circuitos (red en dos planos como en Figura 5.13).

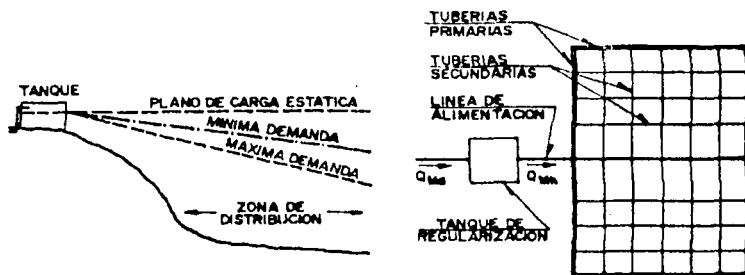


Figura 5.11 Sistema por gravedad.

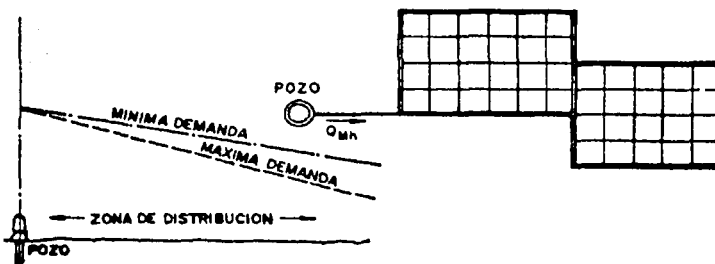


Figura 5.12 Sistema abastecido directamente por bombeo.

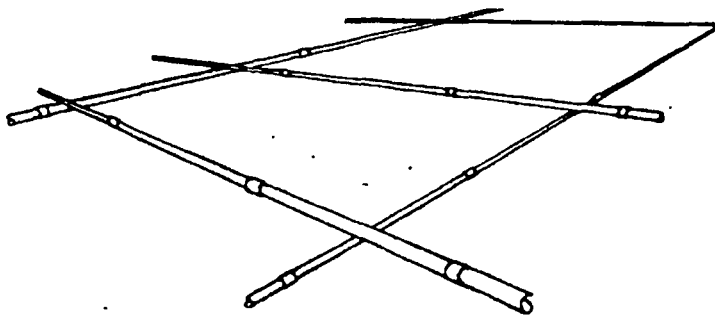


Figura 5.13 Tuberías secundarias a desnivel en los cruces interiores en un circuito.

VÁLVULAS

Los tipos de válvulas comúnmente usadas en la red de distribución son las de compuerta, de expulsión de aire y de retención. En general tres válvulas de compuerta se usan en las tuberías que concurren a cruces y dos válvulas en todas las térs; sin embargo, para un proyecto en particular se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios. La principal función de estas válvulas es aislar subsecciones del sistema para reparaciones y mantenimiento. En los puntos bajos de la red para desagüe y en los sitios altos se colocan válvulas de expulsión de aire las válvulas de retención se usan para limitar el flujo del agua hacia una dirección. En los crueros con válvulas debe construirse una caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación.

PRESIONES REQUERIDAS Y VELOCIDAD DE FLUJO EN LA RED

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 dañar la red interior de los edificios. Además, cuando la presión es excesiva se incrementan las fugas, lo que implica un costo no recuperable. Las presiones que se han de mantener en cualquier punto de la red deben permitir el suministro de una cantidad razonable de agua en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de 4 pisos. En general, se adoptan los valores que se presentan en el Cuadro 5.2.

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

Cuadro 5.2 Valores de presión usuales en la red de distribución

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 mínima debe ser de 15 m de columna de agua y máxima de 50 m. En el caso de localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 10 m de columna de agua. Para el cálculo de la presión máxima se partirá de la elevación máxima del agua en el tanque.

En las localidades que presenten 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 cuando se quieren mantener al mismo tiempo presiones razonables en las zonas altas. Normalmente se interconectan los sistemas para casos de emergencia.

En cuanto a la velocidad de flujo en la red, para diseño se recomienda partir de valores comprendidos entre 1.2 y 1.8 m/s, los cuales se ajustarán en cada caso particular.

Para el diseño de la red de distribución, se debe disponer de un plano topográfico de la población de escala 1:2000 con curvas de nivel de equidistancia en los alrededores de 0.50 m o por lo menos con cotas en las intersecciones de las calles.

DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN RAMIFICADOS

El procedimiento a seguir es, en general, el siguiente:

1. Se divide la ciudad en zonas de distribución, atendiendo al carácter de las mismas en: residencial, comercial e industrial. Resulta práctico colorear las zonas con un color distinto para cada clase, con el fin de localizarlas rápidamente durante el diseño.
2. Se procede a un trazado tentativo, que tenga un conducto principal, que se ramifique para conducir el agua a cada zona o grupo de zonas de distribución y se anotan las longitudes de cada tramo de tubería, que se obtendrán con el uso de un escalímetro.
3. Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud virtual de toda la red. El concepto de "longitud virtual" se usará exclusivamente para definir qué gasto ha de circular por cada tramo de tubería al cual se le denomina gasto propio. Así por ejemplo, resulta evidente que un tramo de tubería que abastezca predios por un solo lado, como el A-B de la Figura 5.14, deberá conducir menos gasto que el tramo C-D de la misma Figura, ya que este último abastece de agua a predios ubicados a cada lado del mismo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

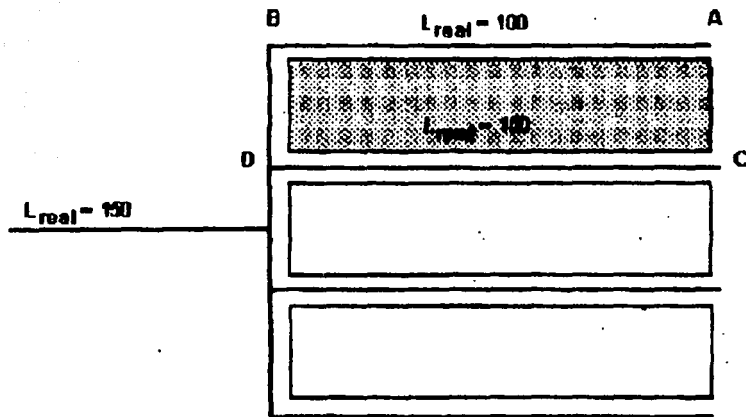


Figura 5.14 Tramos que abastecen predios a un solo lado (A-B) y a ambos lados (D-C) de la tubería.

Si se trata de una zona con población uniformemente distribuida, resulta de lo antes dicho que el tramo C-D conducirá el doble de gasto que el tramo A-B. Correlacionando gastos con longitudes, es como si el tramo C-D, tuviera una longitud del doble de la del tramo A-B, siendo que en realidad, los dos tramos miden lo mismo. De acuerdo con este razonamiento expresamos que el tramo C-D tiene una longitud real de 100 metros, pero que virtualmente (existencia aparente y no real) tiene una longitud de 200 metros. Para el tramo A-B, que solo abastece predios por un solo lado, la longitud real es igual a la longitud virtual. En resumen:

a) Para líneas de alimentación:

$$L_{VIRTUAL} = 0$$

b) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a un solo lado de la tubería:

$$L_{VIRTUAL} = L_{REAL}$$

c) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a ambos lados de la línea:

$$L_{VIRTUAL} = 2L_{REAL}$$

Sumando las longitudes virtuales tramo a tramo de la red, se obtiene entonces el coeficiente de gasto por metro de tubería q con la expresión siguiente:

$$q = \frac{Q_{MH}}{\sum L_{VIRTUAL}}$$

Donde:

q , coeficiente de gasto por metro, en $l/s \cdot m$;

Q_{MH} , gasto máximo horario y

$\sum L_{VIRTUAL}$, sumatoria de las longitudes virtuales de cada tramo de la red, en m.

Obsérvese que si, de acuerdo a como se ha dividido la ciudad en zonas, se tienen concentraciones de población diferentes de una a otra zona, también el coeficiente de gasto por metro ha de ser diferente de acuerdo con la zona. De la misma forma, variará de acuerdo con el carácter de la zona dependiendo de si es industrial o comercial. Así pues, los coeficientes de gasto se determinan usando las dotaciones y poblaciones de las zonas a las que alimenta el tramo considerado.

4. Se numeran los cruces que se tengan en la red.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5. Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto "q" por la longitud virtual del tramo de tubería.

$$Q_{\text{PROPIO}} = L_{\text{VIRTUAL}}$$

6. Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería, comenzando desde el más distante al depósito de regularización, sumando, cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios.

7. Se determina el diámetro de los distintos tramos o secciones del conducto, haciendo uso del gasto acumulado que deben conducir, considerándolo concentrado en el extremo o nudo terminal (Figura 5.15).

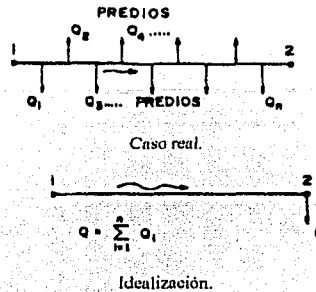


Figura 5.15 Consideración del gasto acumulado del tramo, concentrado en el nudo terminal y caso real con tomas domiciliarias por cada predio.

A partir de la expresión:

$$Q = Av$$

Y sabiendo que $A = \frac{\pi d^2}{4}$, se tiene:

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

Despejando d:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

Considerando una velocidad de flujo de 1.2 m/s tenemos:

$$d = 1.03 \sqrt{Q}$$

En donde:

d , diámetro de la tubería en m y

Q , gasto acumulado del tramo en m^3/s .

Haciendo conversión de unidades también:

$$d = 1.28 \sqrt{Q}$$

En donde:

d , diámetro de la tubería en pulgadas y

Q , gasto acumulado del tramo en l/s.

El diámetro obtenido con esta última expresión, por ser teórico, debe ajustarse al diámetro comercial más aproximado.

Hasta aquí se tendría garantizada la cantidad de agua, falta garantizar la presión suficiente, para lo cual se hace lo siguiente:

8. Se determina el nudo de la red con la presión más desfavorable. Este puede ser aquel al que para llegar se requiera consumir la mayor pérdida de carga y que a la vez exista la presión requerida (entre 1.5 y 5 kg/cm²). En general, son puntos de presión desfavorable:

- a) Los más distantes al tanque regularizador
- b) Los nudos de nivel topográfico más alto y
- c) Los más distantes y más altos, simultáneamente.

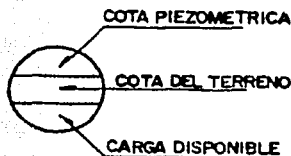
El que presente mayor pérdida de carga será el punto más desfavorable que gobierna el diseño. Las pérdidas de carga pueden calcularse con la fórmula de Manning ó con la fórmula de Hazen y Williams.

Si este primer diseño no cumple con las presiones requeridas, se procede a rectificar el diseño, variando los diámetros necesarios o, si es posible, elevando el tanque regularizador.

9. Se procede a situar las válvulas de seccionamiento: en general, 3 en las intersecciones de 4 tuberías y 2 en las intersecciones de 3 tuberías, sin embargo, para cada proyecto se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios.

Una vez terminado el diseño, se procede a dibujar el plano definitivo de la red de distribución, donde debe aparecer:

- a) Diámetros y longitudes
- b) Piezas de conexión, válvulas, etc.
- c) En cada nudo un círculo con los siguientes datos:



La simbología usada en los proyectos para presentar los planos se reproduce en las Figuras 5.16 a 5.20.

- 11. Se hace una lista de diámetros y longitudes de tubería por cada diámetro, piezas especiales, válvulas, etc.
- 12. Muchas veces es necesario hacer planos de detalles de las conexiones en los cruces de calle, para estudiar debidamente las combinaciones de piezas que resulten más económicas.

Todos los cálculos que presuponen el diseño anterior deben presentarse en forma de tabla, a libre elección del ingeniero a cargo del diseño. Se sugiere la tabla de cálculo del cuadro 5.3 a la cual se le pueden adicionar o restar las columnas que se considere necesario.

Tramo	Longitud [m]		Gastos [l/s]		Diámetro				Pérdidas hf [m]	Cotas		Carga disponible [m]
	Real	Virtual	Propio	Acumulado	Teórico		Comercial			Piezo-métrica	Terreno	
					m	pulg	m	pulg				

Cuadro 5.3 Tabla de cálculo para red de distribución ramificada.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Dimensiones de los atraques de concreto para las piezas especiales

Diámetro de la pieza especial		Altura	Lado "A"	Lado "B"	Volumen por atraque
mm.	Pulg.	cm.	cm.	cm.	m ³
≤ 78	≤ 3	30	30	30	0.027
102	4	35	30	30	0.032
152	6	40	30	30	0.036
203	8	45	35	35	0.055
254	10	50	40	35	0.070
305	12	55	45	35	0.087
356	14	60	50	35	0.106
406	16	65	55	40	0.143
457	18	70	60	40	0.168
508	20	75	65	45	0.219
610	24	85	75	50	0.319
762	30	100	90	55	0.496
914	36	115	105	60	0.725
1067	42	130	120	65	1.014
1219	48	145	130	70	1.320

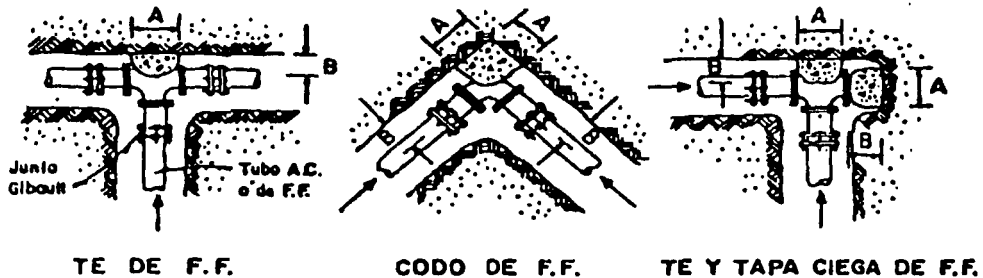


Figura 5.16 Dirección de los empujes y forma de colocar los atraques.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

CRUZ

TE

COPLE T CON SALIDA ROSCADA

CODO DE 90°

CODO DE 45°

CODO DE 22° 30'

CODO DE 90° PARA P.V.C ó AG

CODO DE 45° PARA P.V.C ó AG

CODO DE 22° 30' PARA P.V.C ó AG

REDUCCION

NIPLE

EXTREMIDAD

TRANSICION ENTRE CLASES INMEDIATAS

**COPLE DE EXPANSION ó ADAPTADOR, para P.V.C.,
como galvanizado y fierro fundido**

ADAPTADOR a tuberfa de plástico

TAPON



Figura 5.17 Signos convencionales de fibro-cemento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CRUZ
 TE
 EXTREMIDAD CAMPANA
 EXTREMIDAD ESPIGA
 REDUCCION CAMPANA
 REDUCCION ESPIGA
 COPLÉ DOBLE
 ADAPTADOR CAMPANA
 ADAPTADOR ESPIGA
 TAPON CAMPANA
 TAPON ESPIGA
 CODO DE 90°
 CODO DE 45°
 CODO DE 22° 30'

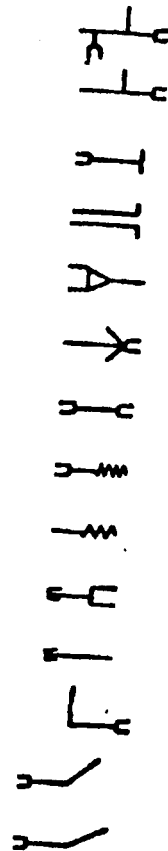
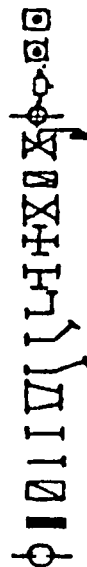


Figura 5.18 Signos convencionales de PVC.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Válvula reductora de presión
 Válvula de atilud
 Válvula diviodora de presión
 Válvula para expulsión de aire
 Válvula de flotador
 Válvula de retención (check) de f.f. con brida
 Válvula de seccionamiento de f.f. con brida
 Cruz de f.f. con brida
 Te de f.f. con brida
 Codo de 90° de f.f. con brida
 Codo de 45° de f.f. con brida
 Codo de 22°30' de f.f. con brida
 Reducción de f.f. con brida
 Carrete de f.f. con brida (corto y largo)
 Extremidad de f.f. con brida
 Tapa con cuerda
 Tapa ciego de f.f.
 Junta Gibouli



PIEZAS ESPECIALES G.P.B

Válvula vofflex J.J. (con 2 juntas universales G.P.B.)
 Válvula vofflex B.J. (con una brida y una junta universal)
 Válvula reducción vofflex B.J. (con una brida y una junta universal)
 Junta universal G.P.B.
 Terminal G.P.B.
 Reducción G.P.B.-B.B. (con 2 bridas planas)
 Reducción G.P.B.-B.J. (con una brida y una junta universal)



Figura 5.19 Signos convencionales de piezas especiales para conexiones.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TUBERIA DE:

915 mm. (36") Ø	—X —X —X —
760 mm. (30") Ø	—X—X—X—
610 mm. (24") Ø	—+—+—+—
500 mm. (20") Ø	—·—·—·—·—
450 mm. (18") Ø	—·—·—·—·—
400 mm. (18") Ø	—+ —+ —+ —
350 mm. (14") Ø	—+—+—+—
300 mm. (12") Ø	— — — —
250 mm. (10") Ø	—·—·—·—·—
200 mm. (8") Ø	—x—x—x—x—x—x—x—x—
150 mm. (6") Ø	—/—/—/—/—/—/—/—/—
100 mm. (4") Ø	—·—·—·—·—
75 mm. (3") Ø	—·—·—·—·—
60 mm. (2½") Ø	—+—+—+—+—+—+—+—+—
50 mm. (2") Ø	—·—·—·—·—
38 mm. (1½") Ø	—+—+—+—+—+—+—+—+—
25 mm. (1") Ø	—·—·—·—·—

ACCESORIOS	}	Hidrante para toma pública _____	○
		Hidrante para incendio _____	⊗
		Válvula de altitud _____	⊠
		Válvula reductora de presión _____	⊞
		Válvula de compuerta _____	●
		Válvula Volflex _____	○
		Válvula Check _____	⊖
DATOS GENERALES	}	Número de cruceo _____	Ⓝ
		Longitud de tramo en metros _____	L=125
		Paso a desnivel _____	⤴
		Cota del terreno en metros _____	⊙
		Carga disponible en metros de columna de agua _____	⊙

Figura 5.20 Signos convencionales para redes de agua potable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Ejemplo:

Considérese el diseño de una red abierta para un fraccionamiento (Figura 5.21)

Datos de proyecto:

Población de proyecto 8000 habitantes (uniformemente repartida, casa tipo).

Dotación: 150 lts/hab/día.

Coefficiente de variación diaria. 1.2.

Coefficiente de variación horaria: a.25.

Carga disponible en cada crucero entre 15 y 45 m de columna de agua.

En la primera etapa de construcción el tanque "Lagunillas de Rayón" dará servicio solamente a la zona Axochiapan I, pero se ha contemplado construir la zona Axochiapan II con capacidad para 9000 habitantes en una segunda etapa. Por esta razón, el tramo 1-2 deberá diseñarse para la población total (8000+9000=17000 habitantes).

Se instalará tubería de fibro-cemento.

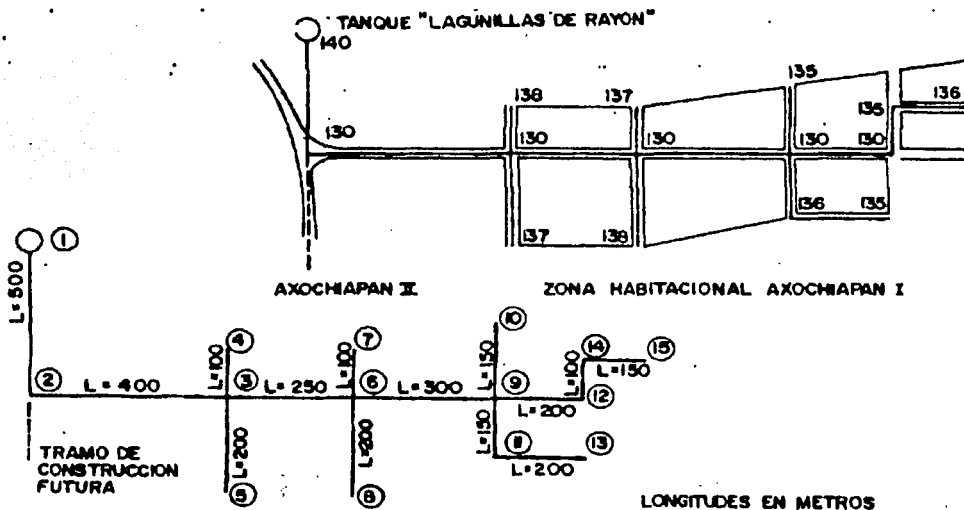


Figura 5.21 Esquema del ejemplo.

Los resultados se presentan en el cuadro 5.4 el proceso de cálculo se hace en contra del sentido del flujo desde el punto o crucero más alejado al tanque de regularización.

Columna 1. Se indica la longitud virtual correspondiente al tramo: tramos con tomas a un solo lado, $L_{VIRTUAL} = L_{REAL}$; tramos con tomas a ambos lados, $L_{VIRTUAL} = 2L_{REAL}$ y en tramos sin tomas $L_{VIRTUAL} = 0$.

Columna 2. Se indican los habitantes propios a los que sirve cada tramo, calculados con la expresión siguiente:

$$Habs. \text{ propios} = \frac{Hab. \text{ Totales}}{Long. \text{ Virtual Total}} \times Long. \text{ Virtual del tramo}$$

El cociente $\frac{Hab. \text{ Totales}}{Long. \text{ Virtual Total}}$ se denomina densidad y se representa con δ . Para nuestro ejemplo:

$$\delta = \frac{8000}{3700} = 2.162 \text{ hab / m}$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tramo De A	Gruero	Longitud real (m)	Longitud	Propios	Habitantes Tributarios	Totales	Gasto Us	Diámetro			Pérdida de carga H (m)	Cotas		Carga Disponible (m)
			teórica					comercial	teórico	piezométrica		terreno		
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
15 a 14	15	190	300	848	0	848	2.81	2.14	2.5	1.128	151.08	138.0	16.08	
14 a 12	14	100	300	432	848	1081	4.89	2.77	3.0	0.798	152.21	135.0	17.21	
12 a 9	12	200	400	864	1081	1946	8.45	3.78	4.0	1.170	153.01	130.0	23.01	
13 a 11	13	200	200	432	0	432	1.67	1.78	2.0	2.090	150.81	135.0	15.81	
11 a 8	11	180	300	848	432	1001	4.88	2.77	3.0	1.180	152.80	138.0	16.80	
10 a 9	10	150	300	848	0	848	2.81	2.14	2.5	1.120	153.08	135.0	18.08	
8 a 6	8	300	500	1287	3878	4973	21.36	9.94	6.0	1.380	154.18	130.0	24.18	
6 a 6	6	200	400	868	0	868	2.78	2.47	2.5	2.960	153.00	138.0	15.00	
7 a 6	7	100	200	432	0	432	1.67	1.75	2.0	1.040	154.52	137.0	17.52	
6 a 3	6	250	500	1081	8870	7381	31.90	7.22	6.0	0.880	155.58	130.0	25.58	
5 a 3	5	200	200	432	0	432	1.67	1.75	2.0	2.090	154.08	137.0	17.08	
4 a 3	4	100	100	216	0	216	0.94	1.24	2.0	0.890	155.86	138.0	17.86	
3 a 2	3	400	0	0	7999	7999	34.72	7.84	8.0	0.084	156.14	130.0	26.14	
A-1 a 2	-	-	0	0	9000	9000	39.06	7.98	6.0	-	-	-	-	
2 a 1	2	500	0	0	18998	18998	73.78	10.99	12.0	0.78	157.23	130.0	27.23	
1			I = 3700								158.00	140	18.00	

Cuadro 5.4

Columna 3. Recorriendo la tubería en contra del flujo, los habitantes tributarios son los que se tienen hasta antes del tramo. Por ejemplo, el tramo 15-14 no tiene nada antes (cero habitantes tributarios), mientras que los habitantes tributarios del tramo 6-9 serán la suma de los habitantes propios de los tramos: 15-14, 14-12, 12-9, 13-11, 11-9, y 10-9.

Columna 4. Es la suma por cada renglón de la columna 2 más la columna 3.

Columna 5. Se calcula el gasto de cada tramo con la expresión:

$$Q_{Max. \text{ Horario del Tramo}} = \frac{Hab. (Col. 4) \times Dotación}{86400} \times Coef. \text{ Variación Diaria} \times Coef. \text{ Variación Horaria}$$

Columna 6. Se indica el diámetro teórico, calculado con la ecuación:

$$d = 1.28 \sqrt{Q}$$

Que supone una velocidad en la tubería de 1.2 m/s. la fórmula está en un sistema mixto de unidades, con Q en lts/s y D en pulgadas.

Columna 7. Se indica el diámetro comercial, a criterio del proyectista, lo más aproximado al teórico. Para fibro-cemento, los diámetros comerciales son 2, 2.5, 3, 4, 6, 8, 10, etc. pulgadas.

Columna 8. Se indica la pérdida de carga, calculada con la fórmula de Hazen y Williams, traducida a un sistema mixto de unidades.

$$H = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.0177 \times C \times D^{2.63}}} \times L_{REAL}$$

Donde Q en lts/s; D en pulg; L en m; C = 200 (condición de máxima fricción en vez de 200) y H en m.

Columna 9. Localizando el cruceo más desfavorable (en nuestro ejemplo el 8), se le asigna una carga disponible de 15 m, obteniéndose una cota piezométrica de 15 + 138 = 153 (carga disponible más cota de terreno) y a partir de este cruceo se suman o se restan, según sea, las pérdidas de carga para ir obteniendo la cota piezométrica de los cruceos restantes. Por

ejemplo, la cota piezométrica del crucero 6 es la de 8 (153 m) más la pérdida de carga del tramo 8-6 (2.56 m), resultando de 155,56 m, la cota piezométrica del crucero 6. La cota piezométrica del crucero 6 (155,56 m) menos la pérdida de carga del tramo 9-6 (1.38 m), obteniéndose la cota 154.18 m.

Columna 10. Se indica la cota de terreno en cada crucero; es un dato que se obtiene de la carta topográfica de la población.

Columna 11. Se indica la carga disponible del crucero y se calcula como:
COTA PIEZOMETRICA - COTA DE TERRENO = CARGA DISPONIBLE.

Si en algún crucero se tuvieran menos de 15m de carga disponible, significaría que equivocamos el crucero más desfavorable. Suponiendo que en alguno de los cruceros tuviéramos 14 m de carga disponible, tendríamos que elevar el tanque un metro para poder tener la carga disponible mínima requerida de 15 m. Si esto no fuera posible, tendríamos que revisar los diámetros para reducir las pérdidas.

En nuestro ejemplo, todos los cruceros cumplen con la carga disponible requerida.

En los planos de redes de distribución, cada tramo se representa con una simbología de acuerdo con su diámetro. La Figura 5.22, ilustra la simbología correspondiente a la red de nuestro ejemplo, basada en la simbología descrita.

En cada crucero se anotan en un círculo, la cota del terreno y la carga disponible en metros. Así, para el crucero 6, se tendría.



Diseño de cruceros

Utilizando la simbología, en la Figura 5.23 se presenta a manera de ejemplo, el diseño de algunos cruceros.

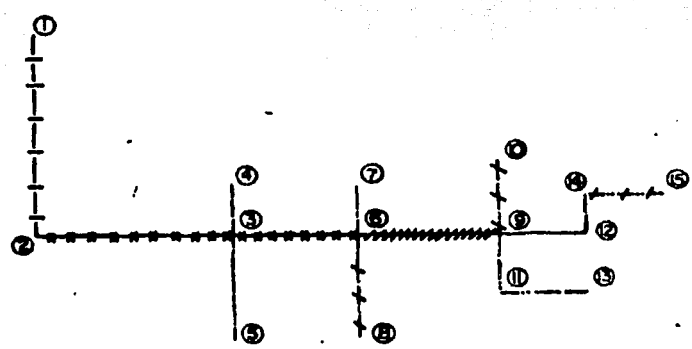


Figura 5.22 Simbología de la red ramificada.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

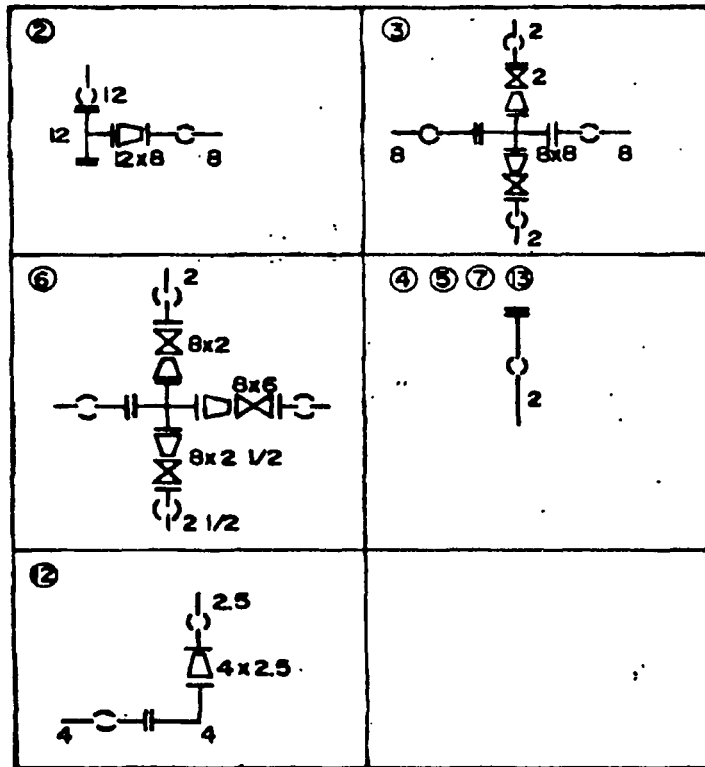


Figura 5.23 Algunos cruces del ejemplo.

DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN EN MALLA

El diseño de un sistema de distribución en malla para una nueva área puede mecanizarse como se explica a continuación. El análisis de sistemas ya existentes se estudia en las siguientes secciones.

1. Obtener un plano topográfico del área a ser servida, escala 1:2000 con curvas de nivel equidistantes 0.50 m o por lo menos con cotas en las intersecciones de las calles presentes y futuras.
2. Basado en la topografía, seleccione la posible localización de los tanques de regularización. Si el área a ser servida es muy grande puede dividirse en varias subáreas con sistemas de distribución separados.
3. Disponer un "esqueleto" de red de distribución en malla que muestre la o las líneas de alimentación.
4. Estime el gasto máximo horario para el área o para cada subárea, según sea, teniendo en cuenta el crecimiento futuro.
5. Asigne una dirección al flujo en las tuberías y calcule el gasto propio de cada tramo de tubería utilizando el criterio de la longitud virtual que se estudió en la sección anterior. Cuando se considera un consumo uniforme, el gasto propio se estima empleando un caudal unitario, es decir, por metro de longitud de tubería, que resulta de dividir el gasto máximo horario total demandado por la población entre la longitud virtual total de los circuitos principales. Si se consideran zonas de distintos consumos, se calcula según su amplitud, a partir de un gasto por unidad de área, distinto para cada zona de consumo.

6. En forma ficticia, suponer que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta, con el objeto de definir perfectamente cuál tubería alimenta a otras. Así se llegan a definir puntos en los que ya no existe posibilidad de alimentación a otros tramos, los cuales reciben el nombre de "puntos de equilibrio".

7. Acumular los gastos propios calculados en el paso 5 en sentido contrario al escurrimiento, partiendo de los puntos de equilibrio hasta llegar al punto de alimentación a la red.

8. Estimar el diámetro de las tuberías utilizando el gasto acumulado en cada tramo y la ecuación:

$$d = 1.28 \sqrt[5]{Q}$$

9. Usando alguno de los varios métodos que se discuten en la siguiente sección, analizar los gastos y presiones en la red de distribución. Un análisis por separado debe efectuarse para cada subárea.

10. Ajuste el diámetro de las tuberías para corregir irregularidades de presión en la red.

11. Con los diámetros ajustados, reanalice la capacidad hidráulica del sistema.

12. Añada las tuberías secundarias o de relleno.

13. Localice las válvulas necesarias.

14. Prepare los planos de diseño final.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN

TUBERIAS EN SERIE

Cuando dos tubos de diferente diámetro o distinta rugosidad se conectan de tal manera que el fluido pasa por uno de ellos después de haber pasado por el otro, se dice que los tubos están conectados en serie. La figura 5.24 ilustra un problema típico de tuberías en serie, en el cual se desea conocer el valor de H una vez conocido el gasto, o se pide el gasto para determinada carga H . Al aplicar la ecuación de la energía desde A hasta B , incluyendo todas las pérdidas se tiene:

$$H + 0 + 0 = 0 + 0 + 0 + K \frac{V_1^2}{2g} + f_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \frac{(V_1 + V_2)^2}{2g} + f_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2}{2g}$$

Donde los subíndices se refieren a los dos tubos, respectivamente. El último término corresponde a las pérdidas de carga a la salida del tubo 2.

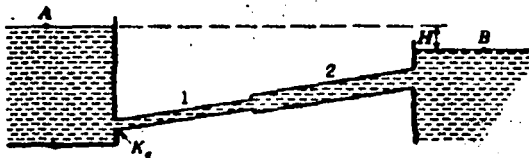


Figura 5.24 Tubos conectados en serie.

Al tener en cuenta la ecuación de continuidad:

$$V_1 D_1^2 = V_2 D_2^2$$

Sacando de esta la relación de V_2 y sustituyendo en la primera y escribiendo la de tal manera tenemos:

$$H = \frac{V_1^2}{2g} \left[k + \frac{f_1 L_1}{D_1} + \left[1 - \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2 \right]^2 + \frac{f_2 L_2}{D_2} \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^4 + \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^4 \right]$$

Como conocemos las longitudes y diámetros tenemos:

$$H = \frac{V_1^2}{2g} [C_1 + C_2 f_1 + C_3 f_2]$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Donde C_1, C_2 y C_3 son constantes conocidas: Si el gasto está dado el número de Reynolds se puede conocer fácilmente y con él obtener los valores de f_1 y f_2 mediante el diagrama de Moody, si por el contrario H es la que se conoce entonces V_1, f_1 y f_2 son incógnitas. Para tal caso se suponen valores para f_1 y f_2 y se resuelve con un valor tentativo para V_1 también se pueden esa variedad de soluciones haciendo una gráfica de H contra Q cuando se antepone el valor de H . Como muestra la siguiente Figura 5.25.

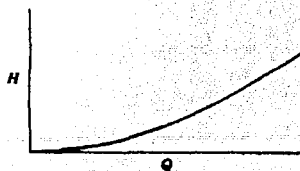


Figura 5.25 Valores calculados de H para valores seleccionados de Q .

TUBERÍAS EN PARALELO

Un sistema de tuberías en paralelo está constituido por dos o más tubos conectados como en la figura 5.24, de tal manera que el flujo se distribuye entre las varias ramas y se vuelve a juntar más adelante. En un sistema de tuberías en serie, la misma cantidad de fluido escurre a través de todos los conductos y las pérdidas de carga se van acumulando a lo largo de la serie; por lo contrario, en un sistema de tuberías en paralelo, las mismas pérdidas de carga se tiene en cada rama y la suma de los gastos correspondientes a cada una de ellas es igual al gasto a través de todo el sistema.

Para analizar sistemas de tuberías en paralelo, se supone que las pérdidas menores se pueden agregar como longitudes equivalentes de tubería, a cada rama correspondiente. De la Figura 5.26, se deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$hf_1 = hf_2 = hf_3 = \frac{P_A}{\gamma} + Z_A - \left[\frac{P_B}{\gamma} + Z_B \right]$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$



Figura 5.26 Sistema de tubería en paralelo.

Donde:

Z_A y Z_B , son los niveles de los puntos A y B;

Q , es el gasto total a través del sistema (o sea el gasto que llega al punto A o sale del punto B)

$\frac{P_A}{\gamma}$ y $\frac{P_B}{\gamma}$, las cargas de presión que llegan en sus respectivos puntos.

Hay dos tipos de problemas:

- Determinar el gasto Q una vez conocida la posición de la línea de cargas piezométricas en A y B.
- Determinar la distribución del flujo y las pérdidas de carga, una vez conocido el gasto Q . Se supone que los diámetros y longitudes de las tuberías, las propiedades del fluido y las rugosidades son conocidas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El primer tipo de problema corresponde a la determinación del gasto en un problema de tuberías simple, dado que la caída en la línea de cargas piezométricas corresponde a la pérdida de carga. Una vez determinados los gastos individuales, se suman para encontrar el gasto total.

El segundo tipo de problema es más complicado, pues no se conoce la pérdida de carga ni el gasto en ninguna de las tuberías que forman el sistema. Se recomienda el siguiente procedimiento.

1. Suponer un gasto Q'_1 , a través de la tubería 1.
2. Determinar h'_{11} utilizando para ello el gasto supuesto.

Encontrar Q'_2 y Q'_3 utilizando para ello h'_{11} .

Con los tres gastos correspondientes a una misma pérdida de carga, suponer que el gasto Q se divide en proporción a Q'_1 , Q'_2 y Q'_3 es decir:

$$Q_1 = \frac{Q'_1}{\sum Q'_i} Q \quad Q_2 = \frac{Q'_2}{\sum Q'_i} Q \quad Q_3 = \frac{Q'_3}{\sum Q'_i} Q$$

Verificar que tan correctos son estos gastos, calculando hf_1 , hf_2 y hf_3 correspondientes a Q_1 , Q_2 y Q_3 .

El procedimiento es válido para cualquier número de tuberías en el sistema. Además si se efectúa una selección apropiada de Q'_1 , mediante la estimación del porcentaje del gasto total que debe pasar por la tubería 1 (teniendo en cuenta el diámetro, la longitud y la rugosidad), se pueden obtener, valores para los gastos muy próximos a los valores reales (un pequeño porcentaje de error), lo cual constituye un resultado aceptable si se toma en cuenta la precisión que se tiene al determinar los factores de fricción.

El propósito del análisis hidráulico de un sistema de distribución es estimar gastos (incluyendo su dirección) y la distribución de presión asociada que se desarrolla dentro del sistema. Se dispone de varios métodos para este análisis entre los cuales se tienen los siguientes que son los más utilizados actualmente: 1) relajación, 2) tubería equivalente, 3) seccionamiento, 4) método del círculo, 5) análisis en computadora digital y 6) analogía eléctrica. Las características de cada uno de estos métodos se resumen en el Cuadro 5.5.

Método	Descripción
De relajación	Es un procedimiento de ensayo-error en el que se aplican correcciones sistemáticas a: Un conjunto de gastos iniciales asumidos y un conjunto inicial de cargas asumidas hasta que la red esté balanceada hidráulicamente (p. Ej. Hardy Cross).
De la tubería equivalente	Las tuberías en una red de distribución se reemplazan con una tubería sencilla de capacidad equivalente.
De secciones	La malla del sistema de distribución se corta en una serie de secciones, y la capacidad de las tuberías se compara con la demanda aguas abajo del corte.
Del círculo	Las tuberías de un sistema de distribución tributarias a un hidrante central o grupo de hidrantes, se cortan con un círculo y se evalúa la capacidad de las tuberías para cubrir la demanda.
De análisis con computadora	Se describen algoritmos para resolver las ecuaciones básicas para el análisis de una red de tubos. Los algoritmos se resuelven usando computadora. También se dispone de programas comerciales para resolver estos problemas.
Analogía eléctrica	El sistema de distribución es modelado con componentes eléctricamente equivalentes. Por ejemplo, resistencias no lineales se usan para simular la fricción en tuberías. Si la corriente entrante y saliente son proporcionales al flujo de agua, entonces las pérdidas de carga serán proporcionales a la caída de voltaje.

Cuadro 5.5 Descripción de los métodos de análisis hidráulico.

MÉTODO DE RELAJACIÓN (MÉTODO DE HARDY CROSS)

Según el gasto a transportar a través de una tubería, calculado según el criterio de la longitud virtual, se supone un diámetro de ésta que posteriormente se revisará, para saber si la red trabaja correctamente por el método de Hardy Cross, éste se resuelve por aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga iniciales.

a) Método de Hardy Cross o de balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.

En este método, los gastos inicialmente supuestos se van corrigiendo mediante una fórmula de manera iterativa, hasta alcanzar el equilibrio hidráulico de 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.

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:

$$H = KQ^N$$

Donde:

K , es una constante que depende de la tubería y

N , es una constante común en todas las tuberías; $N = 1.85$ cuando se aplica Hazen-Williams y $N = 2.00$ si se usa Manning.

Tomando Q_1 y Q_2 , (Figura 5.27) de un sistema balanceado hidráulicamente:

$$H_1 = K_1 Q_1^N$$

$$H_2 = K_2 Q_2^N$$

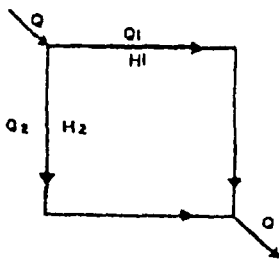


Figura 5.27 Balance de cargas en un sistema hidráulico.

Entonces $H_1 = K_1 Q_1^N$ debe ser igual $H_2 = K_2 Q_2^N$, o sea $H_1 - H_2 = 0$. Lo más usual en un primer ensayo es que $H_1 - H_2 \neq 0$.

Entonces debe aplicarse una corrección a 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 la corrección real, tenemos que:

$$H_1' - H_2' = 0$$

O bien:

$$K_1(Q_1 + q)^N + K_2(Q_2 + q)^N = 0$$

Desarrollando los binomios:

$$K_1(Q_1^N + NqQ_1^{N-1} + \dots q^N) - K_2(Q_2^N - NqQ_2^{N-1} + \dots q^N) = 0$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Si la primera estimación de la distribución del gasto no ha sido razonable, q , será pequeño pudiéndose despreciar los términos siguientes.

Por lo tanto:

$$K_1 Q_1^N + NK_1 q Q_1^{N-1} - K_2 Q_2^N + NK_2 q Q_2^{N-1} = 0$$

Sustituyendo:

$$H_1 = K_1 Q_1^N \quad H_2 = K_2 Q_2^N$$

$$K_1 Q_1^{N-1} = \frac{K_1 Q_1^N}{Q_1} \quad K_2 Q_2^{N-1} = \frac{H_2}{Q_2}$$

$$H_1 + Nq \frac{H_1}{Q_1} H_2 + Nq \frac{H_2}{Q_2} = 0$$

Despejando:

$$H_1 - H_2 = -Nq \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)$$

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{N \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)}$$

En donde Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido.

Generalizando la anterior expresión:

$$q = - \frac{\sum H}{N \sum \frac{H}{Q}}$$

Si se usa la expresión de Hazen-Williams queda:

$$q = - \frac{\sum H}{1.85 \sum \frac{H}{Q}}$$

Y aplicando la ecuación de Manning:

$$q = - \frac{\sum H}{2.00 \sum \frac{H}{Q}}$$

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 ayudarse de una tabla como la que se usa en el ejemplo anexo a este capítulo.

Ejemplo:

- a) Equilibrar la red mostrada en la figura 5.28 por el método de Hardy Cross. (Balanceo de cargas por corrección de gastos) y,

- b) Representar la red por medio de extracciones en los nodos una vez que se haya supuesto la distribución de los gastos.

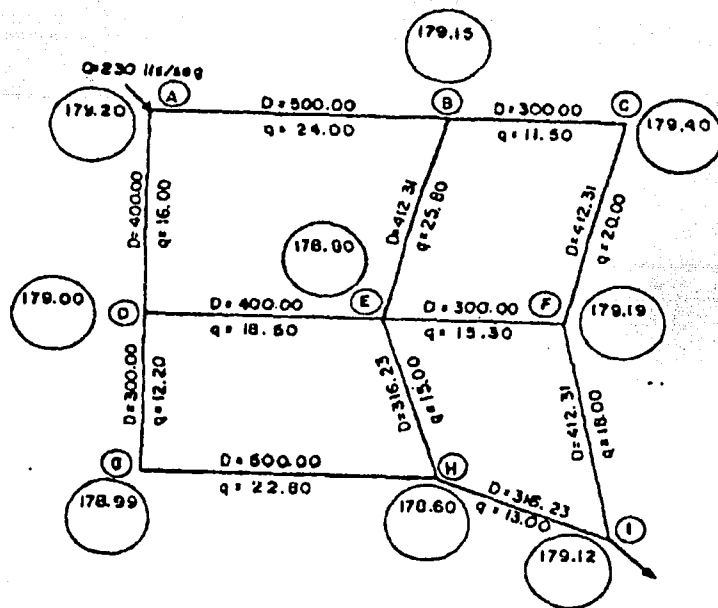


Figura 5.28

Notas:

Los gastos tributarios de cada tramo son datos, por lo que sólo hay que calcular los gastos acumulados.

En el nodo (A) se encuentra un tanque elevado de 20 m de altura del terreno a la cota de plantilla.

Solución:

1. Se forman circuitos y se supone un sentido del escurrimiento en cada tramo, asignando un signo positivo al flujo con dirección igual al de las manecillas del reloj y negativo en caso contrario (Figura 5.29).
2. Se acumulan gastos de acuerdo al sentido del recorrido y al criterio del proyectista.
3. Se suponen diámetros de acuerdo al caudal de escurrimiento supuesto. En este caso se tomó como base para la selección de los diámetros una pérdida de carga promedio de $(0.002 \text{ m}=2/1000 \text{ m})$.
4. Se procede a calcular las pérdidas de fricción por tramo aplicando la fórmula de Hazen-Williams con un coeficiente $C=140$ (fibro-cemento).

Para facilitar el cálculo se usó el cuadro 5.6. La tolerancia de la variación de gastos fue de 0.10 l/seg , y la variación de cargas de 0.012 metros; resultado que en la realidad no es práctico alcanzar.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

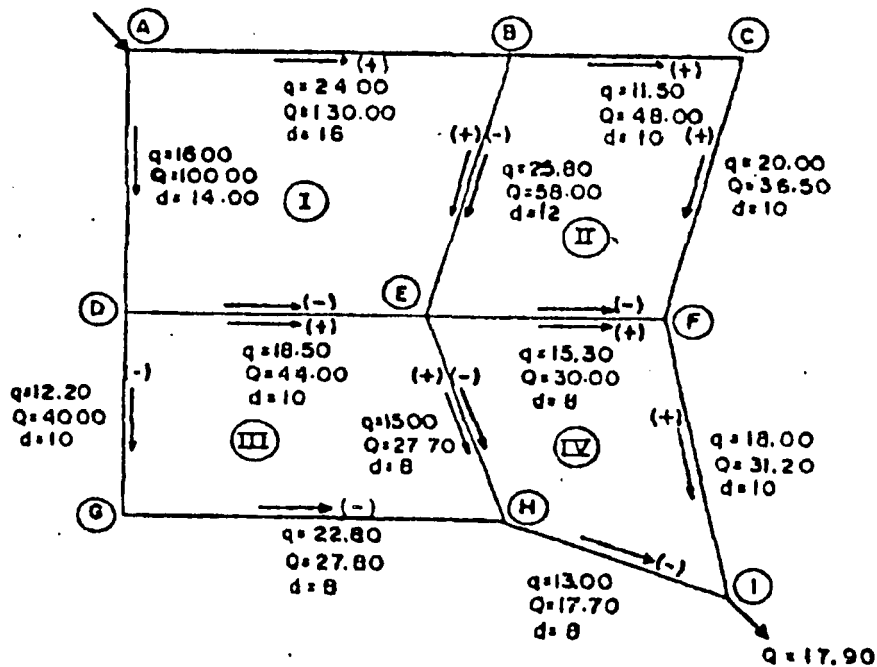


Figura 5.29

Se presenta como q, el gasto tributario en lts/seg. Q, como gasto acumulado en lts/seg. d, diámetro supuesto en pulgadas.

5. Se compensaron las pérdidas de carga H de tal manera que su suma en cada malla fuera igual a cero, repartiendo el error sólo en los tramos no comunes (Figura 5.30).

Se toman los gastos tributarios en los tramos como extracciones en los nodos quedando como se muestra en la figura 5.31.

Y finalmente en la figura 5.32 muestra el diseño final de la red con la simbología correspondiente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (M)	GASTO Q ₂ (l/h)	DIAM. (pulg.)	H _L	H _L /Q ₂	CORRECCION I		Q ₂ (l/h)
PROPIO	COMUN									
		A								
I		A - B	600.00	+130.00	18	+1.041	0.0080	+2.5292		+132.529
I	II	B - E	412.31	+68.00	12	+0.782	0.0135	+2.5292	-1.1874	+68.342
I		A - D	400.00	-100.00	14	-0.982	0.0099	+2.5292		-67.471
I	III	D - E	400.00	-44.00	10	-1.105	0.0251	+2.5292	-0.8946	-42.395
						I = -0.264	0.0564			
		B								
II		B - C	300.00	+48.00	10	+0.974	0.0203	+1.874		+49.187
II		C - F	412.31	+38.50	10	+0.808	0.0221	+1.874		+37.687
II	I	B - E	412.31	-68.00	12	-0.782	0.0135	+1.874	-2.5292	-59.342
II	IV	E - F	300.00	-30.00	8	-1.209	0.0403	+1.874	+0.8946	-27.818
						I = -0.211	0.0891			
		D								
III	I	D - E	400.00	+44.00	10	+1.105	0.0251	+0.8946	-2.9292	+42.395
III	IV	E - H	316.29	+27.70	8	+1.099	0.0397	+0.8946	+0.8946	+29.589
III		D - G	300.00	-40.00	10	-0.986	0.0174	+0.8946		-39.109
III		G - H	500.00	-27.80	8	-1.760	0.0829	+0.8946		-26.906
						I = -0.240	0.1451			
		E								
IV	II	E - F	300.00	+30.00	8	+1.209	0.0403	-0.8946	-1.1874	+27.818
IV		F - I	412.31	+31.20	10	+0.803	0.0193	-0.8946		+31.007
IV	III	E - H	316.29	-27.70	8	-1.099	0.0397	-0.8946	-0.8946	-29.589
IV		H - I	316.29	-17.70	8	-0.480	0.0871	-0.8946		-16.705
						I = +0.233	0.1284			

Cuadro 5.6 Tabla de cálculo del ejemplo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (M)	GASTO Q, (%)	H _i	H ₂ O _i	CORRECCION 2		Q _i (%)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500.00	+132.529	+1.079	0.0081	+0.6976		+133.227
I	II	B - E	412.31	+69.342	+0.816	0.0137	+0.6976	+0.0369	+60.060
I		A - D	400.00	-97.471	-0.936	0.0098	+0.6976		-96.773
I	III	D - E	400.00	-42.366	-1.030	0.0243	+0.6976	-0.1526	-41.820
					$\Sigma = -0.072$	0.0558			
		B							
II		B - C	300.00	+49.167	+1.019	0.0207	-0.0369		+49.147
II		C - F	412.31	+37.697	+0.856	0.0227	-0.0369		+37.647
II	I	B - E	412.31	-69.342	-0.816	0.0137	-0.0369	-0.06976	-60.060
II	IV	E - F	300.00	-27.816	-1.051	0.0378	-0.0369	-0.01136	-27.971
					$\Sigma = -0.007$	0.0649			
		D							
III	I	D - E	400.00	+42.366	+1.030	0.0243	+0.1526	-0.06976	+41.820
III	IV	E - H	316.23	+29.626	+1.242	0.0420	+0.1526	-0.1136	+29.626
III		D - G	300.00	-39.108	-0.866	0.0170	+0.1526		-38.963
III		G - H	500.00	-26.906	-1.647	0.0912	+0.1526		-26.753
					$\Sigma = -0.040$	0.1446			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.816	+1.051	0.0378	+0.1136	+0.0369	+27.917
IV		F - I	412.31	+31.007	+0.806	0.0192	+0.1136		+31.121
IV	III	E - H	316.23	-29.626	-1.242	0.0480	+0.1136	-0.01526	-29.626
IV		H - I	316.23	-16.706	-0.431	0.0256	+0.1136		-16.502
					$\Sigma = -0.062$	0.1248			

Cuadro 5.5 Tabla de cálculo del ejemplo (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (M)	GASTO Q ₂ (W)	H ₂	H ₂ /Q ₂	CORRECCION 3		Q ₂ (W)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	800.00	+123.227	+1.089	0.0082	+0.0664		+133.283
I	II	B - E	412.31	+80.080	+0.834	0.0139	+0.0664	-0.1465	+59.99
I		A - D	400.00	-98.773	-0.884	0.0085	+0.0664		-98.717
I	III	D - E	400.00	-41.880	-1.008	0.0241	+0.0664	-0.1508	-41.914
					$\Sigma = -0.008$	$\Sigma = 0.0557$			
		B							
II		B - C	300.00	+49.147	+1.017	0.0207	+0.1465		+49.294
II		C - F	412.31	+37.847	+0.853	0.0227	+0.1465		+37.794
II	I	B - E	412.31	-80.080	-0.834	0.0139	+0.1465	-0.0664	-59.99
II	IV	E - F	300.00	-27.971	-1.081	0.0380	+0.1465	-0.0392	-27.884
					$\Sigma = -0.028$	$\Sigma = 0.0652$			
		D							
III	I	D - E	400.00	+41.820	+1.008	0.0240	+0.1508	-0.0664	+41.914
III	IV	E - H	316.29	+29.828	+1.245	0.0420	+0.1508	-0.0392	+29.739
III		D - G	300.00	-36.883	-0.881	0.0170	+0.1808		-36.802
III		G - H	500.00	-28.753	-1.630	0.0809	+0.1808		-28.902
					$\Sigma = -0.040$	$\Sigma = 0.1440$			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.917	+1.082	0.0380	+0.0392	-0.1465	+27.884
IV		F - I	412.31	+31.121	+0.800	0.0193	+0.0992		+31.180
IV	III	E - H	316.29	-29.828	-1.245	0.0420	+0.0392	-0.1508	-29.739
IV		H - I	316.29	-18.982	-0.428	0.0286	+0.0392		-18.553
					$\Sigma = -0.008$	$\Sigma = 0.1249$			

Cuadro 5.5 Tabla de cálculo del ejemplo (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (m)	GASTO Q_c (l/s)	H_c	H_c/Q_c	CORRECCION Δ		Q_c (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	800.00	+133.283	+1.09	0.0082	+0.1017		+133.365
I	II	B - E	412.31	+59.99	+0.832	0.0139	+0.1017	-0.0237	+60.068
J		A - D	400.00	-98.717	-0.923	0.0086	+0.1017		-98.815
I	III	D - E	400.00	-41.914	-1.001	0.0241	+0.1017	-0.0208	-41.833
					$\Sigma = -0.011$	0.0657			
		B							
II		B - C	300.00	+49.894	+1.029	0.0207	+0.0237		+49.318
II		C - F	412.31	+37.794	+0.859	0.0227	+0.0237		+37.818
II	I	B - E	412.31	-59.99	-0.832	0.0139	+0.0237	-0.1017	-60.068
II	IV	E - F	300.00	-27.894	-1.054	0.0378	+0.0237	-0.0951	-27.935
					$\Sigma = -0.004$	0.0652			
		D							
III	I	D - E	400.00	+41.914	+1.001	0.0241	+0.0208	-0.1017	+41.833
III	IV	E - H	316.23	+29.739	+1.254	0.0422	+0.0208	-0.0951	+29.895
III		D - G	300.00	-38.802	-0.957	0.0199	+0.0208		-38.781
III		G - H	600.00	-38.802	-1.613	0.0808	+0.0208		-26.551
					$\Sigma = -0.008$	0.1438			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.894	+1.054	0.0378	+0.0951	-0.0237	+27.935
IV		F - I	412.31	+31.160	+0.801	0.0193	+0.0951		+31.285
IV	III	E - H	316.23	-29.739	-1.254	0.0422	+0.0951	-0.0208	-29.895
IV		H - I	316.23	-18.553	-0.424	0.0298	+0.0951		-18.458
					$\Sigma = -0.022$	0.1249			

Cuadro 5.5 Tabla de cálculo del ejemplo (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (M)	H COMP	COTAS		CARGA DISP.
PROPIO	COMUN				PREZOMA	TERRENO	
		A			199.2	179.20	20.00
I		A - B	500.00	1.082	198.108	178.15	18.958
I	II	B - E	412.31	0.834	197.274	178.80	18.474
I		A - D	400.00	0.820	198.280	179.00	19.280
I	III	D - E	400.00	1.008	197.274	178.80	18.474
		B			198.108		
II		B - C	300.00	1.028	198.179	179.40	17.679
II		C - F	412.31	0.864	198.215	179.19	17.025
II	I	B - E	412.31	0.864	197.274	178.80	18.474
II	IV	E - F	300.00	1.058	198.215	179.19	17.025
		D			198.280		
III	I	D - E	400.00	1.008	197.274	178.80	18.474
III	IV	E - H	318.23	1.248	198.088	178.80	17.428
III		D - G	300.00	0.880	197.630	178.99	18.640
III		G - H	500.00	1.604	198.088	178.80	17.428
		E			197.274		
IV	II	E - F	300.00	1.058	198.215	179.19	17.025
IV		F - I	412.31	0.808	198.809	179.12	18.689
IV	III	E - H	318.23	1.248	198.088	178.80	17.428
IV		H - I	318.23	0.411	198.609	179.12	18.689

Cuadro 5.5 Tabla de cálculo del ejemplo (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

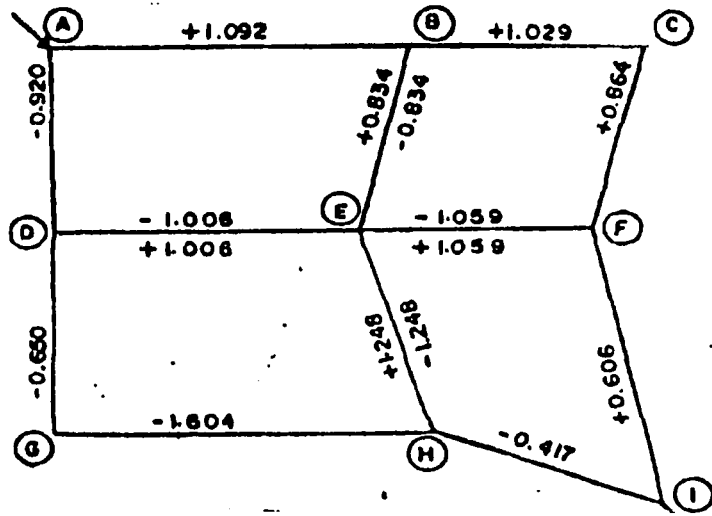


Figura 5.30

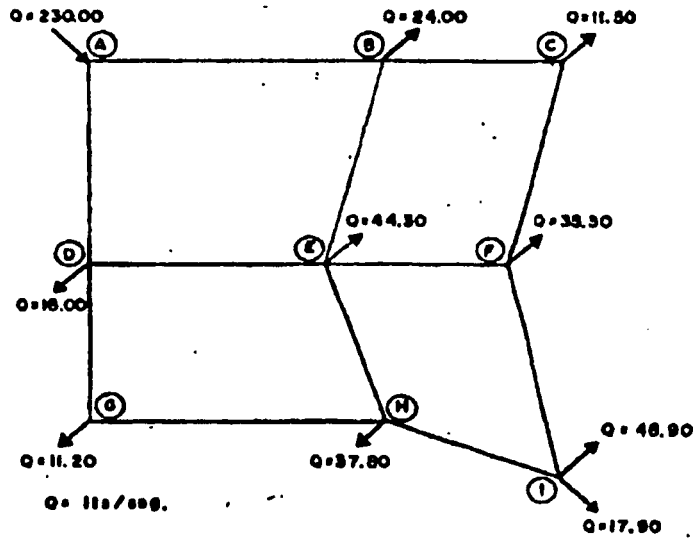
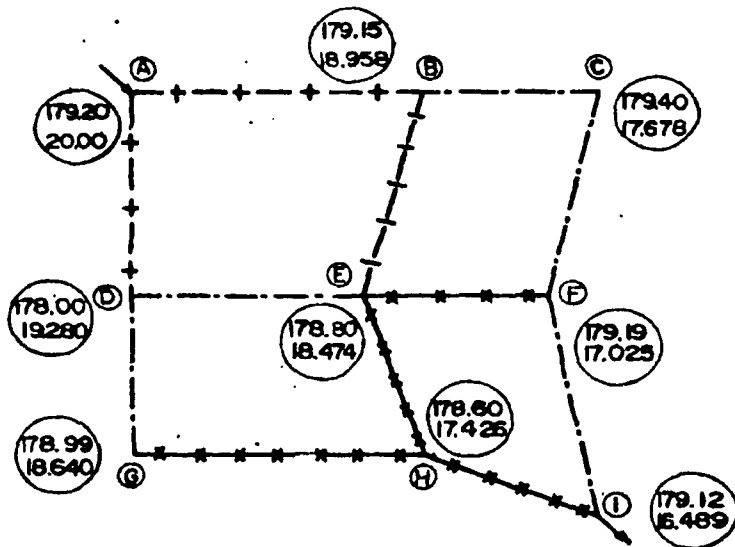


Figura 5.31

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



RED EQUILIBRADA

203 mm. (8") — x — x — x — x —

250 mm. (10") - - - - -

305 mm. (12") — | — | — | — | —

356 mm. (14") — + — + — + — +

406 mm. (16") — + — + — + — +

NUMERO DE CRUCERO ①

LONGITUD DE TRAMO EN METROS D=500.00

COTA DEL TERRENO EN METROS
CARGA DISPONIBLE EN METROS

179.12
16.489

Figura 5.32

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

b) Método de Hardy Cross o de 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. En este método, deben conocerse las cargas de presión en las entradas y salidas.

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

La carga supuesta en toda la tubería es:

$$H = KQ^N$$

Y la corregida:

$$H + h = K(Q + q)^N = K(q^N + NqQ^{N-1} + \dots q^N)$$

Donde h es la corrección de la carga.

Sustituyendo:

$$H = KQ^N \text{ y } H + h = K(Q + q)^N$$

Se tiene:

$$H + h = H + Nq \frac{H}{Q}$$

$$h = Nq \frac{H}{Q} \text{ y}$$

$$q = \frac{h}{N} \frac{Q}{H}, \text{ en cada nodo.}$$

Exceptuando los nodos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero:

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

Pero también:

$$\sum q = \frac{h}{N} \sum \frac{Q}{H}$$

Despejando tenemos:

$$h = -\frac{N \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

Si se usa la expresión de Hazen-Williams queda:

$$h = -\frac{1.85 \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

Y aplicando la ecuación de Manning:

$$h = -\frac{2.00 \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Equilibrar la red mostrada en la Figura 5.33 por el método de Hardy Cross (balanceo de gastos por corrección de cargas). La tubería es de fibro-cemento.

Solución:

Con referencia al cuadro 5.6:

1. Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles) (Figura 5.34).
2. Se supone que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida negativo.
3. Se encuentra el gasto en cada tramo, aplicando la ecuación de Hazen-Williams, teniendo como datos $C = 140$ (fibro-cemento) L , H y D .
4. Se encuentra la corrección h con la ecuación

$$h = - \frac{1.85 \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}}$$

5. Se suma algebraicamente $H + h$ obteniendo la H_1 , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.

6. Se encuentra la Q compensada. Se hace en forma arbitraria de tal manera que la suma de Q sea igual a cero (gastos en el nodo equilibrados).

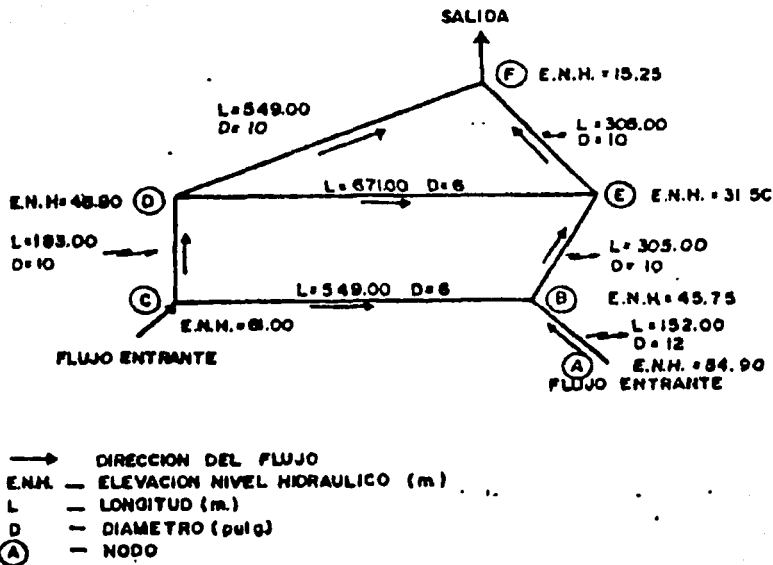


Figura 5.33

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

	Crucero	Tramo	Longitud (m)	No (m)	Diámetro pulgada	Q ₀ lts/seg.	Q/H
	B	B-A	152.00	+ 9.15	12	+375.308	41.017
	B	B-E	305.00	-14.25	10	-202.632	14.220
	B	B-C	549.00	+15.25	8	+39.930	2.618
					Σ	+212.606	57.855
	D	D-C	183.00	+12.20	10	+245.516	20.124
	D	D-F	249.00	-33.55	10	-234.247	6.982
	D	D-E	671.00	-17.30	8	- 81.736	4.725
					Σ	- 70.467	31.831
	E	E-F	274.50	-16.25	10	-230.260	14.170
	E	E-D	671.00	+17.30	8	+ 81.736	4.725
	E	E-B	305.00	+14.25	10	+202.632	14.220
					Σ	+ 54.108	33.114

Corrección h ₀	H ₁	Q	Q ₁ /H	Corrección h ₁	H ₂
-6.798	+ 2.352	+180.217	76.623	+0.415	+ 2.767
-6.798 +3.023	-18.025	-230.049	12.763	+0.415 +2.260	-15.350
-6.798	+ 8.452	+ 29.033	3.435	+0.415	+ 8.867
	Σ	+ 2.484	91.231		Σ
+4.095	+16.295	+287.049	17.616	-0.436	+15.859
+4.095	-29.455	-218.347	7.413	-0.436	-29.891
+4.095 +3.023	-10.182	- 61.390	6.029	-0.436 +2.260	- 8.358
	Σ	+ 7.312	31.058		Σ
-3.023	-19.273	-252.481	13.100	-2.260	-21.533
-3.023 -4.095	+10.182	+ 61.390	6.029	-2.260 +0.436	+ 8.358
-3.023 +6.798	+18.025	+230.049	12.763	-2.260 -0.415	+15.350
	Σ	+ 38.958	31.852		Σ

Cuadro 5.6.

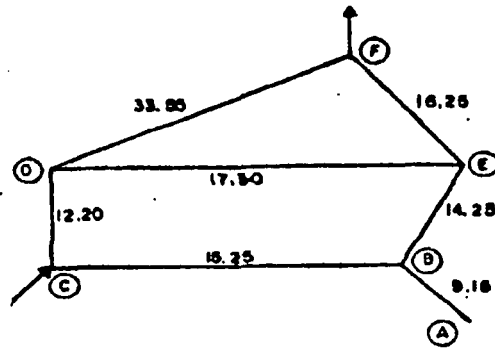
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Q	Q ₂ /H ₂	Corrección h ₃	H ₃	Q ₃	Q ₃ /H ₃
+196.746	71.104	-0.327	+ 2.440	+183.828	75.339
-210.934	13.742	-0.327 -0.110	+15.787	-214.156	13.565
+ 29.795	3.360	-0.327	+ 8.213	+ 28.587	3.481
+ 15.607	88.206			- 1.741	92.385
+282.875	17.837	-0.443	+15.416	+278.581	18.071
-220.086	7.363	-0.443	-30.334	-221.841	7.313
- 55.183	8.802	-0.443 -0.110	- 8.911	- 57.125	6.411
+ 7.607	31.802			- 0.386	31.795
-268.061	12.449	+0.110	-21.643	-268.799	12.420
+ 55.183	6.602	+0.110 +0.443	+ 8.911	+ 55.987	6.521
+210.934	13.742	+0.110 +0.327	+15.787	+214.156	13.565
- 1.944	32.793			+ 1.343	32.508

Corrección h ₄	H ₄	Q ₄	Q Compensado
+0.036	+ 2.475	+185.247	+185.061
+0.035 +0.076	-15.676	-213.341	-213.528
+0.035	+ 8.248	+ 28.653	+ 28.467
	Σ	0.559	0.000
+0.022	+15.438	+278.795	+278.667
+0.022	-30.312	-221.754	-221.882
+0.022 -0.078	- 8.813	- 56.785	- 56.785
	Σ	+ 0.256	0.000
-0.076	-21.719	-269.309	-270.313
-0.076 -0.022	+ 8.813	+ 56.785	+ 56.785
-0.076 -0.035	+15.676	+213.341	+213.528
	Σ	+ 0.817	0.000

Cuadro 5.6 (continuación).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Pérdidas de carga en los diferentes tramos
Nota:
Para facilitar el cálculo se usó la tabla adjunta.

Figura 5.34

MÉTODO DE LA TUBERÍA EQUIVALENTE

En un sistema de red hidráulica, se deben balancear los gastos en cada intersección y las sumas de pérdidas de carga entre dos puntos cualesquiera del sistema deben ser las mismas, cualquiera que sea la ruta por la que se desplace el agua. En la solución de problemas específicos se comprende generalmente, en primer lugar, la simplificación de disposiciones intrincadas y su combinación en una o más líneas equivalentes. El problema que aquí se considera es un circuito simple, A B C D (Figura 5.35).

Ejemplo (Figura 5.35).

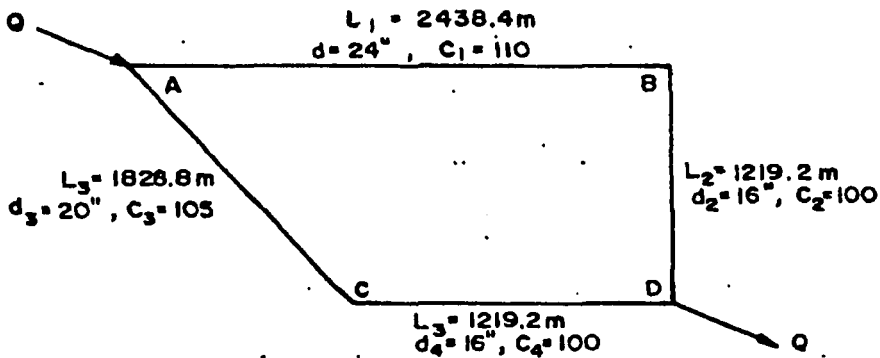


Figura 5.35

Se supone que es recomendable sustituir el circuito A D con una sola longitud equivalente de tubería de 24 pulg. (610 mm) con un valor de $C = 100$. El proceso para la determinación de la longitud equivalente comprende tres pasos básicos, que se describen a continuación.

1. Longitud equivalente de tubería para la rama ABD.

Se supone que hay un gasto de 219.065 l/s a través de ABD.

Para la tubería AB de 24" con $C = 110$, la pérdida de carga resulta:

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.0177435 \times C \times D^{2.63}}} \times L_{RELU} = 0.54 \sqrt{\frac{219.065}{0.0177435 \times 10 \times 24^{2.63}}} \times 2438.4 = 2.894 \text{ m}$$

La pérdida de carga en 1219.2 m de tubería de 16 pulgadas con C = 100 es:

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{219.065}{0.0177435 \times 10 \times 16^{2.63}}} \times 1219.2 = 12.44 \text{ m}$$

Como AB y BD se encuentran conectadas en serie, la pérdida de ABD es igual a la pérdida de AB más la pérdida en BD, o sea:

$$2.894 + 12.44 = 15.334 \text{ m}$$

La pérdida en 1000 metros de tubería de 24 pulg. con C = 100 es

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{219.065}{0.0177435 \times 10 \times 24^{2.63}}} \times 1000 = 1.42 \text{ m}$$

Dividiendo la pérdida en ABD por 1.42 y multiplicando por 1000, se deriva la longitud de 24 pulg. C = 100, equivalente a ABD, o sea:

$$\frac{15.334 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 10798.59 \text{ m}$$

Que resulta de:

$$\frac{1.42 \text{ m}}{1000 \text{ m}} = \frac{15.334}{x}$$

2. Longitud equivalente de tubería para la rama ACD.

Se supone que se tiene el mismo gasto de 219.065 l/s a través de ACD. La pérdida de carga en AC es:

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{219.065}{0.0177435 \times 105 \times 20^{2.63}}} \times 1828.8 = 5.75 \text{ m}$$

Como puede verse en la Figura 5.35, CD es idéntica a BD, o sea 12.44m.

Como AC y CD se encuentran conectados en serie, la pérdida en ACD es igual a la pérdida en AC más aquella de CD, o sea:

$$5.75 + 12.44 = 18.19 \text{ m.}$$

Dividiendo la pérdida en ACD por la pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg. C = 100 (1.42 m) y multiplicando por 1000, se deriva la longitud equivalente de tubería de 24 pulg. C = 100, de ACD, o sea:

$$\frac{18.19 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 12809.86 \text{ m}$$

3. Longitud equivalente de tubería para el circuito AD.

Se supone una pérdida de carga en AD de 15.24 m.

Para ABD, la longitud equivalente de tubería fue de 10798.59 m.

En consecuencia, la pérdida por 1000 m de tubería equivalente es

$$\frac{10798.59}{1000} = 10.79859 \text{ m}$$

$$\frac{15.24}{10.79859} = 1.41 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 m de tubería de 24 pulg. C = 100, experimenta una pérdida de carga de 1.41 m es

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$Q = \left[\frac{H}{L_{REIL}} \right]^{0.54} 0.0177435 \cdot C \cdot D^{2.63} = \left[\frac{1.41}{1000} \right]^{0.54} 0.0177435 \cdot 100 \cdot 24^{2.63} = 218.56 \text{ l/s}$$

Para ACD, la longitud equivalente de tubería fue de 12809.86 m. Por tanto la pérdida por 1000 m de tubería de 24 pulg, C=100 es

$$\frac{15.24}{12.81} = 1.19 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 pies de tubería de 24 pulg, C = 100 experimenta una pérdida de 1.19 m es

$$Q = \left[\frac{1.19}{1000} \right]^{0.54} 0.0177435 \cdot 100 \cdot 24^{2.63} = 199.43 \text{ l/s}$$

Por lo tanto, el gasto total (el gasto en ABD más el gasto en ACD) es:

$$Q = 218.56 + 199.43 = 417.99 \text{ l/s}$$

La pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg, C=100 a un gasto de 417.99 l/s es:

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{417.99}{0.0177435 \cdot 100 \cdot 24^{2.63}}} \cdot 1000 = 4.68 \text{ m}$$

Dividiendo la pérdida en AD (supuesta inicialmente de 15.24 m) por 4.68 m y multiplicando por 1000, se obtiene la longitud de tubería de 24 pulg, C = 100, que equivale a AD, ó:

$$\frac{15.24}{4.68} \cdot 1000 = 3253.10 \text{ m}$$

Para comprobar el análisis anterior, es necesario demostrar que la pérdida de carga en ABD es igual a la pérdida de carga en ACD, como sigue:

a) La pérdida en AB a 219.065 l/s es 2.894 m. La pérdida en BD a 219.065 l/s es 12.44 m. La pérdida en ABD es 12.44 + 2.894 = 15.334 m. b) La pérdida en AC a 199.43 l/s es:

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{199.43}{0.0177435 \cdot 105 \cdot 20^{2.63}}} \cdot 1828.8 = 4.83 \text{ m}$$

La pérdida en CD a 199.43 l/s es

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{199.43}{0.0177435 \cdot 100 \cdot 16^{2.63}}} \cdot 1219.2 = 10.45 \text{ m}$$

Por lo tanto la pérdida ACD es:

$$4.83 + 10.45 = 15.28 \text{ m.}$$

Por lo tanto, como las pérdidas en ABD y ACD son estrictamente iguales, el análisis es válido.

MÉTODO DE SECCIONES

El método de secciones fue desarrollado por Allen Hazen como un método rápido para verificar que los diámetros de las tuberías de una red ya diseñada sean los correctos. Un procedimiento similar fue propuesto por Pardoe. Aunque el método es aproximado, es extremadamente útil en el análisis de redes de tubería si se aprecian sus limitaciones.

Los pasos que se sugiere seguir en el método de secciones son los siguientes:

1. Corte la red con una serie de líneas que tomen en cuenta la variación de diámetros de tubería y características de la ciudad. Las líneas no tienen que ser rectas o estar regularmente espaciadas.

Es común que la primera serie de líneas corte a la red a ángulos rectos con respecto a la dirección del flujo. Las líneas de corte adicionales pueden orientarse en otras direcciones importantes a criterio del calculista. Si se tiene más de una línea de

alimentación, debe usarse una línea de corte curva para interceptar el flujo de cada una de ellas, como lo muestra la Figura 5.36.

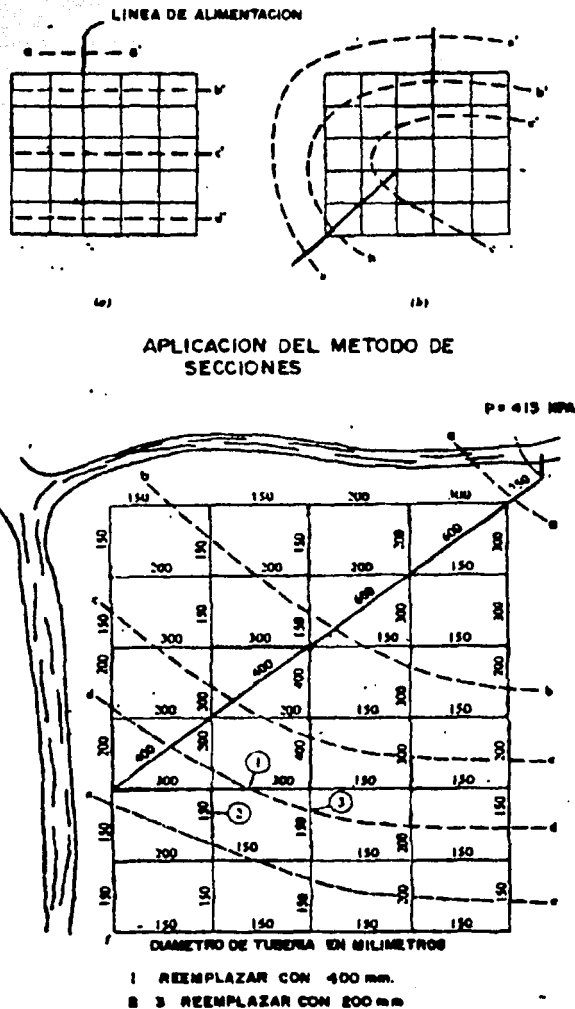


Figura 5.36

2. Estime la cantidad de agua que debe suministrarse a las áreas que se encuentran "aguas abajo" de cada línea de corte.
3. Estime la capacidad de la red de distribución en cada línea de corte o sección. Esto puede hacerse como se indica a continuación
 - a) Cuente y tabule el número de tubos de cada diámetro que fueron cortados. Sólo deben contarse aquellas tuberías que proporcionen agua en la dirección del flujo.
 - b) Determine el gradiente hidráulico medio disponible. Este dependerá de la presión del sistema y de las velocidades de flujo permisibles. Por ejemplo, si una malla plana es de 1 0,000 m de ancho en la dirección del flujo; la presión disponible en la entrada de la línea de alimentación es 415 kPa (60 lb/pulg²) y la presión mínima permisible es 140 kPa (60 lb/pulg²), entonces el gradiente hidráulico promedio es 0.0028 [(415-140)/10,000]. Son comunes gradientes hidráulicos y velocidades entre 0.001 m/m y 0.003 m/m, y 0.6 a 1.25 m/s, respectivamente.

4. Para el gradiente hidráulico calculado, Determine la capacidad de las tuberías cortadas existentes y la capacidad total.
5. Determine la diferencia entre la capacidad requerida y la existente.
6. Si la capacidad total existente es inadecuada, seleccione diámetros de tubería y patrones que compensan cualquier deficiencia para alcanzar el gradiente hidráulico requerido.

La capacidad del sistema puede incrementarse reemplazando las tuberías pequeñas con diámetros mayores o agregando tuberías a la malla. La experiencia en el diseño de redes ayuda algunas veces en la selección de los diámetros de las tuberías, pero dicha experiencia no es necesaria. Si se encuentra capacidad en exceso, los diámetros de tubería pueden reducirse usando los mismos procedimientos.

7. Determine el diámetro de la tubería equivalente para el sistema reforzado y estime la velocidad de flujo.
8. Revise los requerimientos de presión contra el sistema reforzado.

Ejemplo.

Aplicación del método de secciones.

Usando el método de secciones, analice la red de distribución de agua que se muestra en la Figura 5.36. Especifique la naturaleza y localización de cualquier modificación que usted crea que debe hacerse en la red de tuberías y reanalice la con estas modificaciones. Asuma que se aplican las siguientes condiciones.

1. La demanda de incendios en el centro de la zona se estima usando la siguiente ecuación:

$$Q = 65(p)^{1/2}[1 - 0.01(p)^{1/2}]$$

Donde:

Q ; Gasto en l/s y

p ; Población en miles.

Esta ecuación fue usada anteriormente por el Nacional Board of Fire Underwriters.

2. Dotación de 416.8 lts/hab/día.
3. Coeficiente de variación diaria y horaria 1.2 y 1.5, respectivamente.
4. Calcula las pérdidas de carga con la ecuación de Darcy- Weisbach, usando un valor de f de 0.020.
5. Use solo tuberías de 150, 200, 300, 400 y 600 mm de diámetro cuando modifique la red del sistema de distribución.

Solución:

1. Modificando la ecuación de Darcy- Weisbach para que adopte la forma de pendiente y diámetro, se tiene:

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

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

$$s = \frac{f Q^2}{2g A^2 D}$$

$$Q = \left[\frac{g \pi^2}{8f} \right]^{1/2} D^{5/2} s^{1/2}$$

Donde:

Q ; Gasto en m³/s,

D ; Diámetro de la tubería en m,

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

s ; Pendiente en m/m y

g ; Aceleración debida a la gravedad (9.81 m/s).

$$Q = \left[\frac{9.81\pi^2}{8(0.02)} \right]^{1/2} D^{5/2} s^{1/2}$$

$$Q = 24.60 D^{5/2} s^{1/2}$$

Por conveniencia expresamos a Q en $10^3 \text{ m}^3/\text{día}$:

$$Q = 2125 D^{5/2} s^{1/2}$$

Rescribiendo la ecuación anterior en términos de s y D, se obtiene:

$$s = 2.125 \times 10^7 \frac{Q^2}{D^5}$$

$$D = 4.667 \times 10^{-2} \left[\frac{Q^2}{s} \right]^{1/5}$$

2. Corte la red de distribución con una serie de líneas seccionadas aproximadamente perpendiculares a la línea de alimentación como se indica en la Figura 5.36.

3. Estime la población aguas debajo de cada sección cortada. Los valores para las secciones mostradas en la figura son:

Sección	Población
aa	28000
bb	23000
cc	16500
dd	9000
ee	3750

4. Estime la población aguas debajo de cada sección cortada. Los valores requeridos son

Demanda $10^3 \text{ m}^3/\text{día}$				
Sección	Población	Consumo	Incendio	Total
Q _{MH}				
aa	28000	21.00	28.14	49.14
bb	23000	17.25	28.14	45.39
cc	16500	12.38	28.14	40.52
dd	9000	6.75	28.14	34.89
ee	3750	2.81	5.45	8.27

Basado en demanda de incendio residencial de 63 l/s.

a. Consumo doméstico:

$$Q_{MH} = \frac{(1.2)(1.5)(416.81/\text{hab}/\text{día})(16500 \text{ hab})}{10^3 \text{ l}/\text{m}^3} = 12.38 \times 10^3 \text{ m}^3 / \text{día}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

b. La demanda de incendio de la zona central o de comercio esta basada en una población de 28000 habitantes.

5. Determine el gradiente hidráulico disponible a través del sistema de distribución.

$$s = \frac{\frac{P_1 - P_2}{\gamma}}{L}$$

Donde:

P_1 ; Presión en la entrada de la línea de alimentación (415×10^3 Pa, el cual es dato),

P_2 ; Presión mínima requerida en el extremo más lejano de la red de distribución (140×10^3 Pa ó 20 lb/pulg²),

L ; Longitud de la tubería de alimentación o primaria a través del sistema (9025 m),

$$s = \frac{\frac{415 - 140 \text{ N/m}^2}{9810 \text{ N/m}^2} \times 10^3}{9025 \text{ m}} = 0.003 \text{ lm/m}$$

6. Cuente y tabule el número de tuberías de cada diámetro cortadas por cada sección.

Por ejemplo para la sección bb:

1-0.6 m diámetro.

1-0.3

2-0.2

4-0.15

7. Calcule la capacidad de cada tubería cortada por la sección b usando la ecuación de Darcy-Weisbach y el gradiente hidráulico disponible. Por ejemplo, para la tubería de 0.6 m de diámetro:

$$Q = 2125 D^{5/2} s^{1/2}$$

$$Q = 2125 (0.6)^{5/2} (0.031)^{1/2} = 32.99 \times 10^3 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Las capacidades de los tubos cortados por la sección bb son:

$$1 - 0.6 \quad 32.99 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$1 - 0.3 \quad 5.83$$

$$2 - 0.2 \quad 4.23$$

$$4 - 0.15 \quad 4.12$$

$$47.17 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$$

Si la suma es mayor que la demanda hay suficiente capacidad a través de la sección. Para la sección bb el suministro es mayor que la demanda ($45,390 \text{ m}^3/\text{día}$).

8. calcule el diámetro de un tubo sencillo equivalente usando la ecuación de Darcy en su forma de diámetro:

$$D = 4.667 \times 10^{-2} \left[\frac{47.17^2}{0.0031} \right]^{1/5} = 0.692 \text{ m}$$

9. Calcule el gradiente hidráulico actual cuando la capacidad en la línea de sección iguale a la demanda usando la ecuación de Darcy-Weisbach en su forma de pendiente:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$s = 2.125 \times 10^7 \left[\frac{45.39^2}{0.692^5} \right] = 0.00288$$

10. Usando el gradiente hidráulico actual, recalculé la capacidad en la línea de sección. Debiendo igualar la demanda.

$$1 - 0.6 \quad 31.80 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$1 - 0.3 \quad 5.62$$

$$2 - 0.2 \quad 4.08$$

$$4 - 0.15 \quad 3.89$$

$$45.48 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$$

11. Revise las velocidades en exceso en las tuberías, usando las capacidades actuales del paso 10.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10^3 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} (10^3) \frac{h}{3600} \frac{d}{24h}}{\frac{LD^2}{4}} = (1.474 \times 10^{-2}) \frac{Q}{D^2}$$

Donde:

Q ; gasto, $10^3 \text{ m}^3/\text{día}$.

D ; diámetro de la tubería, m y

V ; velocidad del fluido, m/s.

Por ejemplo, para la tubería de 0.6 m de diámetro:

$$V = (1.474 \times 10^{-2}) \frac{31.80}{0.6^2} = 1.30 \text{ m/s}$$

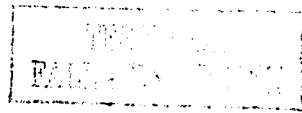
Si las velocidades calculadas son muy altas, podrían ser necesarias modificaciones a la red.

12. Complete los cálculos necesarios para las secciones restantes. Los cálculos requeridos para el sistema mostrado en la Figura 5.36 se resumen en el cuadro 5.7, las secciones dd y ee tienen capacidad insuficiente. Aunque es posible efectuar muchas modificaciones a la red de distribución, tres que corregirán los problemas de capacidad insuficiente se muestran en la misma Figura 5.36. Las secciones dd y ee fueron recalculadas y los nuevos resultados se muestran en el cuadro 5.7 como secciones dd y ee (revisadas).

MÉTODO DEL CÍRCULO

Este método permite realizar el proyecto o el estudio de los tubos más pequeños que forman las mallas de la red. La Figura 5.37(a) muestra una forma de disposición de estos tubos, para cuyo cálculo se hacen las siguientes suposiciones: se desprecia el consumo doméstico ordinario y sólo se considera la demanda de incendios. Las manzanas son de $75 \times 150 \text{ m}$. Las arterias principales del sistema (que no se ha dibujado en la Figura) cumplen las recomendaciones del Insurance Services Office y, por consiguiente, mantienen una separación de 1000 m entre sí, constituyendo, además, su propia malla. Los tubos cortados por un círculo de 150 m de radio son los que suministran el agua necesaria para la extinción de incendios. Esto se basa en el hecho de que las mangueras de más de 150 m de longitud proporcionarían poca agua, y que la presión en las bocas de incendios no debe ser menor de 1.5 kg/cm^2 si se emplean motobombas.

En la Figura 5.37 (a), el círculo corta a 14 tubos, contando los puntos de tangencia como dos tubos. Si el distrito que se estudia es el más densamente edificado de la sección residencial, será necesario, para atender a los casos de incendio, un máximo de $9.5 \text{ m}^3/\text{min}$. Cada uno de los 14 tubos que el círculo corta conducirá $0.68 \text{ m}^3/\text{min}$, y si tienen un diámetro de 15 cm, la pérdida de carga será 5.5×10^{-3} . Cada tubo, si el incendio se produce en el centro de la malla formada por las arterias, tendrá un recorrido de unos 500 m hasta llegar a la arteria que le suministra el agua, y por tanto, la pérdida de presión en cada tubo será de 0.28 kg/cm^2 . Para una presión normal en la arteria de 2.8 kg/cm^2 es evidente que la presión en los hidrantes próximos al lugar del incendio será holgada. Una cantidad desconocida de agua alcanzará la zona después de recorrer una gran parte del camino por los tubos dispuestos paralelamente a las direcciones que van directamente a las



arterias. Con una red de tubos de 15 cm de diámetro, esta cantidad sería, sin embargo, reducida y, además, la demanda normal doméstica tenderá a impedir cualquier disminución considerable de la pérdida de presión producida por esta causa.

La Figura 5 37 (b) se refiere a manzanas de 150 x 150 m. El círculo, en este caso, solamente corta los tubos, por lo que cada uno deberá conducir 0.95 m³/min, lo que, si su diámetro es de 15 cm, dará una pérdida de carga de 10 m por kilómetro, que representa 0.5 kg/cm² de pérdida desde la periferia del círculo hasta los alimentadores, lo que conduciría a que la presión en la boca de incendios alcanzase el valor de 2.3 kg/cm². Si las manzanas fuesen de 175 x 175 m la circunferencia solo cortaría a seis tubos, como indica la Figura 5 37(c) sería deseable reemplazar algunos de los tubos de 150 mm por otros de mayor tamaño para asegurar que existen presiones adecuadas en caso de incendio.

RESUMEN DE CALCULOS PARA LA APLICACION DEL METODO DE SECCIONES

Sección	Demanda 3 3 10 m/d	Tuberías No. D (m)	Capacidad a=0.031, equivalente 10 m/d	Diámetro (m)	Pendiente cuando la capacidad cap.=demand. 10 m/d	Velocidad de cuando cap.=dem.	
						Verif. de 10 m/d	(m/s)
aa	44.14	1 0.75	57.64	0.750	0.00225	49.10	1.29
bb	45.39	1 0.6	32.99	0.692	0.00228	31.80	1.30
		1 0.3	5.83	5.62		0.92	
		2 0.2	4.23	4.08		0.73	
		4 0.15	4.12	3.98		0.65	
			47.17			45.68	
cc	40.52	2 0.4	23.95	0.667	0.00275	22.55	1.04
		2 0.3	11.66	10.98		0.90	
		3 0.2	6.35	5.98		0.73	
		1 0.15	1.03	0.97		0.64	
			42.99			40.68	
dd	34.89	1 0.4	11.97				
		1 0.3	5.83	Capacidad			
		4 0.2	8.47	insuficiente			
		2 0.15	2.06				
			28.33				
ee	8.27	1 0.2	2.12	Capacidad			
		5 0.15	5.16	insuficiente			
			7.28				
dd revisado	34.80	2 0.4	23.95	0.618	0.00299	23.52	1.08
		3 0.2	10.58	10.39		0.77	
		1 0.15	1.03	1.01		0.66	
			33.56			34.92	
ee revisado	8.27	3 0.2	6.35	0.364	0.00237	5.55	0.68
		3 0.15	3.09	2.70		0.59	
			9.44			8.25	

Cuadro 5.7

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El estudio anterior se ha realizado para una zona residencial de gran demanda. En general, las demandas para incendios son menores excepto en los distritos de lujo o de negocios, para los cuales el Insurance Services Office exige que los tubos sean de 20 cm de diámetro como mínimo. La disposición de las redes de arterias tiene una gran importancia. Si solamente se dispone de arterias por los dos lados, únicamente será razonable considerar que la totalidad del agua necesaria llegará a la zona estudiada circulando nada más que por la mitad, o las tres cuartas partes de los tubos que corta la circunferencia, con lo que se incrementarán las pérdidas de presión haciendo necesario que los tubos de enlace con las arterias sean de mayor diámetro.

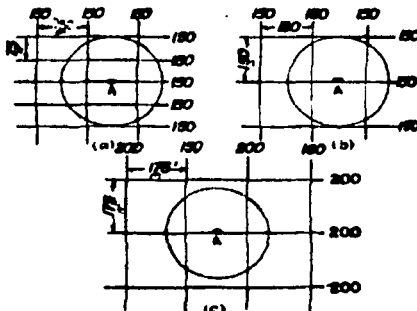


Figura 5.37 El método del círculo para el cálculo de caudales.

ANÁLISIS CON COMPUTADORA

La mayor parte de las redes de distribución se analizan en la actualidad usando programas de computadora. Al diseñar un programa que resuelva problemas de redes de flujo, deben satisfacerse las siguientes ecuaciones simultáneamente a través de la red:

En cada nudo o cruceo:

$$\sum Q_{ENTRADA} = \sum Q_{SALIDA}$$

Para cada circuito completo:

$$\sum H = 0$$

Para cada tubería:

$$H = KQ^n$$

En los programas para redes más complejos, las ecuaciones anteriores se resuelven simultáneamente usando una o varias técnicas de inversión de matrices.

Quizá la mayor ventaja ofrecida por el uso de las computadoras es que pueden desarrollarse muchas más soluciones a un costo más razonable para analizar la respuesta del sistema ante la variación de entradas. En la actualidad casi todas las firmas consultoras cuentan con programas de computadora. Lo importante no es sólo aprender a correr el programa, sino comprender el problema que se quiere resolver.

ANALOGÍA ELÉCTRICA

El analizador eléctrico de McIlroy es de tipo analógico. Requiere el empleo de unos tubos de vacío especiales denominados fluistores, en los cuales la caída de voltaje es proporcional a la potencia de 1.85 de la corriente, con lo que es análogo a la pérdida de carga producida por la fricción en la tubería, por tanto se pueden practicar alimentaciones y cortes de corriente equivalentes a las alimentaciones y salidas propuestas para un sistema de distribución y registrar los cambios de voltaje. Asimismo, es posible estudiar los efectos de la implantación de nuevas tuberías reemplazando los tubos por otros equivalentes a líneas mayores.

TESS CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES

Se puede observar que desde el capítulo I se observan diversos problemas que indican que el abastecimiento de agua potable forma parte del crecimiento económico y sustentable de la República Mexicana y de cualquier país, cabe mencionar que el crecimiento desmedido de la población trae consigo problemas de distribución hacia la población cada vez menor, es decir se tiene una disponibilidad del recurso cada vez menor. Además como tenemos grandes cuerpos de agua los cuales presentan problemas para captarlos y purificarlos, es decir darles un tratamiento puesto como se ha indicado esta agua sin esta, puede ocasionar grandes problemas de salud, debido a los minerales o materia orgánica o material biológico que se encuentre dentro de ella, esto por ende nos afecta como se ha visto en la selección de la tubería puesto que se pueden producir grandes presiones dentro de la red de tubería, inclusive se indica un diámetro para la toma desde la fuente de captación debido, a factores económicos, hidráulicos, técnicos o según la disposición que se vaya a tener con este recurso.

También como se señala debido a las concentraciones masivas en regiones del país se ha disparado la demanda del recurso y también donde el recurso se encuentra ubicado en una cota más baja por lo que se tiene que hacer un bombeo de este recurso por lo que contrae problemas para una distribución eficiente. Esto contrae que para elaborar el proyecto se recurran a informaciones ya sean directas o indirectas que implican un procedimiento para su análisis que en este caso se encuentra enfocado al análisis hidráulico mayormente que un estudio económico o técnico. Para lo cual se recurre al diseño del sistema mediante modelos de población, periodos de vida lo cual esta encaminada a la selección de tubería, operación y su correcto mantenimiento, así como el consumo del recurso, su variación, para así llegar a un eficiente gasto de diseño.

Además se debe tener en consideración que al cálculo hidráulico a la tubería se le debe tener un especial cuidado en la selección de los dispositivos de control y protección de esta, así como la localización de piezas especiales, construirle su obra de protección y operación como es el caso de las cajas de válvulas y dispositivos, dicha selección debe tenerse en cuidado puesto que esta queda en criterio al diseñador y se debe tener una afectación menor a los tramos que en su caso se requieran para una operación eficiente.

Obtenidos los elementos que pudiesen afectar de forma directa el análisis hidráulico debemos tener en consideración que también se estudien los casos de ayuda de aforo en tubería, es decir directamente en sitio determinar un gasto determinado en el caso de pequeñas fluctuaciones no controladas o pequeños accidentes no previstos, para lo cual se permiten muchos dispositivos y formas de cálculo que nos faciliten la forma de calcular dicho tramo o tubería o red en su caso del que estuviéremos hablando.

Ya cuando podamos identificar desde el tipo de tubería, material o dispositivos o componentes del sistema de abastecimiento de agua se debe tener en especial cuidado al tipo de distribución al que tengamos en referencia puesto que se tiene varias formas de calcular dicha red., también debemos elegir la forma que esta deberá tener en sí como es el ejemplo de los casos de sistema en malla, en paralelo, en serie, si es abierta o cerrada y decidir cual tipo de solución es la recomendada. Debo mencionar una vez más que el criterio de ingeniería es muy importante para el análisis hidráulico debido a que las consideraciones que tomemos afectan en forma directa en la operación de nuestra red o sistema de tubería.

Ahora si bien es importante es mencionar que entre mas complejo se encuentre un sistema debemos de separar las partes que en nuestra conveniencia debamos tener en consideración para darle una solución abstracta óptima y en cierto sentido más recomendada. Existen como se muestra en este trabajo muchas formas de solución de un sistema pero debemos tener en consideración la que mejor adecue al problema como en el caso del método de relajación de Hardy Cross donde se puede observar que tomamos en partida un gasto de distribución a nuestra conveniencia lo cual al hacer el calculo demuestra un numero de iteraciones por corrección de cargas o de alturas, cualquiera que hubiésemos tomado, para llegar a la solución. Lo cual demuestra que estas iteraciones pueden ser múltiples si hubiéramos partido de cero o un gasto o altura de presión menor al esperado, en caso contrario ahora imaginemos una cantidad de tuberías múltiples que debido al número implican un cálculo cada vez mayor lo cual indica que este tipo de problemas debe resolverse por medio de un análisis de computadora que emplea cualquiera de los métodos disponibles y así poder obtener un gasto real sin gran cantidad de operaciones o iteraciones.

Pero también se debe mencionar, como me decía un profesor alguna vez: que al hacer cualquier tipo de análisis se debe tener cuidado con el signo, el punto y con el número y en el caso del método de Cross se puede tener equivocaciones tan grandes como el que se menciona en la fe de erratas, donde el autor tuvo un pequeño error de seguro por ser un error del tipo informativo que al modificar un aumento o disminución en alguna cantidad el error es comparable con la magnitud que se haya descrito.

O que decir del método de la tubería equivalente donde balancea los gastos en cada intersección de dichos sistemas y hace las sumas de las pérdidas de cargas entre dos puntos cualesquiera del sistema puedan ser las mismas y así proceder al análisis como una tubería en serie, esta selección dependerá de la complejidad del sistema y de la forma de la red o malla o tubería que se utilice en una forma rápida de cálculo que nos simplifique el trabajo del análisis.

Además debido a la complejidad del asunto podemos inclusive tener una analogía eléctrica que en nuestro caso podría ser como el modelo a escala de nuestro sistema en forma real pero sin el uso del agua o tubos y teniendo la electricidad y conductores como análogos.

En caso contrario ahora imaginemos que debemos verificar si la tubería cumple con el diámetro requerido y ahora imaginemos que es una cantidad importante de tubería en una extensión área comparable y de un sistema no tan complejo, entonces podríamos utilizar el método de secciones el cual nos permite conocer por medio de un seccionamiento de la tubería verificar que en esa parte la carga de presión es la requerida, en relación a la calculada.

O que decir como en el caso del método del círculo que se utiliza en Sistemas de contra incendios y que permitió la presión requerida para dicho seccionamiento.

Para cualquiera que fuera el sistema se debe verificar que sistema nos conviene mejor para el análisis, lo cual se puede denotar por su sencillez de cálculo. Y así en relación de estos sistemas se proceda a la ejecución de la obra y así la determinación del problema.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

- *Abastecimiento de Agua Potable*. Volumen I. Enrique César Valdez. Facultad de Ingeniería. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria. Cuarta edición, Enero de 1994.
- *XX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL*. MEMORIAS. CICM Y FECIC, Ciudad de México del 3 al 7 de Agosto de 1999.
- Folletos del Fabricante compañías VAMEX, PLEXCO, NACOBRE, ACIPCO, entre otras.
- ARDF, *Reglamento del Servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal*. Primera Asamblea de Representantes del Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación 25 de enero de 1990.
- CEDEMUN, 1999. *Información Municipal*. Centro de Desarrollo Municipal.
- CESPEDS, 1998, *Eficiencia y Uso Sustentable del Agua en México: La Participación del Sector Privado*. Centro de Estudios del Sector Privado para el Desarrollo Sustentable, México.
- *Código Financiero del Distrito Federal*. 2000. Gobierno del Distrito Federal, Secretaría de Finanzas. Febrero 2000.
- *Código Financiero del Estado de México y Municipios, 1999*. Gobierno del Estado de México, Secretaría de Finanzas y Planeación, Procuraduría Fiscal. Febrero de 1999.
- CNA, 1995. *Programa Hidráulico 1995-2000*. Comisión Nacional del Agua, Gobierno Federal, México.
- CNA, 1997. *Estrategias del Sector Hidráulico*, Comisión Nacional del Agua, Gobierno Federal, México.
- CNA, 1999. *Movimiento por el Agua*. Documento inicial de presentación. Comisión Nacional del Agua, México.
- Comisión Estatal de Agua y Saneamiento, 1993. *Plan Maestro de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento del Estado de México 1994-2000*. Tomo 2
- CAEM, 1999. *Oferta, Demanda y Déficit de Agua Potable en el Estado de México*. Comisión del Agua del Estado de México, Dirección de Operación y Mantenimiento. México
- Departamento del Distrito Federal, 1989. *Programa de Uso Eficiente del Agua en el Distrito Federal*. México.
- Departamento del Distrito Federal, 1992. *Memoria: Programa de Uso Eficiente del Agua*. Cuarta edición, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Secretaría General de Obras.
- Díaz Infante, A. y J. Diez de Bonilla, 1999. *Vivienda de Interés Social en la Ciudad de México: Dotación de Agua y Drenaje*. Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción-Distrito Federal, México.
- DGCOH, 1997. *Plan Maestro de Agua Potable del Distrito Federal 1997-2010*, Dirección General de Construcción y Obras Hidráulicas, Gobierno del Distrito Federal
- García-Salas, S. 1998. *Tecnología para el Tratamiento de Aguas Residuales*. Ciencia, arte, cultura (Instituto Politécnico Nacional), mayo-junio.
- Gobierno Federal, 1999. *Proyecto de Presupuesto de Egresos de la Federación*. México.
- Haarmayer, D. y A. Mody, 1997, *Private Capital in Water and Sanitation*, Banco Mundial.
- INEGI, 1995. *Décimo Cuarto Censo Industrial, Décimo Primer Censo Comercial, Décimo Primer Censo de Servicios. Censos Económicos 1994*. Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.
- INEGI, 1999. *Estadísticas del Medio Ambiente del Distrito Federal y Zona Metropolitana*. Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.
- *Ley Ambiental del Distrito Federal*, 2000. Gobierno del Distrito Federal, enero 2000.
- *Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento*. México 1992. Comisión Nacional del Agua, Gobierno Federal, México.
- *Ley del Agua del Estado de México*. Gobierno del Estado de México.
- *Ley Federal de Derechos en Materia de Agua*, 2000. Comisión Nacional del Agua, Gobierno Federal, México.
- *Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente*, Diario Oficial de la Federación (DOF) 1988 y sus modificaciones, DOF 1996.
- *Ley de Protección al Ambiente para el Desarrollo Sustentable del Estado de México, 1998*. Gobierno del Estado de México, noviembre 1998.

- National Research Council, Academia de la Investigación Científica y Academia Nacional de Ingeniería, 1995. *Mexico city's water supply, improving the outlook for sustainability*. National Academic Press, USA:
- NOM-002-CNA-1995. *Toma Domiciliaria para Abastecimiento de Agua Potable. Especificaciones y Métodos de Prueba*. Diario Oficial de la Federación 14 de octubre de 1996.
- NOM-005-CNA-1996. *Flujómetros. Especificaciones y Métodos de Prueba*. Diario Oficial de Federación 25 de julio de 1997.
- NOM-001-ECOL-1996. *Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las Descargas de Aguas Residuales a Aguas y Bienes Nacionales*. Diario Oficial de la Federación 6 de enero de 1997.
- NOM-002-ECOL-1996. *Límites Máximos Permisibles de Contaminantes en las Descargas de Aguas Residuales a los Sistemas de Alcantarillado Urbano o municipal*. Diario Oficial de la Federación 6 de abril de 1998.
- NOM-003-ECOL-1997. *Límites Máximos Permisibles de Contaminantes para las Aguas Residuales Tratadas que se Reúsen en Servicios al Público*. Diario Oficial de la Federación 21 de septiembre de 1998.
- NOM-001-EDIF-1994. *Especificaciones y Métodos de Prueba para Inodoros de Uso Sanitario*. Diario Oficial de Federación 14 de marzo de 1994.
- NOM-002-EDIF-1994. *Especificaciones y Métodos de Prueba para Válvulas de Admisión y Válvulas de Descarga en Tanques de Inodoros*. Diario Oficial de Federación 14 de marzo de 1994.
- NOM-012-SCFI-1994. *Medición de Flujo de Agua en Conductos Cerrados de Sistemas Hidráulicos. Medidores para Agua Potable Fria, Especificaciones*. Diario Oficial de la Federación 29 de octubre de 1997.
- PROY-NOM-008-CNA-1998. *Regaderas Empleadas en el Aseo Corporal. Especificaciones y Métodos de Prueba*. Diario Oficial de la Federación 21 de septiembre de 1998
- PROY-NOM-066-SCFI-1994. *Regaderas Empleadas en el Aseo Corporal. Especificaciones y Métodos de Prueba*. Diario Oficial de la Federación 9 de septiembre de 1998.
- *Reglamento de la Ley de Protección al Ambiente del Estado de México para la Prevención y Control de la Contaminación del Agua*. Diario Oficial de la Federación 31 de julio de 1992.
- *Reglamento de la Ley Ambiental del Distrito Federal*, Diario Oficial de la Federación 3 de diciembre de 1997.
- *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, 1987. Diario Oficial de la Federación, 3 de julio de 1987, México.
- Roemer, A. 1997. *Derecho y Economía: Políticas Públicas del Agua*. Ed. Porrúa, México.
- SEDECO, 1998. *Consumo de Agua Potable por Delegación 1997*. Secretaría de Desarrollo Económico, Gobierno del DF.
- SEMARNAP, 1999. *Programa de Uso Eficiente del Agua en Inmuebles Federales*. Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca. Gobierno Federal, México.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FE DE ERRATAS

UBICACIÓN	DICE	DEBE DECIR
Página 151, renglón 23, columna 11.	+31.007	+30.205

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN