



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

APUNTES GENERALES

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
DGCOH
FEBRERO DEL 2003

PREFACIO

Los ingenieros civiles tradicionalmente han participado en la realización de obras de abastecimiento de agua y para la eliminación del agua residual. Esto se debe a que la ingeniería sanitaria constituye una de las actividades más intensas de la ingeniería civil.

Estos apuntes, cuya primera edición apareció en 1990, fueron preparados con el principal objetivo de servir de texto elemental en los temas correspondientes a la materia de Abastecimiento de Agua Potable que cursan los estudiantes de la carrera de ingeniería civil que se imparte en la Facultad de Ingeniería de la UNAM, y para ampliar las lecciones y ejercicios dados durante la clase. En los años siguientes, el texto ha pasado por tres revisiones y ampliaciones incluyendo la que dio origen a esta nueva y cuarta edición, en la cual se han considerado los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de la Comisión Nacional del Agua, de reciente publicación (1993).

Las limitaciones impuestas a la cantidad y extensión de los temas están marcadas por el tiempo disponible para ser cubiertos en un semestre académico; por esta razón desde la primera edición de estos apuntes el contenido se ha referido principalmente a los aspectos de planeación y diseño de los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable. La necesidad de abarcar las otras etapas del proyecto, esto es, la construcción y operación del sistema, dio lugar a la elaboración del complemento de estos apuntes, la cual se hizo durante 1993, y como resultado se produjeron los apuntes de Abastecimiento de Agua Potable subtítulos Recomendaciones de Construcción (Volumen II) y Administración, Operación, Mantenimiento y Financiamiento de los Sistemas (Volumen III); estos apuntes fueron coeditados por la Facultad de Ingeniería y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. De esta manera, la presente versión corresponde al Volumen I de la edición en conjunto.

Estoy afectuosamente agradecido con el Ing. Rafael López Ruiz, profesor de la materia, por el interés mostrado en este material, así como con los ingenieros Ernesto Acosta Ortiz, Gastón Mendoza Gamez y Carlos M. Menéndez Martínez, por sus amables y alentadores conceptos con respecto a estos apuntes. Agradezco las sugerencias y comentarios que me ofrecieron de la edición anterior los ingenieros Renato Flores Soto Flores, Enrique Heras Herrera y Fernando Ruiz Arriaga; en la medida de lo posible hemos incorporado sus sugerencias en esta edición. Debo especial gratitud a mi esposa, la Ing. Alba Vázquez González, por sus invaluable consejos, apoyo moral y sugerencias editoriales.

Obviamente, el trabajo que ha supuesto la realización de esta nueva edición no podría haberlo realizado una sola persona. Por tanto, quiero agradecer la colaboración del Ing. Miguel Ángel González López y expresar mi reconocimiento por el concienzudo trabajo de edición realizado así como por su ayuda en la revisión general del material.

Por último, deseo dedicar este sencillo trabajo al ilustre Ing. José Ansberto Monobe Galván, maestro entrañable, ejemplo de honestidad y dedicación, con infinito aprecio.

Enrique César Valdez

Ciudad Universitaria, D.F. a 30 de noviembre de 1994

CONTENIDO

Prefacio

1	Introducción	1
1.1	Evaluación de la necesidad y disponibilidad del agua en México en la época moderna	1
1.1.2	Situación de los servicios	3
1.1.3	El abastecimiento de agua potable y su relación con la salud pública	6
1.2	Dependencias relacionadas con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable	7
2	Descripción general de los sistemas de abastecimiento de agua potable	9
2.1	Fuentes de abastecimiento	9
2.2	Captación	13
2.3	Conducción	15
2.4	Tratamiento	15
2.5	Almacenamiento y regularización	18
2.6	Distribución	18
	Problemas	20
3	Estudios básicos para realizar el proyecto	21
3.1	Generalidades	21
3.2	Estudios básicos de proyecto	24
3.3	Información previa	25
3.4	Investigación directa	26
3.5	Estudios auxiliares complementarios	27
3.6	Elaboración integral del estudio	30

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

	Problemas	30
4	Datos básicos de proyecto	31
4.1	Vida útil de las obras y periodo de diseño	31
4.2	Población de proyecto	34
4.3	Usos del agua	48
4.4	Gastos de diseño	52
	Problemas	57
5	Obras de captación	61
5.1	Reconocimiento sanitario	63
5.2	Captación de aguas superficiales	64
5.2.1	Captación directa por gravedad o por bombeo	68
5.2.2	Captación por medio de vertedor lateral	72
5.2.3	Captación por medio de caja central ubicada por debajo del vertedor de rebose	76
5.3	Obras de captación para agua subterránea	77
5.3.1	Manantiales	77
5.3.2	Pozos	79
5.3.3	Nociones de Geohidrología	83
5.3.4	Métodos de perforación de pozos	94
5.3.5	Captación de aguas por medio de galerías de infiltración	94
5.4	Evaluación del Impacto Ambiental	102
	Problemas	102
6	Conducción	107
6.1	Tuberías usadas en sistemas de abastecimiento de agua potable	107

6.2	Piezas especiales y dispositivos de control y protección de bombas y tuberías	118
6.3	Proyecto de líneas de conducción de agua potable	130
6.3.1	Factores por considerar	130
6.3.2	Metodología de diseño	131
6.3.3	Fórmulas para el cálculo de la resistencia por fricción o superficial en tuberías	134
6.3.4	Conducciones por gravedad	138
6.3.5	Conducción por bombeo	144
6.4	Instalación de tuberías	158
6.4.1	Silletas	160
6.4.2	Atraques	163
	Problemas	167
7	Regularización	171
7.1	Tipos de tanques y su funcionamiento	171
7.1.1	Tanques superficiales	171
7.1.2	Columnas reguladoras	175
7.1.3	Tanques elevados	176
7.2	Cálculo del volumen del tanque de regularización	179
7.2.1	Cálculo analítico	179
7.2.2	Cálculo gráfico	184
	Problemas	202
8	Distribución	203
8.1	Generalidades	203
8.2	Componentes del sistema de distribución	205

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

8.3	Presiones requeridas y velocidad de flujo en la red	207
8.4	Diseño de sistemas de distribución ramificados	207
8.5	Diseño de sistemas de distribución en malla	207
8.6	Análisis hidráulico de sistemas de distribución en malla	221
8.6.1	Método de relajación (Método de Hardy Cross)	222
8.6.2	Método de la tubería equivalente	237
8.6.3	Método de secciones	241
8.6.4	Método del círculo	247
8.6.5	Análisis con computadora	248
8.6.6	Analogía eléctrica	248
	Problemas	248
Anexo A		
Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994		
Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano		
Límites permisibles de calidad y tratamientos a que		
debe someterse el agua para su potabilización		
		251
Bibliografía		
		257

INTRODUCCION

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.

1.1 EVOLUCION DE LA NECESIDAD Y DISPONIBILIDAD DEL AGUA EN MEXICO EN LA EPOCA MODERNA

1.1.1 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%. Es interesante observar la dinámica del crecimiento demográfico de nuestro país (Cuadro 1.1) 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.

Cuadro 1.1

POBLACION TOTAL 1970 - 1990		
AÑO	POBLACION	FUENTE
1790	4636074	1 Censo de Reviliaggedo
1803	5764731	2. Tribunal del consulado
1810	6122354	3. Fernando Navarro y Noriega
1820	6204000	4 1er Congreso Mexicano
1827	8000000	5 H.G. Ward
1830	7996000	6 Burkhardt
1831	6382284	7. A.J Valdés
1834	7734292	8. Mariano Galván
1836	7843132	9 Notcia 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	7015509	11. Estimacion gubernamental en Brantz Mayer
1846	7000000	12. Thomas J. Farnham
1850	7500000	13 N.A., México
1852	7661919	14 Juan N. Almonte
1854	7853395	15 Manuel Orozco y Berra
1856	7859564	16. Lerdo de Tejada
1857	8247060	17. Jesús Hermosa
1858	8604000	18. J.M. Pérez Hernández
1861	8174400	19. Antonio Garcia Cubas
1862	8396524	20. J.M. Pérez Hernández
1865	8200000	21 M.E. Guillemin Tarayre
1869	8812850	22 H W Bates
1870	8782198	23 Jesús Hermosa
1871	9176082	24. Antonio Garcia Cubas
1872	9141661	25 Antonio Garcia Cubas
1874	8743614	26 M. Rivera Cambas
1878	9169700	27. H W Bates
1880	9000000	28 N Wineburgh
1882	10001884	29. Charles W. Zarembo
1885	10879398	30 Memoria de Fomento
1893	11994347	31 Memoria de Fomento
1895	12632427	32 I Censo General de Población
1900	13607272	33 II Censo General de Poblacion
1903	14074149	34 Memoria de Fomento
1905	14331188	35. Memoria de Fomento
1907	14222445	36 Memoria de Fomento
1910	15160369	37 III Censo General de Población
1921	14334780	38 IV Censo General de Población
1930	16552722	39 V Censo General de Población
1940	19653552	40 VI Censo General de Población
1950	25791017	41 VII Censo General de Poblacion
1960	34923129	42. VIII Censo General de Poblacion
1970	48225238	43 IX Censo General de Poblacion
1974	58320335	44 INEGI
1975	60153387	45. INEGI
1976	61978684	46 INEGI
1977	63812850	47 INEGI
1978	65658312	48 INEGI
1979	67517498	49 INEGI
1980	69392835	50 INEGI
1981	71249069	51 INEGI
1982	73122295	52. INEGI
1983	74980539	53 INEGI
1984	76791819	54 INEGI
1985	78524158	55 INEGI
1990	81140922	56 INEGI

FUENTE: CONAPO (Consejo Nacional de Población)

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.

La Figura 1.1 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.

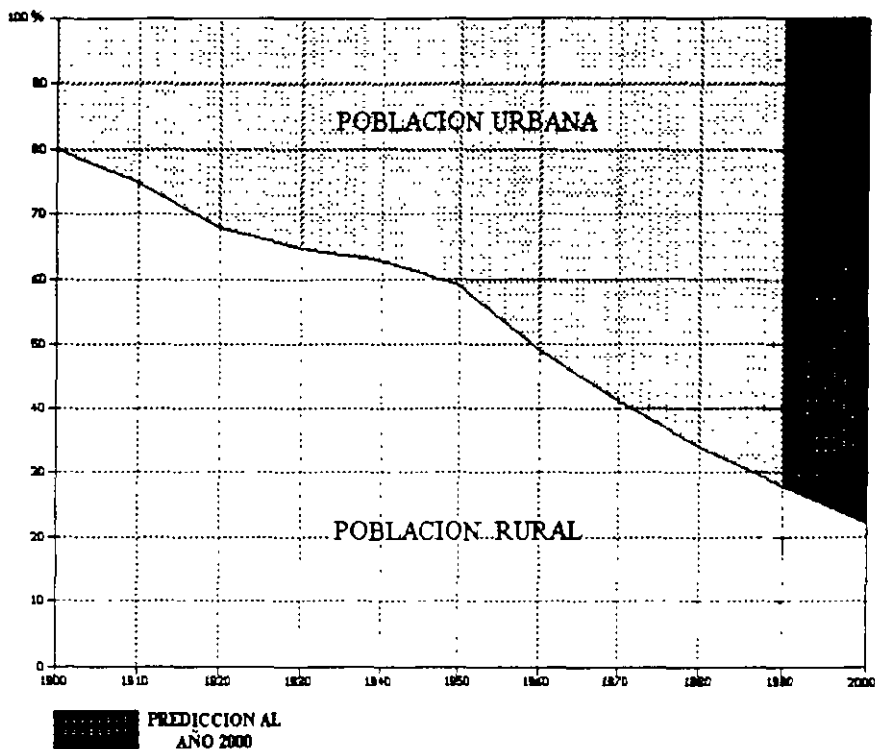
La precipitación media anual en el país se estima en 77.7 cm de lluvia, lo que equivale a 1.53 billones de metros cúbicos anuales, de los que tres cuartas partes se pierden por evaporación o infiltración en acuíferos, siendo el volumen

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).

1.1.2 Situación 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.



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

Figura 1.1. México. Población urbana y rural (1900 - 1985).

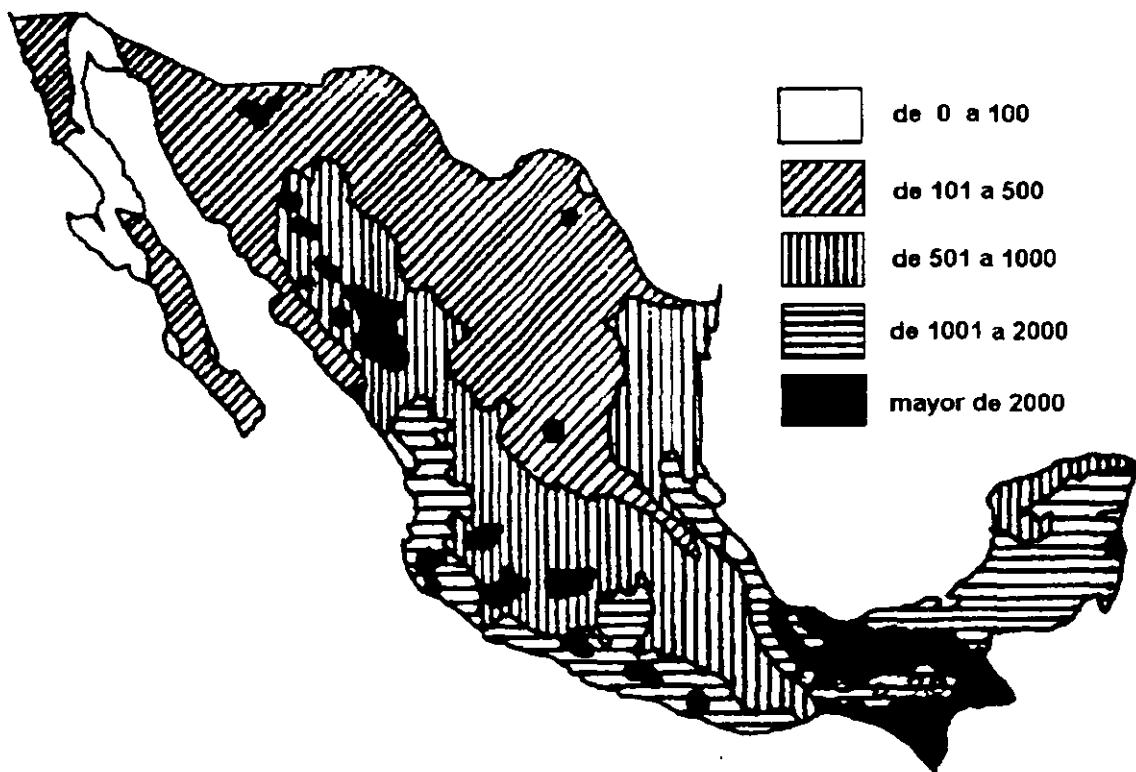
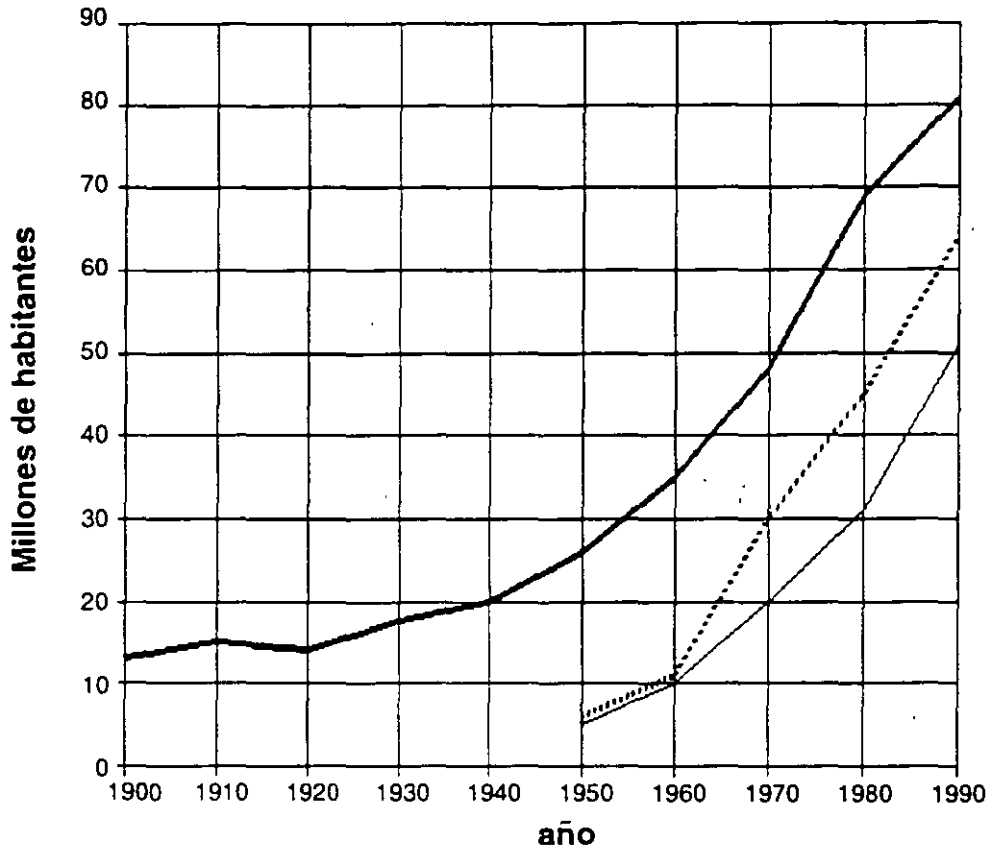


Figura 1.2. Precipitación media anual en mm.



—	Población total
.....	Población total servida con drenaje
—	Población total servida con agua entubada

Figura 1.3. Población servida con agua potable y alcantarillado en la República Mexicana.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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.

1.1.3 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 disentería 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 continúan 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.

Los cuadros 1.2 y 1.3 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 1.2 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.

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.

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

	DEFUNCIONES	TASA/100,000 HAB
Enfermedades del corazón (Primer Lugar)	52, 174.00	66.90
Accidentes (Segundo lugar)	45, 504.00	58.40
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	76, 936.00	98.70
TOTALES	414, 003.00	531.20

Cuadro 1.3. Mortalidad por infecciones intestinales (1984).

	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	2,609	77.58	7.70
Tlaxcala	459	74.77	1.30
Puebla	2,680	71.87	8.00

1.2 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

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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.

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 ejecutados 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 cabo 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 nivel 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.

DESCRIPCION 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. 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.

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. El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema

hidráulico urbano y está integrado por los siguientes elementos (Figura 2.2): fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución. A continuación se describe la función de cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.1 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. 2.3). 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 de 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, o 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.

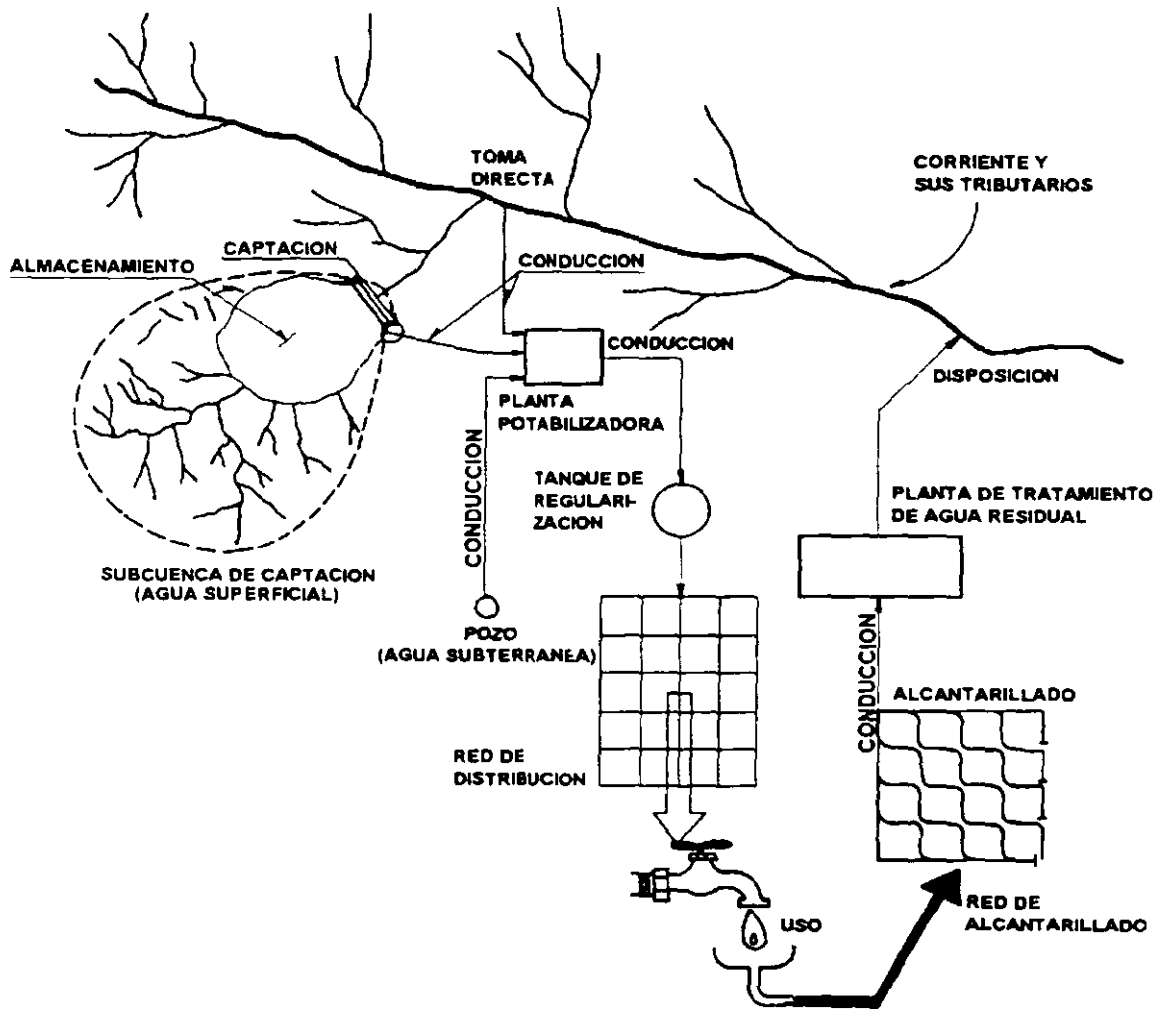


Figura 2.1. Configuración general de un sistema hidráulico urbano.

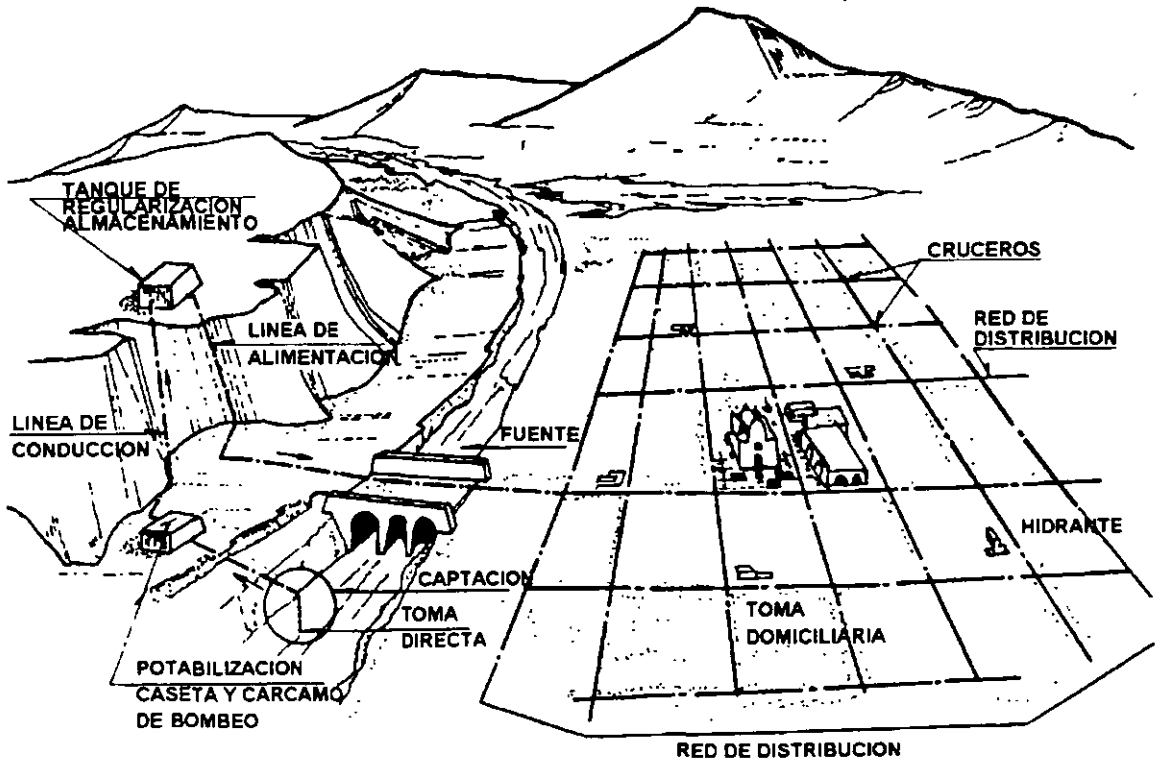


Figura 2.2. Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable.

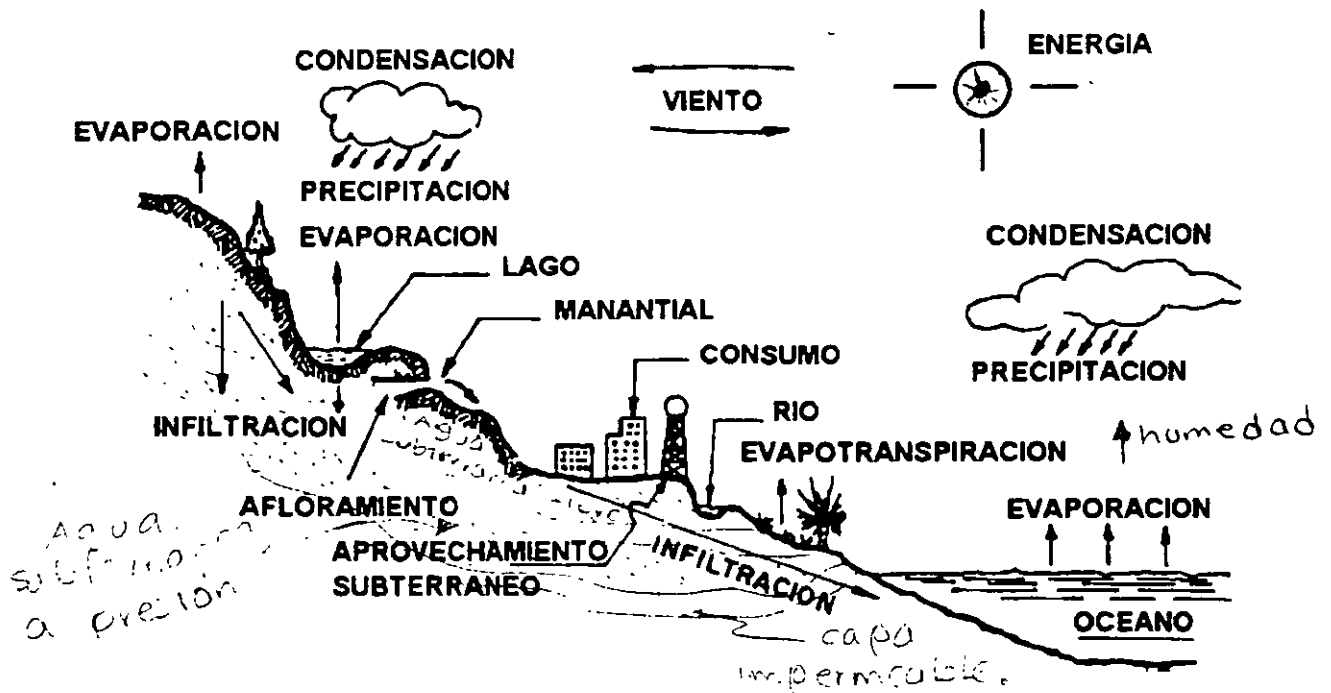


Figura 2.3. Ciclo hidrológico.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Así, gracias al ciclo hidrológico, 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 recolectarlas y almacenarlas 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. Cada una de ellas tienen diferentes características que pueden verse en el Cuadro 2.1. 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; ésto 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.

CAPITULO 2 DESCRIPCION GENERAL DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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 deben ser ablandadas 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 2.2.

Cuadro 2.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

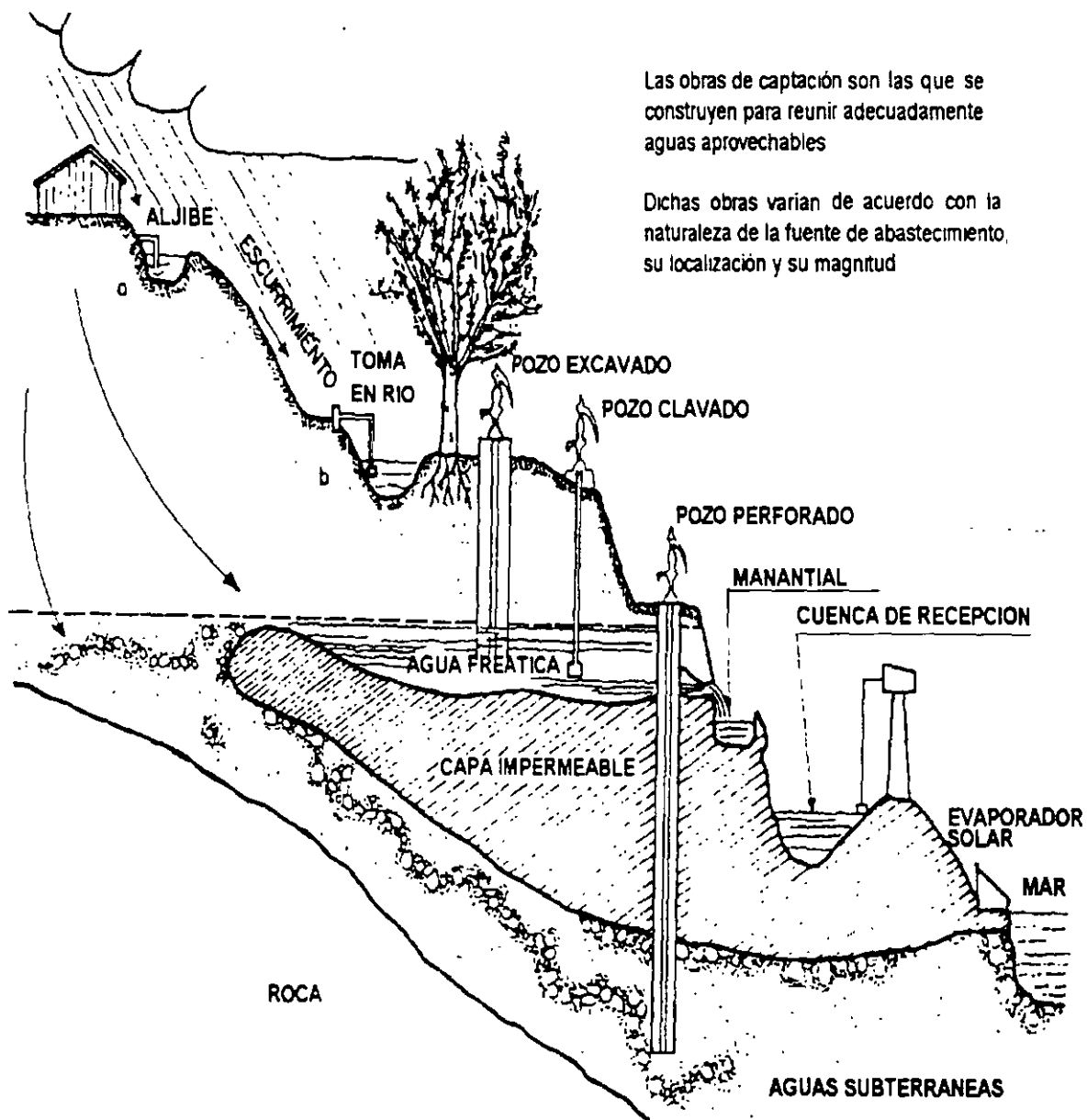
CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, matenas en suspensión.	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	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
Sílice	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

2.2 CAPTACION

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. Algunos ejemplos de obras de captación se esquematizan en la Fig. 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 dicho 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.



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. Obras de captación.

2.3 CONDUCCION

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 dió 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. Uno de los últimos acueductos romanos, construido alrededor del año 700 tiene cerca de 100 metros de altura. Los romanos también construían acueductos en los países que conquistaban. Uno de ellos, construido en Segovia, España, el año 109 de nuestra era, todavía suministra agua a buena parte de la ciudad

En México son clásicos tres ejemplos de obras de conducción de gran magnitud recientes: el acueducto para la conducción de las aguas del Sistema Lerma (60.117 km); el acueducto "Linares-Monterrey" y las obras del Sistema Cutzamala. La etapa del acueducto "Linares-Monterrey" que empezó a funcionar en 1984, está compuesta por una línea de conducción de tubería de 2.10 m de diámetro y 135 km de longitud, más una conexión a la Presa de la Boca de 5 km, 113 km de esta conducción son de tubería de concreto; incluidas

una serie de estructuras especiales de cruce con los ríos, arroyos y vías de comunicación, se instalaron 25 km de tubería de acero.

Por su parte, el Sistema Cutzamala, cuyo caudal es conducido hasta el área metropolitana de la Ciudad de México, cuenta con 6 plantas de bombeo, 2 acueductos paralelos de 100 km cada uno, 2 túneles con longitud de 19 km y un canal cubierto de 7.5 km de longitud.

2.4 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 2.5 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 Figura 2.5).

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 período 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 cloración es particularmente efectiva contra las bacterias patógenas pero su capacidad para destruir amibas y virus es cuestionable.

Pueden verse en el diagrama de la fig. 2.5 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 estos apuntes.

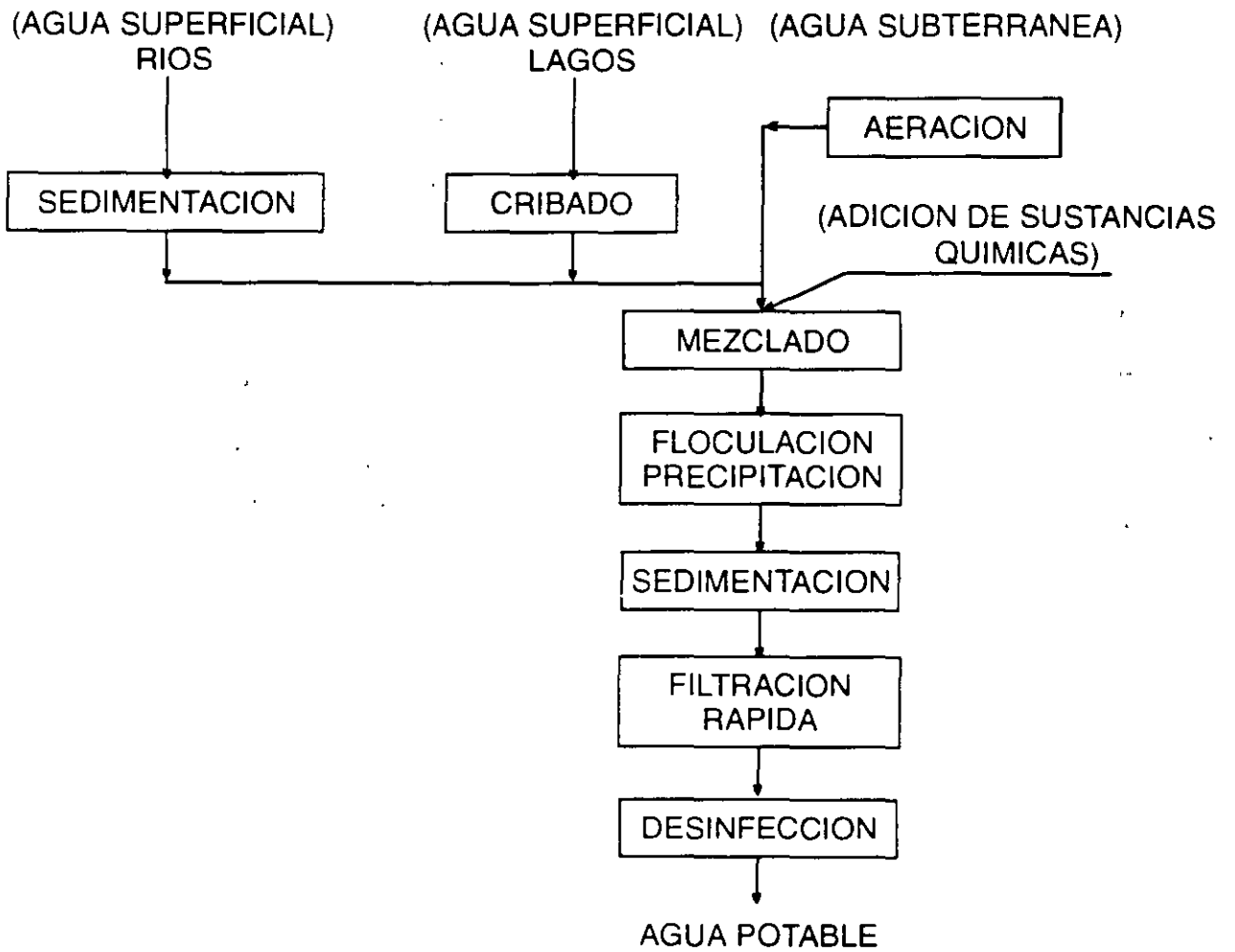


Figura 2.5. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento convencional para agua potable.

2.5 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 (Figura 2.6).

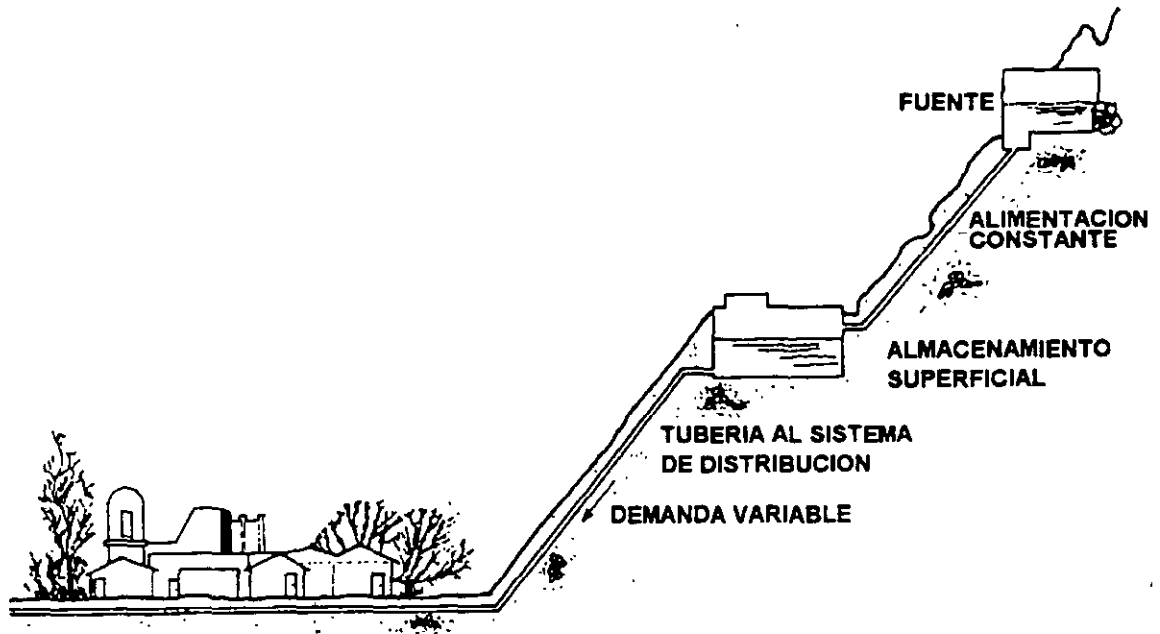
2.6 DISTRIBUCION

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.

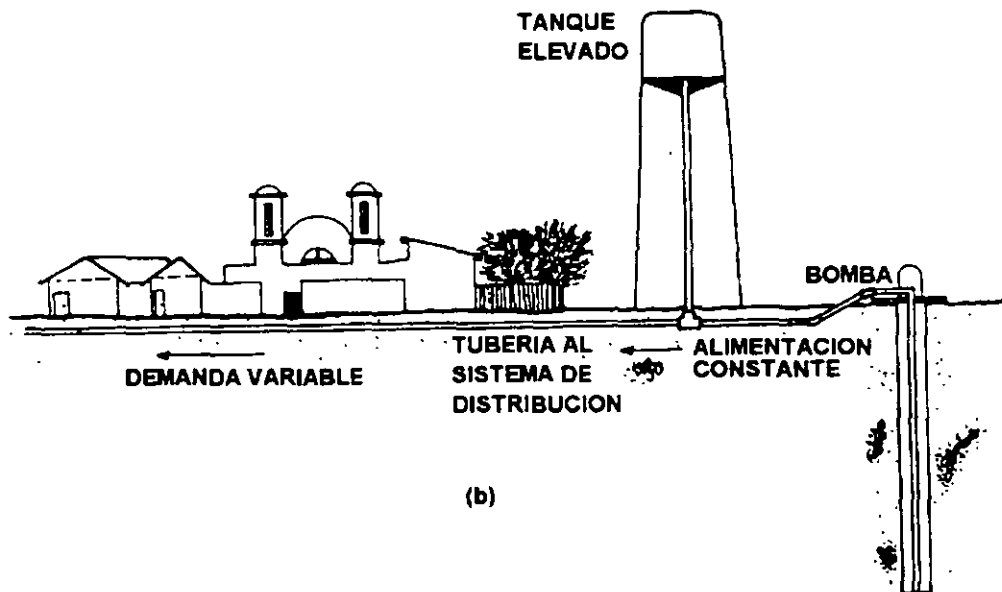
Para ser adecuado, un sistema de distribución debe poder proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar 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 familiarizados con los medios y métodos para su diseño, construcción y mantenimiento, temas que serán tratados en los próximos capítulos.



(a)

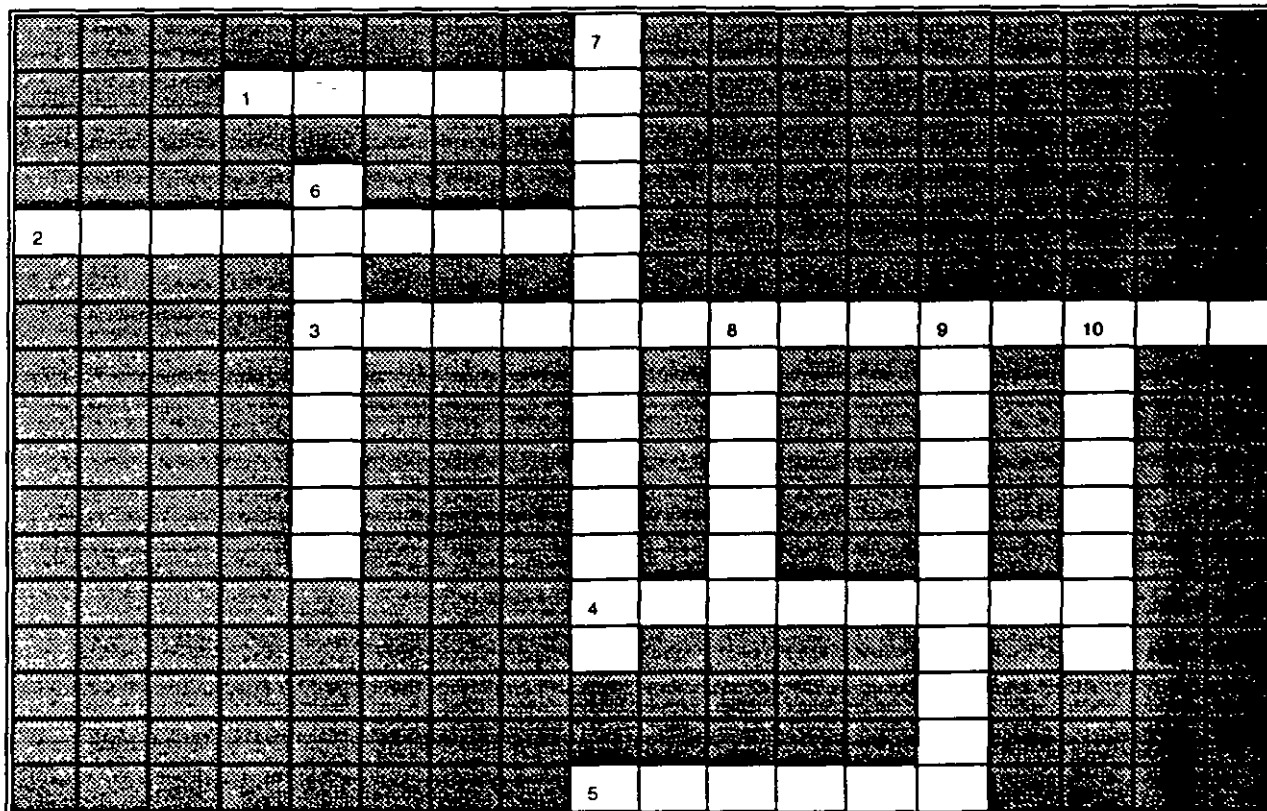


(b)

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

Problemas

2.1 Resuelva el crucigrama que se muestra a continuación.



HORIZONTALES

VERTICALES

- | | |
|---|--|
| <p>1 Su contenido es moderado en aguas superficiales y normalmente elevado en aguas subterráneas</p> <p>2. Junto con el hierro esta generalmente presente en las aguas subterráneas y ausente en las aguas superficiales, lo cual constituye una ventaja de estas aguas</p> <p>3 Se forman cuando se usa cloro para la desinfección en aguas con alta materia organica, son cancerigenos</p> <p>4. En las aguas superficiales está presente si está contaminadas En las aguas subterráneas está presente sin ser indice de contaminación</p> <p>5. Es alta en las aguas subterráneas y baja en las aguas superficiales, lo cual es una ventaja de estas últimas al no formar incrustaciones</p> | <p>6 Junto con virus y plancton son organismos presentes en las aguas superficiales</p> <p>7 Microorganismos que pueden estar presentes en las aguas subterráneas.</p> <p>8 En las aguas superficiales está próximo a la saturación debido a la aereación natural, mientras que en las aguas subterráneas está normalmente ausente</p> <p>9 En las aguas superficiales es variable según las estaciones. En las aguas subterráneas es relativamente constante</p> <p>10 Producen el síndrome del niño azul o metahemoglobinemia.</p> |
|---|--|

2.2 Investigue acerca de la historia de las obras de abastecimiento de agua potable en México. Se sugiere dividir la investigación en los siguientes periodos:

- a. Epoca prehispánica (antes de 1521)
- b. Epoca colonial (1521-1821)
- c. Epoca independiente. Primer periodo (1821-1868)
- c. Epoca independiente. Segundo periodo (1868-1911)
- d. Epoca revolucionaria

ESTUDIOS BASICOS PARA REALIZAR EL PROYECTO

3.1 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 3.1 presenta una sinopsis de estas leyes.

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.

En el caso del 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,

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

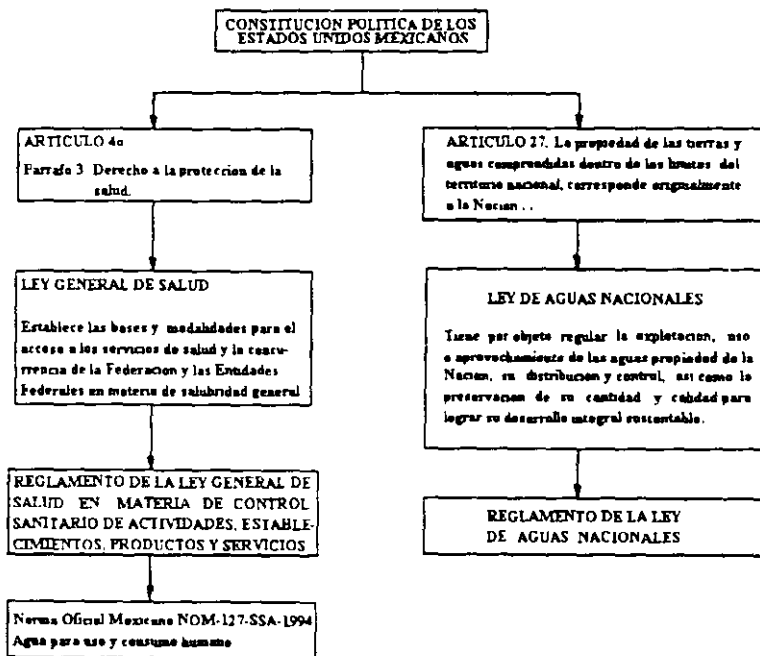
usuario o sistema de usuarios se comprometa a hacer una administración eficiente de los sistemas de agua y a cuidar la calidad de la misma; y

- I. 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;
- II. 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;
- III. Que se garantice la recuperación de la inversión, de conformidad con la legislación fiscal aplicable, y que el

- IV. 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."

Cuadro 3.1



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, deroga el Código Sanitario del 26 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. Deroga la Ley Federal de Aguas.

Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales. Publicado en el Diario Oficial de la Federación del 12 de enero de 1994

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 en el Capítulo 1, 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 3.1), que entró en vigor el 19 de enero de 1988. En el Título Tercero, Capítulo I del Reglamento mencionado, se define como agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud; en el cuadro 3.2 se transcriben los artículos más significativos correspondientes a la calidad del agua potable. Al respecto, en el anexo A se reproduce íntegramente la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, referente al agua para uso y consumo humano, que establece los límites permisibles de calidad y tratamiento a que debe someterse el agua para su potabilización. Las sustancias que se enlistan en

el Anexo A pueden modificar considerablemente las propiedades, efectos y usos de la misma. 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).

Cuadro 3.2. "REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD EN MATERIA DE CONTROL SANITARIO DE ACTIVIDADES, ESTABLECIMIENTOS, PRODUCTOS Y SERVICIOS"
(EXTRACTO)

<i>TITULO TERCERO</i>	
<i>Agua y hielo para uso y consumo humano y para refrigerar</i>	
<i>CAPITULO I</i>	
<i>Agua</i>	
<i>Artículo 209 -</i>	<i>Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud.</i>
	<i>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 este Título y en la norma correspondiente</i>
<i>Artículo 210 -</i>	<i>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>
	<i>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</i>
	<i>II No contendrá organismos fecales</i>
	<i>Aparte de lo anterior, se podrán realizar, a satisfacción de las autoridades sanitarias todas las pruebas que se consideren necesarias, a fin de identificar otros riesgos a la salud</i>
<i>Artículo 211 -</i>	<i>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 señale la norma.</i>

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

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.

3.2 ESTUDIOS BASICOS DE PROYECTO

En el presente capítulo 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:

- 1o. La mejor solución del problema;
- 2o. 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.
- 3o. La certeza en el proyecto, apoyado en un estudio completo.
- 4o. La seguridad para planear la ejecución de las obras.
- 5o. Datos suficientes para señalar en forma legal, apropiada y conveniente, el proceso de los financiamientos.
- 6o. Información suficiente para elaborar los programas de construcción de las obras.

7o. Se conocerá la realidad económica y social de los habitantes de la localidad que se estudia.

8o. 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 INFORMACION QUE SE ADQUIERE PARA PREPARAR LA EJECUCION 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:

- I. Información previa.
- II. Investigación directa.
- III. Estudios auxiliares complementarios.
- IV. Elaboración integral del estudio.

Las etapas de un estudio, como se acaban de enlistar, serán descritas a continuación.

3.3 INFORMACION PREVIA

Antecedentes. 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.

Climatológicos.

Hidrológicos.

Geohidrológicos.

Geológicos.

Comunicaciones.

Transportes

Económicos.

Culturales.

Históricos.

Políticos.

Sociales

Datos sobre recursos naturales, como:

Aguas superficiales.

Aguas subterráneas.

Agrícolas

Ganaderos

Forestales

Mineros

La información anterior, se puede obtener generalmente antes de proceder a la investigación directa en la población que se pretende estudiar.

3.4 INVESTIGACION 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:

1o. Investigación Urbana

Debe realizarse esta actividad precisamente en la localidad propuesta, en las etapas siguientes:

- a) Comprobación de los datos estadísticos obtenidos con la INFORMACION PREVIA; ratificación en la misma localidad del número de habitantes efectivos y la realidad de los predios urbanos existentes para determinar con exactitud el verdadero número de tomas domiciliarias, industriales, o de cualquiera otra clasificación.
- b) Durante este proceso de investigación directa, se recabarán datos de la misma localidad, como: edificios, escuelas, industrias, casas habitación, ferrocarriles, carreteras, clase de pavimentos, zonas residenciales, obreras, etc.
- c) También se obtendrá información económica, costo de la vida, salarios, sueldos, precio de materiales, tarifas de energía eléctrica y los servicios de agua potable, etc.

2o. Investigación en el campo

- a) La investigación fuera de la población se refiere a la localización de las fuentes de aprovisionamiento, para lo cual se necesita la calidad, la cantidad y la disponibilidad física del agua; que puede ser de manantial, de río, de lago, de alguna presa de almacenamiento, de galería filtrante, o subterránea extraída por medio de pozo profundo, obras todas ellas, que se estudian en el Capítulo 5 de estos apuntes.
- b) Localizada la fuente de abastecimiento y definida la posibilidad de utilizarla, serán determinados los caudales y la calidad; procediéndose a continuación a resolver la forma de conducirla, ya sea por gravedad o por bombeo; para lo cual se necesita explorar la faja de terreno por la

que se puede llevar la tubería de conducción, hasta cierto lugar cuya elevación, a inmediaciones de la localidad, permita por su altura la construcción del respectivo tanque regulador o de una planta potabilizadora, en su caso.

- c) Ambas investigaciones directas, la urbana y la de campo, requieren forzosamente de sus correspondientes levantamientos topográficos, los cuales pueden alcanzar precisiones que deben determinarse de conformidad con el problema que se trata de resolver, así como de acuerdo con la importancia y magnitud de la futura obra.

Los levantamientos topográficos pueden efectuarse en poblaciones de reducida extensión superficial ejecutando las mediciones con procedimientos taquimétricos para que el costo no sea elevado. Con los datos recabados directamente por el técnico a quien se le encomienda esta labor, se construirá un plano con la información suficiente para proyectar las obras de captación, la línea de conducción, el tanque regulador y por último, la red de distribución de agua

Cuando la localidad que se encuentra en proceso de estudio, tenga cierta importancia, que se presenten razones de carácter urgente, los cuales ameriten que el trabajo topográfico se deba realizar con mayor rapidez, es conveniente establecer o fijar controles terrestres y entonces proceder a efectuar un levantamiento aerofotográfico para elaborar un mosaico rectificado. Si requiere mayor detalle, se aumentarán los puntos de control para realizar una restitución detallada y dibujar un plano fotogramétrico a la escala conveniente. Hasta aquí, el proyectista contará con tres elementos valiosísimos:

- 1o Información estadística verídica y datos reales de la localidad, incluyéndose la situación económica de los vecinos de la localidad.

2o. Un plano topográfico configurado, un mosaico aerofotográfico, un mosaico rectificado, o un plano fotogramétrico. Con estos elementos, el proyectista se orientará para diseñar la obra de una manera más precisa, puesto que se apreciarán los núcleos de las construcciones existentes, las calles, las avenidas, las carreteras, las vías férreas, los arroyos, la vegetación, los terrenos de cultivo, los lomeríos y en general un conocimiento bastante real de la población.

3o. Se contará con un plano absolutamente seguro en su planimetría, para determinar en él las distancias con precisión, y con el relieve expuesto, la configuración topográfica. También se tendrán datos de altitudes en los cruceros, suficientemente exactos para proyectar obras de agua potable y alcantarillado.

3.5 ESTUDIOS AUXILIARES COMPLEMENTARIOS

Con este título se designa 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

1o. Estudios Geohidrológicos

Esta investigación, en sí misma, comprende varios procesos, los cuales están relacionados con las circunstancias que se presenten debidas a las condiciones geológicas e hidrológicas de la

región que se estudia, así como la importancia de la población y la situación económica de sus habitantes.

Un problema de abastecimiento de agua potable se puede resolver, conociendo los caudales disponibles y aprovechables de un manantial o de un río, quedando por resolverse el tratamiento de las aguas, si es necesario. También es conveniente estudiar el sitio en donde afloran, para diseñar su forma de captación

Enseguida trazar la línea de conducción hasta el tanque regulador y luego la red de distribución a la localidad

En el caso de no contar con fuentes de abastecimiento, como las indicadas anteriormente de una manera general; se procederá a investigar la posibilidad de obtener aguas subterráneas, de preferencia cercanas, y a continuación, reconocer otras fuentes que resuelvan el problema, aún cuando se hallen distantes

Para la localización de las aguas subterráneas, se practicará primero una exploración general de carácter geohidrológico, y el técnico especializado indicará el sitio apropiado para la perforación de un pozo profundo en donde existan las posibilidades para obtener las aguas del subsuelo

Cuando se presente cierta inseguridad en la determinación de la profundidad más conveniente de la perforación o que sea necesario explorar una zona más amplia, para lograr que la obra resulte de mayor confianza, se utilizarán los procedimientos geofísicos, los cuales pueden efectuarse con la técnica geoelectrica cuando la extensión por investigar no sea demasiado grande. Cuando la superficie terrestre por explorar alcance valores del orden de los kilómetros cuadrados, entonces se tendrá que proceder a la técnica geosísmica, a fin de cubrir rápidamente grandes extensiones, y una vez señalados los puntos más probables para las perforaciones, se procederá a detallar el sitio de la perforación con el método geofisicoeléctrico.

Dada la localización con los sondeos eléctricos, se practicará la perforación hasta la profundidad que previamente se haya determinado; se conocerá entonces la estratigrafía, la profundidad de la roca basal y la situación de los acuíferos explotables.

Practicada la perforación con cualquiera de las técnicas que se explicarán en el capítulo 4, se proyectará y construirá debidamente el pozo, previo el registro eléctrico. A continuación se efectuará una investigación hidrogeológica, con la cual se podrá determinar la potencialidad de los acuíferos, la permeabilidad y la cantidad de aguas subterráneas almacenadas en la zona explorada, con lo cual se puede programar para el futuro la máxima cantidad posible de explotación del subsuelo.

Este último procedimiento de investigación requiere primero la perforación de pozos de prueba para estudio, y luego la construcción definitiva de los pozos de explotación. De esta manera, conociendo la disponibilidad y los caudales que se puedan extraer, así como las necesidades de la población por servir, se podrá diseñar el equipo de bombeo necesario, indispensable y útil, con lo cual se obtendrán verdaderas economías en la obra; puesto que, cuando se determinen varias localizaciones de posible explotación, se deberá elegir aquella que satisfaga las condiciones económicas siguientes: menor distancia, para que la línea de conducción no resulte costosa; contar también con la posibilidad de obtener energía eléctrica cercana a la estación de bombeo y situar el pozo en un lugar en donde se cuente con caminos de acceso para facilitar la conservación y la operación de los equipos.

2o. Determinaciones hidrométricas

Esta labor es otra de las investigaciones auxiliares complementarias, indispensable para que el estudio de la población sea realmente integral en todos sus aspectos. Se requiere estudiar y cuantificar las fuentes posibles de aprovechar, para el abastecimiento a la localidad.

La investigación hidrométrica se refiere a dos

tipos de determinaciones; la primera consiste en aforar en distintas épocas del año la fuente de aprovisionamiento o deducir su valor utilizando los datos hidrológicos correspondientes, de acuerdo con las precipitaciones pluviales de la región y otros fenómenos meteorológicos correlativos para determinar el caudal mínimo disponible

El aspecto hidrométrico que se menciona, también se halla íntimamente relacionado con los estudios hidrogeológicos, puesto que éstos necesitan pruebas de bombeo, aforos y determinaciones del comportamiento de los acuíferos, capacidad y posibilidad de explotabilidad para que el abastecimiento a la población sea el conveniente y apropiado.

Otro aspecto importante que tiene la hidrometría, es en los sistemas de abastecimiento de agua que se hallan en operación y necesitan mejoramiento o ampliaciones en sus líneas de conducción o en sus redes de distribución, precisamente cuando la localidad haya crecido a tal grado que su dotación se encuentre muy reducida y que tenga zonas urbanas que no cuenten con el servicio de agua potable. Presentándose esta situación que es una de las más frecuentes, es indispensable investigar desde el punto de vista hidrométrico, las redes de distribución y la línea de conducción, aprovechar el proceso para revisar el estado en que se encuentren las tuberías, las cuales, por el tiempo en que han estado en servicio y por la calidad de las aguas, pueden hallarse incrustadas o tener efectos corrosivos que permitan frecuentes deterioros, roturas en las tuberías del sistema y fugas de agua lamentables.

Los resultados de las observaciones servirán al proyectista para conocer los gastos dentro de la red, los sentidos del flujo, diámetros efectivos de las tuberías, estado en que se encuentran y la realidad completa de los caudales de agua desde la fuente de aprovisionamiento hasta el último punto de las redes; incluyéndose invariablemente las determinaciones con observaciones directas de los niveles piezométricos en el sistema, con lo que se podrá conocer la verdadera dotación a los habitantes

de la localidad.

3o. Fotogrametría

Aún cuando ya fue mencionado el tema de los levantamientos fotogramétricos, es conveniente detallarlos un poco más, considerándolos dentro del capítulo de los trabajos técnicos complementarios de un estudio integral para proyectar obras de abastecimiento de agua potable.

Los planos fotogramétricos son auxiliares muy importantes de un estudio; sustituyen con creces cualquier levantamiento topográfico terrestre realizado con tránsito y nivel; puesto que, contando con la aerofotografía aparecen todos los detalles de la zona: vegetación, terrenos cultivados, caminos, veredas, aspectos orográficos e hidrográficos; así como la población en estudio con su verdadero perímetro urbano, con sus calles, construcciones, pavimentos, y muchísimos más detalles que es imposible hacer que se dibujen en un plano topográfico levantado con los procedimientos clásicos terrestres directos.

Se debe tener presente que la topografía y la fotogrametría están íntimamente relacionadas. Los levantamientos aerofotográficos se apoyan en puntos situados en forma directa, los cuales tienen previamente conocidas sus coordenadas; por esta razón, se les designa con el nombre de controles terrestres. A partir de estos puntos de apoyo, se procederá a la elaboración de los siguientes planos:

Mosaicos aerofotográficos

Mosaicos rectificadas

Planos fotogramétricos

Indudablemente que de acuerdo con las necesidades del problema que se trate de resolver, o la obra que se pretenda realizar, el proyecto se ejecutará tomando en consideración todos los factores, especialmente los económicos. De aquí parte el tipo de plano que sea necesario preparar.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Por último, será muy conveniente tener la visión en el sentido de que cuando las necesidades técnicas lo ameriten, a través de las fotografías de contacto, pares estereoscópicas de la zona en estudio o en proceso de investigación, se llevarán a cabo trabajos técnicos muy útiles de fotointerpretación, ya sea geológica, hidrológica, forestal, agrícola o urbana.

3.6 ELABORACION INTEGRAL DEL ESTUDIO

Cuando se cuente con la información previa, con la investigación directa y con los resultados de los estudios complementarios, geohidrológicos, hidrométricos y fotogramétricos, se podrá elaborar verdaderamente el estudio completo de la población. De esta manera, los proyectos que se realicen serán realmente seguros y se podrá

dilucidar la construcción más conveniente y económica que deba ejecutarse.

Cualquiera que sea la categoría de la población ya sea poblado, villa o ciudad, el estudio debe ser fundamentalmente completo.

Indudablemente que las investigaciones pueden ser más sencillas a medida que la localidad sea reducida, pero tiene tanta importancia para el problema humano y social llevar el agua a un núcleo habitado pequeño como a una gran ciudad. En ambos aspectos, los problemas son idénticos, lo único que varía es la magnitud de la obra, o la amplitud del estudio; en consecuencia, en los dos casos, el estudio debe ser terminantemente integral y lo más amplio posible.

Problemas

3.1 Instrucciones: Relacione los conceptos de la columna izquierda con los enunciados de la columna derecha (Ejemplo. 10-g).

1.	NITRATOS	a.	Se incrusta en las tuberías, colorea el agua y le da un sabor desagradable.
2.	HIERRO	b.	Da mala apariencia al agua y reduce la efectividad del desinfectante durante el tratamiento
3.	CADMIO	c.	Produce incrustaciones en las tuberías y causa la dureza del agua
4.	FLUORUROS	d.	Pueden producir metahemoglobinemia
5.	CARBONATOS DE CALCIO Y MAGNESIO	e.	Arriba de 1.5 mg/l producen manchas oscuras en los dientes.
6.	ARSENICO	f.	Se acumula en los tejidos provocando alteraciones en el metabolismo y anemia.
7.	ALUMINIO		

DATOS BASICOS DE PROYECTO

**4.1 VIDA UTIL 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 período 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 Período de Diseño el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad. El período 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 período 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.

- c) Calidad del agua a manejar.
- d) Diseño del sistema.
- e) Operación y mantenimiento.

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

- a) 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.

- b) Calidad de los equipos electromecánicos y de control.

Como se mencionó, este equipo es el que en forma conjunta con las tuberías define el período 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 esto implica, mientras que sustituir tuberías implica rehacer el sistema.

c) La calidad de 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.

d) 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 período más corto que el de los propios equipos, por lo que queda obsoleto antes de cumplir con su cometido.

e) 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 período 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 dá el mantenimiento preventivo que se requiere, sino que se les dá 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 período 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 4.1 se proporcionan algunos valores estimados, partiendo del entendido de que tendrán un mantenimiento adecuado y trabajarán en condiciones bajo las cuales fueron diseñadas.

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

1. La vida útil de las estructuras y equipos, tomando en cuenta el estado en que se encuentran y lo obsoleto que lleguen a ser.
2. La facilidad o dificultad para ampliar las obras existentes o planeadas.
3. Previsión de los crecimientos urbanos, comerciales o industriales.
4. Tasas de interés sobre los adeudos.
5. Las condiciones propias del crédito en cuanto a la duración del mismo.
6. Comportamiento de las obras durante los primeros años, cuando no estarán operando a toda su capacidad.

Cuadro 4.1. Vida útil de diversos elementos de un sistema de Abastecimiento de Agua Potable.

ELEMENTOS		VIDA UTIL (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 tpo pozo profundo (b, c)	15
7	Bomba centrífuga, horizontal (b, c)	18
8	Bomba de pistón (b, c)	20
9	Bomba sumergible (b, c)	8
10	Edificio permanente	40
11.	Tanques de almacenamiento de concreto o mampostería, tubería de concreto pre-esforzada; 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	Tubería de asbesto-cemento, P.V C	20 (e)
15.	Tuberías de fierro fundido secundarias	15 (e)
16	Equipo de filtración, ablandamiento y desinfección (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	Arrancador 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, supervisión insuficiente, 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.

Se ha usado fijar el período de diseño con un criterio estándar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en el cuadro 4.2.

CUADRO 4.2
PERIODO DE DISEÑO PARA
DIFERENTES POBLACIONES

LOCALIDADES	PERIODO DE DISEÑO
1. De hasta 4000 habitantes	5 años
2. De 4000 a 15000 habitantes	10 años
3. De 15000 a 70000 habitantes	15 años
4. De más de 70000 habitantes	20 años

En caso de ser posible, el diseño de las obras es conveniente hacerlo por módulos con el fin de diferir las inversiones el mayor tiempo posible, al mismo tiempo que se logra disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo. De acuerdo con este criterio, se recomienda diseñar los componentes del sistema para periodos de 5 años o más.

4.2 POBLACION 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 período 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 período de tiempo es una constante, expresado como ecuación, se tiene

$$\frac{dp}{dt} = K_a \quad \text{o bien}$$

$$dP = K_a dt \quad (4.1)$$

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 (4.1)

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

$$P_2 - P_1 = K_a (t_2 - t_1) \quad (4.2)$$

de la ec. (4.2) se obtiene K_a :

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad (4.3)$$

Para un tiempo T cualquiera se tiene la ecuación lineal

$$P = P_2 + K_a (T - t_2) \quad (4.4)$$

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

Ejemplo 4.1

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACION
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Calcular la población para 2010 con el modelo aritmético.

Solución.

Se recomienda usar como datos a sustituir en la ec. 4.4 los últimos dos censos, ya que representan la tendencia más reciente del crecimiento de la población.

De la ec. (4.3):

$$K_{a\ 80-90} = \frac{27314 - 22762}{1990 - 1980} = 455.2$$

De la ec (4.4):

$$\begin{aligned} P_{2010} &= P_{1990} + K_{a\ 80-90} (2010 - 1990) \\ &= 27314 + 455.2 (2010 - 1990) \\ &= 36418 \text{ hab} \end{aligned}$$

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

$$\frac{dP}{P} = K_G dt \quad (4.5)$$

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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

Integrando la ecuación (4.5) se obtiene

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

$$\ln P_2 - \ln P_1 = K_G (t_2 - t_1) \quad (4.6)$$

y de la ec. (4.6)

$$K_G = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad (4.7)$$

Para un tiempo T cualquiera:

$$\ln P = \ln P_2 + K_G (T - t_2) \quad (4.8)$$

Ejemplo 4.2

A partir de los datos censales del ejemplo 4.1, calcular la población para 2010 con el modelo geométrico.

Solución

Nuevamente se toman los dos últimos censos como datos a sustituir en la ec. (4.7):

$$K_{G \ 80-90} = \frac{\ln 27314 - \ln 22762}{1990 - 1980} = 0.01823$$

y de la ec. (4.8)

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

$$\begin{aligned} \ln P_{2010} &= \ln 27314 + 0.01823 (2010 - 1990) \\ &= 10.57975 \end{aligned}$$

$$P_{2010} = e^{10.57975} = 39\ 330 \text{ hab.}$$

Cuando se supone un crecimiento en progresión geométrica, los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se obtendrían si se supone un crecimiento en

progresión aritmética.

La expresión (4.8) puede escribirse:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G t \quad (4.8')$$

donde P_0 es la población cuando $t = 0$. Tomando antilogaritmos a (4.8') se obtiene:

$$P = P_0 e^{K_G t} \quad (4.9)$$

La ecuación (4.9) es la conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente e^{K_G} se representa como $(1+i)$, donde i es la tasa de interés y la expresión de P quedará

$$P = P_0 (1+i)^t \quad (4.10)$$

Ambas expresiones, la (4.8) y la (4.10) corresponden al modelo geométrico de crecimiento, aunque comúnmente se ha aceptado el referirse a la expresión (4.10) como **método de interés compuesto**.

Ejemplo 4.3

Calcular la población al año 2010 con la ecuación del interés compuesto considerando los siguientes datos censales

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACION
1970	172000
1980	249000
1990	292000

Solución

A partir de la ec. (4.10), podemos obtener una expresión para la tasa de interés por simple despeje:

$$i = \sqrt[t]{\frac{P}{P_0}} - 1$$

Sustituyendo los datos proporcionados:

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

esto es, 3.768 % anual

Para el siguiente periodo

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

ó 1.60 % anual

Una tasa promedio anual será:

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

Con estas tasas, se obtiene la población para 2010

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

$$P_{2010} = 495951 \text{ hab.}$$

Modelo Geométrico Decreciente

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

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

$$\frac{dP}{dt} = K_0 (L - P) \quad (4.11)$$

donde L es la población máxima o de saturación. La función de población se obtiene integrando la expresión (4.11):

$$\int \frac{dP}{L - P} = K_0 \int dt$$

$$-\text{Ln} (L - P) \Big|_1^2 = K_0 (t_2 - t_1)$$

$$-\text{Ln} \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)} = K_0 (t_2 - t_1)$$

de donde

$$K_0 = \frac{-\text{Ln} \frac{(L - P_2)}{(L - P_1)}}{t_2 - t_1} \quad (4.12)$$

Para una población P a un tiempo futuro T, tomando como datos iniciales P₂ al tiempo t₂, se tiene:

$$-\text{Ln} \frac{(L - P)}{(L - P_2)} = K_0 (T - t_2), \text{ o bien}$$

$$\text{Ln} \frac{L - P}{L - P_2} = -K_0 (T - t_2)$$

$$\frac{L - P}{L - P_2} = e^{-K_0 (T - t_2)}$$

$$L - P = (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_2)}$$

$$-P = -L + (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_2)}$$

$$P = L - (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_2)}$$

Restando P₂ a ambos lados de la igualdad

$$P - P_2 = (L - P_2) - (L - P_2) e^{-K_0 (T - t_0)}$$

Asociando

$$P - P_2 = (L - P_2) (1 - e^{-K_0 (T - t_0)})$$

$$P = P_2 + (L - P_2) (1 - e^{-K_0 (T - t_0)}) \quad (4.13)$$

Ejemplo 4.4

Suponiendo una población de saturación $L = 70\,000$ habitantes, estimar la población para 2010 aplicando el modelo geométrico decreciente, con los siguientes datos censales:

AÑO	POBLACION
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Solución

$$K_{0\ 70-80} = \frac{-\ln\left(\frac{70000 - 22762}{70000 - 19290}\right)}{1980 - 1970} = 0.007092$$

$$K_{0\ 80-90} = \frac{-\ln\left(\frac{70000 - 27314}{70000 - 22762}\right)}{1990 - 1980} = 0.010132$$

y un valor medio.

$$\bar{K}_0 = \frac{0.007092 + 0.010132}{2} = 0.008611$$

$$P_{2010} = P_{1990} + (70000 - P_{1990})(1 - e^{-0.1722})$$

$$P_{2010} = 27314 + (70000 - 27314)(1 - e^{-0.1722})$$

$$P_{2010} = 34067 \text{ habitantes}$$

Modelo Logístico o 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 (fig. 4.1). Se le denomina comúnmente como el "Método de la S logística".

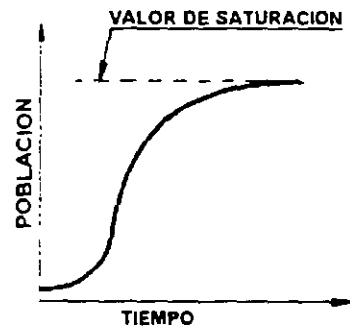


Figura 4.1. Curva logística de crecimiento.

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

$$\frac{dP}{dt} = K_0 P (L - P) \quad (4.14)$$

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

$$\frac{dP}{P(L-P)} = K_B dt \quad (4.15)$$

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

y entonces

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

Sustituyendo

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

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

$$-\frac{dz}{(Lz - 1)} = K_B dt \quad (4.16)$$

La integración de (4.16) 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 A se determina para las siguientes condiciones iniciales: en $t = 0$,

$P = P_0$, así

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

Sustituyendo este valor de A queda

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

$$\frac{\frac{L}{P} - 1}{\frac{L}{P_0} - 1} = e^{K_B L t} \quad (4.17)$$

despejando P de (4.17)

$$P = \frac{L}{1 + \left(\frac{L}{P_0} - 1\right) e^{-K_B L t}} \quad (4.18)$$

Si se hace $m = \frac{L}{P_0} - 1$ y

$a = -K_B L$, la expresión (4.18) queda

$$P = \frac{L}{(1 + m e^{at})} \quad (4.19)$$

La ecuación (4.19) se denomina "ecuación logística de Verhulst-Pearl".

La determinación de los parámetros L, a y m es fácil si se conocen tres puntos de ordenadas equidistantes; por ejemplo $(P_0, 0)$; $(P_1, \Delta t)$ y $(P_2, 2\Delta t)$, o sea que la equidistancia es " Δt ". Sustituyendo estas coordenadas en la expresión logística se obtienen tres ecuaciones para la determinación de los tres parámetros:

$$L = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2} \quad (4.20)$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} \quad (4.21)$$

$$m = \frac{319004 - 172000}{172000} = 0.8546$$

$$a = \frac{1}{\Delta t} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right] \quad (4.22)$$

Calculando la ec. (4.22):

$$a = \frac{1}{10} \ln \frac{172000(319004 - 249000)}{249000(319004 - 172000)} = -0.1112$$

Al aplicar estas ecuaciones a una serie de datos, se requiere seleccionar o deducir tres puntos que sean de la curva logística lo cual no siempre se logra y aún se pierde tiempo en la determinación cuando la serie no se ajusta al modelo como antes se advirtió que puede suceder.

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

Finalmente, aplicando (4.19)

$$P_{2010} = \frac{319004}{(1 + 0.8546 e^{-0.1112(2010 - 1970)})} = 315845$$

Ejemplo 4.5

Aplicando el modelo logístico, calcule la población para 2010 con los siguientes datos:

DATOS CENSALES	
AÑO	POBLACION
1970	172000
1980	249000
1990	292000

$$P_{2010} = 315\ 845 \text{ habitantes}$$

Obsérvese que en la ecuación (4.19)

$$t = t_2 - t_0 = 2010 - 1970$$

El lector puede comprobar que la siguiente serie de datos no se ajusta al modelo logístico:

AÑO	POBLACION
1970	19290
1980	22762
1990	27314

Solución:

Aplicando (4.20):

$$L = \frac{2(172000)(249000)(292000)}{(172000)(292000) - (249000)^2} - \frac{249000^2(172000 + 292000)}{(172000)(292000) - (249000)^2}$$

$$L = \frac{-3.7569 \times 10^{15}}{-1.1777 \times 10^{10}} = 319004$$

Calculando la ec. (4.21):

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 4.6

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

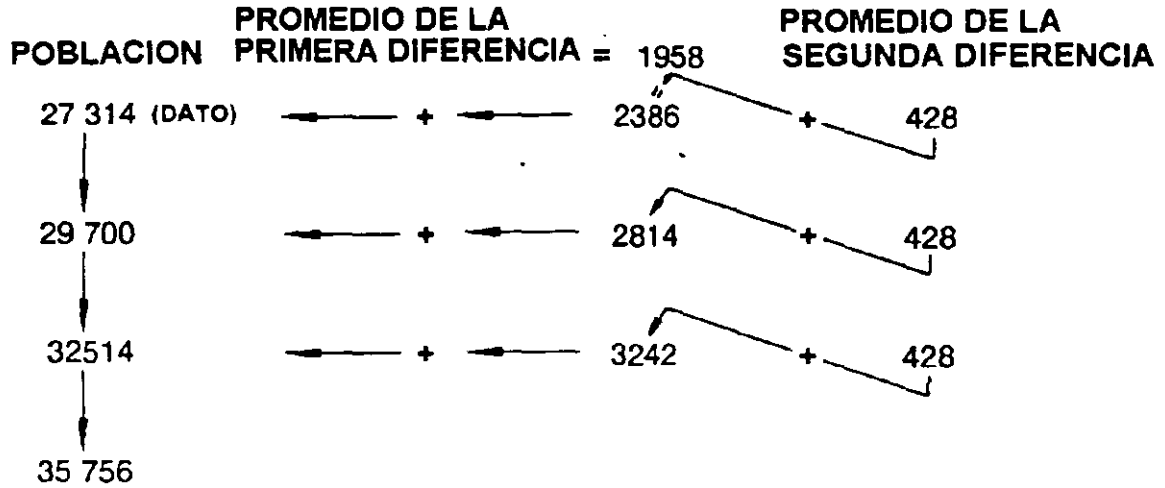
AÑO	POBLACION
1870	7734
1880	8430
1890	9189
1900	10200
1910	11526
1920	12909
1930	14587
1940	16629
1950	19290
1960	22762
1970	27314

Solución

AÑO	POBLACION	PRIMERA DIFERENCIA	SEGUNDA DIFERENCIA
1870	7 734		
1880	8 430	696	
1890	9 189	759	63
1900	10 200	1011	252
1910	11 526	1326	315
1920	12 909	1383	57
1930	14 587	1678	295
1940	16 629	2042	364
1950	19 290	2661	619
1960	22 762	3472	811
1970	27 314	4552	1080
SUMAS		19580	3856
No. de datos		10	9
PROMEDIO		1958	428

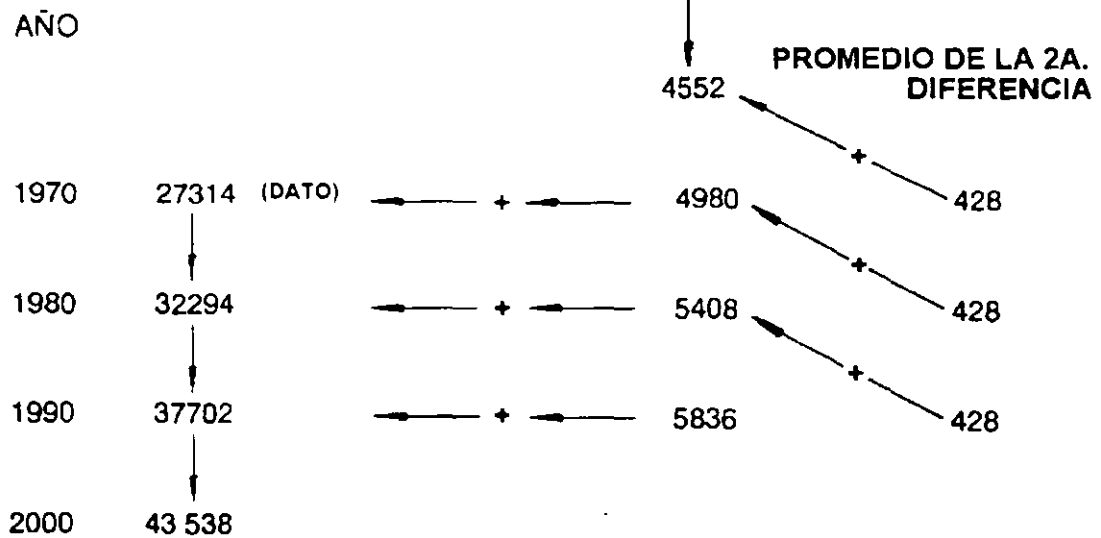
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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



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:

$$P = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (4.23)$$

en donde x = año.

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

Ejemplo 4.7

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

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

Se cumple que:

$$(X=0)$$

$$P = 16629 = a + b(0) + c(0)^2 + d(0)^3$$

$$a = 16629$$

$$(X=1)$$

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

$$(X=2)$$

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

$$(X=3)$$

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

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 se tendrá, aplicando la ec. (4.23):

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

Para 2010 (X = 5)

$$P = 16629 + 2345.16(5) + 271(5)^2 + 44.83(5)^3$$

$$P = 50139 \text{ habitantes.}$$

Para 2020 (X = 6)

$$P = 16629 + 2345.16(6) + 271(6)^2 + 44.83(6)^3$$

$$P = 45299 \text{ habitantes}$$

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 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.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Ejemplo 4.8

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

POBLACION 'A'	
AÑOS	HABITANTES
1910	10 290
1920	11 526
1930	12 909
1940	14 587
1950	16 629
1960	19 290
1970	22 762
1980	27 314

Solución:

De la Figura 4.2 se obtiene

AÑOS	POBLACION
1990	32 230
1995	35 000
2000	37 600

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 4.9

Determinar la población para los años 1990, 1995 y 2000 de la población "A" del ejemplo 4.8 por el método de comparación con otras poblaciones.

Solución.

Se encontraron tres poblaciones semejantes a la estudiada. Los datos censales se presentan en el cuadro 4.3.

De la figura 4.3, se obtienen los siguientes resultados:

AÑO	HABITANTES
1990	34 000
1995	35 000
2000	37 500

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.

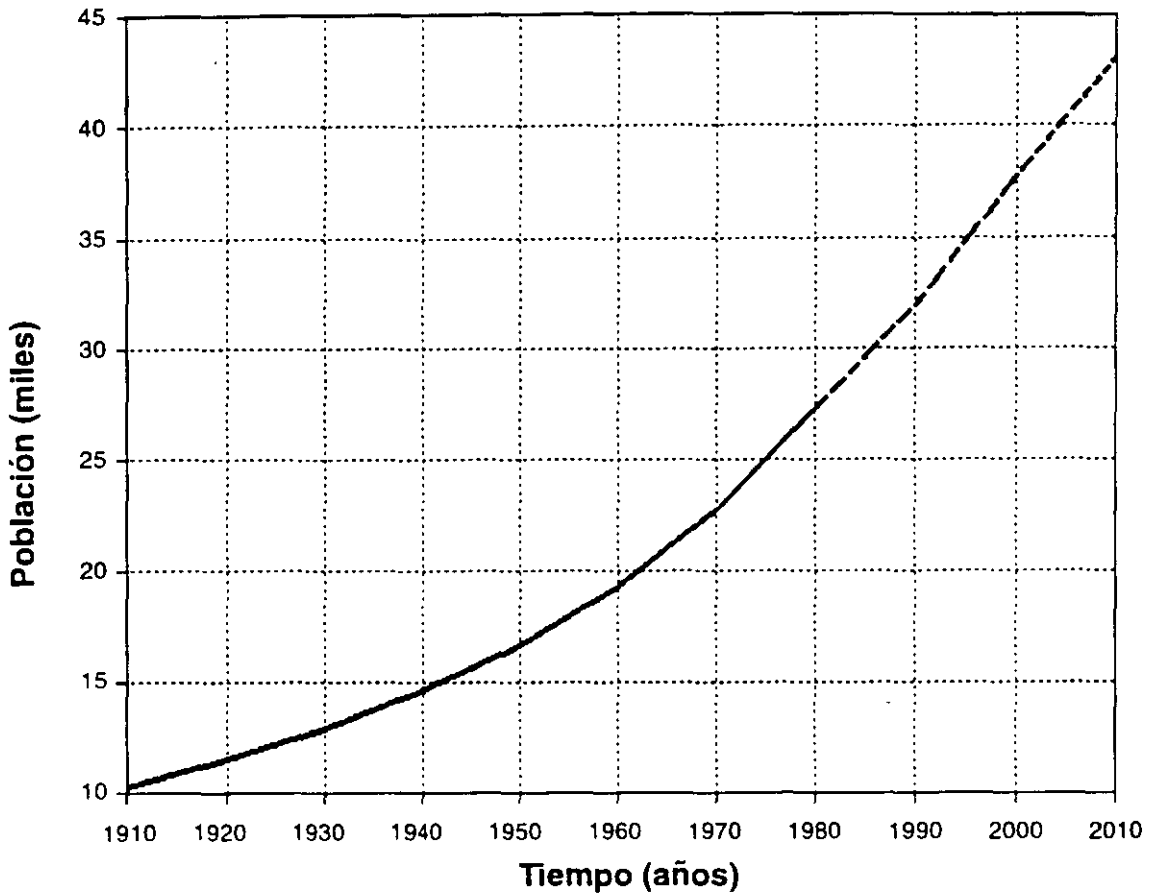


Figura 4.2.

Cuadro 4.3. Poblaciones semejantes a la población "A" del ejemplo 4.8

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	32,619	35,159
1960	27,020	38,008	40,784
1970	31,613	45,693	48,126
1980	37,936	52,889	54,270

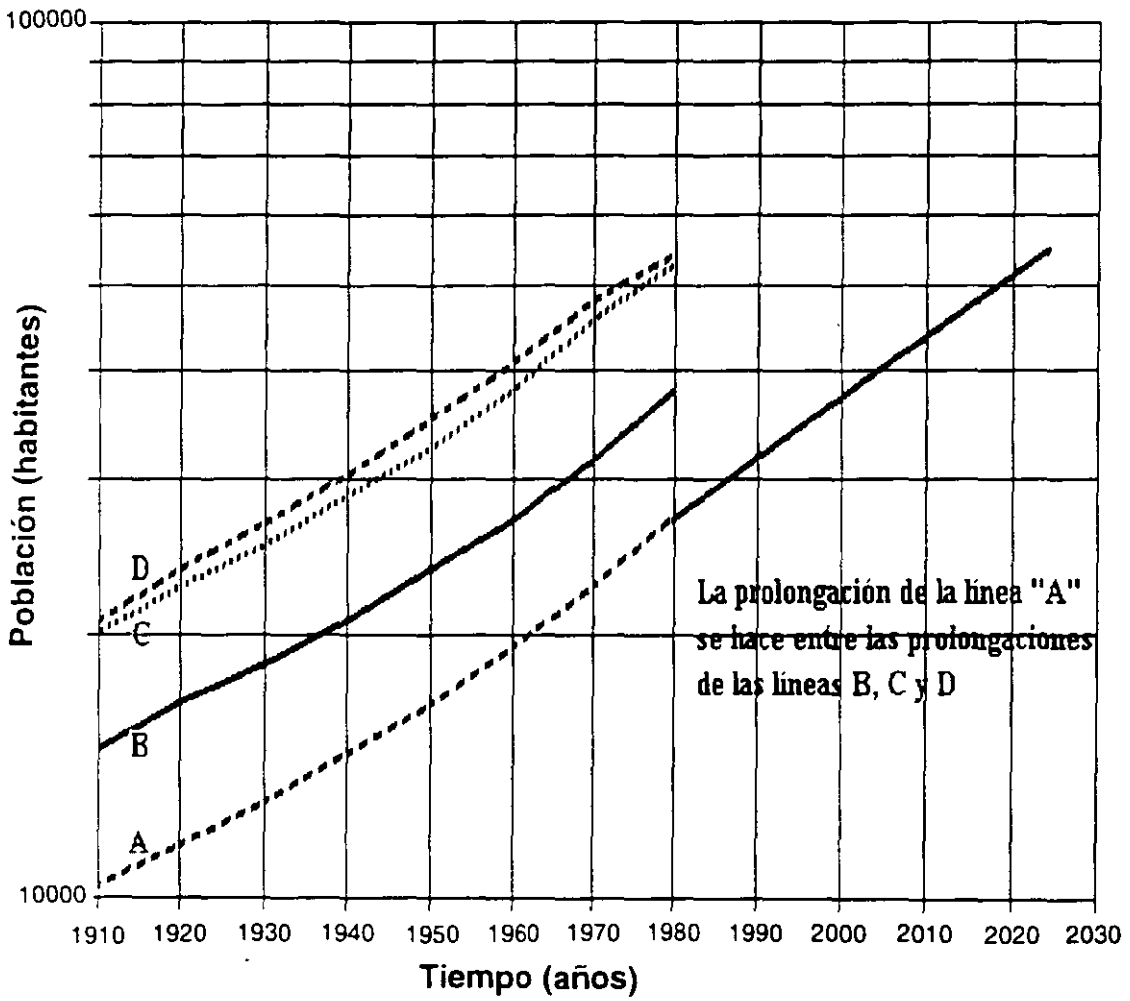


Figura 4.3

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 4.10

Para ejemplificar este método se utilizan los datos censales que se presentan en el cuadro 4.4 ("x" = años; "y" = número de habitantes)

Sustituyendo los valores del cuadro 4.4 en las ecuaciones normales

$$\sum y = na + b\sum x \quad (4.24)$$

$$\sum xy = a\sum x + b\sum x^2 \quad (4.25)$$

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

Sustituyendo en las ecuaciones (4.24) y (4.25), se tiene que

$$135\ 217 = 8a + 15\ 560b$$

$$263\ 982\ 880 = 15\ 560a + 30\ 268\ 400b$$

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

Cuadro 4.4. Datos censales y operaciones del método de mínimos cuadrados del ejemplo 4.10.

x	y	x ²	y ²	xy
1910	10200	3648100	104040000	19482000
1920	11526	3686400	132848676	22129920
1930	12909	3724900	166642281	24914370
1940	14587	3763600	212780569	28298780
1950	16629	3802500	276523641	32426550
1960	19290	3841600	372104100	37808400
1970	22762	3880900	518108644	44841140
1980	27314	3920400	746054596	54081720
$\sum x = 15560$	$\sum y = 135217$	$\sum x^2 = 30\ 268\ 400$	$\sum y^2 = 2\ 529\ 102\ 507$	$\sum xy = 263\ 982\ 880$

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:

$$\text{Log } y' = a + bx \quad (4.26)$$

donde las constantes de regresión a y b se calculan por el método de mínimos cuadrados. En este método la población debe estar en forma logarítmica, como se observa en el cuadro 4.5.

Cuadro 4.5. Operaciones del método de mínimos cuadrados del ejemplo 4.10 ajustando a una curva logarítmica.

AÑO	HABITANTES			
x	log y	x ²	2(log y) ²	x log y
1910	4.0086	10200	16.0689	7656.43
1920	4.0617	11526	16.4974	7798.46
1930	4.1109	12909	16.8995	7934.04
1940	4.1640	14587	17.3389	8078.16
1950	4.2209	16629	17.8160	8230.76
1960	4.2853	19290	18.363	88399.19
1970	4.3572	22762	18.9852	8583.68
1980	4.4364	27314	19.6816	8784.07
Σ x = 15, 560	Σ y = 33.6450	Σ x ² = 30268400	Σ y ² = 141.6513	Σ xy = 65, 464 79

Sustituyendo los valores del cuadro 4.5 en las ecuaciones normales

$$\Sigma \text{Log } y = na + b \Sigma x \quad (4.27)$$

$$\Sigma \text{Log } y = na + b \Sigma x \quad (4.28)$$

Sustituyendo se tiene que.

$$33.645 = 8a + 15.560x$$

$$65.466.70 = 15.560a + 30.268.400b$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtiene que a = -7.49261685 y b = 0.00601452 por lo tanto la ecuación de regresión es y = -7.4926 + 0.006014 x, a la que sacando su antilogaritmo permite calcular la población para cualquier año.

AÑO "X"	LOG Y	POB "Y"
1971	4.36200	23015
1975	4.38606	24325
1990	4.47628	29942
1995	4.5064	32088
2000	4.5364	34389

4.3 USOS DEL AGUA

Generalmente, las aguas se clasifican, según el uso, en aguas de uso doméstico, comercial, industrial, público y para la agricultura (Figura 4.4). En las de uso doméstico se incluye toda el agua utilizada en las viviendas. La cantidad del consumo doméstico varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes. En las de uso comercial se incluye el agua empleada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles, por personas que no habitan en ellas. El agua de uso comercial se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y, por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial. Tal gasto es mejor estimarlo con arreglo a la superficie del suelo de los edificios allí situados. El agua de uso industrial sirve para fines de fabricación y la cuantía de este uso no guarda relación alguna con la población o número de habitantes de una zona industrial. El agua de uso público o municipal sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, combate de incendios, usos recreativos y de ornato así como para edificios públicos o sin "medidor". A veces se clasifican como de uso

público las pérdidas de agua por fugas en la red, las cuales representan frecuentemente una parte considerable del suministro total. El agua para la agricultura se utiliza para fines de riego

pero es preferible que a este uso no le dé servicio el sistema de abastecimiento de agua potable de la población.

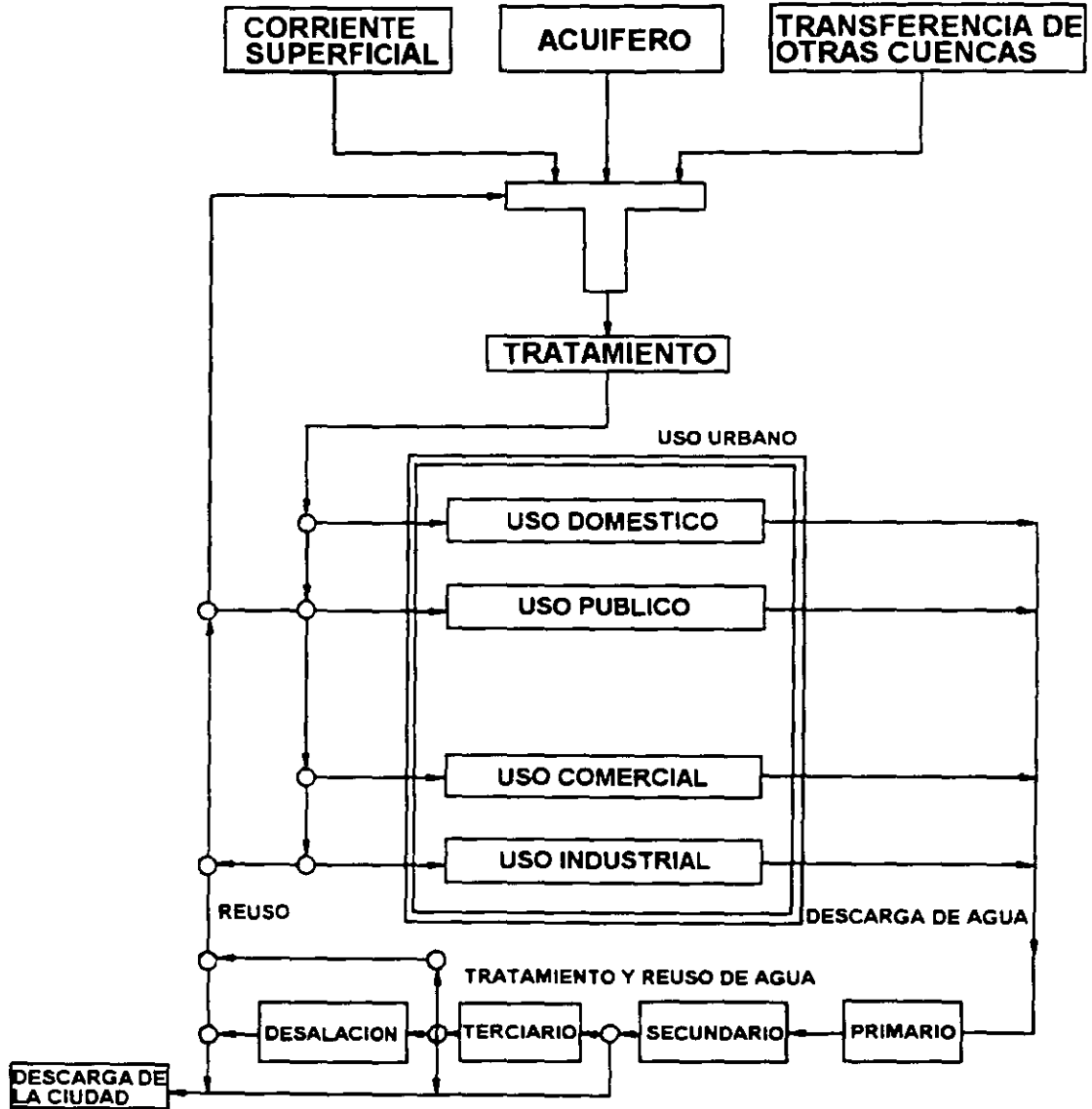


Figura 4.4. Usos del agua.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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 tiene una influencia directa en las cantidades de agua consumida. Específicamente, 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.

j) 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 adapten de otras en condiciones similares o, a falta de éstos, se

Cuadro 4.6. Dotación de agua potable (l/hab/día).

Número de habitantes	Clima		
	Cálido	Templado	Frio
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

acaten normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se indica en el Cuadro 4.6, 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)

Las cifras del Cuadro 4.6 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

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:

$$V_{ma} = \frac{D \times P \times 365}{1000} \quad (4.29)$$

donde

V_{ma} = Es el consumo medio anual en m^3
 D = Es la dotación en L/hab/día, y
 P = Es el número de habitantes

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

$$V_{md} = \frac{D \times P}{1000} \quad (4.30)$$

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

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (4.31)$$

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

$$Q_{MD} = Q_m \times CVD \quad (4.32)$$

donde:

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

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

CVD = Es el coeficiente de variación diaria

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

$$Q_{MH} = Q_m \times CVD \times CVH \quad (4.33)$$

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

4.4 GASTOS DE DISEÑO

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican en la figura 4.5.

Ejemplo 4.11

Determine el gasto medio, máximo diario y máximo horario que demandará una localidad con una población actual de 15 000 habitantes, que ha presentado una tasa de crecimiento de tipo geométrico del 4.5% anual. La localidad se ubica en una región de clima templado. El periodo de diseño es de 15 años.

Solución:

Pobl. actual = 15000 hab., de la ecuación 4.10, se tiene.

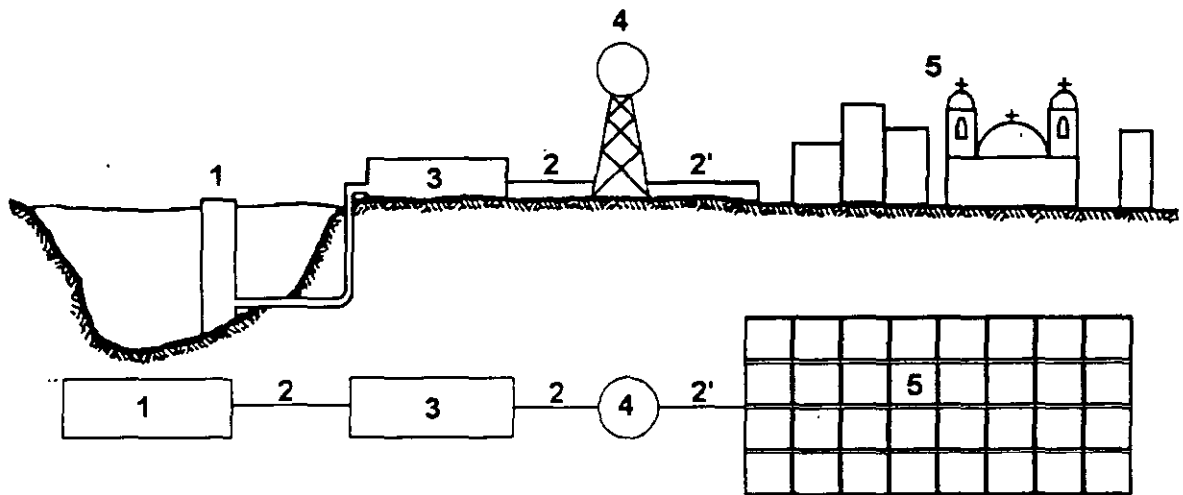
Pobl. futura = Pobl. actual $\times (1+i)^t = 15000 (1+0.045)^{15} = 29029$ hab.

Población de proyecto = 29 029 hab.; dotación = 150 l/hab/día, que corresponde a un clima templado. A partir de las ecuaciones 4.31 a 4.33, se tiene:

$$Q_m = \frac{29029 \times 150}{86400} = 50.40 \text{ l/s}$$

QMD = 1.2 \times 50.40 = 60.48 l/s

QMH = 1.2 \times 1.5 \times 50.40 = 90.72 l/s



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 4.5. Componentes del sistema de abastecimiento y sus gastos de diseño.

Ejemplo 4.12

En la figura 4.6 se muestra el diagrama del sistema de abastecimiento de agua potable que ha de proyectarse para cierta ciudad que de acuerdo a su topografía ha sido dividida en dos zonas denominadas "alta" y "baja". La fuente de abastecimiento es el agua subterránea y la obra de captación se compone de tres pozos profundos que envían su caudal hacia un mismo tanque superficial de concreto. Ya reunida el agua en este tanque, se rebombeea hacia el tanque de regularización de la zona baja en donde se asienta el 40% de la población total. El tanque bajo (TB) abastece de agua a la zona baja y al mismo tiempo se tiene en él un equipo de bombeo que eleva el agua hasta el tanque de regularización de la zona alta, en la cual se asienta el 60% de la población total.

Los censos de población de esta localidad son los siguientes:

Censo	No. de habitantes
1921	5459
1930	6710
1940	7065
1950	10597
1960	16556
1970	21164
1980	27476
1990	31112

A partir del año actual (1991), calcule:

- La población de proyecto para un periodo de diseño de 15 años (ver cuadro 4.2) utilizando los métodos de incrementos diferenciales, extensión gráfica e interés compuesto.
- Los gastos de bombeo de los pozos considerando que el I y el III proporcionan 30 y 40% del gasto de diseño de la obra de captación respectivamente y bombean las 24 horas. El pozo II bombea de 7:00 a 17:00 horas. La dotación es de 250 litros por habitante y por día para toda la población.
- Los gastos de diseño de las líneas de conducción 1 y 2 considerando que del cárcamo se rebombeea solo 20 horas al día hacia el tanque bajo y que de éste se bombea agua durante 16 horas al día hacia el tanque alto.

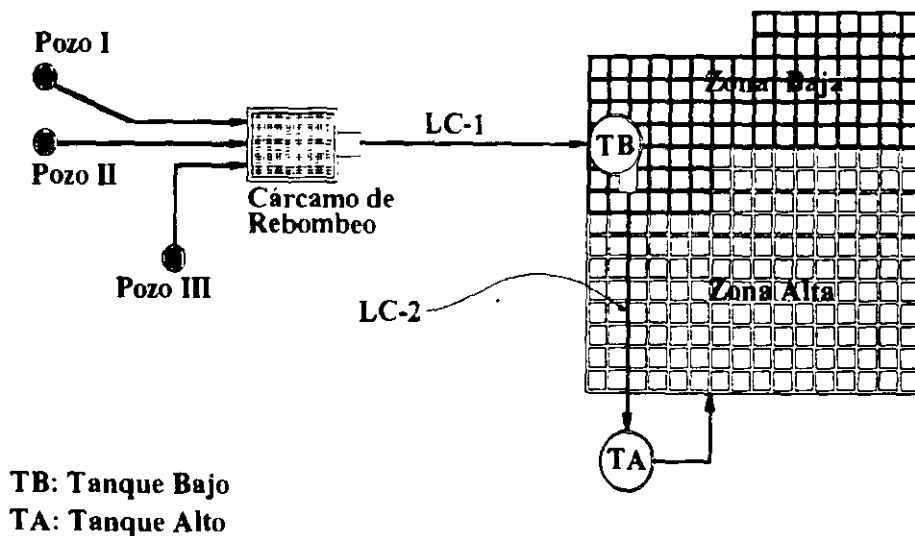


Figura 4.6. Esquema del problema 4.12.

Solución:

a) Cálculo de la población de proyecto:

El año al cual deberá estimarse la población es $1991 + 15 = 2006$

Aplicando el método de extensión gráfica se observa en la Figura 4.7 que para el año 2006 podrían esperarse 36 600 habitantes.

Utilizando la ecuación 4.10 del método de interés compuesto se obtiene la tasa de crecimiento.

$$i = \left(\frac{31112}{27476}\right)^{\frac{1}{10}} - 1 = 0.0125 \text{ es decir } 1.25 \% \text{ anual}$$

Entonces

$$P_{2006} = 31112 (1 + 0.0125)^{16} = 37953 \text{ habitantes.}$$

Para aplicar el método de incrementos diferenciales se descarta el primer dato por no constituir 10 años el periodo.

AÑO	POBLACION	PRIMERA DIFERENCIA	SEGUNDA DIFERENCIA
1930	6710		
1940	7065	355	
1950	10597	3532	3177
1960	16556	5959	2427
1970	21164	4608	-1351
1980	27476	6312	1704
1990	31112	3636	-2676
SUMA		24402	3281
n		6	5
PROMEDIO		4067	656
1990	31112	4723	656
2000	35835	5379	
2010	41214		

Interpolando se obtiene la población del año 2006

$$P_{2006} = \frac{41214 - 35835}{2010 - 2000} (2006 - 2000) + 35835$$

$$P_{2006} = 39\ 062 \text{ habitantes}$$

En resumen, se han obtenido los siguientes resultados:

	Hab.
Extensión gráfica	36600
Incrementos diferenciales	39062
Interés compuesto	37953

El criterio que se aplica para definir la población de proyecto en este ejemplo es obtener el promedio de los tres resultados:

Población de proyecto: 37 871 habitantes.

b) Cálculo de los gastos de bombeo de los pozos.

El gasto de diseño de la obra de captación es el gasto máximo diario (Q_{MD}), como se indica en la Figura 4.5. En consecuencia, los tres pozos en conjunto deberán suministrar el volumen máximo diario

$$V_{MD} = \frac{D \times P \times CVD}{1000} = \frac{250 \times 37871 \times 1.2}{1000}$$

$$V_{MD} = 11,361.3 \text{ m}^3$$

Como los pozos I y III deben satisfacer respectivamente el 30 y 40% del consumo máximo diario, al final del día habrán de producir los siguientes volúmenes:

Pozo I

$$V_I = 0.30 \times 11361.3 = 3408.39 \text{ m}^3 \text{ al día}$$

Pozo III

$$V_{III} = 0.40 \times 11361.3 = 4544.52 \text{ m}^3 \text{ al día}$$

De acuerdo con los datos, estos pozos habrán de bombear continuamente las 24 horas, por lo

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

que sus gastos de bombeo respectivos serán:

$$Q_B = \frac{\text{VOLUMEN}}{\text{TIEMPO DE BOMBEO}}$$

Pozo I

$$Q_{B-I} = \frac{3408.39}{24 \times 60 \times 60} \times 1000 = 39.45 \frac{l}{s}$$

Pozo III

$$Q_{B-III} = \frac{4544.52}{24 \times 60 \times 60} \times 1000 = 52.60 \frac{l}{s}$$

El 30% del volumen medio diario restante deberá ser producido por el pozo II, esto es

Pozo II

$$V_{II} = 0.30 \times 11361.3 = 3408.39 \text{ m}^3 \text{ al día}$$

Pero este pozo sólo bombeará 10 horas continuas (de 7:00 a 17:00 hrs), por lo que el gasto de bombeo será

Pozo II

$$Q_{B-II} = \frac{3408.39}{10 \times 60 \times 60} \times 1000 = 94.68 \frac{l}{s}$$

c) Gastos de diseño de las líneas de conducción.

De acuerdo con la Figura 4.5, el gasto de diseño de una línea de conducción es el gasto máximo diario (Q_{MD}), pero en este caso debe afectarse por el lapso de bombeo, ya que este no es continuo las 24 horas del día.

Del cárcamo de rebombeo al tanque bajo (TB):
20 horas de bombeo.

$$Q_{LC-1} = \frac{24}{20} Q_{MD} = \frac{24}{20} \times \frac{250 \times 37871}{86400} \times 1.2$$

$$Q_{LC-1} = 157.8 \text{ l/s}$$

Del tanque bajo al tanque alto: 16 horas de bombeo.

$$Q_{LC-2} = \frac{24}{16} \times 0.6 Q_{MD}$$

$$Q_{LC-2} = \frac{24}{16} \times 0.6 \times \frac{250 \times 37871}{86400} \times 1.2$$

$$Q_{LC-2} = 118.35 \text{ l/s}$$

Obsérvese que en el caso de la línea de conducción LC-2, el gasto máximo diario se ha multiplicado por 0.6 debido al hecho de que el 40% de dicho gasto se consume en la zona baja por lo que sólo tiene que bombearse al tanque alto el 60% restante.

En conclusión, no importa cuantas horas se bombee, el hecho es que siempre deberá tenerse al final del día un volumen igual al consumo máximo diario, por lo que el gasto máximo diario deberá ser incrementado con un factor de 24/(horas de bombeo) para satisfacer las necesidades de la población.

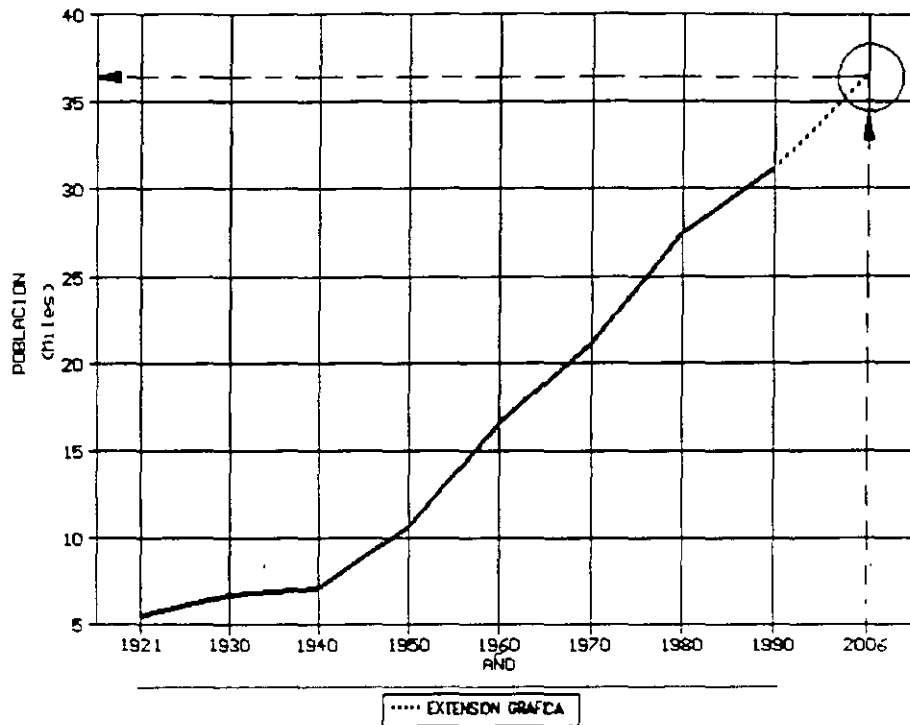


Figura 4.7. Aplicación del método de extensión gráfica para el cálculo de la población futura del problema 4.12.

Problemas

- 4.1. Los datos de población de nueve ciudades diferentes que en 1990 eran del mismo tamaño, se dan en el Cuadro P1
 - a) Representar estos datos sobre una hoja de papel milimétrico
 - b) Indique el método o métodos de previsión de población que les serían aplicables a cada una de dichas ciudades.
- 4.2. Predígame la población de la localidad cuyos datos se presentan en el Cuadro P2, para el año 2000 utilizando proyecciones aritméticas y geométricas.
- 4.3 Si la población de saturación de la ciudad D del problema 1 se fija en 180,000 habitantes, calcúlese su población en 2005 según el modelo geométrico decreciente.

CUADRO P1

CIUDAD	POBLACION						
	1930	1940	1950	1960	1970	1980	1990
A	24336	33484	40120	48424	46784	45982	43544
B	13884	18650	22561	25086	25537	28884	36108
C	2024	4034	9241	13842	16379	17389	36585
D	6150	9539	11006	11223	12958	19999	37718
E	1690	3721	6841	16598	22584	30187	37395
F	30470	39165	41611	39532	37081	33251	27877
G	6185	8925	10303	14766	18071	28937	36047
H	21850	24803	25978	28749	29822	31558	38912
I	30345	34668	36192	36652	35753	36722	35249

CUADRO P2

AÑO	POBLACION	AÑO	POBLACION
1979	126700	1986	182000
1980	132400	1987	195200
1981	139200	1988	208700
1982	146000	1989	223600
1983	152600	1990	245900
1984	160700	1991	281400
1985	170600	1992	314000

4.4 Para un periodo de proyecto de 15 años se desea calcular los gastos de diseño medio, máximo diario y máximo horario de agua potable para el sistema de abastecimiento que se está proyectando para una ciudad que actualmente tiene 45,000 habitantes. Según estimaciones del INEGI el crecimiento esperado será de tipo geométrico con una tasa del 1.8% anual; la dotación actual es de 250 l/hab/día y se propone incrementarla aritméticamente a razón del 0.5% anual. Considere los coeficientes de variación frecuentemente usados en México.

4.5 Resuelva el Ejemplo 4.12, considerando una localidad para la cual se tienen los siguientes datos censales:

AÑO	POBLACION
1930	12,115
1940	13,493
1950	12,369
1960	17,843
1970	24,337
1980	34,963
1990	48,674

4.6 El tanque de regularización mostrado en la Figura P-4.6 es alimentado por dos pozos en las horas de bombeo indicadas. Además cuenta con dos salidas: una que da servicio a las demandas de la población A y otra que abastece a una industria, según las horas indicadas en la figura. La dotación es de 200 l/hab/día y los coeficientes de variación diaria y horaria son 1.2 y 1.5, respectivamente.

a. Calcular el gasto de la línea de alimentación a la red de distribución.

b. Calcular la población teórica que atiende actualmente el sistema.

c. Calcular el déficit que tendrá el sistema en el año 2000, en l/s suponiendo un crecimiento de tipo geométrico con una tasa del 2.5% anual.

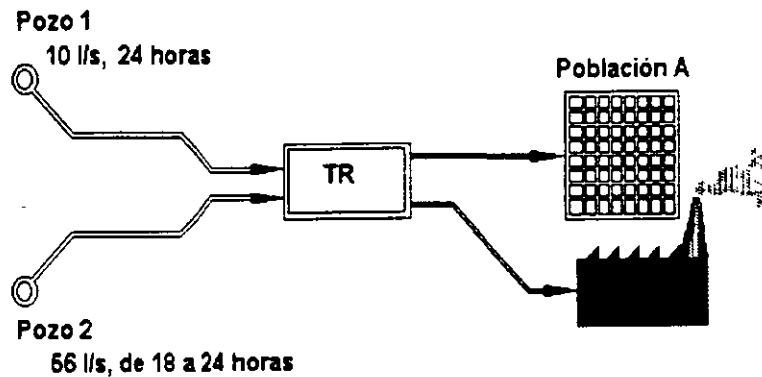


Figura P-4.6

- 4.7 Una población será abastecida por medio de dos pozos y una galería filtrante, como se muestra en la Figura P-4.7.

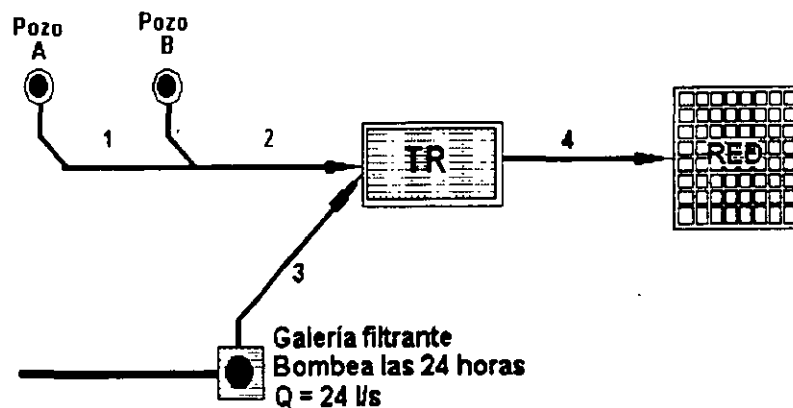


Figura P-4.7

Calcule:

- La población de proyecto para un periodo de diseño de 15 años utilizando el método de incrementos diferenciales.
- Si el pozo A proporciona un gasto igual al 65% del gasto del pozo B y los dos funcionan únicamente durante 12 horas, ¿cuál será el gasto que debe producir cada pozo?
- ¿Cuáles serán los gastos de diseño de las líneas de conducción 1, 2, 3 y 4.

Los datos censales son los siguientes:

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

AÑO	POBLACION
1	12,115
2	13,493
3	12,369
4	17,843
5	24,337
6	34,963
7 (último censo)	48,674

Dotación: 300 l/hab/día

Coefficientes de variación diaria y horaria: 1.2 y 1.5, respectivamente.

4.8 Una población será abastecida por medio de tres pozos, como se muestra en la Figura P-4.8.

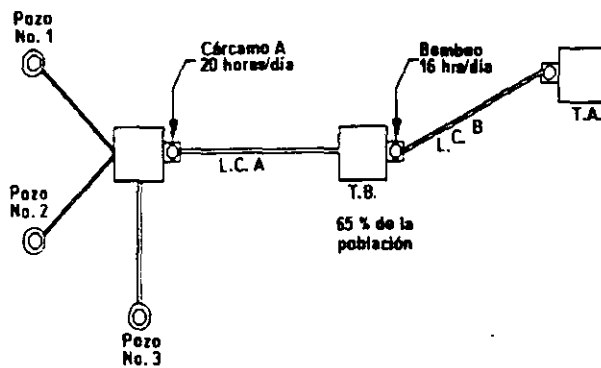


Figura P-4.8.

Calcule:

- La población de proyecto para un periodo de diseño de 15 años utilizando el método de incrementos diferenciales.
- Los gastos de los pozos, si el pozo No. 1 y el No. 2 proporcionan 15% y 40% del gasto de diseño de la obra de captación, respectivamente
- Los gastos de diseño de las líneas de conducción A y B, considerando que: el cárcamo A bombea sólo 20 horas al día hacia el tanque bajo (TB) y el tanque bajo dará servicio al 65% de la población y de ahí se bombea agua durante 16 horas al día hacia el tanque alto.

AÑO	POBLACION
1	24,679
2	28,894
3	23,999
4	54,396
5	81,155
6 (último censo)	151,805

Dotación: 300 l/hab/día

Coefficientes de variación diaria y horaria: 1.15 y 1.4, respectivamente.

CAPÍTULO II

INVESTIGACIONES Y TRABAJOS PRELIMINARES

2.1 CLASIFICACION DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

2.1.1 Definición de Alcantarillado

El alcantarillado es un sistema de ductos y equipos que tienen como finalidad coleccionar y desalojar en forma segura y eficiente las aguas residuales de una población, solas o en combinación con las aguas pluviales, además de disponerlas adecuadamente y sin peligro para el hombre y el ambiente.

Se llaman aguas residuales a aquellas aguas limpias que han sido utilizadas o degradadas por una población, provenientes de los hogares de esa población o directamente de efluentes industriales.

Las aguas pluviales son las aguas provenientes de la precipitación pluvial que escurren dentro del área de captación del sistema.

Un sistema de alcantarillado puede considerarse, hasta la fecha, como el medio más apropiado y eficaz para la eliminación de las aguas residuales. Las ciudades modernas no pueden mantenerse en un nivel elevado de higiene sin la protección de la salud y las ventajas que proporciona un sistema

completo de alcantarillado. Las obras que integran los sistemas de alcantarillado son:

- Obras de captación: Tiene como fin captar directamente el agua residual de las fuentes de emisión o el agua pluvial que escurre por las calles.
- Obras de conducción: Su finalidad es conducir las aguas captadas al lugar de su tratamiento.
- Obras de tratamiento: Son las obras que se utilizan para el tratamiento del agua residual por medios físicos, químicos y biológicos, en forma rápida y controlada.
- Obras de descarga o disposición final. Son las obras que tienen como función, disponer de las aguas residuales.

2.1.2 Definición del tipo de Sistema .

Para recolectar y disponer de las aguas residuales o pluviales de una población, básicamente se han adoptado los siguientes sistemas:

a) Sistema separado.

En este tipo de sistema la red se proyecta para recoger y conducir sólo las aguas residuales que produce una población, o bien se proyecta sólo para conducir y desalojar las aguas de lluvia. Es decir, existen dos redes de tuberías para desalojar tanto las aguas residuales como las aguas pluviales en forma separada.

b) Sistema combinado.

En este caso el sistema se proyecta para recoger y conducir conjuntamente tanto las aguas residuales (domésticas, industriales, comerciales, etc.) como las aguas pluviales. Para esta solución los conductos resultan sobrados cuando transportan sólo aguas residuales. Es útil cuando existe poco espacio para ubicar dos redes con otros conductos subterráneos como gas, agua potable, teléfono, oleoductos y otros.

c) Sistema semicombinado.

Este tipo de sistema se proyecta para recoger y conducir las aguas residuales y sólo la parte de las aguas de lluvia que se captan en las azoteas de las casas.

2.1.3 Patrones o modelos de configuración de los sistemas de alcantarillado.

Se denomina patrón o configuración de un sistema de alcantarillado al trazo de las principales tuberías, dependiendo fundamentalmente de la topografía dominante, de él o los sitios de vertido, de la disposición final de las aguas residuales y a la organización en el trazo dominante de las calles principales de la población.

Los patrones más usuales se pueden agrupar en las siguientes clasificaciones:

a) Perpendicular. En el caso de una comunidad a lo largo de una corriente con el terreno inclinándose suavemente hacia ella, la mejor forma de conducir las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente y que descarguen a un solo colector cercano a la corriente. (ver Fig. 11.1).

Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores. Se utiliza principalmente para alcantarillado pluvial.

b) Radial. En este modelo (Fig. 11.2), las aguas residuales fluyen hacia afuera desde la zona central de la localidad hacia las tuberías principales. Las líneas son relativamente pequeñas pero puede multiplicarse el número de obras de tratamiento.

c) Interceptores. Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales o pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales se prestan para interceptarse por una tubería mayor que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta la planta de tratamiento (Fig. 11.3).

d) Abanico. Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle se pueden utilizar líneas convergentes hacia una tubería principal localizada en el interior de la localidad originando una sola tubería de descarga. A este tipo de modelo se le conoce como abanico (Fig. 11.4).

2.1.4 Modelos de configuración de atarjeas.

Elegido el patrón o plan general que se considere más adecuado para la zona en estudio, el paso siguiente es trazar el sistema de atarjeas o tuberías que colectarán las descargas de cada domicilio. En nuestro medio el trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje

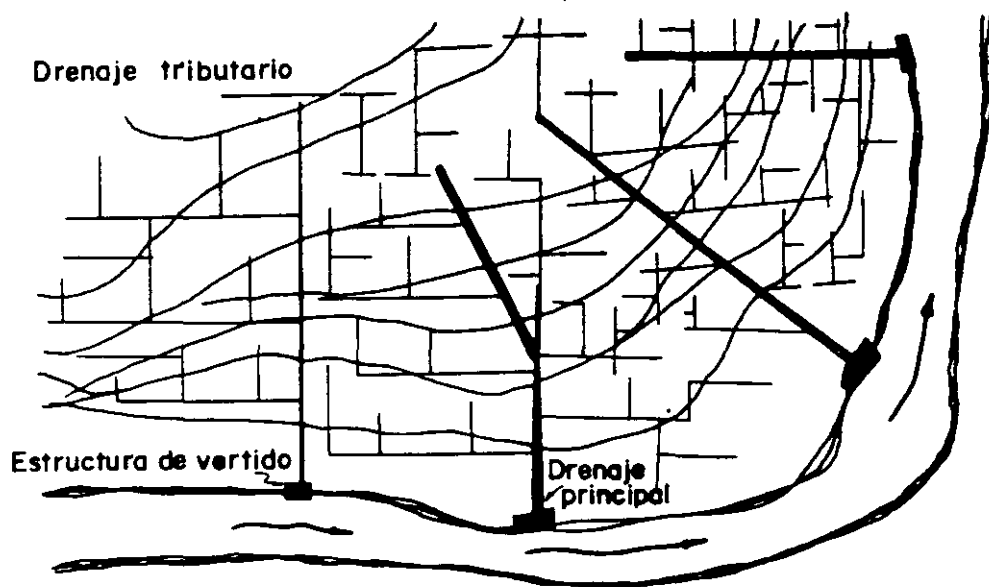


Figura II.1. — Modelo perpendicular.

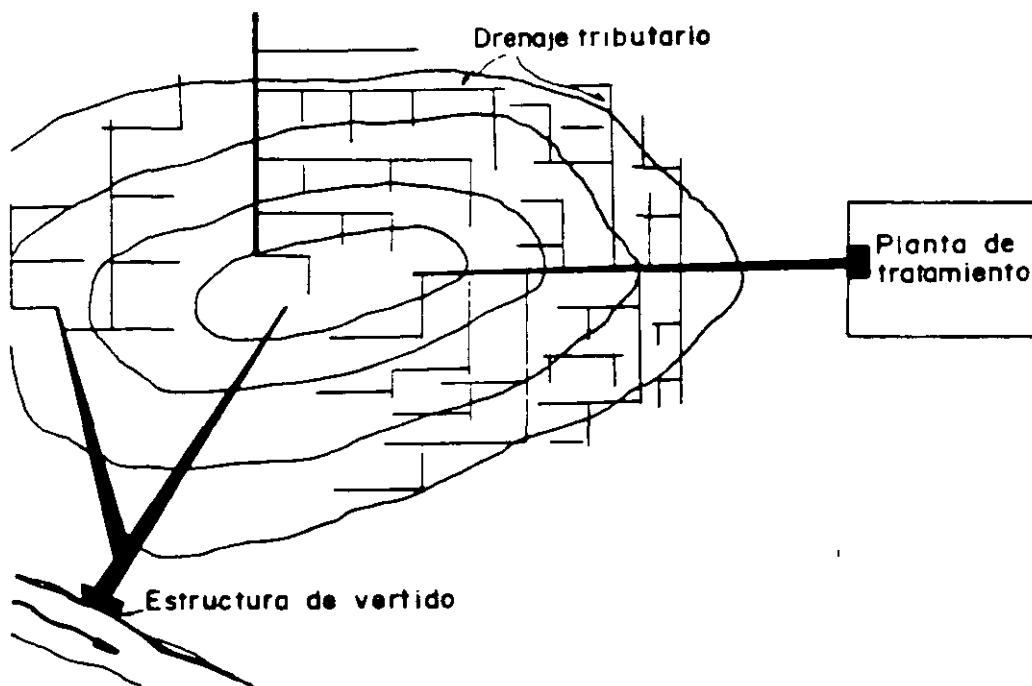


Figura II. 2. — Modelo radial.

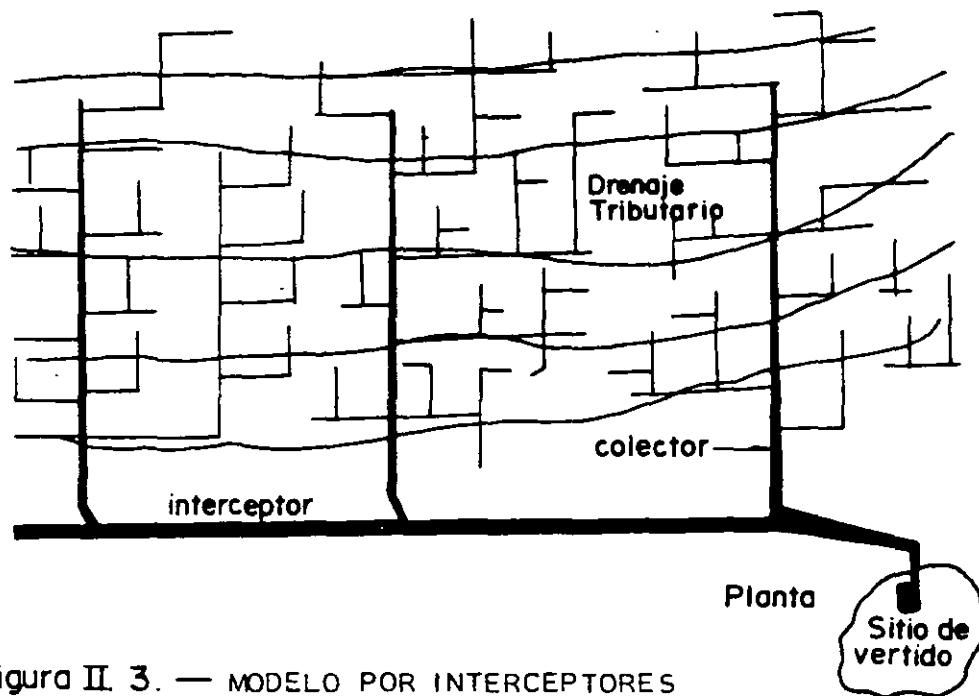


Figura II. 3. — MODELO POR INTERCEPTORES

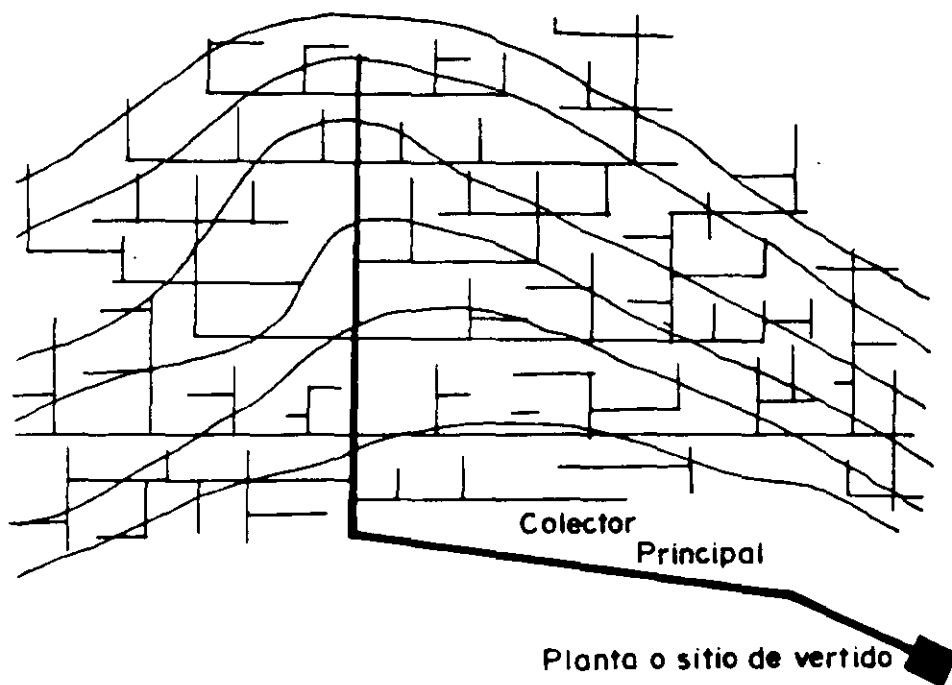


Fig.II. 4. — MODELO EN ABANICO

longitudinal de cada calle. Cuando las calles no estén bien definidas o alineadas, deberá procurarse que la atarjea quede a igual distancia de cada domicilio, pero evitando cambios de dirección en distancias cortas pues ello obliga a que en cada cambio de dirección se construya un pozo de visita lo cual incrementa el costo de construcción del sistema además de que hidráulicamente es inconveniente por las constantes pérdidas de energía que se ocasionan.

En nuestro medio los trazos más usuales de atarjeas se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

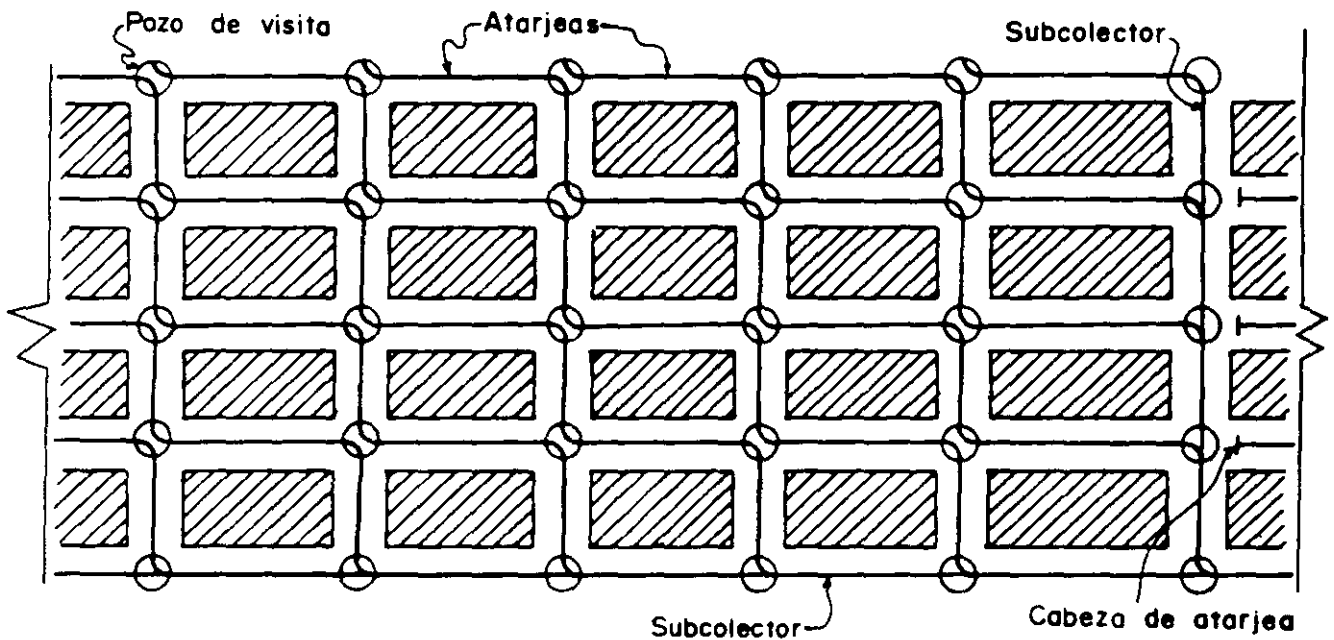


Fig.II. 5 — Trazo de la red de atarjeas en bayoneta.

a) Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una "cabeza de atarjea" tiene un desarrollo en zig-zag o en "escalera" como se observa en la Fig. 11.5 con deflexión horizontal o caída vertical en cada cruceo de calle o en cada pozo de visita hasta su entronque con el subcolector o colector donde haga su aportación.

La utilización de este tipo de trazo tiene grandes ventajas, como evitar el uso de muchas cabezas de atarjeas, permitir un mayor desarrollo de las atarjeas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido gradualmente, desde gastos mínimos a gastos máximos para pasar a otra atarjea de mayor diámetro, logrando con ello aprovechar plenamente la capacidad de cada uno de los conductos. Sin embargo, la dificultad que existe en su utilización es que el trazo requiere de terrenos con pendientes más o menos estables y definidas sin elevaciones, contrapendientes o sinuosidades profundas.

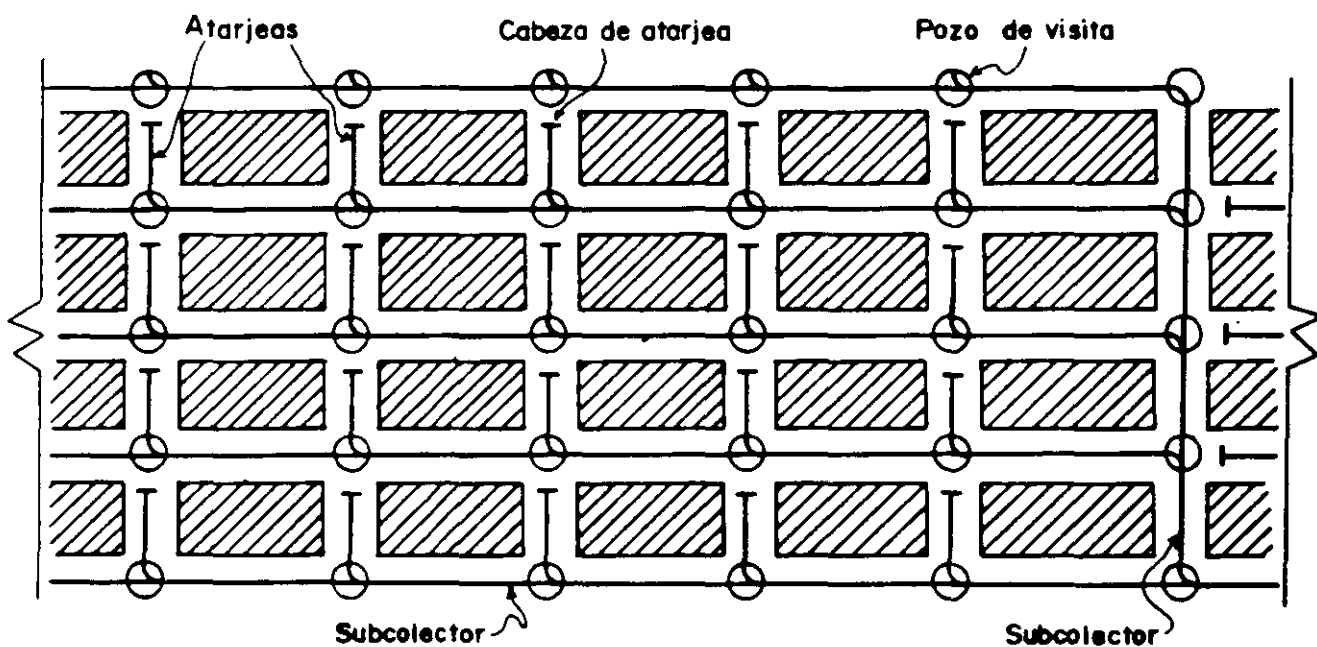


Fig.II. 6. — Trazo de la red de atarjeas en peine.

b) Trazo en peine

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, aunque ésto no es necesario, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro perpendicular a ellas, misma que a su vez descarga en otro conducto mayor. fig. 11.6.

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con el uso de este tipo de trazo son las siguientes:

Ventajas:

- Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las atarjeas iniciales a los subcolectores o colectores, permitiendo que se establezca de inmediato en ellos un régimen hidráulico creciente del gasto mínimo al gasto máximo, hasta llegar a la capacidad máxima de diseño para pasar entonces a otro conducto mayor. Con esto generalmente se logra un mayor aprovechamiento de la capacidad de las tuberías.
- Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas iniciales, lo cual resulta útil en el diseño.

Desventajas:

- Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.
- En muchas ocasiones, como las atarjeas iniciales van poco profundas, a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro mayor se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada, para cada una de estas atarjeas, lo cual obviamente eleva el costo de la construcción.

c) Trazo combinado

El trazo combinado es precisamente una combinación de los dos trazos vistos anteriormente y aún más, de trazos no definidos obligados por los accidentes topográficos, existiendo en este caso un gran número de cambios de dirección tanto verticales como horizontales que requieren de estructuras diversas, en especial de pozos y registros, así como de

cárcamos de bombeo y sifones invertidos. Fig. I.17

Aunque cada tipo de construcción tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo en bayoneta mantiene cierta superioridad sobre otros modelos de trazo, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo, éste no es el único punto que se considera en la elección del tipo de trazo, pues éste depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

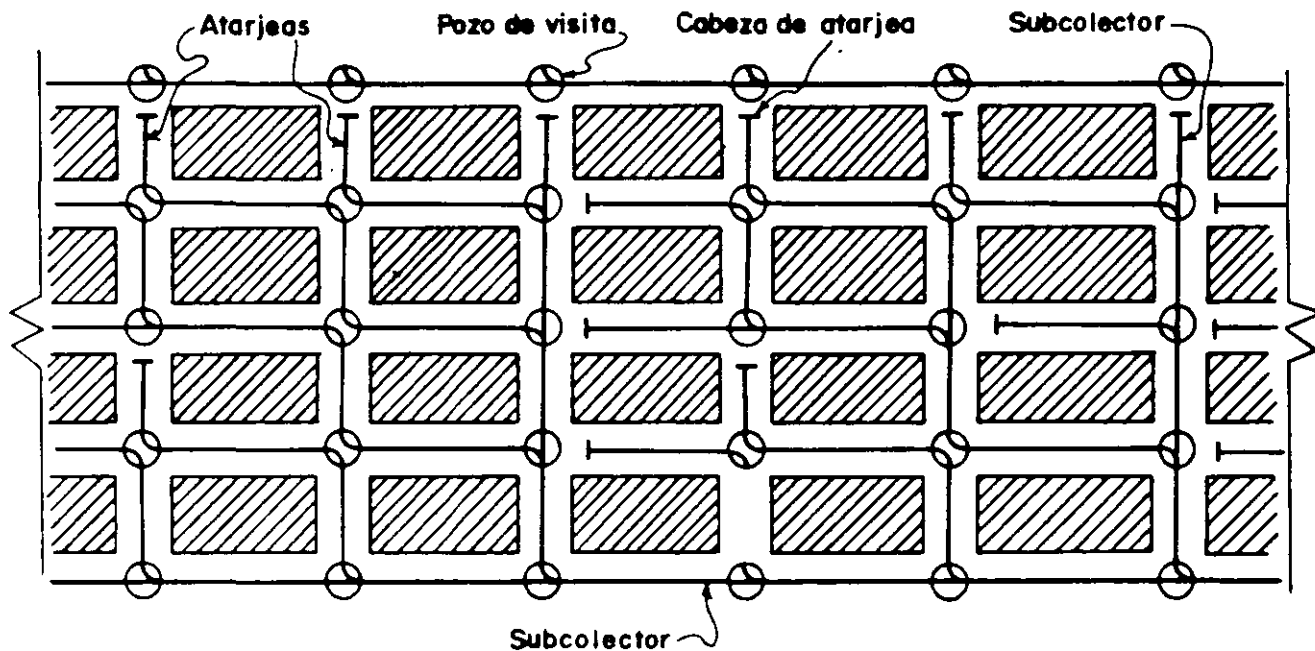


Fig.II.7. — TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS COMBINADO

2.2 TIPO DE INFORMACION REQUERIDA

Para llevar a cabo las diversas etapas que requiere la construcción de un Sistema de Alcantarillado, debe realizarse una investigación previa con el fin de recabar la información necesaria para elaborar el proyecto del sistema.

En el país, las diversas oficinas y organizaciones de los sectores público y privado, representan las principales fuentes de información a las cuales se puede acudir y donde es posible obtener gran parte de los datos que son necesarios para el proyecto.

2.2.1 Plano de la región a diversas escalas.

Para la realización de un proyecto de alcantarillado se requieren diversos tipos de planos de la zona a la cual se dará servicio de alcantarillado.

Entre el conjunto de planos con que se debe contar se mencionan los siguientes:

a) Plano topográfico de la localidad.

Uno de los datos más importantes para la realización de todo proyecto de alcantarillado, es la topografía de la región porque nos dará la pauta para la elección del tipo de configuración que tendrá el sistema.

Por lo tanto es necesario contar con planos o cartas topográficas de la población, en planta y elevación y a diversas escalas, para realizar inicialmente los trazos preliminares de la red de alcantarillado, y posteriormente los definitivos así como para ubicar las estructuras e instalaciones auxiliares (plantas de bombeo, de tratamiento, etc.).

En caso de que no existan dichos planos deben realizarse levantamientos topográficos de la población procurando captar todos los detalles que representen información para el proyectista. Los levantamientos pueden realizarse por diversos métodos, como son el fotogramétrico, tránsito y cinta, etc., y para facilitar el trazo de la red, es conveniente tomar puntos para dibujar las curvas de nivel a cada metro, partiendo de un banco de nivel principal tomando su altura respecto al nivel del mar con una exactitud aproximada al milímetro.

Las escalas más usuales para este tipo de cartas topo-

gráficas son:

Plantas:	1:2000 a 1:5000
Perfiles	Horizontal 1:2000 a 1:5000
	Vertical 1:200 a 1:500

Los planos que nos servirán para el trazo de la red de alcantarillado deberán tener los siguientes datos:

- Nombre de las calles que forman las manzanas de la población (planos catastrales de la población o planos de la localidad).
- Longitud de crucero a crucero de las calles.
- Elevación de todos los cruces y sitios en que cambie la pendiente del terreno.

b) Plano predial.

El plano predial nos indicará el número de predios por frente de calles, el número de habitantes por manzana, la localización de edificios públicos, jardines, industrias y lugares notables.

Se deben localizar en los planos catastrales de la localidad, todas las edificaciones o instalaciones cuyos caudales de aguas residuales sean sensiblemente mayores que el volumen promedio de las descargas como por ejemplo: edificios públicos, mercados, escuelas, hospitales, hoteles, jardines, centros comerciales y recreativos, zonas industriales, etc. Por otra parte hay que considerar aquellas fuentes de aguas residuales cuyas descargas sean posiblemente nocivas, por ejemplo sustancias corrosivas que puedan dañar las tuberías o sustancias que puedan afectar las condiciones ambientales y la ecología de la zona donde se viertan.

c) Plano de zonificación del tipo de actividades.

Una información importante para el proyectista estriba en conocer por zonas el tipo de actividades que se realizan en la población; por ello, se deben definir con bastante claridad en este plano las zonas habitacionales, fabriles, comerciales, recreativas, etc. Así mismo, se deben definir la zona de la población que actualmente cuente con el servicio de agua potable domiciliar y las zonas de probable crecimiento futuro de este servicio.

También se deberán marcar en el plano, las zonas que estén en vías de ser habitadas o utilizadas en alguna actividad que requiera del uso de agua potable y en consecuencia de servicios de alcantarillado.

Esto es con el fin de preveer una capacidad extra en las tuberías y de esta manera facilitar la conexión de redes de drenaje.

d) Plano de localización de lugares para estaciones de bombeo, obras de tratamiento y descarga.
En este plano se indicarán los sitios en donde de acuerdo a la topografía del terreno no es posible eliminar las aguas residuales por gravedad y en consecuencia es necesario proyectar una Estación de Bombeo; así mismo, se indicarán los sitios probables en donde es posible construir la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales y la descarga final de dichas aguas.

e) Plano de la red de alcantarillado existente.
Hay ocasiones en que los trabajos de alcantarillado deben efectuarse en poblaciones que ya cuentan con este tipo de servicio, pero que ya es insuficiente por un aumento repentino de la población, de industrias, etc. o que ya ha cumplido con los años de servicio que se habían fijado en su proyecto. En estos casos, para el nuevo proyecto se debe contar con los planos del alcantarillado existente, con el fin de aprovechar hasta donde sea posible, las estructuras y obras accesorias del mismo y además el trazo actual que siguen las alcantarillas para considerarlo como una alternativa, que puede ser la definitiva en el nuevo proyecto. Debe tomarse nota además, del estado en que se encuentran las obras que integran el sistema de alcantarillado.

Este plano contendrá los siguientes datos:

1. Trazo de la red existente.
2. Elevación de terreno.
3. Elevación de plantilla.
4. Pendiente de proyecto en cada tramo.
5. Diámetro de las tuberías.
6. Longitud de cada tramo.
7. Sentido de escurrimiento en cada tramo.
8. Sitio de vertido.

f) Planos de instalaciones subterráneas.
También se debe contar con los planos de las instalaciones subterráneas existentes y en vías de construcción,

como son agua potable, gas, teléfono, etc. Estos datos son importantes para que en la elaboración del nuevo proyecto se tomen en cuenta a fin de no dañarlas o de evitar obstáculos o modificaciones de última hora.

Para la elaboración del proyecto también es importante recabar información relativa al desarrollo de la población. Entre la información con que se debe contar se menciona la siguiente:

1. Crecimiento de la población.

En el proyecto de un sistema de alcantarillado es necesario considerar el incremento de habitantes que tendrá la población a través del tiempo. Se debe determinar el número de habitantes a los cuales se dará servicio durante el tiempo que se estime que el sistema será eficiente. A este número de habitantes se le conoce como población futura de proyecto, que representa un dato importante ya que es uno de los factores en la determinación del gasto de aguas residuales.

La población futura se determina en forma estimativa y está en función, entre otros factores, del ritmo de crecimiento que ha tenido la población y de las actividades futuras.

2. Censos de población.

Los datos censales de una población constituyen la base para efectuar la estimación o cálculo de la población futura, pues el análisis de estos datos permite definir el ritmo de crecimiento de la población y como consecuencia el número de habitantes que podrá tener en el futuro.

3. Tipo de desarrollo futuro.

El desarrollo futuro que probablemente tendrá la población en estudio, es un aspecto importante que debe considerarse en el proyecto. Se debe conocer hasta donde sea posible el tipo, número y magnitud de actividades a que se dedicarán los habitantes de la población durante el tiempo considerado para el servicio eficiente del sistema. Es decir, es necesario conocer si la población tendrá actividades del tipo agrícola, industrial, comercial, etc. y su extensión, con el fin de tener más elementos de juicio para calcular la población futura y por consiguiente el tipo y cantidad de aguas residuales que podrán producirse.

4. Planes regionales.

También se requiere contar con la información relativa a

los planes o programas regionales de desarrollo o de fomento de algún tipo de actividad productiva, dentro del cual esté comprendida la localidad en estudio, pues este tipo de información permitirá estimar con mayor aproximación las características que tendrá a futuro la población a la que se le piensa proyectar su sistema de alcantarillado.

2.2.2 Estimación de caudales por desalojar

Para poder diseñar un sistema de alcantarillado, se deben hacer algunas estimaciones de los escurrimientos probables de aguas residuales o pluviales.

Para hacer estas estimaciones es necesario tener localizadas todas las edificaciones o instalaciones cuyos caudales de aguas residuales sean sensiblemente mayores que el volumen promedio de las descargas que se producen en la zona donde se encuentren ubicados, por ejemplo mercados, hospitales, etc.

2.2.2.1 Gastos aproximados de aguas negras

El caudal de aguas negras se determina a partir del número de habitantes y del volumen que éstos desalojan al día.

Al volumen de agua desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un tanto por ciento de la dotación de agua potable.

Generalmente, la aportación se considera del 75% al 80% de la dotación de agua potable, puesto que del 25% al 20% no llega a las atarjeas, a causa de las pérdidas en las tuberías de distribución, del riego de jardines, parques y calles, del lavado de automóviles, del agua consumida en procesos industriales y operaciones similares.

Cuando no se tiene el dato de la dotación, se puede hacer uso de la siguiente tabla que proporciona S.A.H.O.P., que considera el número de habitantes de proyecto y el tipo de clima.

Población de proyecto (Habitantes)	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado	Frío
	Dotaciones (Lts. / Hab. / día)		
De 2 500 a 15 000	150	125	100
De 15 001 a 30 000	200	150	125
De 30 001 a 70 000	250	200	175
De 70 001 a 150 000	300	250	200
De 150 001 a más	350	300	250

2.2.2.2 Gastos aproximados de infiltración

El alcantarillado no es totalmente impermeable, por lo que puede haber infiltración del agua subterránea a las tuberías del sistema de alcantarillado. A esta cantidad de agua que se infiltra se le conoce como gasto de infiltración.

Lo anterior se presenta en los casos en que el nivel del manto de aguas freáticas esté muy alto y sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo a los siguientes valores: de 0.136 lts/seg/km a 1.092 lts/seg/km pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere, tomar el valor medio de 0.614 lts/seg/km.

Efluentes Industriales

Los efluentes industriales son las aguas que se desechan después de haber sido utilizadas en los procesos industriales.

El volumen y carácter de las aguas desechadas se deben estimar mediante un estudio de las industrias. También se debe investigar la variación, el tiempo de la descarga máxima y la posibilidad de retener flujos excesivos momentáneos en un tanque de almacenamiento, para permitir una descarga uniforme en un período de varias horas.

2.2.3 Tratamiento recomendable

La política que actualmente se sigue en los proyectos de alcantarillado sanitario es el de evitar la contaminación de las corrientes superficiales de aguas pluviales destinadas a diferentes usos, por lo que no se permitirán las descargas de aguas residuales crudas a ninguna corriente receptora.

Una manera de disminuir el grado de contaminación de las aguas residuales, consiste en hacer pasar las dichas aguas por un proceso denominado tratamiento.

El tratamiento de aguas residuales es el conjunto de acciones por medio de las cuales es posible verificar las diferentes etapas que tienen lugar en la autodepuración de una corriente, dentro de un área limitada y apartada, bajo condiciones controladas.

El propósito del tratamiento, consiste en separar de las aguas residuales la cantidad suficiente de sólidos para que no interfieran con el empleo más adecuado de éstas, tomando en cuenta la capacidad de las aguas receptoras para asimilar la carga que se agregue.

Los sólidos que se eliminan son principalmente orgánicos, aunque también se incluyen los inorgánicos.

El grado de tratamiento que se les da a las aguas residuales, debe variar de acuerdo al uso que se les vaya a dar a las aguas receptoras.

Debe procurarse un tratamiento para los sólidos y líquidos que se eliminan como lodos, pero también puede necesitarse un tratamiento para controlar los olores o para destruir los organismos patógenos.

2.2.4 Elección del sitio de vertido

Después de haber pasado las aguas residuales por la planta de tratamiento se les denomina aguas tratadas. Dichas aguas se disponen en un lugar llamado sitio de vertido, y pueden ser: en una barranca, un río o un afluente, en una laguna o en un lago, y en el mar.

Si el vertido se realiza en una barranca, se deberá conocer su topografía, el tipo de materiales que la forman, a qué profundidad se encuentran las aguas subterráneas, ya que puede haber filtraciones de aguas residuales que contaminen las aguas subterráneas, y finalmente, se deberá conocer el sitio al cual llegarán estas aguas residuales. Si el vertido se realiza en un río o un afluente, es necesario contar con un

plano topográfico de detalle en el cual se describirá la corriente o la masa de agua en donde vaya a descargar finalmente el caudal de aguas residuales, indicando sus características y usos.

Además, se deben consignar datos aforados o estimados de los gastos máximo, mínimo y medio diarios, así como el gasto mínimo mensual.

Si el vertido se realiza en una laguna, es necesario contar con los siguientes datos: El área aproximada de la laguna, la profundidad media de la laguna en las cercanías de la tubería de desagüe y las entradas medias del agua a la laguna.

Finalmente, si el vertido se realiza en el mar, es necesario conocer las mareas, las corrientes marinas y contar con un plano de curvas batimétricas para conocer las profundidades del mar.

2.2.5 Posibilidades de reuso.

Debido al crecimiento de las poblaciones y de las industrias, se demandan caudales cada vez mayores para el suministro de agua potable, por lo que se pensó en utilizar varias veces las aguas residuales, bajo un estricto control técnico y sanitario que permita emplearlas en forma adecuada y segura en ciertos usos industriales, en la agricultura y para fines de recarga de lagos y acuíferos subterráneos; ahorrando considerablemente el consumo de agua potable.

El uso industrial que se les puede dar a las aguas residuales consiste en el enfriamiento de los evaporadores de las instalaciones industriales, como por ejemplo para apagar el coque en las fábricas de acero y para enfriamiento de maquinaria que no produzca alimentos.

Para uso agrícola se utilizan las aguas residuales crudas en el mejoramiento de las condiciones del suelo, cuando es estéril, porque los recursos hidrológicos de la región son pobres.

Entre las recuperaciones que puedan obtenerse de las aguas residuales figura: el lodo, por su valor como fertilizante y su contenido de calor. Las grasas y la arena como material para relleno. El gas combustible procedente de la digestión del lodo, etc.

2.3 INVESTIGACIONES ESPECIFICAS

2.3.1 Partes que intervienen en los proyectos.

A manera de antecedente, el proyecto para un sistema de alcantarillado, consiste en sí en una recopilación de información necesaria y relativa a la implementación del sistema; tal información, es por ejemplo la topografía del lugar, el clima, la ubicación, los recursos y necesidades de la población, así como de materiales y procedimientos de construcción y operación. De tal manera que después de analizar la información y en base a las experiencias y a ciertos conocimientos de economía, de tipo técnico y científico, el Ing. Proyectista puede dictaminar el sistema más conveniente para la población en estudio. Dictamen que lo emitirá en su informe y que deberá contener las posibilidades de uno o más planos destacando el costo y las ventajas de cada uno.

El informe debe presentar especial atención a las fases del proyecto y debe consignar muy claramente los fundamentos de la estimación de costos, tanto de construcción como de funcionamiento. Debe llegar a una conclusión sobre el Plan más conveniente, haciendo la recomendación de que se adopte este Plan.

En otros puntos del informe puede hacerse una historia del crecimiento de la población y de la demanda de este servicio, así como de una descripción de las situaciones en que el saneamiento es necesario y de los posibles métodos de financiamiento.

Antes de ver las fases del desarrollo de un proyecto, veamos las partes que intervienen en los proyectos, es decir, las personas, organismos y asociaciones que intervienen en el proyecto de obras de alcantarillado, y son los siguientes:

- a) Usuarios o beneficiarios; son los habitantes de una población, considerados como personas físicas o morales.
- b) Organismos de Estudios y Proyectos. Se trata de los profesionistas (Ing. Civiles con especialidad en Ingeniería Sanitaria) técnicos y trabajadores, que agrupados en organismos, llevan a cabo las diversas etapas de la obra de alcantarillado. Se distinguen básicamente dos organismos y son:
 - Organismos públicos: Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), Secretaría de Salud (SS), Gobiernos de los Estados.
 - Organismos privados: Compañías privadas de Ingeniería Sanitaria.

c) Autoridades. Constituyen el marco legal para la aprobación del proyecto de acuerdo a los planes de desarrollo y del interés colectivo. Estas autoridades pueden ser:

- Municipales
- Estatales
- Federales

d) Fuentes de financiamiento. En el financiamiento de una obra de alcantarillado intervienen las siguientes fuentes:

- Por las autoridades.
- Por los usuarios únicamente.
- Por una combinación de autoridades y usuarios.
- Por instituciones privadas, nacionales o internacionales (Banco Mundial, Banco Interamericano de Desarrollo, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, etc.).

2.3.2 Fases del desarrollo del proyecto.

Para la construcción de un sistema de alcantarillado se llevan a cabo diversas actividades en las cuales intervienen numerosas personas con tareas específicas, tales actividades pueden agruparse en las siguientes fases del desarrollo del proyecto:

- Preliminar o de investigación.
- Diseño.
- Construcción.
- Operación.
- Conservación y mantenimiento.

-Preliminar o de investigación. En esta fase inicial se analiza el problema por resolver y se determinan los criterios y procedimientos para su solución. Se llevan a cabo estudios topográficos, socioeconómicos y de factibilidad técnica y económica, analizando posibles alternativas y anteproyectos que conduzcan finalmente al proyecto definitivo.

-Diseño. Con los datos obtenidos en la fase anterior, se pasa a la etapa de diseño de todas las estructuras y obras auxiliares del sistema, detallando en las memorias de cálculo y en los planos respectivos toda la información posible para efectuar la construcción.

-Construcción. La etapa constructiva representa la realización física del proyecto y es en términos generales la fase que mayor erogación causa.

-Operación. La operación del sistema requiere de un programa previamente elaborado y sujeto a ciertas modificaciones de acuerdo con las condiciones reales de trabajo, así como de personal debidamente capacitado para el manejo de los equipos y dispositivos incluidos en las obras que integran el sistema de alcantarillado.

-Conservación y mantenimiento. Un sistema de alcantarillado requiere de trabajos de limpieza y mantenimiento constantes, con el objeto de evitar obstrucciones en las tuberías y pozos con materiales sólidos que vienen con las descargas y que originarían múltiples problemas, y el peligro de que las aguas residuales brotaran en las calles o dentro de las edificaciones.

2.3.3 Datos básicos para la elaboración de un proyecto

Para la elaboración de un proyecto de alcantarillado es necesario llevar a cabo diversas actividades en las cuales intervienen numerosas personas con tareas específicas. Estas actividades se pueden agrupar en los siguientes capítulos que formarán parte de la memoria descriptiva del proyecto.

Capítulo I. Antecedentes

En este capítulo se señalan los hechos históricos a través de los cuales se determinan las formas en que se han venido resolviendo las necesidades de la población en cuanto a los servicios de alcantarillado se refiere, con lo que se establecerán las causas que generaron la necesidad de elaborar los estudios o el proyecto.

Capítulo II. Estudio socio-económico

El objetivo principal de este capítulo, es el de establecer las bases necesarias para el desarrollo de los proyectos, basándose en los trabajos del punto anterior complementados con un análisis de los sectores productivos, de las características generales de la población, así como de los ingresos de sus habitantes, lo que permitirá conocer la situación económica prevalente en la localidad.

Capítulo III. Descripción de los sistemas actuales

El objetivo principal de este capítulo es el de conocer las condiciones en que se encuentran las instalaciones que prestan servicios a la localidad, para poder determinar hasta qué punto podrían ser aprovechadas en los proyectos.

Capítulo IV. Evaluación económica de alternativas

Con base en las investigaciones de los capítulos I y II, en este capítulo se estará en posibilidad de decidir por la alternativa de mínimo costo.

Capítulo V. Proyecto

En base a la alternativa óptima determinada en el capítulo anterior, se procederá a desarrollar el proyecto ejecutivo del sistema.

Capítulo VI. Estudio de factibilidad técnica y económica

Este capítulo tiene como objetivo principal justificar la realización del proyecto, garantizando su ejecución a través de un análisis minucioso de todos los factores técnicos, sociales, económicos y políticos que intervienen y aseguran el cumplimiento del compromiso financiero que se adquiere, preparando los lineamientos y criterios precisos para la determinación del proyecto e implantar las bases de negociación entre organismos demandantes de los servicios y las instituciones de crédito.

2.3.4 Períodos económicos.

Previo a la construcción de las diversas obras que conforman los sistemas de alcantarillado, es necesario llevar a cabo una investigación preliminar con el fin de recabar la información necesaria para elaborar después el proyecto del sistema.

Además de la investigación de la topografía de la región y de otros factores, es necesario para el proyecto de un sistema de alcantarillado considerar el incremento de habitantes que tendrá la población a través del tiempo con el fin de determinar los periodos económicos del sistema, pues la construcción de esta clase de obras originan fuertes inversiones por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor, que el existente cuando se elabore el proyecto.

El desarrollo futuro que probablemente tendrá la población en estudio es un aspecto importante que debe considerarse en el proyecto. Se debe conocer hasta donde sea posible, el tipo, número y magnitud de actividades a que se dedicarán los habitantes de la población durante el tiempo considerado de vida útil del sistema, es decir, es necesario conocer si la población tendrá actividades de tipo agrícola, industrial, comercial, etc. y su extensión con el fin de

tener más elementos de juicio para calcular la población futura y por consiguiente el tipo de cantidad de aguas residuales que podrán producirse.

La población futura se determina en forma estimativa mediante métodos analíticos y gráficos en base a los censos de población. La consecuencia de la determinación de dicha población es la definición del periodo del tiempo durante el cual se proyecta proporcionar el servicio en forma eficiente y suele llamársele periodo económico de la obra, el cual se hace considerando la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo, pues de otra manera, los costos de reparaciones harían incosteables el funcionamiento del sistema.

La Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas⁽¹⁾ considera que el periodo económico de un proyecto de alcantarillado va de acuerdo a los usuarios del sistema como sigue:

Para localidades de 2,500 a 15,000 usuarios de proyecto: de 6 a 10 años.

Para poblaciones con más de 15,000 usuarios de proyecto: de 15 a 20 años.

El periodo económico es el lapso en que se supone que el sistema proyectado trabajará eficientemente y cubrirá la inversión efectuada.

2.4 NORMAS PARA EL PROYECTO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Es importante que el proyectista conozca las normas nacionales para el proyecto de sistemas. Actualmente se encuentran publicadas las llamadas "Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana", editadas por la antigua Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas⁽¹⁾.

Estas normas especifican: la información básica para la elaboración del proyecto; datos y consideraciones para la elaboración del proyecto; estructuras necesarias en las obras de alcantarillado y la forma de presentación del proyecto. Contiene así mismo, los principales planos de estructuras, nomogramas y tablas básicas de diseño.

⁽¹⁾ Ahora Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE)

CAPÍTULO III

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS RESIDUALES

III.1 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES

La estimación del caudal presente y futuro es base para definir los diseños del sistema de recolección de las aguas, de las estaciones de bombeo, de la planta de tratamiento y del sistema de disposición final de las aguas residuales.

III.1.1 Estimaciones de población

En la planeación de un sistema de alcantarillado es necesario determinar la población de la localidad a futuro, sobre todo, al final del periodo económico de la obra.

Para lograr lo anterior se debe conocer la población actual y la forma como ha venido desarrollándose.

Las predicciones de población son complejas, en realidad no se tienen soluciones exactas, hay una serie de factores que pueden alterar el desarrollo demográfico de una comunidad y cuya evaluación no siempre se puede definir con anticipación, tales como políticas de descentralización de actividades económicas, movimientos migratorios, nacimientos, incrementos en la esperanza de la vida, descubrimiento de un nuevo recurso natural en la vecindad, desarrollo de nuevas industrias en la zona, el uso de la tierra, etc.

Los análisis se basan en datos de censo anteriores de la comunidad, en datos de crecimiento de comunidades semejantes, en los índices de natalidad, mortalidad y migración.

Las estimaciones de población se pueden tener a:

- Corto plazo (hasta 10 años)
- Largo plazo (10 a 50 años o más)

Estimación a corto plazo. Los métodos que se emplean son:

- Progresión aritmética.
- Progresión geométrica.
- Tasa decreciente de crecimiento.
- Extensión gráfica.

Progresión aritmética.

Consiste en tomar los dos últimos datos de censo y obtener la ecuación de la recta calculando la pendiente y la ordenada al origen; las coordenadas de los puntos son: años y habitantes, quedando la expresión de la siguiente forma:

$$P = P_2 + \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2)$$

Donde:

- P = población futura
- P₂ = población indicada en el último censo
- P₁ = población indicada en el penúltimo censo
- t = año para el que se busca la población futura
- t₂ = año del último censo
- t₁ = año del penúltimo censo

Ejemplo:

Empleando el método progresivo aritmético calcule la población para 1990 si se tienen los datos siguientes:

- P₂ = 28 316 habitantes
- P₁ = 15 244 habitantes
- t₂ = 1980
- t₁ = 1970
- t = 1990

Aplicando la fórmula se tendrá:

$$P_{1990} = 28\,316 + \frac{28\,316 - 15\,244}{1980 - 1970} \times (1990 - 1980)$$

$$P_{1990} = 41\,388 \text{ habitantes}$$

Por lo general este procedimiento proporciona cantidades menores a la realidad, se aplica como una primera apreciación pues dadas las actuales condiciones en que se presentan los crecimientos demográficos, este procedimiento ya no debe utilizarse.

Progresión geométrica.

Se supone que la población crece a semejanza de un capital puesto a interés compuesto. El método da valores generalmente muy altos. La expresión tiene la siguiente forma:

$$\log P = \log P_2 + \frac{\log P_2 - \log P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2)$$

Donde:

- P = población futura
- P₂ = población indicada en el último censo
- P₁ = población indicada en el penúltimo censo
- t = año para el que se busca la población futura
- t₂ = año del último censo
- t₁ = año del penúltimo censo

Ejemplo:

Empleando el método progresivo geométrico, calcule la población para 1990 si tiene los datos siguientes:

$$P_2 = 28\,316 \text{ habitantes}$$

$$P_1 = 15\,244 \text{ habitantes}$$

$$t_2 = 1980$$

$$t_1 = 1970$$

$$t = 1990$$

Aplicando la fórmula se tendrá:

$$\log P_{1990} = \log (28316) + \frac{\log (28316) - \log (15244)}{1980 - 1970} \times (1990 - 1980)$$

$$\log P_{1990} = 4.721$$

$$P_{1990} = 52\,597 \text{ habitantes}$$

Tasa decreciente de crecimiento.

En este método se acepta una tasa variable de cambio:

$$\frac{dP}{dt} = Kd (Z - P)$$

en el cual Z es el valor de saturación o límite de la población, que se debe estimar.

La expresión que se utiliza es la siguiente:

$$P = P_2 + (Z - P_2) \left[1 - e^{-\left(\frac{-\ln \frac{Z - P_2}{Z - P_1}}{t_2 - t_1}\right) (t - t_2)} \right]$$

Donde:

P = población futura

P₂ = población indicada en el último censo

P₁ = población indicada en el penúltimo censo

t = año para el que se busca la población futura

t₂ = año del último censo

t₁ = año del penúltimo censo

Z = valor límite de la población

Ejemplo:

Empleando el método de tasa decreciente de crecimiento, calcúle la población para 1990 si tiene los datos siguientes:

$$P_2 = 28\,316 \text{ habitantes}$$

$$P_1 = 15\,244 \text{ habitantes}$$

$$t_2 = 1980$$

$$t_1 = 1970$$

$$t = 1990$$

$$Z = 80\,000 \text{ habitantes}$$

Aplicando la fórmula se tendrá:

$$P = 28316 + (80,000 - 28,316) \left[1 - e^{-\left(\frac{-\ln \frac{80,000 - 28,316}{80,000 - 15,244}}{1980 - 1970}\right) (1990 - 1980)} \right]$$

P = 38749 habitantes

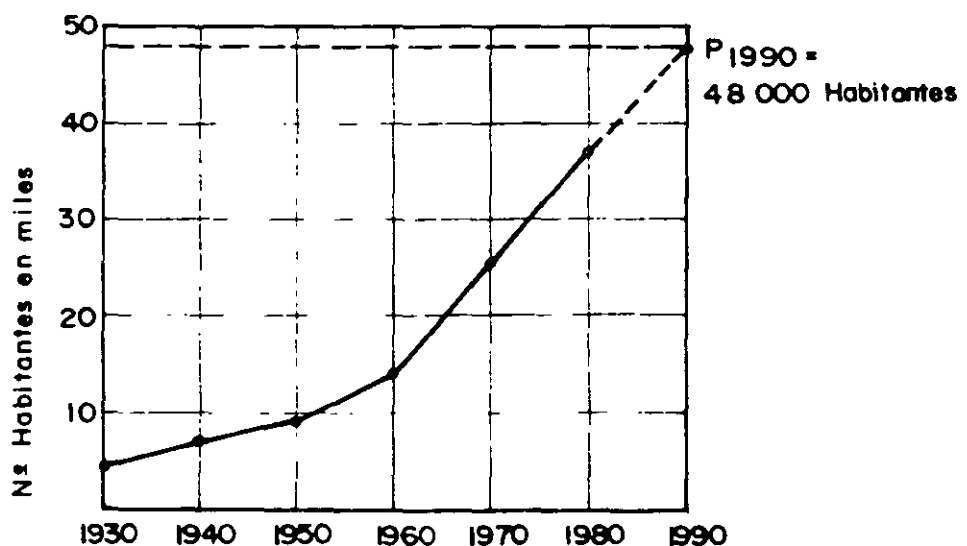
Extensión gráfica.

En este método se utilizan los datos censales disponibles para formar una gráfica en donde las ordenadas representan el número de habitantes y las abscisas los años. A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro.

Ejemplo:

Para los datos censales indicados prolongue la curva utilizando el método de extensión gráfica.

Año	Población
1930	4 716
1940	7 274
1950	9 496
1960	14 245
1970	26 318
1980	37 215



Estimación a largo plazo.

Los métodos que se pueden emplear son:

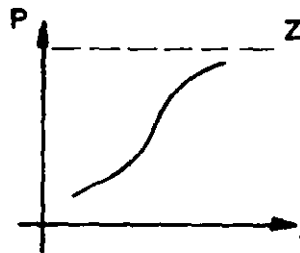
- Ajuste a una curva matemática
- Comparación gráfica con otras comunidades
- Relación y correlación
- Análisis de las componentes

• Ajuste a una curva matemática.

Las curvas de crecimiento, se pueden describir por ecuaciones que definan una base biológica racional.

Una de las curvas más conocida es la logística, que tiene forma de S, y que matemáticamente se escribe en la forma:

$$P = \frac{Z}{1 + me^{bt}}$$



donde:

P población en el tiempo t, a partir de un origen asumido

Z población de saturación o límite

m, b constantes que se calculan a partir de valores observados de P

Para ajustar esta curva, se seleccionan tres años representados por t_0, t_1, t_2 , equidistantes uno de otro. se escogen de modo que uno esté cerca de la primera población registrada, otro cerca de la mitad del periodo registrado, y el tercero cerca del final del registro.

La curva ajustada pasará a través de los valores P_0, P_1 y P_2 , poblaciones correspondientes a los valores t_0, t_1 y t_2 , respectivamente. La equidistancia entre los años se designa por n. Las constantes se obtienen a partir de:

$$Z = \frac{2 P_0 (P_1 + P_2) - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

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

$$b = \frac{1}{n} \operatorname{Ln} \frac{P_0 (Z - P_1)}{P_1 (Z - P_0)}$$

Para trazar una línea recta se puede preparar una escala logística expresando a las poblaciones en términos del valor de saturación.

El porcentaje de saturación es:

$$P = 100 \frac{P}{Z} = \frac{100}{1 + me^{bt}}$$

$$\text{y} \quad \operatorname{Ln} \frac{100 - p}{p} = \operatorname{Ln} m + bt$$

ecuación de una línea recta, con ordenada al origen $\operatorname{Ln} m$ y pendiente b .

Ejemplo:

Empleando el método de ajuste a una curva matemática, calcule la población para 1990 si se tienen los siguientes datos:

$$P_0 = 15\,244 \text{ Hab.}$$

$$P_1 = 28\,316 \text{ Hab.}$$

$$\left. \begin{array}{l} t_0 = 1970 \\ t_1 = 1980 \end{array} \right\} \rightarrow n = 10 \text{ años}$$

$$Z = 80,000 \text{ Hab. (población de saturación).}$$

Al aplicar la fórmula se tendrá:

$$m = \frac{Z - P_0}{P_0} = \frac{80,000 - 15,244}{15,244} = 4.248$$

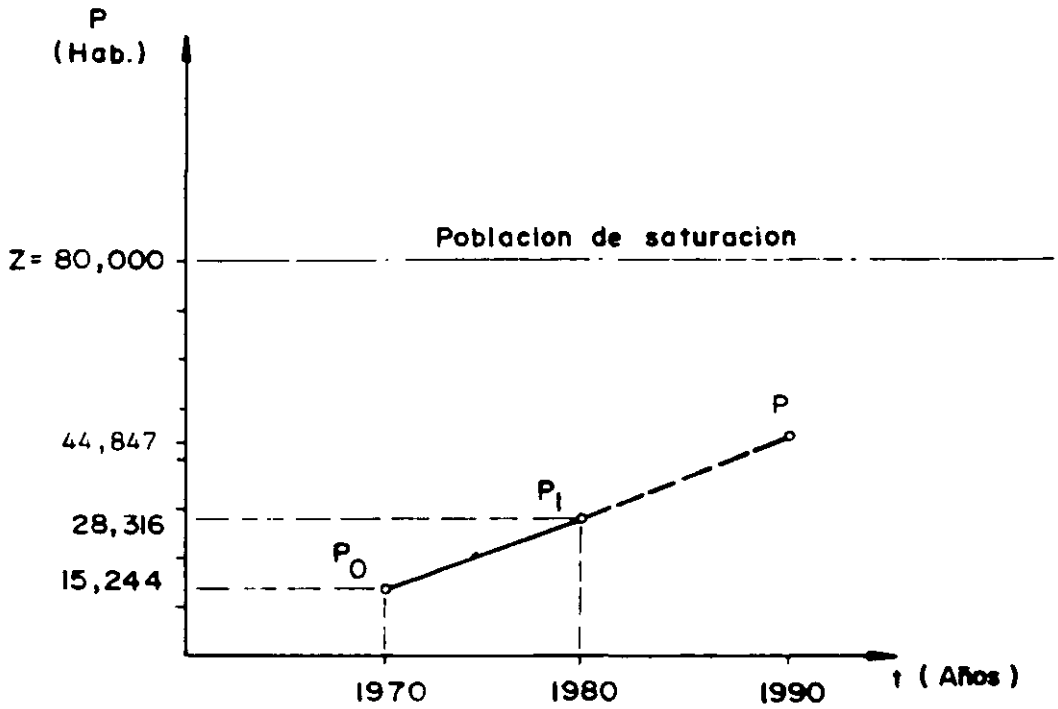
$$b = \frac{1}{10} \operatorname{Ln} \frac{15,244 (80,000 - 28,316)}{28,316 (80,000 - 15,244)} = -0.0845$$

Los valores obtenidos se sustituyen en la siguiente ecuación:

$$P = \frac{Z}{1 + me^{bt}}$$

$$P_{1990} = \frac{80,000}{1 + 4.248 e^{(-0.0845)(20)}}$$

$$P_{1990} = 44,847 \text{ Hab.}$$



•Comparación gráfica

La curva población-tiempo de la comunidad en estudio se puede extrapolar con base en la tendencia experimentada en comunidades similares pero más grandes. Las tendencias de crecimiento de estas comunidades se grafican de manera que todas las curvas coincidan con el valor de la población presente de la comunidad en estudio. A partir de esa familia de curvas, se traza la curva de proyección de la población de la comunidad problema.

Se debe tener cuidado en analizar las condiciones bajo las cuales crecieron en otra época las comunidades comparadas.

•Relación y correlación

En este método se considera que la tasa de crecimiento de una comunidad se puede relacionar con la de una región más grande, por ejemplo, el estado correspondiente. Si se aplica un factor de escala apropiado, se pueden emplear las estimaciones de población para el estado en la estimación de crecimiento de la comunidad en estudio. Los factores de escala se basan en relaciones simples o se derivan de estudios de correlación. Así,

$$\frac{P_2}{P_{2E}} = \frac{P_1}{P_{1E}} = K_r$$

donde

P_2 población estimada de la comunidad

P_{2E} población estimada del estado

P_1 población del último censo de la comunidad

P_{1E} población del último censo del estado

K_r relación constante

•Análisis de las componentes

Las componentes que conforman el crecimiento de la población son: natalidad, mortalidad y migración. Cada componente se analiza por separado en cuanto a sus tendencias y causas que originaron su comportamiento. Con ésto, se fijan los niveles de inicio y se supone la variación con el tiempo. Las proyecciones de población son el producto de la integración de los resultados parciales de las componentes.

El modelo es probabilístico. Las probabilidades de sobrevivencia representan el proceso de envejecimiento de la población. Las tasas de fecundidad representan el proceso de regeneración. Los saldos migratorios representan la intensidad y movilidad geográfica de la población.

La Comisión del Plan Nacional Hidráulico de la SARH, estableció las proyecciones de población a distintos niveles de división política de la República Mexicana, para el estudio de demandas futuras de agua. El estudio de población se publicó con el rubro de "Proyecciones de Población".

III.1.2 Cálculo de los gastos básicos de proyecto

Los diversos usos del agua en una población, determinan que existen diferentes volúmenes en la aportación de las aguas residuales. Quizá una forma de determinar el gasto que conducirá cada tramo de atarjea sería medir directamente la cantidad de la descarga de cada centro de aportación, como son casas habitación, industrias, escuelas, comercios, etc. Sin embargo esto prácticamente es imposible, además de que no tendría la certeza de que los gastos que se miden no sufrirán variación en el transcurso de los años y por otra parte no se considerarían las aportaciones futuras, esto sin contar la variación que ocurre diariamente. De aquí que resulte muy difícil cuantificar las aportaciones de cada caso particular.

Para facilitar el cálculo del gasto en cada tramo de atarjea, es práctica común en el diseño de alcantarillados, suponer primeramente, que los habitantes de la población se distribuyen uniformemente en la zona de servicio en la red. Esta suposición no está alejada de la realidad, si se considera que el trazo de las atarjeas y en general de la red se hace de acuerdo a la distribución de los centros de aportación. Una segunda suposición es que la aportación de aguas residuales es uniforme en cada zona cuyas características en cantidad y usos del agua potable, sean similares, así se puede esperar que en una zona habitacional no existan variaciones importantes en la descarga de cada casa, de igual manera una zona industrial tendrá una aportación semejante en su zona pero ésta puede ser diferente respecto a la otra. La zonificación mencionada se ilustra con un ejemplo en la Fig. III.1.

Sin embargo, cuando no existe una zonificación bien definida y las fábricas y centros de trabajo están intercaladas dentro de una zona habitacional o bien cuando las actividades de una población no son muy variadas, como sucede en

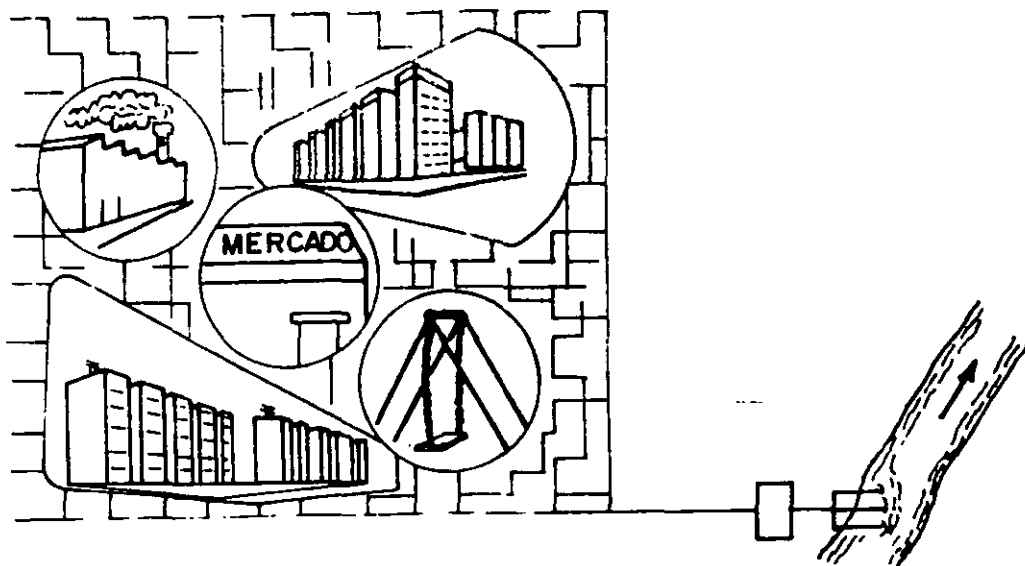


Fig. III.1 - Zonificación de la población de acuerdo al tipo de actividades.

muchas poblaciones rurales, es válido considerar una aportación promedio de toda la población en general.

III.2.1 Cálculo del número de usuarios de un sistema de alcantarillado considerando densidad de población

Con los supuestos anteriores se pueden establecer las siguientes relaciones:

- 1) Considerando longitudes.

$$D_L = \frac{P}{L}$$

- 2) Considerando áreas.

$$D_A = \frac{P}{A}$$

donde:

- D_L = Densidad de población en hab/km o m
- D_A = Densidad de población en hab/km² o Ha
- P = Población. Habitantes.
- L = Longitud de la red de tubería en km o en m
- A = Área de aportación de aguas residuales municipales en km² o Ha.

En las expresiones anteriores tanto P, L y A pueden referirse a los valores totales, es decir, a la población, la longitud de la red o el área de aportación de todo el poblado, respectivamente, o bien a los valores de una zona determinada de éste, en que las características del uso del agua, actividades, etc. son homogéneas y sensiblemente diferentes a otras zonas de la misma población.

La determinación de este número de habitantes es sencilla, pues basta conocer la densidad de población y la longitud o área en la cual se desea conocer la cantidad de habitantes y multiplicar éstos valores.

Por ejemplo, si se tiene una población de 18 594 habitantes y la longitud total de la red de tuberías es de 24.8 km, la densidad lineal de población será de:

$$\frac{18\ 594\ \text{hab}}{24.8\ \text{km}} \doteq 750\ \text{hab/km}$$

Ahora, si se quiere conocer el número de habitantes que aportan por ejemplo, en los 3 primeros kilómetros, se determinará como sigue:

$$750\ \frac{\text{hab}}{\text{km}} \times 3\ \text{km} = 2\ 250\ \text{hab.}$$

1.1.1.2.2 Cálculo del gasto medio diario

La determinación del gasto medio de aguas residuales, corresponde al valor deducido del total del caudal de agua entregado en 24 horas: se calcula utilizando la siguiente expresión.

$$Q_{\text{med}} = \frac{P \cdot A_p}{86\ 400} \quad \text{donde:}$$

Q_{med} = gasto medio en lts./seg

P = población de proyecto; habitantes

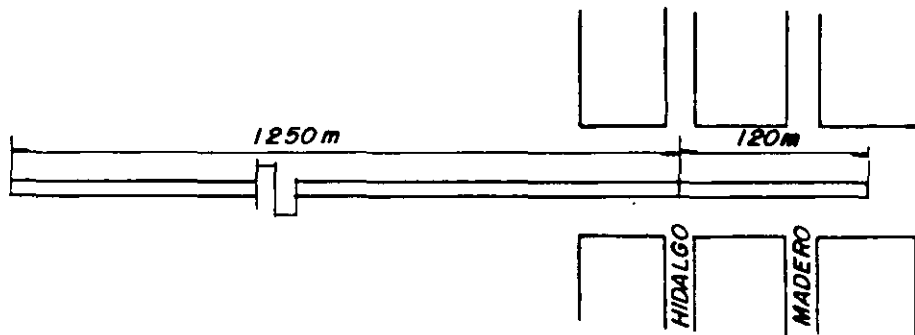
A_p = aportación de aguas residuales en lts/hab/día

86400 = número de segundos que tiene un día

Así, el cálculo del gasto medio en cualquier tramo de la red puede hacerse con base en la densidad de población y la aportación. Para mejor comprensión, veamos el siguiente ejemplo:

Ejemplo III.1

Determinar el gasto medio en el tramo de tubería que se encuentra entre las calles Hidalgo y Madero y que tiene una longitud de 120 m. El tramo considerado es continuación de la línea de tubería, que ha tenido un recorrido anterior al tramo, de 1250 m. La población total de proyecto es de 24 937 habitantes; con una dotación de agua potable igual a 150 lts/hab/día, la longitud de la red de tubería es de 19.6 km.



Determinando la densidad de población lineal.

$$D = \frac{24\,937 \text{ hab.}}{19.6 \text{ km}} = 1272 \text{ hab/km}$$

Para determinar el número de habitantes que aportan, se considera no sólo la longitud del tramo donde se desea conocer el gasto, sino también la longitud anterior, puesto que la tubería entre las calles Hidalgo y Madero recibirá las aportaciones que se hayan hecho anteriormente, además de las que se hagan en el propio tramo. Así la longitud de red a considerar es

$$1.250 + 0.120 = 1.37 \text{ km}$$

A la cantidad de tubería que contribuye con su caudal a aumentar la aportación en el tramo en estudio, se le llama longitud tributaria.

Por lo cual

$$p = 1272 \frac{\text{hab}}{\text{km}} \times 1.37 \text{ km} = 1743 \text{ hab.}$$

Para determinar la aportación consideramos que

$$A_p = 0.75 \text{ dot.}$$

$$A_p = 0.75 (150) = 112.5 \text{ lts/hab/día}$$

De aquí que aplicando la expresión de gasto medio.

$$Q_{\text{med}} = \frac{112.5 \times 1743}{86400} = 2.27 \text{ l/seg.}$$

respuesta: el gasto medio vale 2.27 l/seg.

III.1.2.3 Cálculo del gasto medio considerando densidad de gasto

Otra modalidad en el cálculo del gasto medio en cualquier tramo de la red de alcantarillado es considerar una densidad de gasto en relación a la longitud de tubería que se analiza.

La consideración es que el gasto que existe a lo largo de la tubería es uniforme en toda la población o en una zona determinada de ella y ya se mencionó que esta consideración es correcta en los casos en que sea evidente la uniformidad de las descargas y considerando aparte las descargas especiales.

Entonces bajo esa suposición se hace lo siguiente:

$$Q_{\text{med}} = \frac{P A_p}{86400}$$

$$D_g = \frac{Q_{\text{med}}}{L}$$

Donde P, A_p , Q_{med} tienen el mismo significado dado anteriormente. D_g es la densidad de gasto medio y L es la longitud de la red de tuberías que puede ser de toda la población o de una zona de ella.

Ejemplo III.2

Sabemos que:

$$P = 24\,937 \text{ Hab.}$$

$$A_p = 112.5 \text{ l/hab/día}$$

$$L = 1.25 \text{ km (longitud tributaria)}$$

$$L_1 = 0.120 \text{ km (longitud del tramo que se analiza)}$$

De aquí que:

$$Q_{med} = \frac{24\,937 \times 112.5}{86\,400} = 32.47 \text{ l/seg.}$$

Por lo cual la densidad de gasto (D_g) es

$$D_g = \frac{32.47}{19.6} = 1.657 \frac{\text{lts/seg}}{\text{km}}$$

De donde

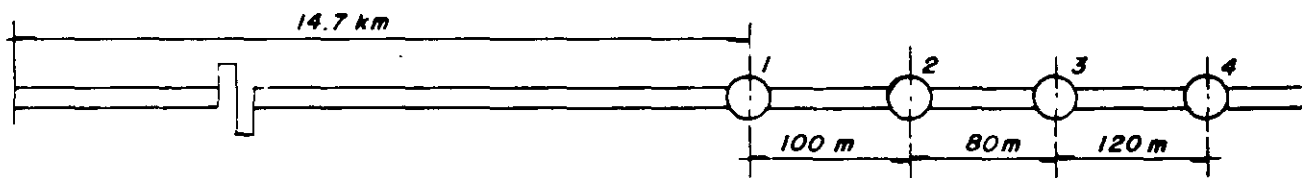
$$Q_{med_t} = 1.657 \times (1.25 + 0.12)$$

$$Q_{med_t} = 2.27 \text{ l/seg}$$

Ambos criterios, considerando densidad de población y considerando densidad de gastos, llegan al mismo resultado, puesto que en los dos intervienen tanto la población como la longitud total de la red y, por lo cual se pueden aplicar indistintamente.

Ejemplo 111.3

Determinése, considerando la densidad de población, el gasto medio en cada tramo de la red de alcantarillado que se esquematiza. La población total de proyecto es de 42,594 hab., el clima de la región donde se encuentra la población es templado, la longitud total de la red se ha estimado en 26.8 km y la longitud tributaria es de 14.7 km.



Solución.

La dotación que corresponda a una población de 42,594 hab. y con clima templado es de 200 lts/hab/día. Considerando la aportación como un 75% de la dotación tenemos que

$$A_p = 0.75 (200) = 150 \text{ lts/hab/día}$$

La densidad lineal de población es:

$$D_p = \frac{42\,594}{26.8} = 1589.3 \text{ hab/km}$$

- a) Cálculo del gasto medio en el tramo comprendido entre los pozos 1 y 2.

La longitud de la red será

$$14.7 + 0.1 = 14.8 \text{ km}$$

De aquí que la población que aporta es

$$P = 1589.3 \times 14.8 = 23,521 \text{ hab.} = 23,522 \text{ hab.}$$

Por lo cual

$$Q_{\text{med}} = \frac{23,522 \times 150}{86,400} = 40.84 \text{ l/seg}$$

- b) En el tramo entre los pozos 2 y 3.

La longitud de la red será:

$$14.7 + 0.1 + 0.08 = 14.88 \text{ km}$$

Entonces la población que aporta será

$$P = 1589.3 \times 14.88 = 23,648.8 \text{ hab} = 23,649 \text{ hab.}$$

Por lo cual

$$Q_{\text{med}} = \frac{23,649 \times 150}{86,400} = 41.06 \text{ l/seg}$$

- c) En el tramo entre los pozos 3 y 4.

La longitud de la red será:

$$14.7 + 0.1 + 0.08 + 0.12 = 15 \text{ km.}$$

De aquí que la población que aporta es:

$$P = 1589.3 \times 15 = 23,839.5 \text{ hab.} = 23,840 \text{ hab.}$$

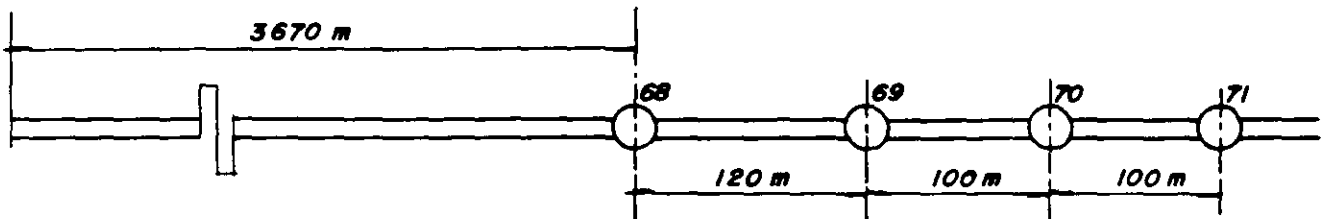
Por lo cual la respuesta es:

$$Q_{\text{med}} = \frac{23,840 \times 150}{86,400} = 41.39 \text{ l/seg.}$$

Ejemplo III.4

Determinese, considerando densidad de gasto, el gasto medio en cada tramo de la red de alcantarillado cuyo croquis se presenta a continuación. La población total de proyecto es 18 936 hab., el clima de la región donde se encuentra la población es cálido, la longitud total de la red medida es de

7500 metros y la longitud tributaria es de 3670 m.



Solución.

La dotación que corresponde a una población de 18,936 hab. y de clima cálido es de 200 lts/hab/día, por lo cual si consideramos una aportación igual al 75% de la dotación, tendremos:

$$A_p = 0.75 (200) = 150 \text{ lts/hab/día}$$

Calculando el gasto medio de toda la población

$$Q_{\text{med}} = \frac{18,936 \times 150}{86,400} = 32.88 \text{ lts/seg}$$

Calculando la densidad del gasto.

$$D_g = \frac{32.88 \text{ lts/seg}}{7.5 \text{ km}} = 4.384 \frac{\text{lts/seg}}{\text{km}}$$

a) Cálculo del gasto medio para el tramo comprendido entre los pozos 68 y 69.

La longitud de la red será:

$$3.670 + 0.120 = 3.79 \text{ km}$$

Por lo cual

$$Q_{\text{med}} = 4.384 \times 3.79 = 16.62 \text{ l/seg}$$

b) En el tramo entre los pozos 69 y 70

La longitud de la red será:

$$3.670 + 0.120 + 0.100 = 3.89 \text{ km.}$$

Por lo que

$$Q_{med} = 3.89 (4.384) = 17.05 \text{ lts/seg}$$

c) En el tramo entre los pozos 70 y 71

La longitud de la red será:

$$3.670 + 0.120 + 0.100 + 0.100 = 3.99 \text{ km}$$

De aquí que la respuesta es:

$$Q_{med} = 3.99 (4.384) = 17.49 \text{ lts/seg.}$$

El gasto en las tuberías de ninguna manera es constante; existen fluctuaciones en las aportaciones que dan origen a los distintos caudales a lo largo del año e inclusive a lo largo de un día o de una hora. Los gastos que rigen el funcionamiento hidráulico de las atarjeas son los gastos con valores extremos, es decir, un gasto mínimo y un gasto máximo.

III.1.2.3 Gasto mínimo

El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentará en la conducción. La experiencia ha determinado que para efectos de cálculo, se acepta como criterio que el valor del gasto mínimo en un flujo variable de aguas residuales sea igual a la mitad del gasto medio, es decir:

$$Q_{min} = \frac{Q_{med}}{2}$$

En la elaboración de proyectos generalmente se acepta como gasto mínimo el calculado con la ecuación anterior. Sin embargo, en los casos en que se tenga gastos muy pequeños, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas residuales, el número de descargas simultáneas al alcantarillado, aceptando que la descarga de un inodoro es de 1.5 lts/seg y el número de descargas simultáneas al alcantarillado, está de acuerdo al diámetro del conducto receptor. A continuación se transcribe una tabla (III.1) de recomendaciones de la SAHOP¹ en la cual se detallan estos gastos para distintos diámetros.

¹ Normas de proyecto para las obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana.

Tabla III.1

Diámetro (cm)	No. de descargas simultáneas	Aportación por descarga (lts/seg.)	Gasto mínimo de aguas negras (lts/seg)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

Los gastos mínimos que consigna la tabla III.1 son siempre mayores que los calculados con la fórmula expresada anteriormente, de Q_{\min} .

III.1.2.4 Gasto máximo

El gasto máximo es el máximo valor que se considera se puede presentar en un instante dado, por ello también se le conoce como gasto instantáneo. Este valor determina la capacidad requerida en las tuberías, con el fin de que puedan conducir los máximos gastos que se puedan presentar.

El gasto máximo instantáneo resulta de la multiplicación del gasto medio por la suma de dos coeficientes; uno de varia—

ción y otro de previsión. Estos factores en general, con
sideran la variación que existe en las aportaciones.

- Coeficiente de variación o coeficiente de Harmon (C.V.)

Este coeficiente trata de cubrir la variabilidad en las aportaciones por descargas domiciliarias durante el año y el día. En México se ha aceptado como un valor bastante aproximado, el propuesto empíricamente por W.G. Harmon y que se expresa de la siguiente manera:

$$c.v. = \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = población de proyecto en miles de habitantes

c.v. = coeficiente de variación

Es válido determinar este coeficiente hasta una población de 182,250 habitantes. Para una población mayor, este coeficiente será igual a 0.80, es decir, se acepta que para un valor mayor de 182,250 usuarios, la variación no sigue la ley establecida por Harmon.

- Coeficiente de previsión (C.P.)

Este coeficiente trata de preveer los excesos de aportación que pueden ocurrir por concepto de aguas pluviales exclusivamente domiciliarias o bien por el producto de un crecimiento demográfico explosivo que aumentaría un consumo no previsto.

Los valores de este coeficiente varían de 1.0 a 2.0, normalmente se toma el valor de 1.5, pero es práctica en nuestro medio considerarlo como la unidad.

La suma de estos dos últimos coeficientes (variación y previsión) dan como resultado el coeficiente designado comúnmente como M del gasto medio diario del día de máxima aportación y se expresa como:

$$M = C.V. + C.P.$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Por lo que el gasto máximo quedaría expresado como:

$$Q_{\text{máx}} = M \cdot Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{med}} \cdot \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right]$$

Ejemplo III.5

Determinar el gasto máximo y mínimo que se presentará en un tramo de una red de alcantarillado de una determinada población que cuenta con 15,936 hab. y cuya región es de clima frío. La longitud total de la red es 24.6 km. El tramo que se analiza está comprendido entre los pozos 60 y 61 con una longitud de 120m. La longitud tributaria es de 4.39 km y el coeficiente de aportación es igual a 0.8.

Solución.

La dotación de agua para una población de entre 15,000 a 30,000 habitantes con clima frío es de 125 lts/hab/día.

La aportación de aguas negras es igual a

$$A_p = 125 \times 0.8 = 100 \text{ lts/hab/día}$$

El gasto medio es igual a

$$Q_{\text{med}} = \frac{P \times A_p}{86,400} = \frac{15,936 (100)}{86,400}$$

$$Q_{\text{med}} = 18.44 \text{ lts/seg}$$

El gasto medio unitario es:

$$q_{\text{med}} = \frac{Q_{\text{med}}}{L_{\text{total}}} = \frac{18.44 \text{ lts/seg}}{24.6 \text{ km}}$$

$$q_{\text{med}} = 0.75 \text{ lts/seg/km}$$

El gasto medio que escurre por el tramo considerado será igual a:

$$Q_{\text{med}} = q_{\text{med}} \cdot (\text{Long. del tramo más la longitud tributaria})$$

$$Q_{\text{med}} = 0.75 (0.12 + 4.39)$$

$$Q_{\text{med}} = 3.38 \text{ lts/seg.}$$

El gasto mínimo es igual a:

$$Q_{\min} = \frac{Q_{\text{med}}}{2} = \frac{3.38}{2}$$

$$Q_{\min} = 1.69 \text{ lts/seg}$$

El gasto máximo es igual a:

$$Q_{\max} = Q_{\text{med}} \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right]$$

La población que debemos considerar es la que se tiene para el tramo considerado más la de la longitud tributaria y se determina de la siguiente manera:

$$D_{\ell} = \frac{P}{L_t} = \frac{15,936}{24.6}$$

$$D_{\ell} = 647.805 \text{ hab/km}$$

$$P = D_{\ell} \cdot (\text{Longitud del tramo más la longitud tributaria})$$

$$P = 647.805 (0.12 + 4.39)$$

$$P = 2,922 \text{ hab} = 2.922 \text{ hab expresada en miles.}$$

Sustituyendo

$$Q_{\max} = 3.38 \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{2.922}} \right]$$

$$Q_{\max} = 11.67 \text{ lts/seg}$$

III.1.2.5 Gastos adicionales

Al gasto máximo calculado debe adicionarse las aportaciones que no se hubieran considerado en la determinación del gasto medio, entre estas aportaciones pueden considerarse las debidas a la infiltración.

La infiltración es la filtración de agua al interior de las tuberías. La mayor parte del gasto por infiltración se debe a los escurrimientos a través de las juntas de las tuberías y otra cantidad menor por medio de las paredes o por las obras anexas de éstas y que ven reducida su capacidad efectiva de conducción. La cantidad de agua que se infiltra depende principalmente de los siguientes factores:

- Control de calidad en la construcción de tuberías.
- Impermeabilización interior de las tuberías.
- Calidad de junteo.
- Tipo del suelo.
- Altura del nivel freático.
- Dimensiones de la tubería.

Las experiencias indican que existen variaciones en las cantidades de infiltración, aún para sistemas nuevos, por lo que las especificaciones para la construcción de tuberías establecen un límite de tolerancia para la infiltración, mismo que se usa al proyectar las conducciones. Las unidades más comunes que se emplean para expresar la infiltración de agua subterránea al sistema es: Lts/día/km o Lts/seg/km.

En nuestro medio, para cuantificar el gasto de infiltración se utilizan los siguientes valores. (1): En los casos en que el nivel del manto de aguas freáticas esté muy alto y que sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo a lo siguiente: Los valores de infiltración pueden variar de 11,800 lts/día/km (0.136 lts/seg/km) a 94,400 lt/día/km (1.092 lt/seg/km), pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere tomar el valor medio igual a 0.614 lts/seg/km.

III.1.2.6 Determinación del gasto máximo por medio de nomogramas

Para facilitar el cálculo del gasto medio y el gasto máximo utilizando el coeficiente de mayoración

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}}$$

se ha elaborado un nomograma que relaciona la longitud de la red de tubería, la población, la aportación y el gasto. En todos los casos los datos de dichas variables pueden ser de toda la población o de una zona de ella.

(1)

Tomados de las normas de proyecto para obras de alcantarillado en localidades urbanas de la República Mexicana, editada por la SAHOP.

El nomograma mencionado se presenta en la Fig. III.2 (pag. 106) En él se explica el significado de la simbología que se utiliza en las diversas escalas y se explica, asimismo, su utilización. El uso del nomograma se ilustra para mayor comprensión con los siguientes ejemplos:

Ejemplo III.6

Se desea determinar el gasto máximo que se presentará en un tramo de la red de alcantarillado de una determinada población que cuenta con 15,936 habitantes y cuya región es de clima frío. La longitud total de la red de alcantarillado es de 24.6 km. El tramo que se analiza está comprendido entre los pozos de visita # 60 y 61 cuya longitud es de 120 m. La longitud tributaria (longitud de la red que aportará su caudal al tramo que se analiza) es de 4.39 km, el coeficiente de aportación es de 0.75.

Solución:

Los datos básicos para utilizar el nomograma de Harmon son: longitud de la red (la longitud tributaria más la longitud del tramo en estudio); densidad de población y; aportación. Valores que enseguida se calcularán.

a) Longitud de la red que contribuye al caudal

$$L = \text{longitud tributaria} + \text{longitud del tramo}$$

$$L = 4.39 + 0.12 = 4.51 \text{ km}$$

b) Densidad de población

$$D = \frac{15,936 \text{ hab.}}{24.6 \text{ km}} = 647.8 \text{ hab/km}$$

$$D = 648 \text{ hab/km.}$$

Nótese que para obtener la densidad de población se utiliza el número total de habitantes y la longitud total de la red de alcantarillado.

c) Aportación

$$A_p = 0.75 (125) = 93.75 \text{ l/hab/día}$$

Con los datos obtenidos se determinarán enseguida por medio del nomograma de Harmon el gasto medio y el gasto máximo para el problema que se plantea.

Localizando en sus respectivas escalas y uniendo los valores de $D = 648$ hab/km (densidad) y $L = 4.510$ km. (longitud tributaria más la longitud del tramo que se analiza).

Del tramo anterior se obtiene:

$$P = 2.84 \quad (\text{población en miles})$$

$$PM = 9.8 \quad (\text{población por el coeficiente de mayoración o de Harmon, en miles})$$

Para obtener el gasto medio (Q_{med}) se une la población $P = 2.84$ con la aportación $A = 93.75$ y se lee el valor de 3.1 en la escala de gasto (Q) por lo cual

$$Q_{med} = 3.1 \text{ l/seg}$$

Para obtener el gasto máximo ($Q_{m\acute{a}x}$) se localiza el valor de $PM = 9.8$ (en la escala de PM) y se une este punto con el valor de $A = 93.75$ localizado en la escala de aportación. Al trazar la línea que une ambos puntos se lee el valor de 10.1 en la escala de gasto (Q), por lo cual la respuesta es:

$$Q_{m\acute{a}x} = 10.1 \text{ l/seg}$$

Ejemplo III.7

Para conocer el diámetro y la pendiente que debe tener un tramo de tubería de una red de alcantarillado, se desea conocer el gasto máximo que se presentará en dicho tramo, considerando los siguientes datos:

$$\text{Población de proyecto} = 27,936 \text{ hab.}$$

$$\text{Longitud total de la red} = 20 \text{ km.}$$

$$\text{Longitud del tramo} = 100 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud tributaria} = 17.6 \text{ km}$$

El clima de la región es templado.

Solución:

Cálculo de los datos básicos para entrar al nomograma de Harmon:

a) Longitud de la red que contribuye al caudal.

$$L = \text{longitud tributaria} + \text{longitud del tramo}$$

$$L = 17.6 + 0.1 = 17.7 \text{ km.}$$

b) Densidad de población

$$D = \frac{27,936 \text{ hab}}{20 \text{ km}} = 1396.8 = 1397 \text{ hab/km}$$

c) Aportación

$$A = 0.75 (150) = 112.5 \text{ l/hab/día}$$

Localizando en sus respectivas escalas y uniendo los valores de $L = 17.7$ y $D = 1397$ se obtiene que:

$$P = 24.5$$

$$P M = 63$$

El gasto medio se obtiene uniendo la población $P = 24.5$ con la dotación $A = 112.5$ con lo cual se obtiene en la escala (Q) el valor de 32.2 por lo cual:

$$Q_{\text{med}} = 32.2 \text{ l/seg}$$

El gasto máximo se obtiene uniendo el valor de la población multiplicada por el coeficiente de mayoración o de Harmon $P M = 63$ el cual se localiza en la escala \underline{P} (no en la escala $P M$) y se une con la aportación $A = 112.5$ obteniendo de esta manera el valor, en la escala (Q) de 82, por lo que la solución es:

$$Q_{\text{máx}} = 82 \text{ l/seg}$$

III.2 REVISIÓN DE LOS CONCEPTOS BASICOS DE HIDRAULICA APLICABLES

La eficiencia de una red de alcantarillado para transportar las aguas residuales en general, está determinada en gran medida por la precisión del diseño hidráulico que se realice. La adecuada determinación de velocidades, pendientes y demás parámetros que intervienen en el diseño de las tuberías que integran la red de alcantarillado es de gran importancia para lograr proyectos eficaces y económicos.

En el proyecto de alcantarillado se consideran los mismos principios y fórmulas hidráulicas del agua limpia para las aguas residuales, a pesar de que hidráulicamente, la conducción de éstas difiere a la de las aguas limpias en los siguientes aspectos:

- A excepción de casos muy especiales, los conductos no trabajan bajo presión.

-El escurrimiento es casi siempre inestable y frecuentemente no uniforme, es decir el flujo varía de acuerdo a la época, lugar, hora, etc.

-El escurrimiento transporta generalmente materiales flotantes, suspendidos y solubles.

Los sistemas de alcantarillado se diseñan para que el escurrimiento de las aguas residuales pueda verificarse en conducciones cerradas o en conducciones a cielo abierto.

III.2.1 Escurrimiento en conducciones cerradas.

El escurrimiento bajo estas condiciones puede calcularse utilizando la ley de la conservación de la energía aplicada al movimiento de fluidos, es decir, aplicando la conocida ecuación de Bernoulli considerando dos secciones cualesquiera como se ve en la figura III.3.

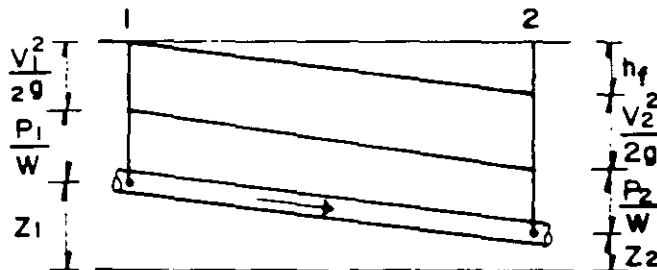


Fig. III. 3

De la figura III.3, se plantea la siguiente ecuación:

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

Donde:

$\frac{P_1}{W}$ y $\frac{P_2}{W}$ Son cargas de presión en las secciones 1 y 2 respectivamente.

$\frac{V_1^2}{2g}$ y $\frac{V_2^2}{2g}$ Son las cargas de velocidad en las secciones 1 y 2 respectivamente.

Z_1 y Z_2 Son las cargas de altura en las secciones 1 y 2 respectivamente.

h_f Pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

Por la naturaleza de los cálculos que se requieren en la ex presión anterior, varios autores han desarrollado fórmulas empíricas que simplifican estos cálculos. Tal es el caso de la fórmula propuesta por Hazen y Williams, la cual proporciona resultados bastante aproximados de la velocidad del escurrimiento en conducciones cerradas. Esta ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$V = 0.402 \cdot C \cdot R_h^{0.63} \cdot S^{0.54}$$

o

$$V = 0.168 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot S^{0.54}$$

V = Velocidad del escurrimiento en m/seg.

D = Diámetro de la sección transversal del tubo en metros.

R_h = Radio hidráulico en metros.

S = Pendiente hidráulica (adimensional)

C = Coeficiente cuyo valor depende de la rugosidad del conducto.

En la Tabla III.2 se dan valores de C obtenidos experimentalmente para diferentes materiales con que construyen las tuberías.

Tabla III.2

MATERIAL DEL TUBO	COEFICIENTE C (1/seg)
Acero revestido, juntas soldadas. Nuevo	140
Acero revestido, juntas soldadas, edad incierta	100
Acero revestido, juntas remachadas. Nuevo	110
Acero revestido, juntas remachadas. Edad incierta	90
Asbesto - cemento. Nuevo	140
Asbesto - cemento. Edad incierta	130
Concreto liso. Nuevo	140
Concreto. Edad incierta	130
Concreto bien fabricado, de gran diámetro	150
Hierro fundido. Nuevo, revestido de alquitrán	135
Hierro fundido. Nuevo, sin revestimiento	130
Hierro fundido. 5 años de edad	120
Hierro fundido. 10 años de edad	110
Hierro fundido. 20 años de edad	100
Hierro fundido. 30 años de edad	90
Hierro fundido. 40 años de edad	80
Madera lisa	140
P.V.C. Nuevo	140
P.V.C. Edad incierta	130

Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas. Se emplea la siguiente fórmula donde las pérdidas por presión son las siguientes:

Fórmula de Manning

$$S = \frac{H_f}{L}, \quad Q = VA = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{H_f}{L}\right)^{1/2} \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

Despejando H_f , se tiene

$$H_f = \left[\frac{10.29 n^2}{D^{16/3}} \right] \cdot Q^2 \cdot L$$

Si se llama

$$K = \frac{10.29 n^2}{D^{16/3}}$$

Se tiene que:

$$H_f = K \cdot L \cdot Q^2$$

Donde:

H_f = Pérdidas por fricción en metros

L = Longitud de la conducción en metros

K = Constante que uniformiza unidades

Q = Gasto de aguas residuales en m³/s

III.2.2 Conducciones a cielo abierto

A continuación se mencionan algunas fórmulas para la determinación de la velocidad en canales a cielo abierto, las cuales son aplicables en el cálculo hidráulico de los sistemas de alcantarillado, dado que las tuberías se consideran para efectos de conducción, precisamente, como un canal donde únicamente actúa la presión atmosférica.

Fórmula de Chezy

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot S}$$

Su uso está limitado por la evaluación de C que depende del número de Reynolds y del tamaño, forma y rugosidad de la conducción.

Kutter modificó la fórmula de Chezy evaluando el coeficiente C.

Fórmula de Kutter

$$V = \left[\frac{\frac{1}{n} + 23.04 + \frac{0.00155}{S}}{0.552 + \frac{n}{\sqrt{R_h}} \cdot (23.04 + \frac{0.00155}{S})} \right] \cdot \sqrt{R_h S}$$

Fórmula de Manning

Manning ha establecido otra fórmula que es aplicable al caso de conducciones a cielo abierto y que en nuestro país, es la expresión que se ha generalizado en su uso, y es la siguiente:

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

Esta fórmula también calcula la velocidad del agua en tuberías cuando trabajan llenas. La nomenclatura para las ecuaciones anteriores es la siguiente:

V = Velocidad del escurrimiento en m/seg.

R_h = Radio hidráulico de la sección.

S = Pendiente hidráulica.

n = Coeficiente de rugosidad

Como en alcantarillados es usual considerar para la rugosidad del concreto, $n = 0.013$ o $n = 0.015$, y tanto en la fórmula de Kutter, como en la de Manning y Chezy se emplean los mismos valores de n, existe cierta concordancia en los resultados que se obtienen de las tres fórmulas anteriores, siendo la de Manning la más fácil de calcular y puede aplicarse a todo tipo de conducciones, independientemente de su forma y para cualquier valor de R_h , V y S. Sin embargo a causa de la naturaleza empírica de la expresión, su empleo debe limitarse a casos en que los valores de R_h sean menores

a 3 m. y los valores de S mayores de 0.0001. Lo mismo sucede en la fórmula de Kutter.

Para facilitar los cálculos y conocer los rangos de los resultados de aplicar la ecuación de Manning en tuberías de sección circular, se han elaborado nomogramas para distintos valores del coeficiente de rugosidad "n" y utilizando más comúnmente el valor de $n = 0.013$, que es el valor usual para tuberías de concreto.

Es conveniente mencionar que el nomograma se utiliza muy poco debido a la facilidad con que actualmente se pueden realizar operaciones aritméticas en calculadoras electrónicas. Sin embargo, para fines de estudio, se repasará un poco de lo que trata el nomograma.

El nomograma de Manning es la representación en escala vertical, de los parámetros que intervienen en la fórmula de Manning, como son: la pendiente hidráulica "S", la velocidad de escurrimiento "V" y el diámetro de la tubería "D", además del gasto que se conduce "Q" (ver figura III.4). Con este nomograma es posible determinar cualquiera de los cuatro parámetros anteriores bastando con proponer sólo dos de ellos para determinar los otros dos, es decir, las escalas del nomograma están dispuestas de tal manera que con sólo unir, con una línea recta un punto de una escala con otro de otra escala, se pueden conocer los valores de los otros dos parámetros en la intersección de dicha línea recta con las escalas de los dos parámetros restantes. Por ejemplo, proponiendo la pendiente y el diámetro, se puede conocer la velocidad y el gasto de escurrimiento a tubo leno.

Para entender mejor la forma de determinar algún parámetro, conociendo dos, empleando el nomograma de Manning, se verá el siguiente ejemplo, comparando los resultados así obtenidos con los que se obtienen al aplicar directamente la fórmula de Manning.

Ejemplo III.8

Si la capacidad requerida de una alcantarilla es de 20 lts/seg para una pendiente de 0.00125 ¿Cuál es el diámetro necesario y la velocidad de escurrimiento si el valor del coeficiente de rugosidad es de 0.013.

Solución por medio del nomograma

Localizando en la escala respectiva del gasto el valor de 20 l^t/seg y en la pendiente, expresada en milésimas, el valor 0.00125 = 1.25 (en milésimas) y uniendo éstos dos puntos,

por medio de una recta, se puede leer directamente de las escalas del diámetro y la velocidad los siguientes valores:

$$\text{Diámetro: } D = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Velocidad: } V = 0.42 \text{ m/seg}$$

Resolviendo el problema por medio de la ecuación de Manning y la ecuación general para determinar el gasto, se obtienen los siguientes valores:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{---a}$$

$$Q = AV \quad \text{---b}$$

Para un conducto circular que trabaja lleno, se tienen los siguientes valores para el radio hidráulico y área de la sección

$$R_h = \frac{D}{4}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Sustituyendo en la ecuación b, se tiene:

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

Despejando el diámetro de la ecuación anterior, queda:

$$D = \left[\frac{3.21(Q)(n)}{(S)^{1/2}} \right]^{3/8} \quad \text{---c}$$

Sustituyendo en la ecuación los valores Q, S y n y realizando las operaciones, se tiene que el valor del diámetro es igual a:

$$D = 0.245 \text{ m} = 24.50 \text{ cm}$$

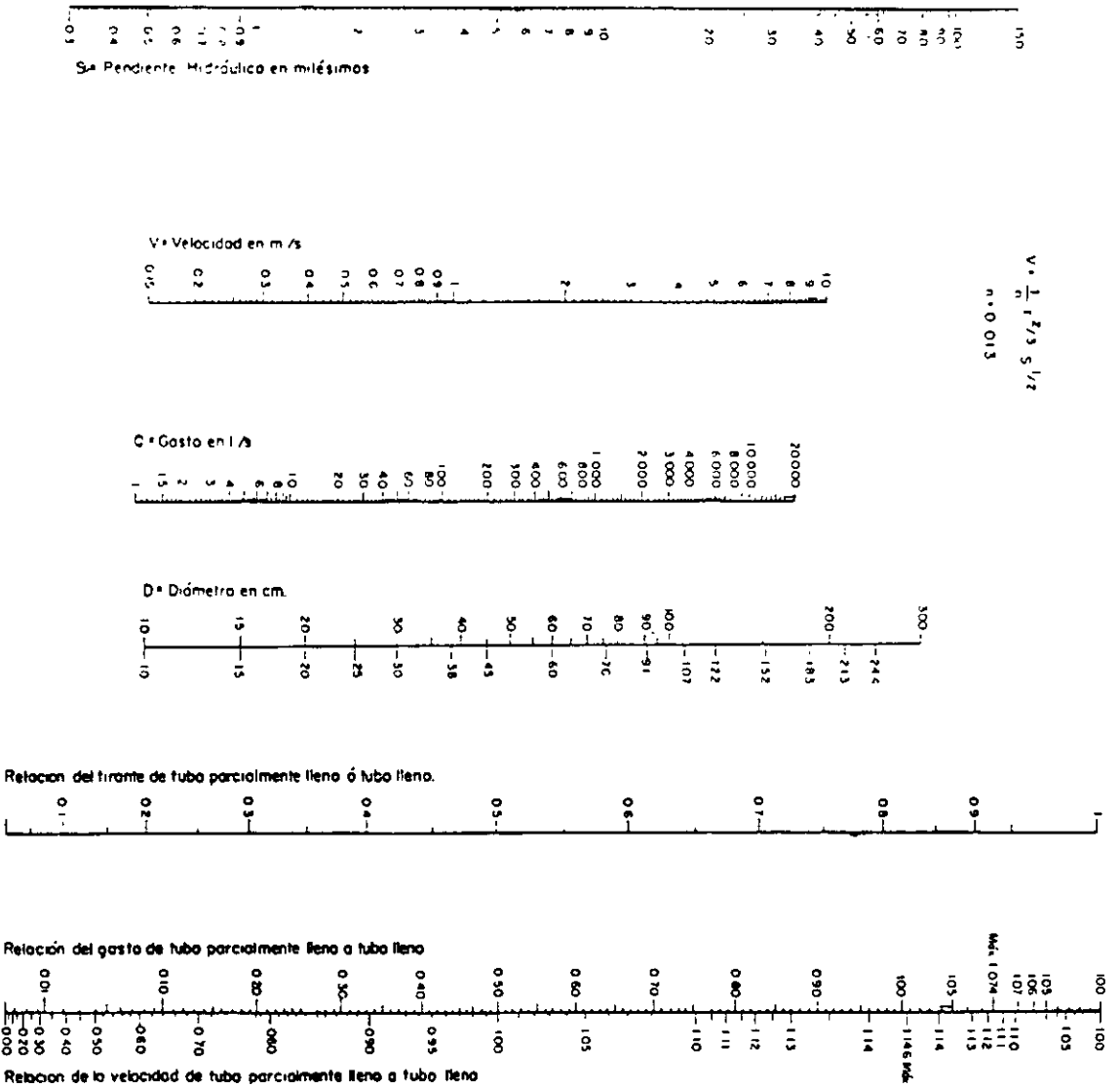
Sustituyendo el valor de D en la ecuación a, se obtiene que el valor de la velocidad

$$V = \frac{1}{0.013} \left(\frac{0.245}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.00125)^{1/2}$$

$$V = 0.423 \text{ m/seg}$$

Se observa que los valores obtenidos por el nomograma de Manning se aproximan bastante a los calculados con la fórmula de Manning.

N O M O G R A M A D E M A N N I N G



L = longitud en kilmetros

D = densidad de poblaci3n en hab./km

A = aportaci3n en lit./hab./día

P = poblaci3n en miles

Q = gasto en lit./seg

M = coeficiente de Harmon = $1 + \frac{1.4}{\sqrt{1.4P}}$

Para poblaciones mayores de 100 000 hab el coef. de Harmon conserva un valor constante de 2

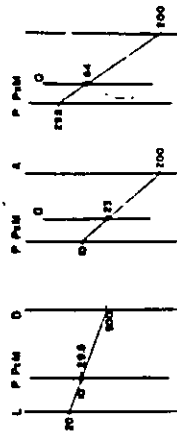
U.S.D.

I. Uniendo L y D se obtiene la poblaci3n en P, y la poblaci3n multiplicada por el coeficiente de Harmon en P x M

II. Se une el valor de P con A y se lee el gasto medio en Q

III. Con A y el valor de P x M llevado a la escala P, se obtiene el gasto máximo en la escala Q.

Claves:



Ejemplo:

L = 20 km P = 10 Q medio = 23

D = 500 hab./km. P x M = 29.5 Q máximo = 64

A = 200 lit./hab/día

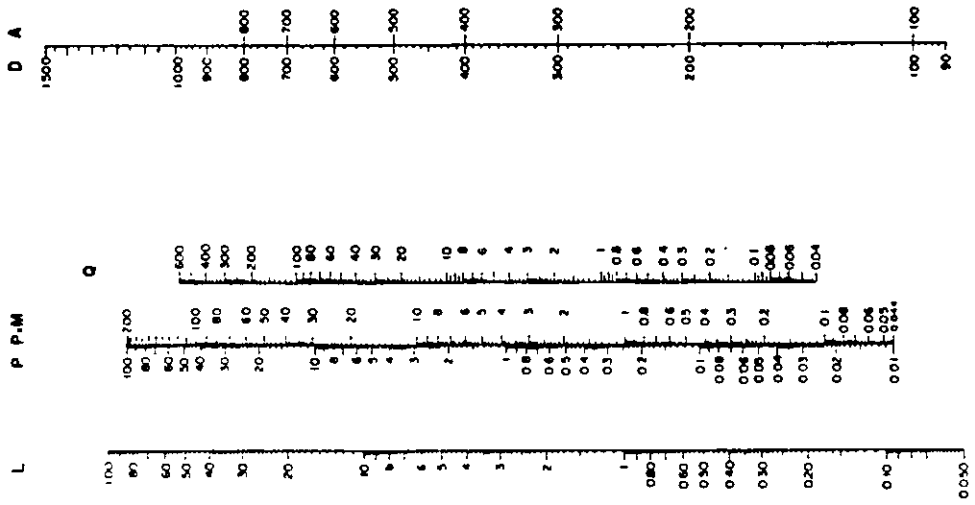


Figura III. 2

Cabe aclarar que el nomograma está construido considerando que la tubería "trabaja" llena, pero sin estar a presión, es decir, que la pendiente hidráulica del escurrimiento es la misma que la pendiente geométrica de la tubería. Además, en la escala correspondiente al diámetro de la tubería aparecen dos escalas; la del lado izquierdo corresponde al diámetro teórico y la del lado derecho representa los valores de los diámetros de tubería más comunes que existen en el mercado, es decir, corresponde a los diámetros comerciales. En un proyecto, el diámetro teórico debe ser ajustado al valor más próximo al diámetro comercial, tomando generalmente el valor próximo superior.

Ejemplo III.9

Se desea determinar el menor diámetro de tubería y la mínima pendiente que garanticen la conducción de un gasto de 328 lts/seg con una velocidad no menor de 60 cm/seg a tubo lleno. Considere que el coeficiente de rugosidad $n=0.013$.

Solución:

De la ecuación general del gasto

$$Q = AV$$

Donde:

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$V = 0.60 \text{ m/seg (velocidad mínima permisible)}$$

$$Q = 0.328 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Sustituyendo:

$$0.328 = \frac{\pi D^2}{4} (0.6)$$

Despejando el diámetro, queda que:

$$D = \sqrt{\frac{4(0.328)}{0.6(3.1416)}}$$

$$D = 0.83 \text{ m diámetro necesario}$$

El diámetro comercial que se debe adoptar es el de 0.91 m.

La pendiente mínima para este caso se obtiene a partir de

la fórmula de Manning de la siguiente manera:

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

Despejando la pendiente

$$S = \left(\frac{V(n)}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

Sustituyendo:

$$S = \left[\frac{0.6 (0.013)}{\left(\frac{0.91}{4} \right)^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.00044 = 0.44 \text{ milésimas}$$

Desde luego, el pequeño aumento en el diámetro garantiza el paso del gasto por la tubería.

III.2.3 Escurrimiento en tubos que funcionan parcialmente llenos.

En la práctica se puede proyectar las tuberías de tal manera que sean operativas durante su periodo de vida útil sobre la base de un funcionamiento totalmente lleno; sin embargo, las aportaciones de aguas residuales a las atarjeas de la red son sumamente variables, es decir, en ocasiones llevarán volúmenes que llenen toda su sección, y en otras el escurrimiento sólo ocupará parcialmente dicha sección. Y si además se considera que en los ramales iniciales los escurrimientos son menores que en los ramales finales debido a las pocas aportaciones tributarias, originará que el tubo trabaje parcialmente lleno.

Esta variación de escurrimiento representa un problema de funcionamiento, pues las condiciones óptimas que pueden encontrarse para el diseño en escurrimiento a tubo lleno, pueden no serlo para un escurrimiento en condiciones de tubo parcialmente lleno, especialmente en lo referente a la velocidad mínima para evitar el azolvamiento en las tuberías.

En el estudio del funcionamiento de una tubería en la que fluye un gasto variable se distinguen dos clases de datos; unos que se refieren a las condiciones geométricas y de materiales de la tubería y que se les conoce como los elementos de la tubería o del conducto y los otros que se refieren a las condiciones del escurrimiento y que se les conoce como los elementos hidráulicos de la tubería.

Los elementos de la tubería o del conducto son:

- La sección y el perímetro interior.
- La plantilla.
- La clave y el eje.
- La rugosidad y el espesor de la tubería o del conducto.

Los elementos hidráulicos varían con el tirante y se refieren a la sección de la misma, por lo que siendo variable el tirante también dichos elementos lo serán. Bajo tales condiciones, los elementos hidráulicos son:

- El tirante.
- El perímetro mojado.
- El área mojada.
- El radio hidráulico.

En función de estos elementos se encuentra la velocidad y el gasto que son netamente hidráulicos y su variación depende de la variación de aquellos elementos. Así cuando el gasto máximo ($Q_{\text{máx}}$) adopta una área o sección mojada igual a la sección recta de la tubería o del conducto sin ejercer presión, el tirante de la corriente viene a ser la distancia vertical entre plantilla y clave del conducto o su diámetro en algunos casos.

Cuando la corriente no llena la sección del conducto, el área mojada solo es parte de ella, el tirante es una fracción de la anterior altura y las características hidráulicas varían para cada magnitud de tirante, por tanto, el gasto mínimo ($Q_{\text{mín}}$) que pasa por una alcantarilla tendrá una

sección mojada muy pequeña, un tirante mínimo y la velocidad debe ser tal que el escurrimiento tenga capacidad para arrastrar los sólidos usuales que existen en las aguas residuales. La variación de los elementos hidráulicos de una sección circular en función de la variación del tirante, puede expresarse con las siguientes ecuaciones.

Expresiones de los elementos hidráulicos funcionando parcialmente llenos.

Perímetro mojado

$$P = \frac{\pi \cdot D \cdot \theta}{360^\circ} \quad \text{III.2.3.1}$$

Area mojada

$$a = \frac{D^2}{4} \cdot \left(\frac{\pi \theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right) \cdot \quad \text{III.2.3.2}$$

Radio hidráulico

$$r_h = \left(\frac{1}{4} - \frac{45^\circ \text{ Sen } \theta}{\pi \theta} \right) \cdot D \quad \text{III.2.3.3}$$

Donde:

$$\theta = 2 \text{ Cos}^{-1} (1 - 2t/D) \quad \text{III.2.3.4}$$

t = Tirante de la corriente

D = Diámetro de la sección circular considerada.

Puede determinarse la ecuación de variación de la velocidad y el gasto, que son los elementos netamente hidráulicos, a partir de la fórmula de Manning que permite relacionar cada elemento hidráulico de la sección parcialmente llena, con el elemento correspondiente a la sección totalmente llena, haciéndola depender únicamente de una relación de tirante-diámetro de la tubería, de la siguiente manera:

Para la velocidad

$$\text{A tubo lleno } v = \frac{1}{N} \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

A tubo parcialmente
lleno

$$v = \frac{1}{n} \cdot r_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Considerando que la pendiente es la misma, la relación de ve
locidades es la siguiente:

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \cdot \frac{r_h^{2/3}}{R_h^{2/3}} \quad \text{III.2.3.5}$$

Donde:

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Sustituyendo la ecuación III.2.3.3 en la III.2.3.5, se tiene
que:

$$\frac{v}{V} = \frac{\left[\left(0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta} \right) D \right]^{2/3}}{\left(\frac{D}{4} \right)^{2/3}} \cdot \frac{N}{n}$$

$$\frac{v}{V} = \frac{4^{2/3} \left(0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta} \right)^{2/3} D^{2/3}}{D^{2/3}} \cdot \frac{N}{n}$$

Si llamamos a $r'_h = 0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta}$, tenemos

$$\frac{v}{V} = (4r'_h)^{2/3} \frac{N}{n} \quad \text{III.2.3.6}$$

Para el gasto, la relación es la siguiente

$$\frac{Q}{Q} = \frac{a \cdot v}{A \cdot V} \quad \text{III.2.3.7}$$

Donde

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

y

$$\frac{a}{A} = \frac{D^2 \left(\frac{\pi \cdot \theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right)}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}$$

$$\frac{a}{A} = \frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \pi} \quad \text{III.2.3.8}$$

Sustituyendo las ecuaciones III.2.3.6 y III.2.3.8 en la III.2.3.7 tenemos:

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \pi} \right) (4 r_h')^{2/3} \cdot \frac{N}{n} \quad \text{III.2.3.9}$$

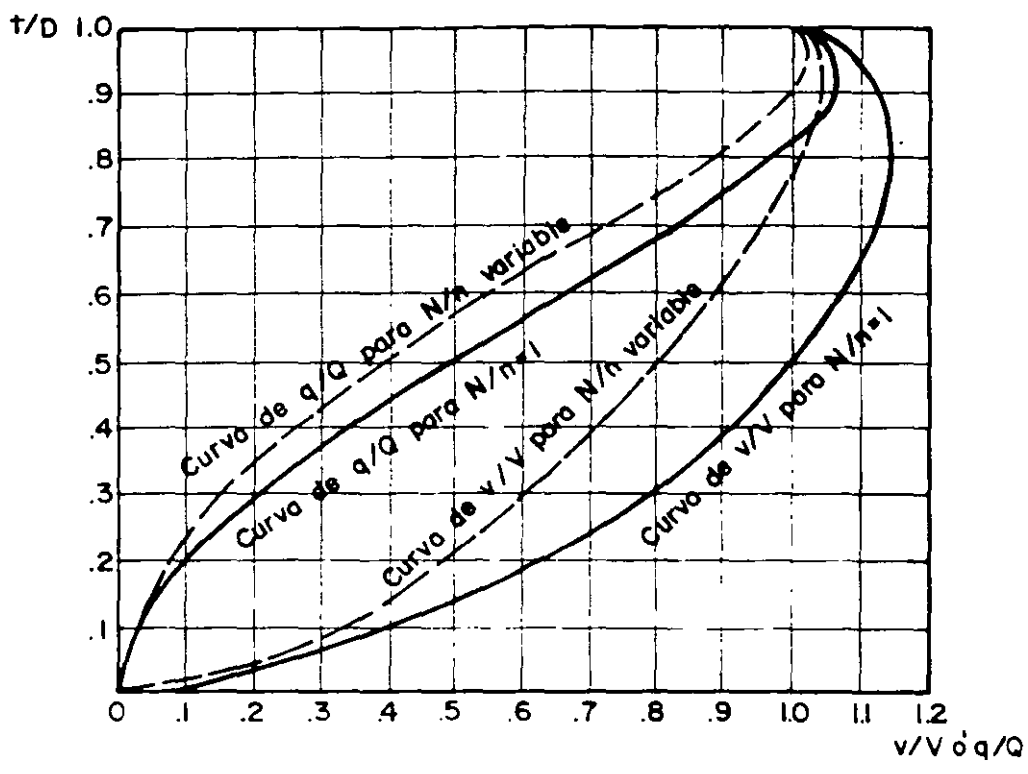
En base a las ecuaciones III.2.3.6 y III.2.3.9 podemos determinar la velocidad y el gasto a tubo parcialmente lleno para cualquier valor de la relación tirante-diámetro de la sección considerada. En la figura III.5 se presenta la variación de estos elementos a diferentes valores de dicha relación (t/D) en donde las dos curvas punteadas marcan la influencia de una relación variable de N/n , y las curvas continuas para una relación $\frac{N}{n} = 1$.

Para fines prácticos comúnmente se considera para el cálculo de los elementos hidráulicos una relación N/n constante igual a 1 a pesar de que el valor de la rugosidad tiende a aumentar al crecer el tirante de la corriente, sin embargo, si se tienen en cuenta debidamente las variaciones de n , los resultados obtenidos en el diagrama de los elementos hidráulicos serán más exactos.

Ejemplo III.10

En una atarjea de 30 cm de diámetro de una red de alcantarillado se midió directamente el tirante máximo que se había presentado teniendo un valor de 23 cm.

Se desea conocer el gasto y la velocidad del escurrimiento para ese tirante. La pendiente de la plantilla es de 14 milésimas y la relación $N/n = 1$; ($N = n = 0.013$).



Variacion de los elementos hidraulicos para tubos de seccion circular respecto a la relacion Tirante-Diámetro

Fig . III . 5

Solución

La velocidad y el gasto a tubo lleno son las siguientes:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{(3.1416) \cdot (0.30)^2}{4} = 0.071 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{1}{n} (R_h)^{2/3} \cdot S^{1/2} = \frac{1}{0.013} \left(\frac{0.3}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.014)^{1/2}$$

$$V = 1.619 \text{ m/seg.}$$

$$Q = VA = (1.619) \cdot (0.071)$$

$$Q = 0.115 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Empleando las ecuaciones para los elementos hidráulicos en tubos que funcionan parcialmente llenos, tenemos:

De la ecuación III.2.3.4

$$\theta = 2 \cos^{-1} \cdot (1 - 2 \cdot r/D) = 2 \cos^{-1} (1 - 2 \cdot (\frac{.23}{.3}))$$

$$\theta = 244.46^\circ$$

de la ecuación III.2.3.6 tenemos que la relación de velocidades a tubo parcialmente lleno - tubo lleno es:

$$\frac{v}{V} = (4 r'_h)^{2/3} \cdot \frac{N}{n}$$

$$v = (4 r'_h)^{2/3} \cdot \frac{N}{n} V$$

Donde:

$$r'_h = (0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta})$$

$$r'_h = 0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } 244.46^\circ}{244.46^\circ}$$

$$r_h' = 0.30$$

$$\frac{N}{n} = 1$$

$$V = 1.619 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo:

$$v = \left[4 (0.30) \right]^{2/3} \cdot (1) \cdot (1.619) = 1.828 \text{ m/seg}$$

Para determinar el gasto emplearemos las siguientes ecuaciones:

De la ecuación III.2.3.2, tenemos:

$$a = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi \theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right)$$

$$a = \frac{(0.3)^2}{4} \left(\frac{3.1416 (244.46^\circ)}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } 244.46^\circ}{2} \right)$$

$$a = 0.058 \text{ m}^2$$

De la ecuación III.2.3.7, calcularemos el gasto a tubo parcialmente lleno:

$$\frac{q}{Q} = \frac{a}{A} \cdot \frac{v}{V}$$

$$q = \frac{a}{A} \cdot \frac{v}{V} \cdot Q$$

Sustituyendo:

$$q = \left(\frac{0.058}{0.071} \right) \cdot \left(\frac{1.828}{1.619} \right) \cdot (0.115)$$

$$q = 0.107 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La velocidad y el gasto para un tirante = 23 cm son:

$$v = 1.828 \text{ m/seg}$$

$$q = 0.107 \text{ m}^3/\text{seg}$$

En el diseño hidráulico de la red de alcantarillado, nosotros consideramos que las aportaciones a la red son variables de acuerdo a lo expuesto al inicio de este inciso, situación que se refleja al considerar los dos gastos de diseño, que son los gastos mínimos y los gastos máximos y para posteriormente revisar si la velocidad mínima y máxima correspondientes cumplen con las velocidades permisibles, tanto en el primer caso para que no exista sedimentación, como en el segundo de que no provoquen desgastes en la superficie de contacto del líquido con la tubería. La ecuación III.2.3.9. nos proporciona la relación de

$$\frac{q}{Q} \cdot \frac{v}{V} \text{ de la siguiente forma:}$$

Tenemos que

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \cdot \pi} \right) \cdot (4 r_h')^{2/3} \cdot \frac{N}{n}$$

Considerando que

$$\frac{N}{n} = 1$$

$$y \quad \frac{v}{V} = (4 r_h')^{2/3}$$

Sustituyendo

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \cdot \pi} \right) \cdot \frac{v}{V}$$

Despejando $\frac{v}{V}$ de la ecuación anterior tenemos que

$$\frac{v}{V} = \frac{1}{\left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \cdot \pi} \right)} \cdot \frac{q}{Q} \quad \text{III.2.3.10}$$

Esta expresión nos ayudará a calcular las velocidades mínima y máxima para los gastos mínimo y máximo respectivamente, sin embargo, el problema de determinar dichas velocidades es conocer el ángulo θ que está en función de la relación t/D .

El problema se resuelve tabulando o graficando $\frac{q}{Q} \frac{v}{V}$, haciendo variar θ , es decir, tomando distintos valores de t/D como se muestra en la tabla III.3.

La gráfica que resulta de estos dos elementos hidráulicos nos permite determinar la velocidad mínima y máxima conociendo la relación q/Q . También se puede hacer la determinación en un nomograma como el que se muestra en la figura III.4. a partir de la gráfica de la figura III.6.

Tabla III.3

t/D	θ	r'_h	q/Q	$\frac{a}{A}$	$\frac{v}{V} = (4r'_h)^{2/3}$
0.01	22.9567	0.0298	0.0018	131.3586	0.2422
0.05	51.6839	0.0326	0.0048	53.4759	0.2569
0.10	73.7398	0.0635	0.02088	19.2160	0.4012
0.15	91.1460	0.0929	0.04861	10.6315	0.5168
0.20	106.2602	0.1206	0.08757	7.0235	0.6151
0.25	120.0000	0.1466	0.13698	5.1151	0.7007
0.30	132.8436	0.1709	0.19583	3.9632	0.7761
0.35	145.0848	0.1935	0.26294	3.2060	0.8430
0.40	156.9261	0.2142	0.33699	2.6772	0.9022
0.45	168.5217	0.2331	0.41653	2.2913	0.9544
0.50	180.0000	0.2500	0.5000	2.0000	1.0000
0.55	191.4783	0.2649	0.58571	1.7776	1.0393
0.60	203.0739	0.2776	0.67184	1.5962	1.0724
0.65	214.9152	0.2881	0.75641	1.4533	1.0993
0.70	227.1564	0.2962	0.83724	1.3375	1.1198
0.75	240.0000	0.3017	0.91188	1.2430	1.1335
0.80	253.7398	0.30419	0.97747	1.1660	1.1397
(*)0.813	257.5112	0.30431	0.99262	1.1485	1.1400
0.85	268.8540	0.3033	1.03044	1.1038	1.1374
0.90	286.2602	0.2980	1.06580	1.0549	1.1243
0.95	308.3161	0.2865	1.07451	1.0190	1.0950
1.00	360.0000	0.2500	1.0000	1.0000	1.0000

(*) El valor de 0.813 representa el máximo valor de la velocidad.

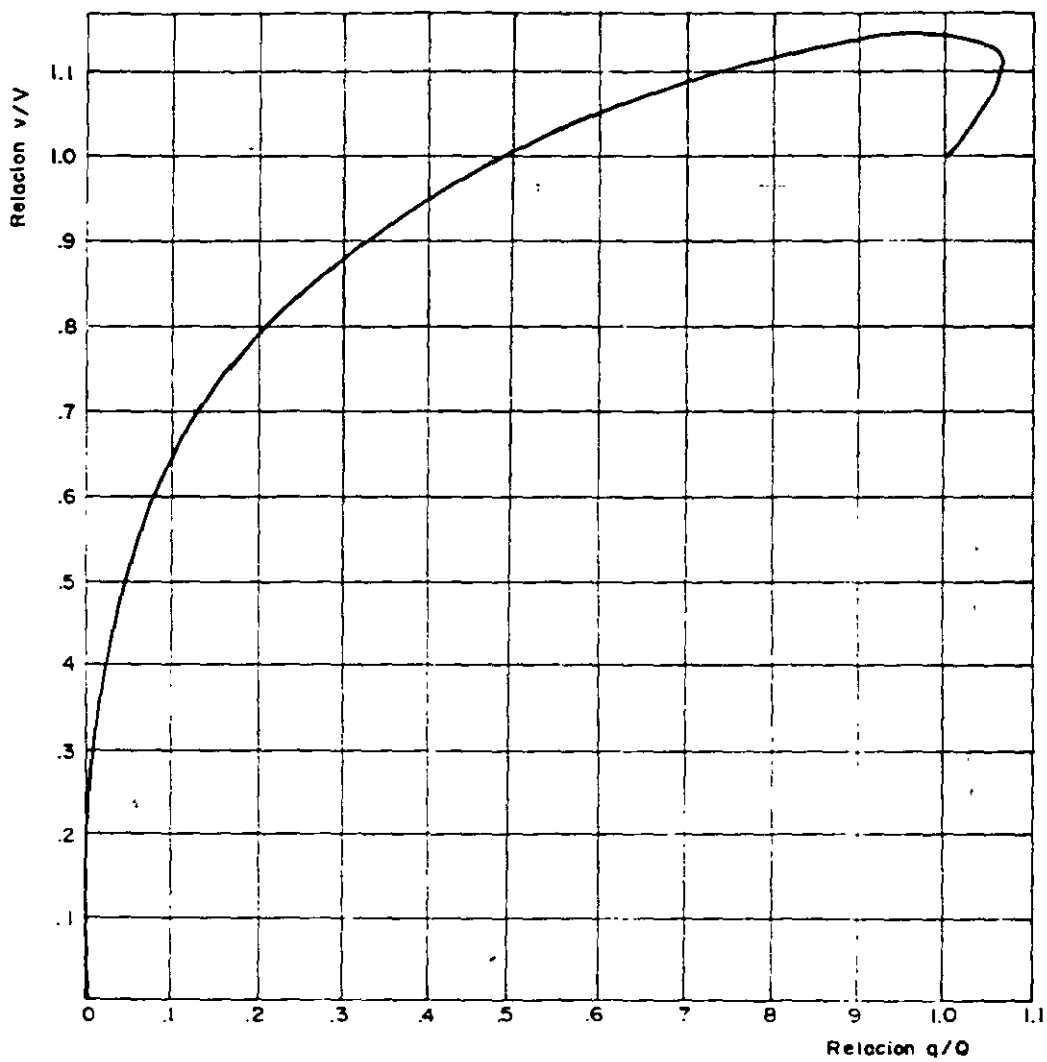


FIGURA III 6

Ejemplo III.11

Para el ejemplo 3.10 anterior, calcule la velocidad y el gasto empleando la gráfica de la figura III.5.

La relación tirante-diámetro de tubería es igual a:

$$\frac{t}{D} = \frac{0.23}{0.3} = 0.767$$

Con este valor y entrando a la gráfica de la figura III.5 leemos los siguientes valores de

$$\frac{v}{V} \text{ y } \frac{q}{Q}$$

$$\frac{v}{V} = 1.132 \quad ; \quad v = 1.132 V$$

Para $V = 1.619 \text{ m/s.}$

$$v = 1.132 (1.619) = 1.829 \text{ m/seg}$$

$$\frac{q}{Q} = 0.926 \quad ; \quad q = 0.926 Q$$

Para $Q = 0.115 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$q = 0.926 (0.115) = 0.106 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Puede observarse que los resultados obtenidos para la velocidad y el gasto a partir de las fórmulas así como de la gráfica, son muy parecidos.

Es importante notar que las velocidades en secciones parcialmente llenas igualan o exceden a las de sección totalmente llenas, siempre que las tuberías escurran llenas hasta más de la mitad y no se considere la variación de la rugosidad con la profundidad como se observa en la figura III.5, para la curva de v/V de línea continua. Las velocidades mayores o iguales que las que tienen las secciones totalmente llenas, considerando la variación de la rugosidad, se encuentran confinados al 20% de la profundidad solamente. Por lo tanto no será necesario colocar las tuberías a mayor pendiente cuando éstas escurran llenas a más de medio tubo para evitar problemas de sedimentación.

También podemos observar de la figura III.5, que existe un valor máximo de la velocidad para una relación t/D determinada, valor que podemos deducir de la siguiente manera:

Por la relación de proporcionalidad que tienen el radio hidráulico y la pendiente con respecto a la velocidad, se desprende que para obtener su máximo valor, es necesario tomar los más altos valores de R_h y S para un conducto de un material determinado.

Para una determinada condición de funcionamiento, la pendiente la podemos fijar de acuerdo a las condiciones topográficas. Por lo que sólo nos queda el radio hidráulico para determinar el valor máximo de la velocidad, y mientras mayor sea el valor del radio hidráulico, mayor será el valor de la velocidad.

Debemos entonces encontrar la forma de la sección que nos proporcione la mayor área en el menor contorno interior y de todas las figuras conocidas el círculo es el que mejor cumple estas características y es la que más se emplea en el diseño de los sistemas de alcantarillado.

La velocidad máximo y los restantes elementos hidráulicos en un tubo de sección circular pueden calcularse para un valor máximo del radio hidráulico de la siguiente manera:

A partir de la ecuación III.2.3.3 podemos determinar el valor máximo del radio hidráulico procediendo por tangentes y encontrar el valor de t/D que nos dé el valor máximo de r_h .

Haciendo ésto, encontramos que para una relación $t/D = 0.813$, la relación r_h/D es máxima; los elementos hidráulicos correspondientes serán:

El ángulo θ máximo es igual a:

$$\theta = 2 \cos^{-1} (1 - 2(0.813))$$

Sustituyendo

$$\theta = 257.5113^\circ \doteq 257^\circ 29'$$

Sustituyendo en las ecuaciones III.2.3.1, III.2.3.2, III.2.3.3 y III.2.3.6. y haciendo operaciones tenemos:

Perímetro mojado:

$$p = 2.24721 \cdot D$$

Area mojada:

$$a = 0.68384 \cdot D^2$$

Radio hidráulico máximo:

$$r_{h \text{ máx}} = \frac{0.68384 \cdot D^2}{2.24721 \cdot D} = 0.30431 \cdot D$$

Velocidad máxima:

$$v_{\text{máx}} = (0.30431 \cdot D)^{2/3} \cdot \frac{S^{1/2}}{n}$$

Ejemplo III.12

En un proyecto de alcantarillado se tendrá una línea de conducción con tuberías de 45 cm de diámetro y una pendiente de 18 milésimas. Se sabe que los tirantes varían desde 0.1D hasta D y se pregunta si la pendiente que se considera es adecuada para que la velocidad máxima del escurrimiento que pueda presentarse, no sea mayor de 2.5 m/seg. En caso de que la pendiente no sea adecuada, indicar el valor máximo de la pendiente que satisfaga las condiciones del problema.

Considérense que el coeficiente de rugosidad $n = 0.013$.

Solución:

Sabemos que la velocidad máxima se presenta para un tirante igual a 0.813D aproximadamente y que la ecuación que nos determina la velocidad máxima es la siguiente:

$$V_{\text{máx}} = (0.30431 \cdot D)^{2/3} \cdot \frac{S^{1/2}}{n}$$

Sustituyendo:

$$V_{\text{máx}} = \left[(0.30431) (0.45) \right]^{2/3} \cdot \frac{(0.018)^{1/2}}{0.013}$$

$$V_{\text{máx}} = 2.74 \text{ m/seg}$$

La velocidad máxima no satisface la condición del problema, por lo que calcularemos la pendiente que nos permita obtener la velocidad de 2.5 m/seg, despejando de la ecuación de la velocidad máxima la pendiente.

Entonces :

$$S = \left[\frac{(V_{\text{máx}}) \cdot n}{(0.30431 (D))^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo:

$$S = \left[\frac{(2.5) \cdot 0.013}{(0.30431 \cdot 45)^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.015$$

La pendiente máxima para obtener el valor de la velocidad de 2.5 m/seg. para un diámetro de tubería de 45 cm es de 15 milésimas.

Si hubiésemos considerado que la velocidad máxima se presentara a tubo lleno, obtendríamos el siguiente valor de la velocidad..

$$V = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.45}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.018)^{1/2}$$

$$V = 2.41 \text{ m/seg}$$

Por lo tanto la pendiente propuesta es la apropiada.

III.3 VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO PERMISIBLES. PENDIENTES DE DISEÑO. MATERIALES Y DIAMETROS COMERCIALES DE TUBERIAS. DIAMETROS MAXIMO Y MINIMO PERMITIDO (RECOMENDACIONES)

Un diseño hidráulico que considere la reducción de distancias entre los puntos de captación de las aguas residuales y los sitios de vertido, que evite la utilización de equipo de bombeo, que dé las pendientes necesarias para proporcionar velocidades tales que eviten el azolvamiento o la erosión de las tuberías, que logre excavaciones con profundidades mínimas y que en general, tienda a obtener una conducción por gravedad a una cierta velocidad que generalmente reduce el costo del proyecto.

Sin embargo, no en todos los casos es posible encontrar condiciones topográficas propicias para tener un escurrimiento con las ventajas antes mencionadas. De aquí, que sea necesario el estudio de diversas alternativas en base al conocimiento de las condiciones mínimas o máximas del funcionamiento hidráulico de la red de alcantarillado, con objeto de proporcionar el funcionamiento óptimo tanto de las tuberías, como de las estructuras accesorias y así poder determinar el proyecto adecuado, en cuanto a funcionalidad y economía. Las condiciones de funcionamiento óptimo son:

Velocidad de escurrimiento permisible.

Pendientes máximas y mínimas.

Profundidades máximas y mínimas de excavación.

Para cumplir con tales lineamientos, la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, ahora Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, que era una de las dependencias oficiales, que por ley participa directa o indirectamente en el proyecto de los sistemas de alcantarillado, elaboró las "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana", que en su oportunidad han sido referidas en el transcurso de estas notas. Sin embargo aunque estas normas no tienen obligatoriedad desde el punto de vista legal, representan recomendaciones de diseño que se aplican ampliamente en la práctica.

III.3.1 Velocidades de escurrimiento permisibles.

La velocidad de escurrimiento en una tubería, debe ser suficiente para impedir la sedimentación de limos y materiales orgánicos o mineral ligero. Tal velocidad es aproximadamente de 30 cm/seg. que debe ser la existente para escurrimiento en tiempo seco. La experiencia ha demostrado que cuando las velocidades están abajo de este nivel, puede ocurrir la decantación de los sólidos. Bajo estas condiciones la velocidad mínima tolerable de 30 cm/seg, se registra cuando el conducto lleva aproximadamente un 17% de su capacidad total.

La velocidad mínima cuando el tubo sea calculado como totalmente lleno, será de unos 60 cm/seg, que es equivalente a los 30 cm/seg con gasto mínimo.

La máxima velocidad tolerable es aproximadamente de 3 m/seg con el objeto de evitar una erosión en la base del conducto. No es conveniente que las velocidades sean mayores que la velocidad crítica hidráulica, con el objeto de evitar el

salto hidráulico y otros fenómenos desfavorables en los escurrimientos no uniformes. En general, una velocidad de cuando menos 90 cm/seg es la deseable, siempre que se lo—gre a un costo razonable.

III.3.2 Pendiente de diseño

Un concepto asociado a las velocidades de escurrimiento per—misible y consecuentemente de los gastos que fluyen en las tuberías, lo constituyen las pendientes que deba tener la plantilla para que el sistema funcione con eficiencia, ya que ésta depende de la capacidad de evacuación de las aguas residuales y de las dimensiones que presente la tubería para el desalojo de dichas aguas.

Para estudiar los rangos que deba tener la pendiente para que el sistema funcione con eficiencia, podemos suponer que varían de 0° a 90° (ver figura III.7) considerando que la pendiente es la inclinación que tiene la tubería respecto a una horizontal imaginaria (1), resulta obvio que la mayor descarga se presenta para el ángulo de 90°, sin embargo las pendientes se limitan a un pequeño rango de variación que está determinado por las velocidades máxima y mínima permisibles.

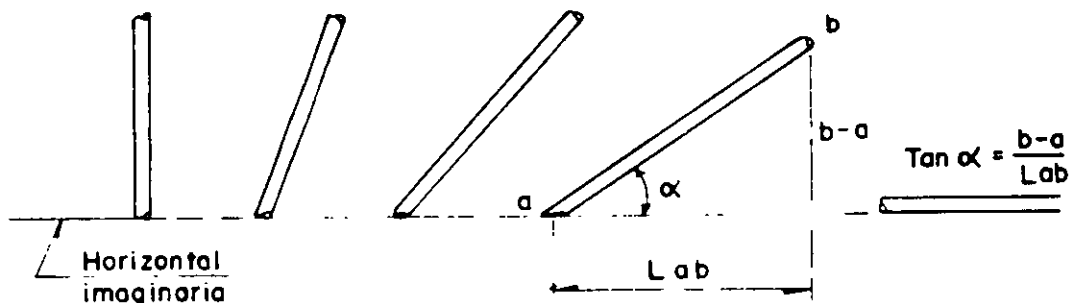


Fig. III.7

(1) considerando un tramo a-b con una longitud entre ambos L_{ab} (ver figura III.7) la pendiente se define como el desnivel que existe entre ambos puntos (b-a) entre la longitud L_{ab} , este coeficiente nos presenta la tangente del ángulo que forma dicha tubería con la línea horizontal imaginaria.

Desde luego la especificación de la velocidad límite superior establece que para una tubería dada existe una pendiente determinada que proporciona dicha velocidad. El aprovechamiento de pendientes mayores resulta inútil; por el contrario cuando se construyen alcantarillas en calles de fuertes pendientes debe recurrirse a la nulificación de parte del desnivel por medio de pozos de caída o algún otro dispositivo.

En general en las poblaciones, salvo las situadas en topografía accidentada, no se dispone sino de pendientes muy pequeñas, por lo cual más bien se está en el caso de obtener pequeñas velocidades. En igual forma, no siendo conveniente bajar el valor mínimo de éstas, existirá para cada dimensión de tubo una pendiente determinada que proporcione la velocidad mínima.

En resumen, el objeto de establecer ciertos lineamientos para la determinación de la pendiente, es evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras de caída, pozos de visita y de lavado, cárcamos de bombeo, etc., que encarecen notablemente el proyecto, para tal objetivo las normas de proyecto (1) proponen los límites de operación de las pendientes y son los siguientes:

"Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas; pero tomando en cuenta lo siguiente:"...

III.3.2.1 Pendientes mínimas

- a) Casos normales: Son aquellos en que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/seg a tubo lleno.
- b) Casos excepcionales: Comprenden los casos en que contando con un desnivel muy pobre, es preciso sacrificar un poco de eficiencia del tramo de la alcantarilla a cambio de evitar la construcción de una planta de bombeo. Se acepta como pendiente mínima lo que hace el gasto mínimo consignado en la tabla III.4 con una velocidad de 30 cm/seg con un tirante igual o mayor de 1.5 cm.

(1) Normas de proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana, editadas por la SAHOP.

III.3.2.2 Pendientes Máximas

- a) Casos normales: Se presentan cuando existe el desnivel topográfico necesario que permite una máxima reducción del diámetro de la tubería. Se acepta como pendiente máxima, aquélla que produce una velocidad máxima de 3.0 m/seg a tubo lleno.
- b) Casos excepcionales: También producen un correcto funcionamiento hidráulico, pero el conducto nunca trabaja lleno por ser excesivo el desnivel topográfico, pero logrando la máxima velocidad permitida sin erosionar las paredes del tubo. Bajo estas condiciones se tienen dos casos para pendiente máxima:

Para gasto mínimo:

La pendiente Máxima es aquella que produzca el citado gasto consignado en la tabla III.1 con una velocidad siempre menor de los 3.0m/seg con un tirante igual o mayor de 1cm, por lo cual, solo podrán conducirse como máximo el gasto que escurra con esa pendiente a una velocidad máxima de 3.0 m/seg.

Para gasto máximo:

La pendiente máxima es la que hace escurrir este gasto, a tubo parcialmente lleno con una velocidad que alcanza el máximo permitido de 3.0 m/seg.

Ejemplo III.13

En un proyecto de un sistema de alcantarillado se está revisando un tramo de tubería que transportará 167.59 lts/seg como gasto máximo, 65.72 lts/seg. de gasto medio y 32.86 lts/seg de gasto mínimo.

El proyectista propone un diámetro de 61 cm y por razones de proyecto se fija una pendiente de plantilla de 0.001. Revisar si el diámetro propuesto cumple con las velocidades permisibles.

Solución:

Revisemos primero si para el diámetro y pendiente propuesto se cumple la velocidad mínima a tubo lleno.

$$v = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.61}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.001)^{1/2}$$

$v = 0.694 \text{ m/s}$ cumple con la velocidad mínima permisible a tubo lleno.

$$Q = 0.694 \cdot \frac{3.1416 \cdot (0.61)^2}{4}$$

$$Q = 0.203 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para revisar las velocidades máxima y mínima que se presenten para el gasto máximo y mínimo respectivamente, tenemos:

Relacionando

$$\frac{q_{\text{máx}}}{Q} = \frac{0.1676}{0.203} = 0.826$$

de la curva de la gráfica III.6 tenemos que para un valor de 0.826 de q/Q

$$\frac{v}{V} = 1.125$$

$$v = 1.125 \cdot V = 1.125 \cdot (0.694)$$

$$v = 0.781 \text{ m/seg} \quad (\text{para el gasto máximo})$$

Velocidad dentro de las velocidades permisibles.

Para el gasto mínimo, tenemos lo siguiente:

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q} = \frac{0.033}{0.203} = 0.163$$

Para este valor de $\frac{q}{Q}$, de la figura III.6 tenemos que:

$$\frac{v}{V} = 0.75$$

$$v = 0.75 \cdot V = 0.75 \cdot (0.694)$$

$$v = 0.521 \text{ m/seg}$$

Para el gasto mínimo, la pendiente propuesta no cumple con

la velocidad mínima permisible de .60 m/seg a tubo lleno.

Considerando que por razones de proyecto debemos fijar una pendiente determinada, podríamos entonces estar en el caso excepcional de pendiente mínima. Entonces:

Para el diámetro de 61 cm, de la Tabla III.1

$$q_{\text{mín}} = 7.5 \text{ lts/seg} = 0.0075 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q} = \frac{0.0075}{0.203} = 0.0369$$

De la figura III.6, tenemos:

$$\frac{v_{\text{mín}}}{v} = 0.477 \quad ; \quad v_{\text{mín}} = 0.477 \cdot (0.694)$$

$$v_{\text{mín}} = 0.33 \text{ m/seg} \quad \text{para un tirante de:}$$

$$\frac{d}{D} = 0.132 \quad ; \quad d = 0.132 \cdot (0.61)$$

$$d = 8.05 \text{ cm} > 1.5 \text{ cm}$$

Cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Del ejemplo anterior es fácil preguntarse que uno no puede hablar de pendiente mínima o máxima como se habla de velocidad mínima o máxima en virtud de que estos valores son específicos y que adoptamos como condiciones de funcionamiento del sistema. En cambio, existen infinidad de pendientes que proporcionan la velocidad mínima permisible, por ejemplo, dependiendo de las dimensiones de la tubería principalmente.

Sin embargo, una vez establecidas las dimensiones de las tuberías que se pueden disponer, sí es factible fijar los valores de las pendientes que proporcionan los límites de velocidad, procurando hasta donde sea posible seguir con la pendiente del terreno y obtener pendientes mayores que aquellas que produzcan la velocidad límite inferior. A pesar de que en la mayoría de los casos, están definidos por las condiciones locales de la población y disponibles en muy estrechos límites.

En la tabla III.4, se muestran las distintas pendientes (mínima y máxima permisibles), de acuerdo con los criterios de pendientes de diseño vistos en los incisos anteriores.

III.4 PROFUNDIDADES DE EXCAVACION, ANCHOS DE ZANJAS, CARGAS SOBRE LAS TUBERIAS, CLASES DE ENCAMADOS

III.4.1 Profundidades de excavaciones

La profundidad de cualquier alcantarillado sanitario debe ser de preferencia aquella en que todos los albañales domiciliarios trabajen por gravedad, pudiendo ser cualquiera siempre y cuando esté dentro del rango de la mínima y máxima profundidad, atendiendo a lo siguiente:

III.4.1.1 La profundidad mínima debe satisfacer dos condiciones:

1. El colchón mínimo necesario para evitar ruptura del conducto ocasionada por cargas vivas deberá ser en general, para tuberías de diámetros hasta 45 cm., de un colchón de 90 cm y para diámetros mayores, de 1.0 m a 1.50 m.
2. Que permita la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillado municipal aceptando que éste albañal exterior, tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio, tenga profundidad mínima de 60 cm.

III.4.1.2 La profundidad máxima de instalación de los conductos es función de la topografía del lugar, pues para determinarla debe considerarse que el sistema debe trabajar por gravedad en lo posible además de considerar los siguientes puntos:

1. Tipo, características y resistencia de las tuberías, clase del terreno en que se instalen y clase de cama que les servirá de apoyo.
2. Por dificultades originadas por la cohesión del terreno no podemos excavar más allá de una cierta profundidad que nos permita dicha cohesión y sea necesaria la instalación de atarjeas laterales que descarguen el pozo de visita más cercano.

PENDIENTES MAXIMAS Y MINIMAS

DIAMETRO NOMINAL EN CM.	CALCULADAS				PENDIENTE RECO- MENDABLE PARA PROYECTOS, EN MILESIMOS	
	MAXIMA V=3.00m/seg. a tubo lleno		MINIMA V=0.60m/seg. a tubo lleno		MAXIMA	MINIMA
	PENDIENTE MILESIMOS	GASTO LT/SEG.	PENDIENTE MILESIMOS	GASTO LT/SEG.		
20	82.57	94.24	3.30	18.85	83	4.0 (ver nota 2)
25	61.32	147.26	2.45	29.45	61	2.5
30	48.09	212.06	1.92	42.41	48	2.0
38	35.09	340.73	1.40	68.05	35	1.5
45	28.01	477.13	1.12	95.43	28	1.2
61	18.67	876.74	0.75	175.35	19	0.8
76	13.92	1360.93	0.56	272.19	14	0.6
91	10.95	1951.16	0.44	390.23	11	0.5
107	8.82	2697.61	0.35	539.52	9	0.4
122	7.41	3506.96	0.30	701.39	7.5	0.3
152	5.53	5443.75	0.22	1088.75	5.5	0.3
183	4.31	7890.66	0.17	1578.13	4.5	0.2
213	3.52	10689.82	0.14	2137.96	3.5	0.2
244	2.94	14027.84	0.12	2805.57	3.0	0.2

TABLA III. 4

La determinación de la profundidad máxima de instalación debe hacerse mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes y el de atarjea o atarjeas laterales incluyendo los albañales respectivos. No obstante la experiencia ha demostrado que hasta 4.0 m de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas domiciliarias y que a profundidades mayores (en aquellos casos en que técnicamente sea indispensable una mayor profundidad) resulta más económico el empleo de atarjeas laterales.

III.4.2 Anchos de zanjas

Los anchos de zanjas destinados a los conductos deben excavarse lo más estrechos posible, pero permitiendo a su vez la correcta colocación de la tubería y sea suficiente para poder hacer e inspeccionar las juntas, además de que disminuye el material de excavación y facilita que el relleno pueda quedar bien consolidado.

Una anchura mayor que la indispensable aumenta la carga que se trasmite a la tubería y aumenta el volumen de excavación.

En general todas las tuberías deben de instalarse en zanjas cuyas paredes como mínimo deban ser verticales hasta el fondo del tubo. En zanjas profundas las paredes laterales se hacen con un cierto talud para aminorar la posibilidad de un deslave y en algunos casos para facilitar la construcción de las obras especiales. Para los casos en la cual la excavación se haga en lugares donde el material del terreno sea muy suelto como en arena o limo-arenoso, será necesario recurrir a un ademe.

La dimensión mínima del ancho de la zanja⁽¹⁾ para facilitar maniobras se muestran en la Tabla III.5 y que cumple con lo especificado por la teoría de Marston.⁽²⁾

(1) Datos tomados de las normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario, elaborados por la SAHOP.

(2) La Teoría de Marston para anchos de zanjas nos dice:
Para tuberías con diámetros de hasta 45 cm. la fórmula para calcular el ancho de la zanja es $B = \phi + 50$ cm. Para tuberías con diámetros mayores de 45 cm la fórmula a emplear será la siguiente: $B = \phi + 50$ cm. Donde:
B = ancho de la zanja
 ϕ = el diámetro de la tubería en cm

TABLA III.5

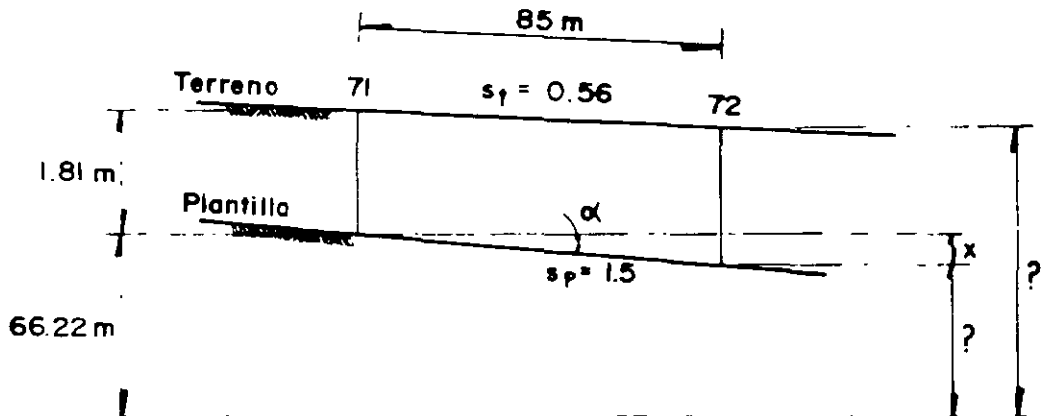
DIAMETRO DEL TUBO	ANCHO DE LA ZANJA (cm)
20	65
25	70
30	80
38	90
45	100
61	120
76	140
91	175
107	195
122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

Ejemplo III.14

Para el tramo 71 - 72 que tiene una longitud de 85 m y la elevación de la plantilla en el punto 71 es de 66.22m cuál será la elevación de la plantilla y del terreno en el punto 72 si el colchón mínimo en el punto 71 es de 1.20 m.

Solución:

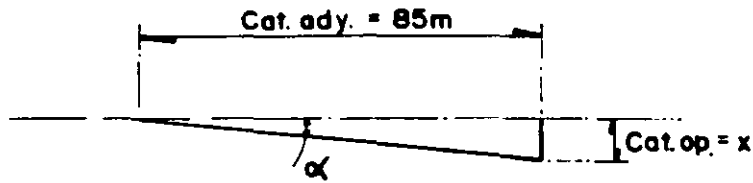
El planteamiento gráfico será el siguiente:



El problema se resuelve determinando la profundidad x , en virtud de que la elevación de la plantilla en el punto 72 vale:

$$\text{Elevación de la plantilla } 72 = 66.22 - x$$

Sabemos que la pendiente es igual a la tangente del ángulo que forma una horizontal imaginaria con la línea de conducción.



$$\text{Tan } \alpha = \frac{\text{Cat op}}{\text{Cat ady}} = \frac{x}{85\text{m}}$$

Despejando

$$x = 85 \cdot \text{Tan } \alpha$$

$$\text{Tan } \alpha = 0.0015$$

$$x = 85 \cdot (0.0015)$$

$$x = 0.13 \text{ m}$$

La elevación de la plantilla en el punto 72 es igual a:

$$66.22 - 0.13 = 66.09 \text{ m}$$

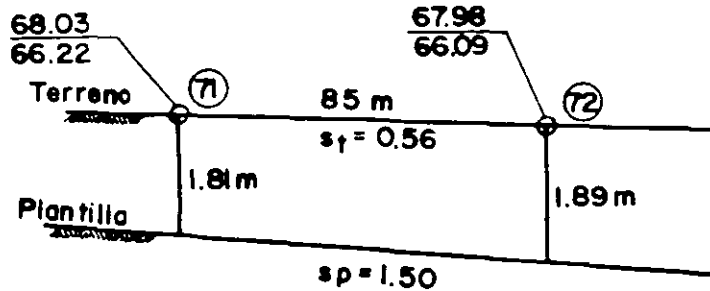
De la misma manera la elevación del terreno en el mismo punto es igual a:

$$68.03 - 85 \cdot (0.00056) = 67.98 \text{ m}$$

La profundidad de excavación es por tanto igual a:

$$67.98 - 66.09 = 1.89 \text{ m}$$

Gráficamente tendríamos:



III.4.3 Cargas sobre tuberías

Las cargas o las condiciones que determinan los esfuerzos en las tuberías de los sistemas de alcantarillado son: las cargas externas, la temperatura y las presiones internas. La primera es la más importante y puede ser el único esfuerzo que se tenga en cuenta en los proyectos, pues suelen regular el diseño de las tuberías.

Cualquier tubo en una zanja está sujeto a la carga debida al relleno que la cubre; ordinariamente esto no es un problema para las tuberías debido a que no están tendidos muy profundamente y los materiales de que están hechos (concreto y acero de refuerzo) son resistentes a la falla producida por la carga del relleno. Sin embargo existen ciertos factores que influyen en las cargas que actúan en las tuberías y son los siguientes:

- Ancho de la zanja en el nivel de la parte superior del tubo.
- Peso del relleno.
- Profundidad de instalación del conducto.

Para calcular la carga que soportan las tuberías debido al peso del material de relleno, Marston desarrolló una serie de fórmulas empíricas, de las cuales la fórmula general es la siguiente:

$$W = C_1 \cdot \omega \cdot B^2$$

Donde:

W : Carga vertical total sobre el tubo.

C₁ : Un coeficiente que varía de acuerdo al material de relleno y con la relación h/B (profundidad de la zanja entre el ancho de la misma).

ω : Peso volumétrico del material del relleno.

B : Ancho de la zanja (el ancho de la zanja no debe ser mayor de una y media veces el diámetro del tubo).

Para poder aplicar la fórmula de Marston se necesita garantizar la verticalidad de las paredes de la zanja por lo menos hasta el lomo de la tubería. A continuación aparecen las tablas para conocer los valores de ω y C₁ (tablas III.6 y III.7 respectivamente), para distintos materiales de terreno.

Tabla III.5

PESO VOLUMÉTRICO APROXIMADO DEL MATERIAL DE RELLENO

<u>Tipos de material</u>	<u>ω (kg/ m³)</u>
Arena seca	1,600.0
Arena húmeda	1,920.0
Arcilla húmeda	1,600.0
Arcilla saturada	2,080.0
Tierra vegetal húmeda	1,440.0
Tierra vegetal saturada	1,760.0

TABLA. III.7

Valores del coeficiente "C₁" para cargas sobre tubos, debido al material de relleno, para diferentes valores de H/B.

H/B	Arena seca o tierra vegetal húmeda	Arena húmeda o tierra vegetal saturada	Arcilla húmeda	Arcilla Saturada
0.5	0.46	0.47	0.47	0.48
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.25	1.27
2.0	1.47	1.51	1.56	1.62
2.5	1.70	1.77	1.83	1.91
3.0	1.90	1.99	2.08	2.19
3.5	2.08	2.18	2.28	2.43
4.0	2.22	2.35	2.47	2.65
4.5	2.34	2.49	2.63	2.85
5.0	2.45	2.61	2.78	3.02
5.5	2.54	2.72	2.90	3.18
6.0	2.61	2.81	3.01	3.32
6.5	2.68	2.89	3.11	3.44
7.0	2.73	2.95	3.19	3.55
7.5	2.78	3.01	3.27	3.65
8.0	2.82	3.06	3.33	3.74
8.5	2.85	3.10	3.39	3.82
9.0	2.88	3.14	3.44	3.89
9.5	2.90	3.18	3.48	3.96
10.0	2.92	3.20	3.52	4.01
11.0	2.95	3.25	3.58	4.11
12.0	2.97	3.28	3.63	4.19
13.0	2.99	3.31	3.67	4.25
14.0	3.00	3.33	3.70	4.30
15.0	3.01	3.34	3.72	4.34

Ejemplo III.15

Una tubería está tendida en una zanja de 90 cm de ancho y la altura del relleno sobre la parte superior del tubo es de 2.10 m. Cuál será la carga sobre el tubo si el relleno es:

- a) Arcilla saturada
- b) Arcilla húmeda

Solución:

A partir de la fórmula tenemos:

- a) Para arcilla saturada

El peso volumétrico de la arcilla saturada es:

$$\omega = 2,080 \text{ kg/m}^3 \text{ (de la tabla III.6)}$$

El coeficiente C_1 se determina de la Tabla III.7 para una relación h/B que se determina de la siguiente forma:

Según las normas de proyecto para un ancho de zanja de 90 cm corresponde a una tubería de 38 cm de diámetro (ver Tabla III.5). La profundidad de la zanja será igual a:

$$h = 2.10 + 0.38 = 2.48 \text{ m}$$

$$\text{La relación } \frac{h}{B} = \frac{2.48}{0.9} = 2.76$$

Con este valor de la relación h/B podemos encontrar el valor del coeficiente C_1 de la Tabla III.7. Sin embargo para este caso hay necesidad de hacer una interpolación para conocer el valor exacto de C_1 , de esta manera, $C_1 = 2.05$ para arcilla saturada.

Sustituyendo los valores encontrados en la fórmula de Marston tenemos:

$$W = C_1 \cdot \omega \cdot B^2$$

$$W = 2.05 (2,080) (0.9)^2$$

$$W = 3,453.84 \text{ kg/m}$$

- b) Para arena húmeda

De la misma manera procedemos a calcular la carga sobre la tubería para un material de relleno de arena húmeda.

$$\omega = 1,920 \text{ kg/m}^3$$

Para una relación $h/B = 2.76$, tenemos que de la tabla III.7 y haciendo una interpolación obtenemos el valor de $C_1 = 1.88$.

Sustituyendo en la fórmula de Marston, tenemos:

$$W = 1.88 (1,920)(.9)^2$$

$$W = 1,923.77 \text{ kg/m}$$

III.4.4 Clases de encamado o plantilla.

Según el tipo de plantilla aumenta o disminuye la capacidad de carga de un tubo independientemente de su calidad, es decir, que cuando el fondo de la zanja no ofrezca las condiciones necesarias para mantener el conducto en forma estable y que tenga un asiento correcto en toda su longitud, es necesario la construcción de un encamado para satisfacer estas condiciones de estabilidad y asiento.

A continuación se describen las clases de encamado que se emplean comúnmente.

III.4.4.1 Plantilla clase "A"

En este método de encamado la zona externa inferior de la tubería debe apoyarse en concreto simple, que teniendo un espesor mínimo de un cuarto de diámetro interior en la parte más baja del tubo, se extiende hacia arriba por ambos lados hasta una altura que puede ser mayor o menor que el diámetro exterior y mínima de un cuarto de éste (ver fig. III.8).

El factor de carga varía de 2.25 a 3.0 tomándose normalmente el valor de 2.25. La plantilla de arena húmeda compactada, produce a las tuberías efectos comparables al que se obtiene con la de concreto simple y en consecuencia se clasifica como clase "A".

III.4.4.2 Plantilla clase "B"

Es el encamado en el que la tubería se apoya en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja, que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro

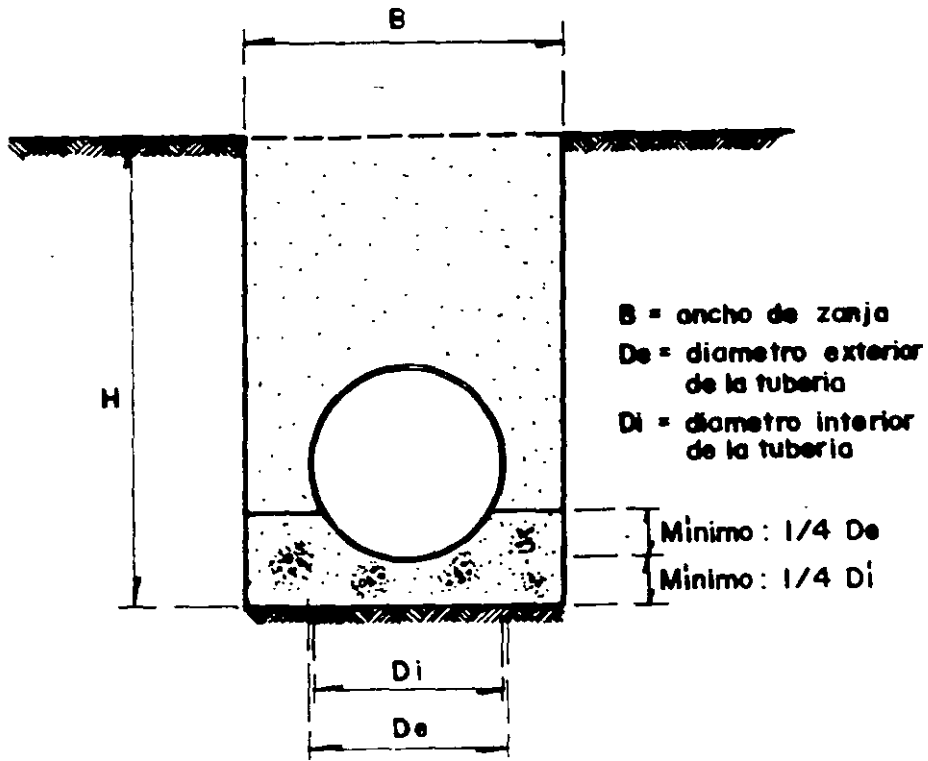


Fig. III. 8

exterior. El resto de la tubería deberá ser cubierto hasta una altura de cuando menos 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado cuidadosamente a mano y perfectamente compactado, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. (ver figura III.9). Este relleno se hará en capas que no excedan de 15 cm de espesor. El factor de carga de esta clase de plantilla es de 1.90.

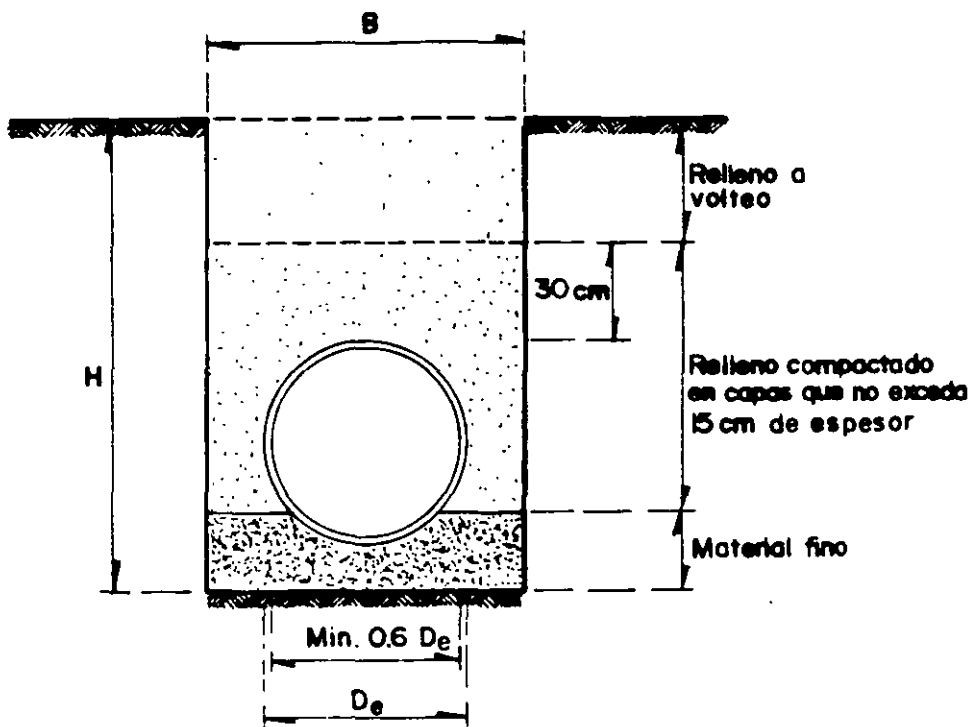


FIG. III.9

III.4.4.3 Plantilla clase "C"

La constituye el encamado en el que el fondo de la zanja ha sido previamente arreglado para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 50% de su diámetro exterior. El resto de la tubería, será cubierta hasta una altura de cuando menos 15 cm, por encima de su lomo, con material granular fino colocado y compactado a pala hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería (ver figura III.10). El factor de carga en esta clase de plantilla es de 1.50.

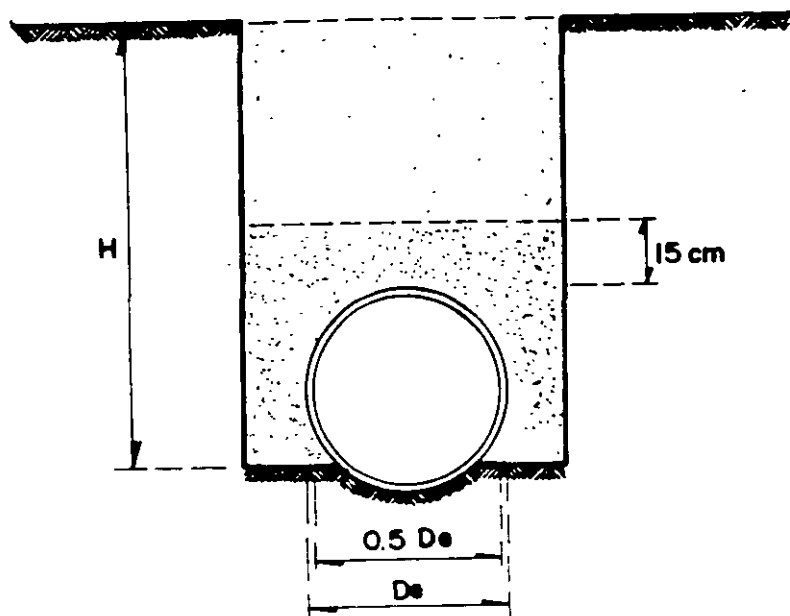


FIG. III . 10

III.4.4.4 Plantilla clase "D"

Es el encamado en el cual no se toma ningún cuidado especial para conformar el fondo de la zanja a la parte inferior de la tubería, ni en lo que respecta al relleno de los espacios por debajo y adyacentes a la misma (ver figura III.II). Su factor de carga es de 1.10 pero éste procedimiento es inadmisibles para la instalación de las tuberías.

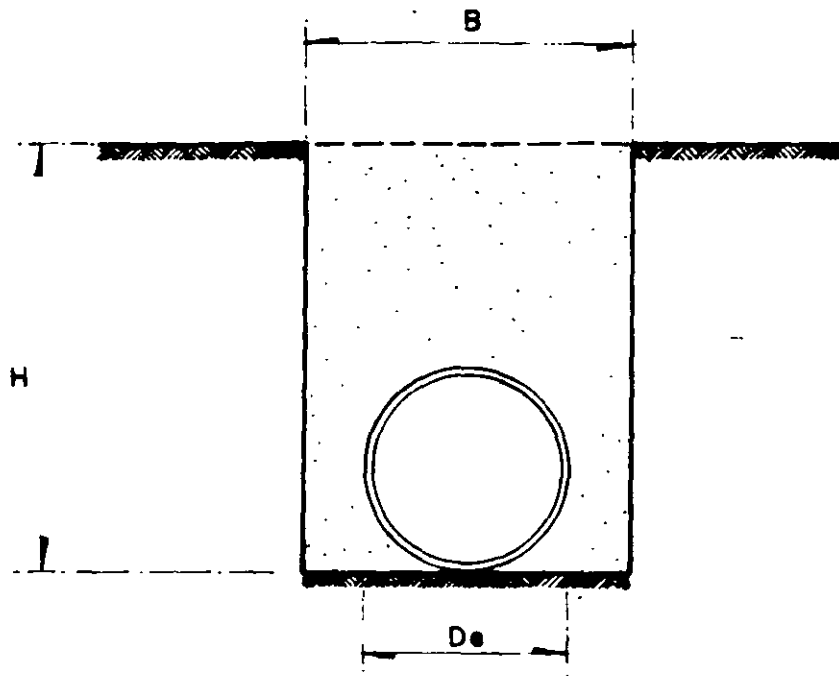


FIG. III. II

Ejemplo III.16

Calcular qué tipo de tubería de 107 cm de diámetro necesita mos en una zanja, a la cual se va a rellenar con material de las siguientes características:

Arcilla saturada:	35%
Tierra vegetal saturada:	15%
Arena húmeda:	50%

La profundidad de la plantilla es de 5.4 m, tomando en cuenta que se va a colocar un encamado tipo "C".

Solución:

	Peso volumétrico (kg/m ³)
Arcilla saturada:	0.35 x 2080.0 = 728.00
Tierra vegetal saturada	: 0.15 x 1760.0 = 264.0
Arena húmeda	: 0.50 x 1920.0 = <u>960.0</u>
	1952.0 kg/m ³

ω = peso volumétrico total 1952.0 kg/m³

2. Obtención del valor de "C₁"

$$\text{Relación } \frac{H}{B} = \frac{\text{Profundidad de la zanja}}{\text{Ancho de la zanja}^{(1)}} = \frac{5.40 \text{ m}}{1.95 \text{ m}}$$

$$\frac{H}{B} = 2.77$$

El valor del coeficiente "C₁" se obtiene promediando los valores obtenidos para C₁ para los tres tipos de material. Para este caso es necesario interpolar dado que la tabla no tiene valores de C₁ para la relación

$$\frac{H}{B} = 2.77$$

$$C_1 \text{ promedio} = 0.35 \times 2.08 + 0.15 \times 1.90 + 0.50 \times 1.90$$

$$C_1 \text{ promedio} = 1.96$$

3. Obtención de la capacidad de carga, según la fórmula de Marston.

$$W = C_1 \cdot \omega \cdot B^2$$

$$W = 1.96 \times 1952.0 \times (1.95)^2$$

$$W = 14,548.06 \text{ kg/m}$$

(1) El valor del ancho de la zanja se obtiene de la Tabla III.5 para anchos de zanjas.

El encamado tipo "C" tiene un factor de carga de 1.5 por lo que la resistencia del tubo será:

$$\text{Resistencia} = \frac{W}{\text{Factor de carga}}$$

$$R = \frac{14,548.06}{1.5} = 9,698.71 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto y según la Tabla I. 10 de resistencias, se necesita colocar una tubería de concreto reforzado clase IV.

Ejemplo III.17

Calcular el tipo de encamado para una tubería de 45 cm de diámetro si la zanja se va a llenar con material de las siguientes características:

Arena seca	:	17%
Tierra vegetal húmeda	:	15%
Arcilla húmeda	:	68%

La profundidad de la plantilla es de 3.5 m y la resistencia del tubo es del tipo normal.

1. Obtención del peso volumétrico del relleno.

Arena seca	:	$0.17 \times 1600.0 = 272.0$
Tierra vegetal húmeda	:	$0.15 \times 1440.0 = 216.0$
Arcilla húmeda	:	$0.68 \times 1600.00 = 1088.0$
		<hr style="width: 100px; margin-left: auto; margin-right: 0;"/> = 1576.0 kg/m ³

$$\omega = \text{Peso volumétrico} = 1576.0 \text{ kg/m}^3$$

Obtención del valor del coeficiente C_1

$$\frac{H}{B} = \frac{3.5 \text{ m}}{1.0 \text{ m}} = 3.5$$

Para esta relación H/B obtenemos los siguientes valores de

C_1 para materiales de relleno de nuestro problema y calculamos el valor C_1 promedio de la siguiente forma:

$$C_1 \text{ promedio} = 0.17 \times 2.08 + 0.15 \times 2.08 + 0.68 \times 2.28$$

$$C_1 \text{ promedio} = 2.22$$

La capacidad de carga del tubo es la siguiente:

$$W = 2.22 \times 1576.0 (1.0)^2$$

$$W = 3,498.72 \text{ kg/m}$$

La resistencia del tubo de concreto simple del tipo normal para un diámetro de 45 cm es de:

$$R = 2,976.0 \text{ kg/m}$$

El factor de carga se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$F.C. = \frac{W}{R} = \frac{3,498.72 \text{ kg/m}}{2,976.00 \text{ kg/m}}$$

$$F.C. = 1.18$$

Para este caso se recomienda el uso de la plantilla tipo "C" en virtud de que la de tipo "D" no es recomendable.

III.5 ELABORACION DE UN PROYECTO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE AGUAS RESIDUALES

El cálculo de la red tiene por objeto determinar el diámetro de las atarjeas y de los colectores para que el agua residual tenga las velocidades recomendables que están en función de las pendientes de la tubería.

Para efectuar los cálculos, se debe tener previamente el trazo de la red, con la numeración de los pozos con objeto de hacer referencia a cualquier tramo comprendido entre ellos.

Por facilidad se consignan en forma tabular tanto los datos como los resultados, para obtener el buen funcionamiento hidráulico de cada tramo.

La tabla de cálculo puede ser la que mejor convenga, pero se sugiere usar la siguiente:



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS SEGUNDA PARTE

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
D G C O H
FEBRERO DEL 2003

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

HIGIENE Y SALUD

Enfermedades relacionadas con la higiene y el agua

Enfermedades o Síndrome	Observaciones
➤ Enfermedades Entéricas Diarreas, Disenterias, Gastroenteritis, etc.	La prevalencia de la mayoría de enfermedades de vía fecal – oral es menor si se cuenta con una cantidad adecuada de agua
➤ Enfermedades de la Piel Otitis externa, Sarna, Sepsis y Ulceras de la piel, Tiña	Son evitadas mediante la higiene personal, incluyendo baños frecuentes y el lavado de la ropa con jabón.
➤ Enfermedades Transmitidas por piojos Fiebre ocasionada por piojos Pediculosis, Fiebre Recidiva, Tifus,	Se previenen mediante la higiene personal, incluyendo baños frecuentes y lavado de la ropa con jabón.
➤ Treponematosis Sífilis Emdémica, Pinta, Frambesia	Se previene a través de la higiene general y la higiene personal. No venéreas.
➤ Enfermedades de los ojos Conjuntivitis Tracoma	El tracoma es raro cuando se dispone de suficiente agua.

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Virus entéricos del hombre que pueden estar presentes en el agua

Grupo de virus	No. de tipos	Enfermedad causada
Enterovirus:		
Virus de la polio	3	Parálisis, meningitis, fiebre.
Ecovirus	34	Meningitis, enfermedades respiratorias, erupciones, diarrea, fiebre
Coxsackievirus A	24	Herpangina, enfermedades respiratorias, meningitis, fiebre.
Coxsackievirus B	6	Miocarditis, anomalías cardíacas congénitas, erupciones, fiebre, meningitis, enfermedades respiratorias, pleurodinia.
Enterovirus nuevos	4	Meningitis, encefalitis, enfermedades respiratorias, conjuntivitis hemorrágica aguda, fiebre
Hepatitis tipo A	1	Hepatitis infecciosa
Virus de la gastroenteritis	2	Vómitos y diarreas epidémicos, fiebre
Rotavirus		Vómitos y diarreas epidémicos, principalmente en niños
Reovirus	3	No claramente establecidos
Adenovirus	+ de 30	Enfermedades respiratorias, infecciones a los ojos.
Parvovirus	3	Asociados a enfermedades respiratorias infantiles, pero sin etiología claramente establecida

ENFERMEDADES TRANSMITIDAS POR EL AGUA

Causas potenciales de Diarrea

➤ Con agentes infecciosos

Fiebre tifoidea

Diarrea viral

Yersiniosis

➤ Con agentes no infecciosos

Amilodiosis

Cáncer

Catarsis

Enfermedad de Crohn

Diverticulitis

Drogas

Desórdenes por mala absorción

Envenamamiento

Químico

Alimenticio

Radiación

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Causas potenciales de Diarrea

➤ Con agentes infecciosos

Filariasis (dracontiasis)

Leishmaniasis

Malaria perniciosa

Enfermedades causadas por vibriones, aparte del cólera

Opisthorchiasis

Fiebre paratifoidea

Gastroenteritis por rotavirus

Salmonelosis

Esquistosomiasis

Shigelosis

Estrongiloidosis

Triquinosis

Tuberculosis

Tricuriasis

Tularemia

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Causas potenciales de Diarrea

➤ Con agentes infecciosos

Gastroenteritis infecciosa aguda no especifica

Amebiasis (disentería amébrica)

Balantidiasis (disentería balantidial)

Enteritis campilobacteriana

Capilariasis intestinal

Cólera

Clonorquiasis (lombriz china)

Coccidiosis

Difilobotriosis (lombriz cestoda de peces)

Diarrea por Eschericia coli

Fasciolopsiasis

Giardiasis

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Fuentes químicas y otras

Fuente	Enfermedad o síndrome	Observaciones
Metales	Toxicosis	Ingestión de metales con el agua, los alimentos o el aire. Estos incluyen arsénico, cadmio, cobre, cromo, plomo, mercurio, selenio, vanadio, zinc y otros.
Productos químicos orgánicos	Toxicosis, cánceres, mutaciones y defectos congénitos	Ingestión de ciertos productos químicos, especialmente ciertas sustancias químicas orgánicas sintéticas, incluyendo algunos pesticidas. También algunos subproductos trihalometanos de la cloración son posibles cancerígenos.
Radionúclidos	Cánceres	Radioactividad natural y artificial. En la actualidad no son de alta prioridad en los países subdesarrollados.
Dureza	Enfermedades cardiovasculares	Cierta evidencia epidemiológica indica una correlación inversa entre las enfermedades cardiovasculares y la dureza del agua potable.
Otras	Fluorosis	Daño producido en los dientes y los huesos como resultado de la ingestión a largo plazo de altas concentraciones de fluoruros naturales.
	Metahemoglobinemia	Grave, algunas veces conduce a un envenamiento mortal en los niños que ingieren agua de pozos con contenido de nitratos (NO ₃) en concentraciones mayores a 45 mg/litro
	Bocio endémico, asbestosis y mesotelioma	Agua deficiente en yodo o con bociógenos. Se sabe que el asbesto en los pulmones produce cáncer.
	Hipertensión	Se requieren dietas bajas en sodio para ciertos sectores de la población

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Fuentes microbiológicas Enfermedad o síndrome	Vías de tipo fecal – oral
Yersinosis	Se transmite a través de agua y alimentos contaminados. Los portadores urinarios son frecuentes en áreas con <i>S. Hematobium</i> . De alcance mundial, pero escasamente reconocida.
Antrax	Transmitida por el agua potable, dudosa.
Cisticercosis (Lombrices de la vejiga)	Ingestión de los huevos a través de alimentos o agua. Infección larval con <i>T. Solium</i> . Enfermedad grave.
Gongilonomiasis (Lombricilla filiforme escutiforme)	Rara. Ingestión de agua contiene larvas de insectos huéspedes desintegrados
Filariasis (Dracontiasis)	Ruta de transmisión compleja con vector intermedio (ciclópodo). Se encuentra sólo en los países en vía de desarrollo y se transmite sólo por agua.
Sanguijuelas (Hirudiniasis)	Infección a través de sanguijuelas acuáticas de corta edad.
Leptospirosis (Enfermedad de Weil)	Una zoonosis. Su transmisión más frecuentes es por el contacto de la piel con agua contaminada.
Enfermedad del tremátodo (Clonorchiasis y otras)	Ocasionalmente por ingestión de agua potable que contiene metacercaria de pescado descompuesto. La mayoría De casos se da por comer pescado crudo.
Sparganosis	Ingestión de agua que contiene ciclópodos infectados con ciertas larvas cestodas.
Tularemia	Ingestión de agua no tratada de cuencas donde dicha infección predomina entre los animales silvestres.

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Fuentes microbiológicas Enfermedad o síndrome	Vías de tipo fecal – oral
Disentería amébrica (Amebiasis)	Epidémicamente es transmitida principalmente a través del agua, endémicamente se propaga a través del agua, alimentos y contacto mano a boca. Es resistente a la cloración.
Ascariasis (Lombriz gigante)	Generalmente transmitida a través del suelo, pero también en ocasiones por el agua
Disentería bacilar (Shigellosis)	A través de comidas, leche, moscas y contacto directo
Disentería balantidial (Balantidiasis)	Epidémicamente, principalmente a través del agua. Endémicamente, a través de agua, comidas y mosca
Enteritis campilobacteriana	Causa importante de la diarrea pediátrica
Cólera (Clásico y El Tor)	Enfermedad clásica. Actualmente pandémica. Alto índice de mortalidad en los casos no tratados
Coccidiosis	Rara, benigna
Diarreas (Induye diarreas infantiles y gastrointestinales)	Síndromes clínicos de etiología variada, generalmente no identificada, ataca especialmente en los países menos desarrollados donde aparece con frecuencia como una de las principales causas de muerte. Principalmente de vía fecal – oral.
E. coli (Enteroinvasiva, enteropatógena y enterotóxica)	Creciente comprensión de su rol en las diarreas de niños y viajeros: Muchos son patógenos. Puede causar enfermedades del sistema nervioso central.
Giardiasis Virus de hepatitis A.	Es resistente a la cloración. Varias rutas de transmisión. Incluyendo la fecal – oral

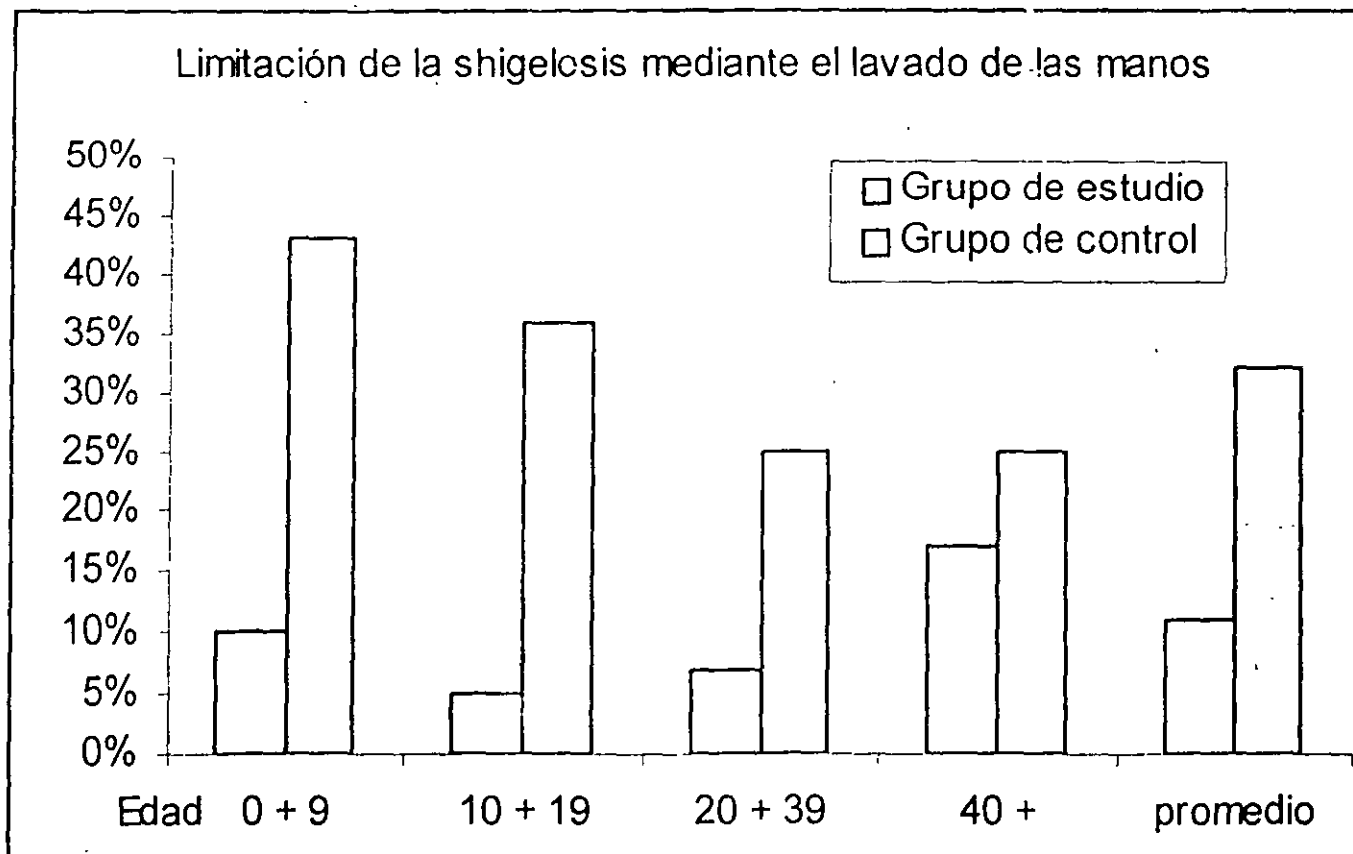
ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

Fuentes microbiológicas Enfermedad o síndrome	Vías de tipo fecal – oral
Anquilostomiasis y estrogiloidiasis	Normalmente, la larva de suelo penetra en la piel desnuda, generalmente del pie. También puede transmitirse por el agua.
Enfermedades hidatídica (Echinococcosis)	Se transmite mediante la ingestión de huevos infectados en agua y alimentos contaminados por heces de perros.
Infección viral Norwalk	Una causa de diarreas
Fiebre paratifoidea	Contacto directo o indirecto con heces y orina de paciente o portador. Generalmente se propaga indirectamente a través de alimentos, especialmente leche y mariscos y ocasionalmente a través del suministro de agua
Poliomielitis	Se ha observado transmisión vía agua, pero es rara.
Infección de rotavirus	Agente de diarrea infantil recientemente identificado. Probablemente fecal - oral
Salmonelosis	Enfermedad gastroenterítica aguda; generalmente se propaga a través de alimentos contaminados fecalmente.
Esquistosomiasis	Puede transmitirse a través del agua, pero la penetración por la piel es la principal puerta de entrada.
Diarrea de viajeros	Frecuentemente causada por uno de los muchos serotipos de bacteria E. Coli
Tricuriasis (Lombriz latigoforme)	Generalmente se transmite por el suelo, pero ocasionalmente también por el agua

ENFERMEDADES TRASMITIDAS POR EL AGUA

HIGIENE Y SALUD

Infección secundaria en los grupos según edades



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Sistema de Abastecimiento de Agua

- Disolución de sólidos (calcio, magnesio, sodio)

Es necesario realizar muestreos continuos en las fuentes de abastecimiento para observar si hay cambios en la calidad del agua, que puedan requerir modificar los procesos de potabilización en operación.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Condiciones Básicas que deben cumplir las Fuentes de Abastecimiento

Cantidad suficiente

Para asegurar el volumen requerido por la población hasta el año considerado en el proyecto.

Calidad adecuada

Que permita volverla potable mediante operaciones y procesos económicos aceptables durante el tiempo considerado en el proyecto.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Estudios Básicos para Evaluar Posibles Fuentes de Abastecimiento

A) *Para estimar la cantidad disponible:*

Aforos

- En corrientes a lo largo del tiempo (años)
- En aguas subterráneas (bombeo)

Estudios Batimétricos

- En embalses y cuerpos de agua naturales para estimar el volumen

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Estudios Básicos para Evaluar Posibles Fuentes de Abastecimiento

Estudios Hidrológicos

- Para estimar los volúmenes de agua que se obtienen con:
 - La precipitación;
 - El escurrimiento superficial;
 - El almacenamiento;
 - La infiltración;
 - La evaporación.

Estudios Geohidrológicos y Geofísicos

- Para estimar mediante sondeos geofísicos el volumen de agua disponible en los acuíferos.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Sistema de Abastecimiento de Agua

B) *Para determinar la calidad:*

Muestreo y análisis fisicoquímicos y bacteriológicos a lo largo del tiempo

La calidad del agua en las fuentes puede variar en el tiempo debido a:

- Contaminación
 - Natural.- debido a fenómenos naturales como: erupciones volcánicas, erosión, eutroficación.
 - Antropogénicas.- debido a las actividades humanas como: descarga de aguas residuales, derrames de sustancias contaminantes (petróleo, aceite, diesel, combustóleo, gasolina, amoníaco, tolueno, ácido clorhídrico).

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Sistema de Abastecimiento de Agua

B) *Para determinar la calidad:*

Muestreo y análisis fisicoquímicos y bacteriológicos a lo largo del tiempo

La calidad del agua en las fuentes puede variar en el tiempo debido a:

- Contaminación
 - Natural.- debido a fenómenos naturales como: erupciones volcánicas, erosión, eutroficación.
 - Antropogénicas.- debido a las actividades humanas como: descarga de aguas residuales, derrames de sustancias contaminantes (petróleo, aceite, diesel, combustóleo, gasolina, amoniaco, tolueno, ácido clorhídrico).

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Sistema de Abastecimiento de Agua

- Fuente de Generación
- Obra de Captación
- Conducción
- Potabilización
- Regularización y Almacenamiento
- Distribución

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Fuentes de Abastecimiento Posibles

Superficiales:

- ◆ **Corrientes**
 - Arroyos
 - Ríos
- ◆ **Embalses**
 - Naturales (Lagunas, Lagos, Estanques)
 - Artificiales (Depósitos, Presas)
- ◆ **Mar**

Subterráneas:

- ◆ **Aguas Freáticas**
- ◆ **Manantiales, “ojos” de agua**

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Fuentes de Abastecimiento Posibles

Aéreas:

- ◆ Agua de lluvia

Aguas tratadas, Reuso (usos distintos al potable):

- ◆ Agrícola
- ◆ Riego de áreas verdes
- ◆ Recarga de acuíferos
- ◆ Procesos industriales
- ◆ Lavado de autos

TABLA 4.1 EVALUACIÓN DE LA POSIBILIDAD DE CONTAMINACIÓN DEL AGUA SUBTERRANEA

POTENCIAL DE MIGRACIÓN	CARACTERISTICAS DE LOS CONTAMINANTES	RECEPTORES
<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación observada <ul style="list-style-type: none"> - Concentraciones de contaminantes superiores a los límites máximos • Potencial de migración <ul style="list-style-type: none"> - Contención subsuperficial para evitar la migración de contaminantes - Profundidad al acuífero - Precipitación pluvial anual - Conductividad hidráulica de la capa confinante - Conductividad hidráulica del acuífero 	<ul style="list-style-type: none"> • Toxicidad/movilidad <ul style="list-style-type: none"> - Toxicidad <ul style="list-style-type: none"> - crónica - carcinogénica - aguda - Movilidad <ul style="list-style-type: none"> - solubilidad en agua - coeficiente de distribución (K_d) • Cantidad de residuos peligrosos <ul style="list-style-type: none"> - Volumen contaminado - Area contaminada • Estado fisico de los contaminantes <ul style="list-style-type: none"> - Líquido/gas - Lodo - Sólido 	<ul style="list-style-type: none"> • Pozos de agua más cercanos <ul style="list-style-type: none"> - Distancia a pozos de agua - Concentraciones de contaminantes superiores a los límites máximos - Suministros de agua potable alternos • Población <ul style="list-style-type: none"> - Número de personas que se abastecen de agua potable de los pozos • Usos del agua del acuífero evaluado <ul style="list-style-type: none"> - Agua para ganado - Preparación de alimentos comerciales - Suministro para acuicultura comercial - Suministro para áreas recreativas - Riego agrícola • Distancia del sitio a áreas de recarga del acuífero

Elaborada a partir de información de 40 CFR Parte 300 y CCME EPC-CS39E

TABLA 4.2 EVALUACIÓN DE LA POSIBILIDAD DE CONTAMINACIÓN DEL AGUA SUPERFICIAL
AFECTACIÓN AL AGUA POTABLE

POTENCIAL DE MIGRACIÓN	CARACTERÍSTICAS DE LOS CONTAMINANTES	RECEPTORES
<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación observada <ul style="list-style-type: none"> - Concentración de contaminantes superiores a los límites máximos • Potencial de migración <ul style="list-style-type: none"> - Contención superficial por obras construidas o sistemas de protección naturales - Distancia del sitio a cuerpos de agua superficial - Topografía - Escurrimiento - Inundación potencial 	<ul style="list-style-type: none"> • Toxicidad/persistencia <ul style="list-style-type: none"> - Toxicidad <ul style="list-style-type: none"> - crónica - carcinogénica - aguda - Persistencia <ul style="list-style-type: none"> - vida media - coeficiente de partición n-octanol-agua (K_{ow}) • Cantidad de residuos peligrosos <ul style="list-style-type: none"> - Volumen contaminado - Área contaminada • Estado físico de los contaminantes <ul style="list-style-type: none"> - Líquido/gas - Lodo - Sólido 	<ul style="list-style-type: none"> • Tomas de agua potable más cercanas • Población <ul style="list-style-type: none"> - Número de personas que se abastecen del agua potable • Usos del agua superficial <ul style="list-style-type: none"> - Riego de cultivos alimenticios - Agua para ganado - Preparación de alimentos comerciales - Recreación

Elaborada a partir de información de 40 CFR Parte 300 y CCME EPC-CS39E

Continuación Tabla 4.2

AFECCIÓN A LA CADENA ALIMENTICIA A TRAVÉS DE PECES

POTENCIAL DE MIGRACIÓN	CARACTERÍSTICAS DE LOS CONTAMINANTES	RECEPTORES
<ul style="list-style-type: none"> • Contaminación observada <ul style="list-style-type: none"> · - Concentración de contaminantes superiores a los límites máximos • Potencial de migración <ul style="list-style-type: none"> · - Contención superficial por obras construidas o sistemas de protección naturales · - Distancia del sitio a cuerpos de agua superficial · - Topografía · - Permeabilidad del material superficial · - Inundación potencial 	<ul style="list-style-type: none"> Toxicidad/persistencia/bioacumulación <ul style="list-style-type: none"> · - Toxicidad <ul style="list-style-type: none"> - crónica - carcinogénica - aguda · - Persistencia <ul style="list-style-type: none"> - vida media - coeficiente de partición n-octanol-agua (K_{OW}) · - Bioacumulación potencial <ul style="list-style-type: none"> - factor de bioacumulación (BCF) • Cantidad de residuos peligrosos <ul style="list-style-type: none"> - Volumen contaminado - Area contaminada • Estado físico de los contaminantes <ul style="list-style-type: none"> · - Líquido/gas · - Lodo · - Sólido 	<ul style="list-style-type: none"> • Cadena alimenticia <ul style="list-style-type: none"> · - Presencia de lugares de pesca sujetos a contaminación, con base en análisis de muestras de tejidos de peces • Población <ul style="list-style-type: none"> · - Producción anual de alimento a partir de cada lugar de pesca

Elaborada a partir de información de 40 CFR Parte 300 y CCME EPC-CS39E

PRESENTACIÓN

Con la finalidad de conocer el nivel de potabilización del agua suministrada y el de tratamiento de las aguas residuales municipales, a nivel nacional, la Gerencia de Potabilización y Tratamiento, tiene la tarea de revisar y actualizar los Inventarios de Plantas Potabilizadoras y de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Para ello se solicitó información a las Gerencias Regionales y Estatales, quienes a través de personal de las áreas técnica y de construcción se encargaron de recabar y verificar la información de cada una de las plantas. De esta manera se elaboró el presente documento con sus respectivos resúmenes, para que todas las áreas de la CNA cuenten con una herramienta en la elaboración de sus trabajos. Este trabajo es dinámico y requiere de su revisión continua para estar en condiciones de dar respuesta a las necesidades de información relacionadas con la potabilización y el saneamiento en México. Para contar con información actualizada se continuará solicitando cada seis meses, nuevos reportes de las diferentes Gerencias Regionales y Estatales con la finalidad de dar a conocer los cambios representativos en la construcción, rehabilitación y operación en los sistemas, y el nivel de atención por parte de los organismos, dependencias o empresas a cargo de la operación. Finalmente, se agradece la colaboración de los técnicos, subgerentes y gerentes que aportaron la información para hacer posible la elaboración del presente documento.

CONSIDERACIONES PARA LA ELABORACIÓN DEL INVENTARIO

- Se incluyen plantas de tratamiento de aguas residuales que tratan aguas residuales de origen doméstico, indistintamente de quién las haya construido, quién las opere y cuál sea el uso final del agua tratada. Esto con la finalidad de conocer el tratamiento de aguas residuales municipales.
- No se incluyen plantas de tratamiento provenientes de servicios como centros comerciales, hospitales y escuelas, entre otras.
- Se incluyen fosas sépticas aun cuando no son un sistema formal de tratamiento, porque de alguna manera proporcionan cierto grado de remoción de contaminantes.

**INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES
A DICIEMBRE DEL 2000**

ESTADO	NUMERO DE PLANTAS	PLANTAS EN OPERACIÓN	GASTO DE DISEÑO (I/s)	GASTO DE OPERACIÓN (I/s)
AGUASCALIENTES	1	1	18.00	10.00
BAJA CALIFORNIA	19	19	8684.00	5896.50
BAJA CALIFORNIA SUR	1	0	0.11	0
CAMPECHE	3	3	525.00	403.00
CHIAPAS	4	3	2500.00	1910.00
CHIHUAHUA	4	3	820.00	540.00
COAHUILA	3	3	1100.00	1000.00
COLIMA	0	0	0	0
D.F.	4	4	1225.00	680.00
DURANGO	12	12	20.53	12.37
GUANAJUATO	7	7	335.00	275.50
GUERRERO	12	8	3950.00	2905.00
HIDALGO	2	2	100.00	100.00
JALISCO	17	15	13291.00	11069.00
MEXICO	6	4	19825.00	15725.00
MICHOACAN	3	2	1328.00	1200.00
MORELOS	0	0	0	0
NAYARIT	3	3	230.00	120.00
NUEVO LEON	9	8	14435.00	5376.00
OAXACA	6	6	1151.30	611.30
PUEBLA	1	0	20.00	0
QUERETARO	2	2	24.00	23.50
QUINTANA ROO	6	4	1290.00	760.00
SAN LUIS POTOSI	9	8	918.84	783.84
SINALOA	137	121	5836.50	5451.50
SONORA	34	24	4730.00	2371.50
TABASCO	21	20	3905.00	3365.00
TAMAULIPAS	53	42	12966.00	9815.00
TLAXCALA	0	0	0	0
VERACRUZ	11	9	6145.00	4215.00
YUCATAN	11	3	4745.00	3700.00
ZACATECAS	0	0	0	0
TOTAL	401	336	110118.28	78319.01

INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES A DICIEMBRE DEL 2000

ESTADO	NUMERO DE PLANTAS	PLANTAS EN OPERACIÓN	GASTO DE DISEÑO (I/s)	GASTO DE OPERACIÓN (I/s)
AGUASCALIENTES	93	80	2516.30	1763.80
BAJA CALIFORNIA	13	13	4432.00	3768.18
BAJA CALIFORNIA SUR	15	14	998.50	598.80
CAMPECHE	9	9	110.58	33.40
CHIAPAS	15	6	867.20	86.00
CHIHUAHUA	36	29	5039.50	3830.25
COAHUILA	15	9	1523.50	962.00
COLIMA	31	28	532.10	395.10
DF	18	18	5632.50	2759.50
DURANGO	57	53	3183.96	2058.36
GUANAJUATO	20	13	3991.00	1892.00
GUERRERO	15	14	2304.00	1459.00
HIDALGO	5	5	47.90	21.90
JALISCO	71	51	3293.00	1747.60
MEXICO	45	42	6658.75	3952.35
MICHOACAN	16	10	1925.00	891.00
MORELOS	30	19	1628.90	1037.20
NAYARIT	51	39	1702.89	1028.30
NUEVO LEON	42	40	11354.00	7123.00
OAXACA	30	25	578.00	358.00
PUEBLA	22	20	617.30	429.80
QUERETARO	45	33	899.50	664.40
QUINTANA ROO	16	13	1480.00	1011.50
SAN LUIS POTOSI	15	5	1011.00	310.00
SINALOA	16	13	1008.00	1071.00
SONORA	75	62	3711.69	2547.30
TABASCO	32	16	1131.00	364.00
TAMAULIPAS	22	15	2346.00	2044.70
TLAXCALA	33	20	864.16	466.19
VERACRUZ	77	57	3954.00	741.80
YUCATAN	9	9	344.50	339.30
ZACATECAS	29	13	265.75	171.60
TOTAL	1018	793	75952.48	45927.33

Fuente: <http://cna.gob.mx/portal/inicia/asp>.

3.5.2 Muestreo de agua (CCME, 1993)

Existen diferentes tipos de aguas que pueden muestrearse, las cuales requieren distinto equipo de muestreo, pero una vez que se colectan muchas de ellas se tratan de manera similar.

Los tipos de agua más comunes para muestreo en todos los sitios son aguas superficiales (ríos, lagos, embalses artificiales, escurrimientos, etc.) subterráneas y de manantial, residuales (drenajes de minas, lixiviados de rellenos sanitarios, efluentes industriales, etc.) y hielo. Otros tipos de agua que se muestrean con menos frecuencia son aguas salinas, de estuarios y de mar, aguas que resultan de la precipitación y condensación atmosférica (lluvia, nieve, niebla y rocío) aguas de procesos, potable y vapor.

Las aguas generalmente son muy heterogéneas tanto espacial como temporalmente, lo que hace difícil obtener muestras verdaderamente representativas. Los sólidos con gravedades específicas ligeramente mayores que la del agua normalmente son sustancias inorgánicas, las cuales permanecen suspendidas en el flujo y forman estratos en canales que fluyen lentamente. Los aceites y sólidos más ligeros que el agua (generalmente compuestos orgánicos) flotan sobre o cerca de la superficie. Algunos líquidos tales como compuestos orgánicos halogenados, son más pesados que el agua y se hunden quedando en el fondo. La composición química de lagos y lagunas también varía significativamente dependiendo de la estación del año. La composición de las aguas que fluyen como corrientes depende del flujo y de la profundidad.

La estratificación térmica o química dentro de algunos cuerpos de agua es común. En lagos con profundidad menor de 5 m la acción del viento generalmente ocasiona mezclado, de manera que no es probable que se presenten estas situaciones por periodos prolongados; sin embargo, ambos fenómenos pueden existir en lagos más profundos. Ríos poco profundos de cauce rápido no muestran estratificación química o térmica, pero los ríos profundos pueden exhibir ambas. Este fenómeno también puede existir en lugares donde se unen dos corrientes, como el punto donde un efluente entra en un río.

La estratificación también es un problema del muestreo de océanos; debido a esto diferentes especies químicas se pueden encontrar a diversas profundidades. Además, generalmente

En la construcción y uso de pozos de monitoreo, se debe minimizar la alteración del agua que se muestrea cuidando, durante el proceso de perforación, de no producir contaminación cruzada de los acuíferos con la capa superior de suelo que está suelta, posiblemente contaminada con sustancias químicas o agrícolas. También la construcción de pozos y los materiales empleados pueden influir en la composición química de las muestras.

Antes de coleccionar las muestras se purgan los pozos para eliminar el agua estancada. El método y la rapidez de purga, el tiempo entre la purga y el muestreo, y el muestreo en sí, dependerán del diámetro, profundidad y rapidez de recarga del pozo. En cada pozo se debe probar la presión o bombeo para determinar la conductividad hidráulica de la formación y estimar la cantidad y rapidez de purga antes del muestreo.

Algunas veces es útil monitorear cambios en el pH, temperatura o conductancia en muestras consecutivas para determinar el momento en que la muestra es representativa, esto es, cuando los valores dejan de cambiar.

No deben compararse muestras de un acuífero de lecho de roca con un acuífero aluvial superficial aunque los dos están hidrogeológicamente conectados.

El material de construcción del pozo debe seleccionarse cuidadosamente. El cemento usado para unir tubería de cloruro de polivinilo (PVC) puede lixiviar dentro de las muestras, lo cual se puede evitar usando tubería enroscada. El equipo para construir pozos de monitoreo debe ser de acero inoxidable u otro material inerte.

Los dispositivos de muestreo y los contenedores de la muestra siempre son probables fuentes de contaminación por lixiviación de contaminantes, por ejemplo el PVC que contiene zinc, hierro, antimonio y cobre puede introducir estos metales dentro de las muestras de agua. El PVC flexible y otros plásticos pueden contaminar con ésteres de ftalato que enmascaran otros contaminantes. El polietileno que contiene antimonio, también puede lixiviarlo. Los restos de muestras que quedan en el muestreador deben evitarse al tomar la siguiente muestra. En la Tabla 3.5.2.1 se presentan los tipos de contaminantes generados por los materiales usados en los equipos de muestreo y en la construcción de pozos de monitoreo. El plomo y el estaño son contaminantes comunes del agua que se transporta a través de tubería soldada. El agua que contiene altos niveles de calcio tiende a extraer plomo, mientras que el estaño se remueve en pequeñas cantidades a lo largo de muchos años.

Durante la evaluación de la contaminación del agua subterránea se deben incluir muestras de blancos de equipo, campo y condiciones naturales. La selección se debe hacer considerando todas las probables fuentes de contaminación para cada situación específica.

la composición de las aguas cerca de la costa difiere bastante de las aguas alejadas de ésta. El muestreo estuarino es aún más complejo porque las estratificaciones varían.

Puede haber problemas por contaminación de las muestras de agua y esto se acentúa conforme los niveles de concentración del analito disminuyen. Las fuentes de contaminación de alguna manera pueden depender del cuerpo de agua que se está muestreando; sin embargo, muchas son comunes a todas las muestras de agua. Por ejemplo, en el monitoreo de agua subterránea, la contaminación a partir de los materiales de construcción del pozo puede ser significativa.

La vulnerabilidad del agua subterránea a la contaminación está afectada por la profundidad del acuífero, la rapidez de recarga, la composición del suelo y la topografía (inclinación), así como por la volatilidad y persistencia de los analitos que se están determinando. En la planeación de las estrategias de muestreo es necesario el conocimiento de las características físicas y químicas del sistema del acuífero. Estas aguas presentan especiales retos para obtener muestras representativas.

3.5.2.1 Muestreo representativo de agua (CCME, 1993)

Las siguientes recomendaciones son de aplicación general para la colección de muestras representativas de agua:

- No incluir partículas grandes no homogéneas en la muestra, tal como hojas y detritus.
- En aguas que fluyen, colocar el aparato de muestreo corriente arriba para evitar contaminación y para que el personal de muestreo pueda observar si viene algún material flotando que pueda contaminar la muestra.
- Colectar un volumen suficiente de agua para permitir repetir los análisis y pruebas de control de calidad. Si no está especificado, el volumen básico requerido es la suma de los volúmenes para los análisis de todos los parámetros de interés.

Para sitios abandonados o inactivos puede ser más apropiado coleccionar muestras de sedimentos que muestras acuosas.

a) Colección de muestras representativas a partir de ríos y corrientes

Antes de identificar los puntos de muestreo de agua superficial, hay que determinar si el drenaje por tierra o la descarga de agua subterránea pueden contaminar un cuerpo de agua superficial. Generalmente, si no existen aguas superficiales dentro de 3 200 m (2 millas) (EPA, 1992) alrededor del sitio no es necesario evaluar la contaminación del agua superficial.

Para desarrollar el plan de muestreo del agua superficial, deben considerarse los tipos y ubicación de los cuerpos de agua cercanos al sitio y la persistencia de las sustancias peligrosas y la rapidez de flujo, ya que flujos de alto volumen tienden a dispersar y diluir las sustancias peligrosas.

Para sitios de muestreo de agua localizados en una extensión de un río o corriente homogénea en cuanto a anchura y profundidad es adecuado coleccionar muestras simples a diferente profundidad. Para corrientes pequeñas se toma una muestra simple en el centroide del flujo y se debe colocar aproximadamente al 60 % de la profundidad de la corriente en un área de máxima turbulencia.

Para sitios de muestreo localizados en una extensión de un río o una corriente no homogénea es necesario muestrear la sección transversal del canal en un número específico de puntos y profundidades. El número y tipo de muestras dependerá de la profundidad, ancho y descarga; la cantidad de sedimento suspendido que se está transportando, y la vida acuática presente. Generalmente, entre más puntos se muestren a lo largo de la sección transversal más representativa será la muestra compuesta. Normalmente son suficientes de 3 a 5 puntos de muestreo vertical y son necesarios menos para corrientes angostas y poco profundas.

b) Colección de muestras representativas de agua subterránea

Para coleccionar muestras representativas de agua subterránea, se necesitan considerar factores estacionales tales como la época del año en que se hará el muestreo, si se muestrea antes o después de la estación de lluvia, o después de períodos de alto uso de productos químicos agrícolas.

Los pozos de monitoreo no deben instalarse a menos que sea necesario y sólo si durante la evaluación preliminar se determinó que existe potencial de contaminación del agua subterránea. Antes de decidir instalar pozos, se debe considerar lo siguiente (EPA/540, 1992):

- Profundidad al acuífero y tipo de materiales geológicos
- Probabilidad de detectar contaminación en los pozos de monitoreo
- Costos de la instalación
- Importancia de la salud pública

El objetivo principal de instalar pozos es coleccionar datos del agua subterránea que pueden usarse para demostrar que ha habido una emisión de contaminantes. Otros objetivos pueden ser delinear la pluma de la sustancia peligrosa o trazar el movimiento de una sustancia (EPA/540, 1992).

La perforación puede crear interconexiones entre acuíferos kársticos, la instalación de pozos en estos acuíferos generalmente no se recomienda debido a la alta probabilidad de introducir sustancias peligrosas dentro de ellos (EPA/540, 1992).

Vigilancia Epidemiológica Semana 33, 2001

CUADRO 4. Casos por entidad federativa de Enfermedades Infecciosas y Parasitarias del Aparato Digestivo hasta la semana epidemiológica 31 del 2001

ENTIDAD FEDERATIVA	Fiebre tifoidea CIE-10 ^a REV. A01.0			Paratifoidea y otras salmonelosis CIE-10 ^a REV. A01.1, A02			Shigelosis CIE-10 ^a REV. A03		
	2001		2000	2001		2000	2001		2000
	Sem.	Acum.	Acum.	Sem.	Acum.	Acum.	Sem.	Acum.	Acum.
Ags.	-	10	5	-	610	323	1	46	54
B.C.	5	188	165	36	1065	1065	1	74	94
B.C.S.	-	21	8	2	14	44	2	69	46
Camp.	1	71	42	2	192	121	16	324	588
Coah.	1	373	349	60	6483	7995	3	153	114
Col.	-	5	3	2	75	52	-	45	33
Chis.	2	173	177	158	4098	6611	97	2856	2633
Chih.	-	131	159	124	1253	3840	15	538	304
D.F.	-	33	76	-	112	2911	1	38	154
Dgo.	2	39	92	-	140	85	11	395	521
Gto.	2	152	330	1	871	2912	28	381	728
Gro.	2	102	200	1	791	2212	69	1987	4223
Hgo.	1	43	87	9	88	52	10	496	609
Jal.	n.e.	105	216	n.e.	1796	2727	n.e.	659	743
Méx.	-	104	95	65	1773	2375	13	688	1428
Mich.	1	29	50	112	3217	3643	9	313	478
Mor.	3	45	60	4	189	274	13	382	757
Nay.	-	25	55	6	355	427	18	198	328
N.L.	17	303	421	128	2375	3438	1	147	166
Oax.	12	98	176	18	239	624	62	2597	3196
Pue.	2	96	67	93	2206	2071	37	1050	1202
Qro.	-	44	87	24	593	748	4	289	297
Q. Roo	1	4	6	7	512	875	2	80	114
S.L.P.	1	89	69	36	536	1074	3	152	163
Sin.	7	405	509	48	1362	3184	22	637	573
Son.	-	2	16	11	636	1126	2	350	324
Tab.	n.e.	73	167	n.e.	516	3544	n.e.	1588	1715
Tamps.	18	545	429	34	1074	4908	-	335	405
Tlax.	2	25	10	1	28	61	21	571	573
Ver.	5	217	421	65	2310	5638	50	1596	1490
Yuc.	1	22	19	23	465	766	5	307	340
Zac.	1	156	210	-	106	234	10	285	470
TOTAL	88	3728	4776	1070	36170	67355	526	19406	24883

FUENTE. Sistema Único de Información para la Vigilancia Epidemiológica. Información preliminar. Procesó: DGE.

CUADRO 4.1 Casos por entidad federativa de Enfermedades Infecciosas y Parasitarias del Aparato Digestivo hasta la semana epidemiológica 31; Cólera e Intoxicación alimentaria bacteriana hasta la 33 del 2001

DAD FEDERATIVA	Infección intestinal debida a virus y otros organismos, y las mal definidas CIE-10ª REV. A04, A08, A09			Enfermedades infecciosas intestinales CIE-10ª REV. A01-A03, A04, A05, A06.0, A06.3, A06.9, A07.0, A07.1, A07.2, A07.9, A08-A09			Cólera CIE-10ª REV. A00			Intoxicación alimentaria bacteriana CIE-10ª REV. A05		
	2001		2000	2001		2000	2001		2000	2001		2000
	Sem.	Acum.	Acum.	Sem.	Acum.	Acum.	Sem.	Acum.	Acum.	Sem.	Acum.	Acum.
ags.	330	39534	39960	371	45507	47042	-	-	-	-	312	105
B.C.	2814	73856	75080	3079	80791	84900	-	-	-	-	384	456
B.C.S.	384	22327	20580	478	27490	27083	-	-	-	-	324	412
Camp.	1140	33083	28673	1681	47199	44050	-	-	-	-	163	58
Coah.	1863	124646	122679	2083	143606	143594	-	-	-	-	425	894
Col.	364	14709	19994	472	18930	25677	-	-	-	-	4	1
Chis.	2894	109949	89641	5234	175305	161094	-	-	-	-	520	730
Chih.	3842	48300	131840	4303	55887	147907	-	-	-	-	477	963
D.F.	4056	102801	351790	4791	120975	400501	-	-	-	-	46	385
Dgo.	1620	41428	68327	1956	51596	83566	-	-	-	-	-	13
Gto.	2131	86182	153233	2706	107098	188787	-	-	-	-	220	91
Gro.	2035	83889	142103	3858	138269	222805	-	-	-	-	1250	1610
Hgr.	1742	53261	60150	2765	83078	96323	-	-	-	-	41	116
Jal.	n.e.	121721	207735	n.e.	152376	257212	-	-	-	-	623	1880
Méx.	8725	276280	344062	10815	343407	439338	-	-	-	-	123	469
Mich.	4071	119364	134394	5331	153602	179391	-	-	-	-	13	68
Mor.	2046	58755	79654	2775	78434	106253	-	-	-	-	15	7
Nay.	1555	38890	39838	2323	57703	64460	-	-	-	-	464	594
N.L.	3915	138192	151898	4745	161386	184831	-	-	-	-	4823	7152
Oax.	2325	74507	86829	3559	120269	147809	-	-	-	-	68	437
Pue.	4303	138042	141394	6061	189091	197238	-	-	-	-	169	188
Qro.	1949	49930	48060	2581	66112	64361	-	-	-	-	182	805
Q. Roo	915	35389	33270	1182	45030	44467	-	-	-	-	1	17
S.L.P.	2181	53248	75116	2805	70719	98818	-	-	-	-	33	24
Sin.	2291	61202	118275	3205	86086	158985	-	-	-	-	300	448
Son.	2750	83855	83165	3043	94714	95039	-	-	-	-	15	45
Tab.	n.e.	42046	60744	n.e.	84155	113692	-	-	-	-	25	384
Tamps.	3709	99699	137410	4146	113724	160319	-	-	1	-	246	1305
Tlax.	764	22656	31798	1231	34850	46055	-	-	1	-	38	216
Ver.	5215	173290	179036	8588	271971	283178	-	-	-	-	290	1363
Yuc.	2135	80940	103722	3674	119905	151052	-	-	-	-	8	80
Zac.	1387	43931	49152	1686	55731	66729	-	-	-	-	58	135
TOTAL	75451	2545902	3409602	101527	3394996	4532556	-	-	2	-	11660	22051

FUENTE: Sistema Único de Información para la Vigilancia Epidemiológica. Información preliminar. Procesó: DGE.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS TERCERA PARTE

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
DGCOH
FEBRERO DEL 2003

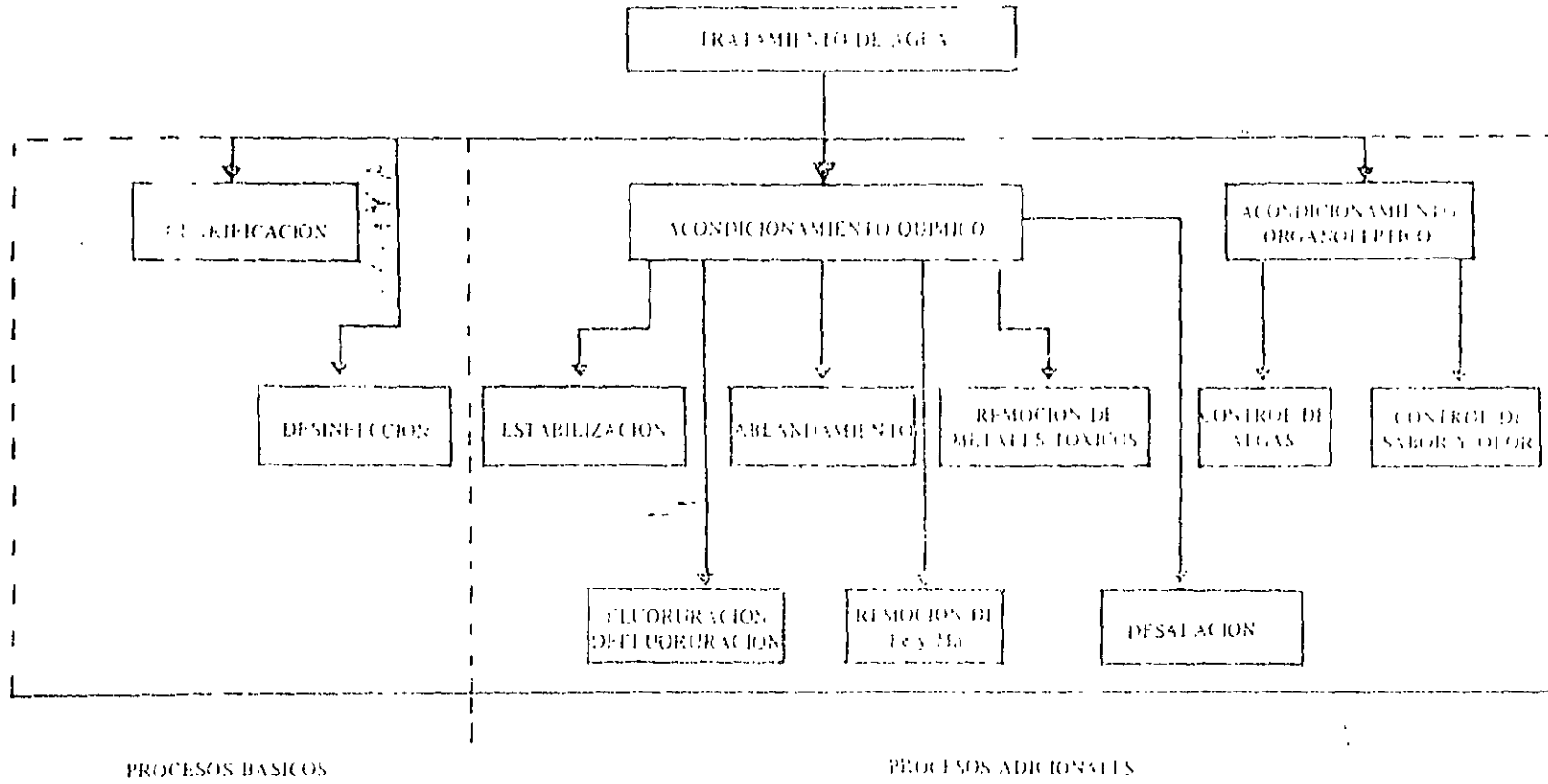


Fig. No. 1-3

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Coagulación:

Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Floculación:

Aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Coagulación:

Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Sedimentación:

Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas en el agua, por efecto gravitacional.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Adsorción:

Remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Oxidación:

Pérdida de electrones de un elemento, ion o compuesto por la acción del oxígeno u otro agente oxidante

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

Filtración:

Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos para la potabilización del Agua

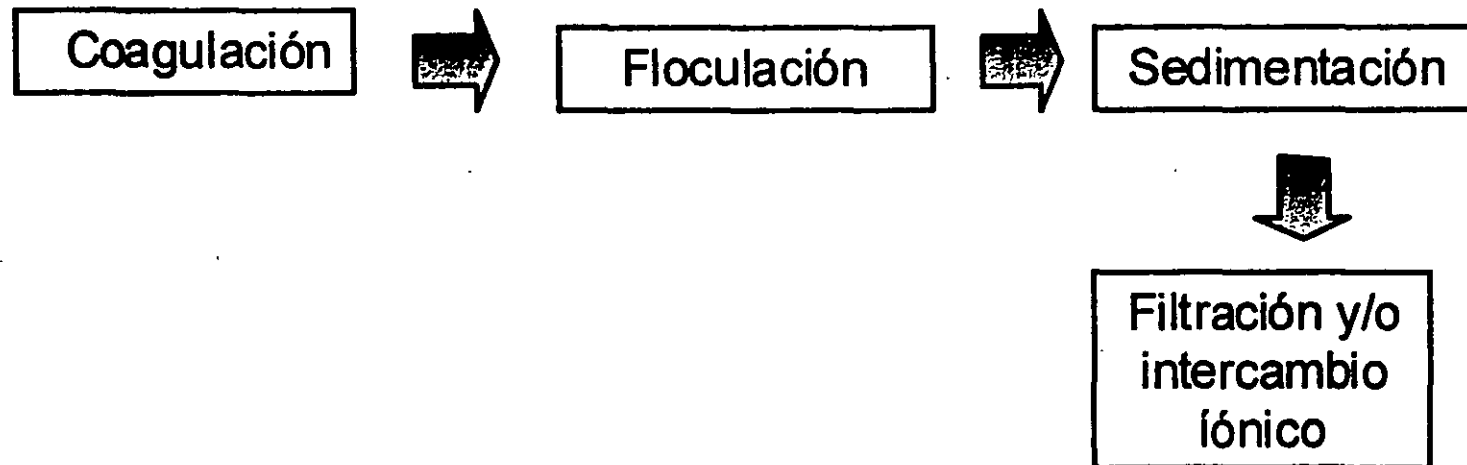
Desinfección:

Destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

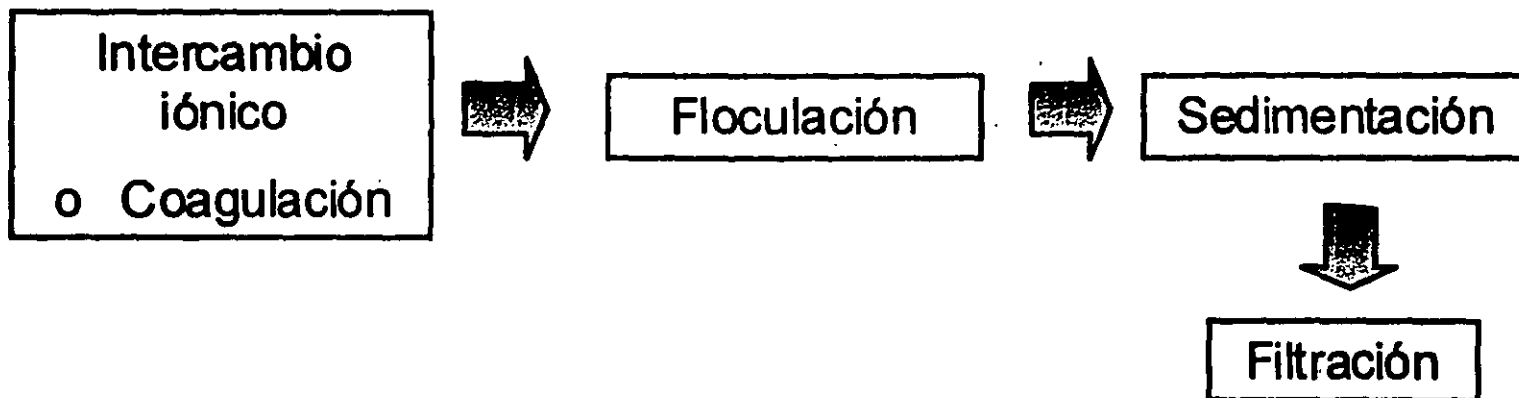
Sólidos disueltos totales



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

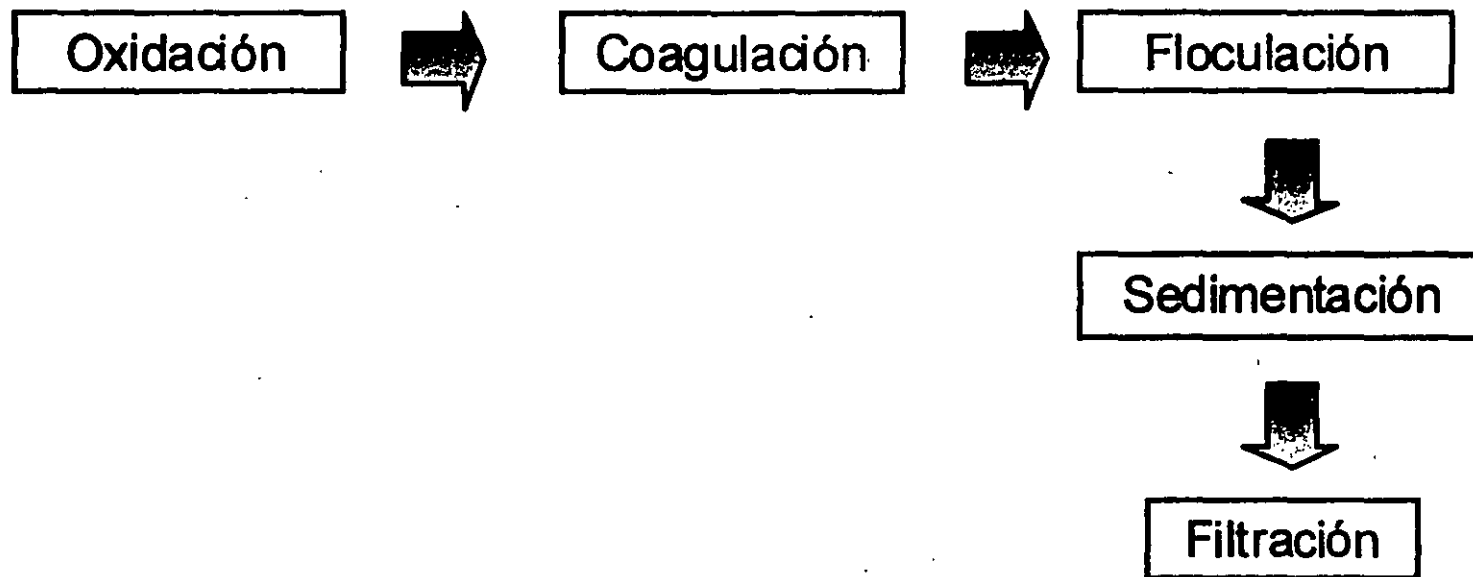
Nitratos y nitritos



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

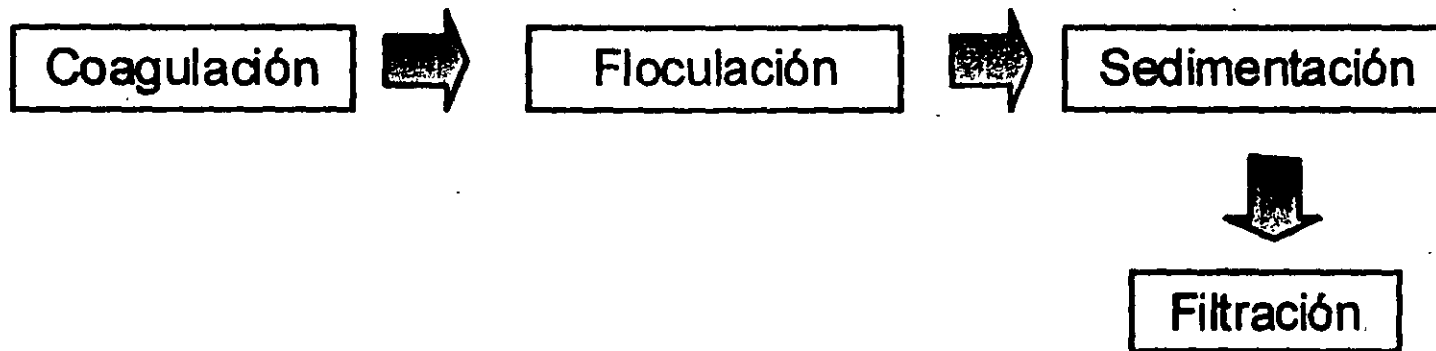
Fenoles o compuestos fenólicos



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

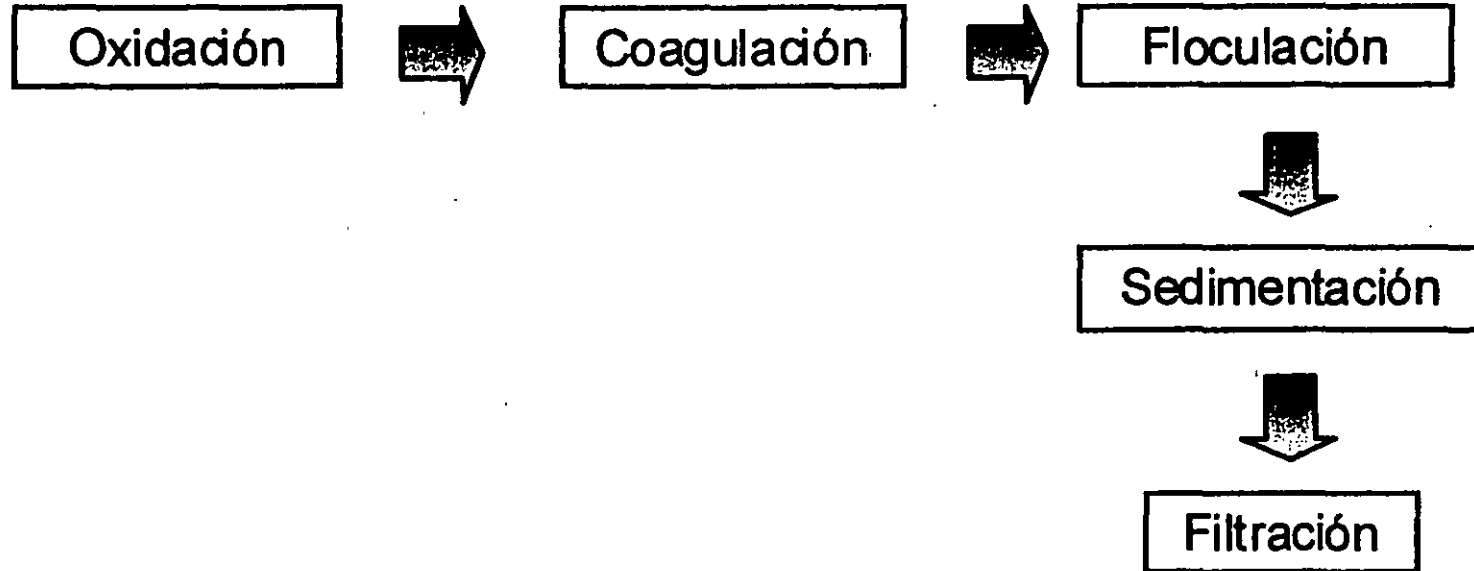
Arsénico, aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

Color, olor, sabor y turbiedad



PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

Fenoles o compuestos fenólicos

Oxidación

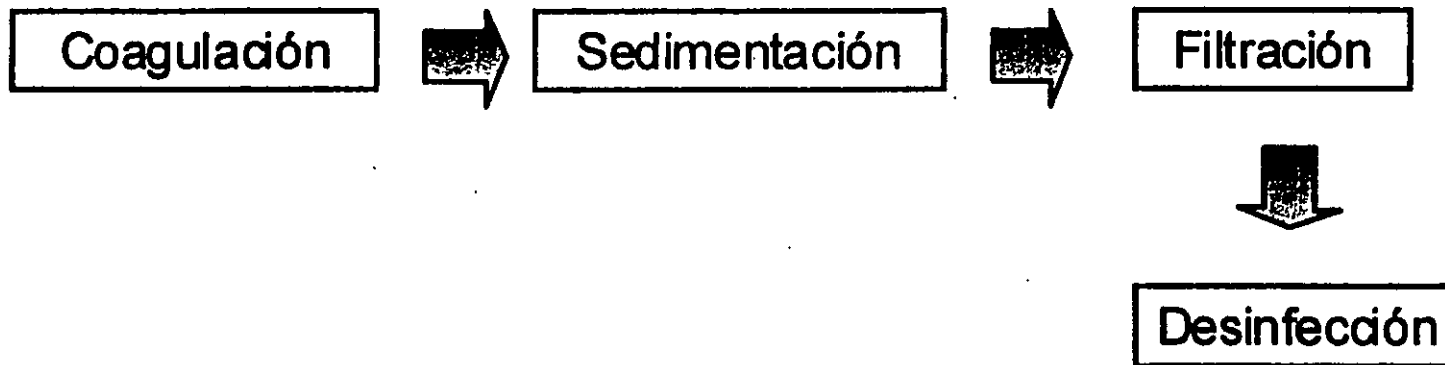


Filtración o
adsorción en
carbón activado

PRINCIPIOS DE POTABILIZACIÓN

Tratamientos específicos

Bacterias, helmitos, protozoarios y virus





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS CUARTA PARTE

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
DGCOH
FEBRERO DEL 2003

con las cuales el agua entra en contacto. El conocimiento exacto de las características de estos contaminantes es la base para comprender los procesos de remoción usados en la práctica.

Naturaleza de la turbiedad

La turbiedad está principalmente formada por arcillas en dispersión.

El término arcilla comprende una gran variedad de compuestos, pero en general se refiere a la tierra fina (0.002 mm de diámetro de grano o menos), a veces coloreada, que adquiere plasticidad al mezclarse con limitadas cantidades de agua. Químicamente son silicatos de aluminio con fórmulas bastante complejas.

House: las clasifica así:

Caolinita:	$Al_4(Si_4O_{10})(OH)_3$	&	$Al_4(Si_4O_6)(OH)_{16}$
Montmorillonita (Bentonita)	Al	{	Mg
			$(Si_8O_{20})(OH)_4 \cdot xH_2O$
			(*)
Illita	K_yAl_z	{	$Fe_4 Mg_4 Mg_{16}$
			$(Si_8 - yAl_y)O_{20}$
			(*)
Muscovita:	K_2Al_4		$(Al_2Si_6O_{20})(OH)_4$

Físicamente están constituidas por cristales con una estructura atómica reticular definida. (17) considera que hay dos tipos de estructuras que caracterizan a la mayoría:

(a) Un átomo de aluminio, (Al) Hierro (Fe) o Magnesio (Mg) incluido en el centro geométrico de un octaedro en cuyos nodos hay oxígeno (O) o hidróxilos (OH) (Ver figura 2-1-A).

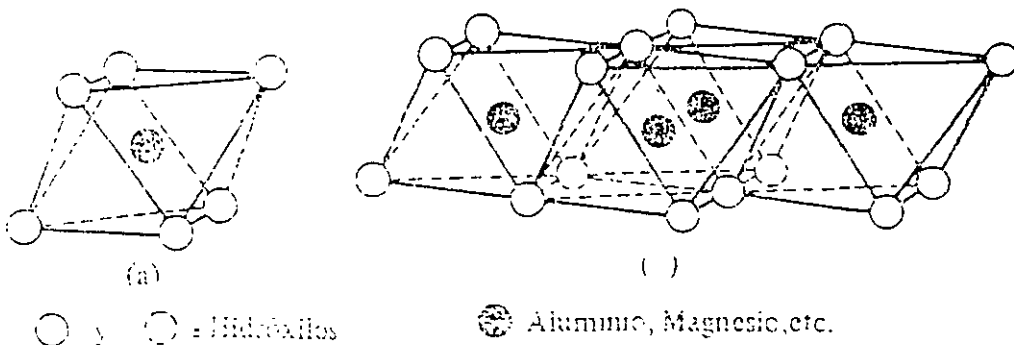


Fig. 2-1-A

(b) Un átomo de silicio incluido dentro de un tetraedro equidistante de los cuatro oxígenos (O) o hidróxilos (OH) de los nodos (Ver figura 2-1-B).

(*) Los elementos en paréntesis pueden substituirse por lo que está a la izquierda del paréntesis.

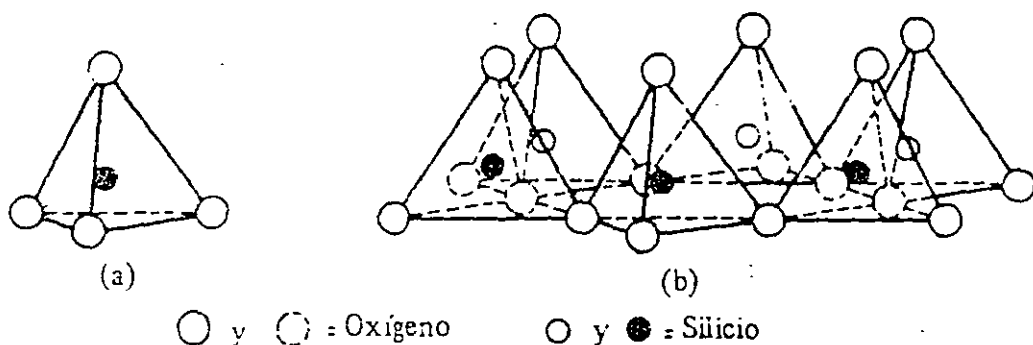


Fig. 2-1-B

La dimensión de estos cristales varía entre $2,6 \times 10^{-8}$ cm de nodo a nodo hasta $5,05 \times 10^{-8}$ cm. Debe tenerse por otra parte presente que la estructura reticular en ellos no siempre es perfecta, lo cual da origen a fenómenos que estudiaremos posteriormente en este capítulo.

Las formas varían mucho. En las figuras 2-2 y 2-3 pueden verse algunos ejemplos.

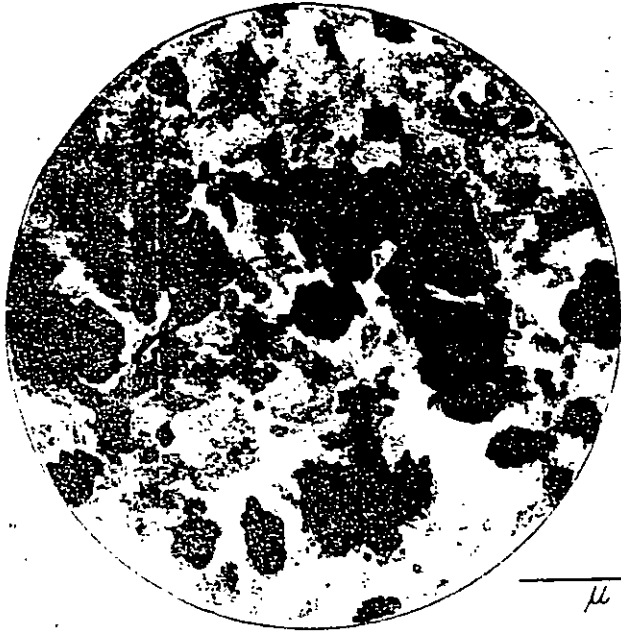
Una de las propiedades típicas de las arcillas es la gran superficie específica que tienen. Por superficie específica se entiende la superficie total que poseen por unidad de peso, y generalmente se expresa en m^2 por gramo. En la tabla 2-1 se dan los valores de superficies específicas para algunas arcillas que han sido secadas a diferentes temperaturas.

Tabla 2-1

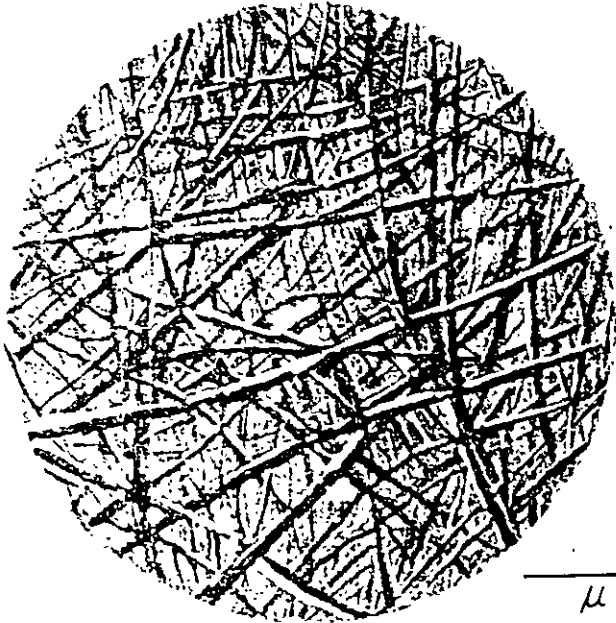
Superficie específica de algunos minerales de arcilla
(Tomado de Nelson y Hendricks)

Mineral	Tratamiento de calor, °C*	Pérdida de peso, %	Superficie específica, $m^2/gr.$
Caolinita, 0.3μ	30	...	15.5
	200	0.2	15.3
	500	12.7	18.1
	700	14.3	16.5
	900	14.6	1.5
Illita, 0.3μ	30	...	97.1
	200	0.4	92.2
	500	5.8	91.6
	700	7.7	80.4
Montmorillonita,	30	...	15.5
Halloysita	30	...	43.2

(*) Calentado a la temperatura dada hasta que no haya más pérdida de peso.

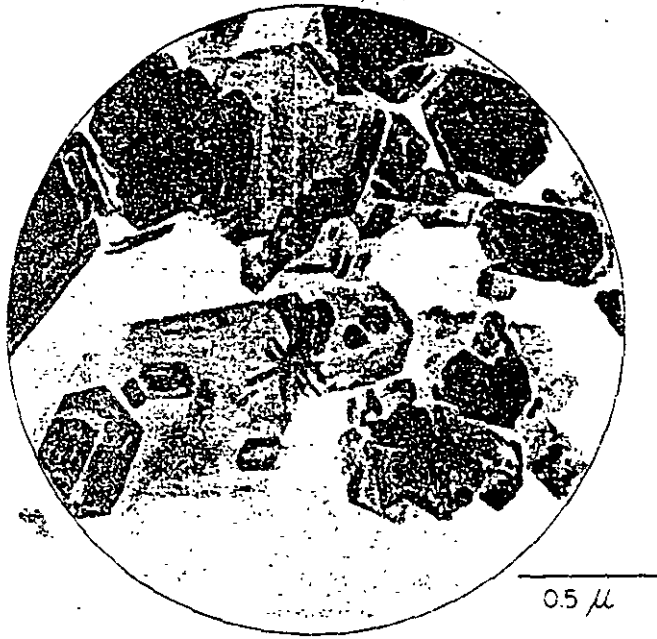


Illite

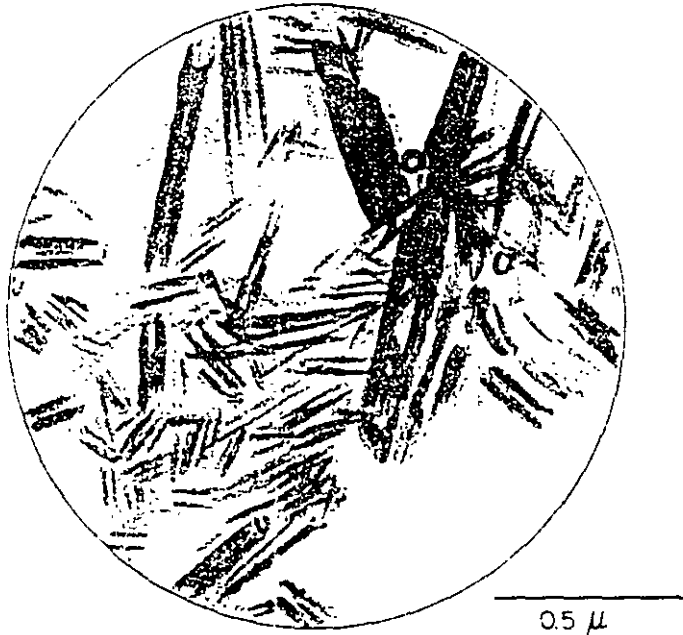


Attapulgite

FIG 2-2 FORMAS DE ARCILLAS VISTAS AL MICROSCOPIO
(Dibujos hechos a partir de microfotografías)



Caolinita



Holoisita

FIG.2-3 FORMAS DE ARCILLAS VISTAS AL MICROSCOPIO
(Dibujos hechos a partir de microfotografías)

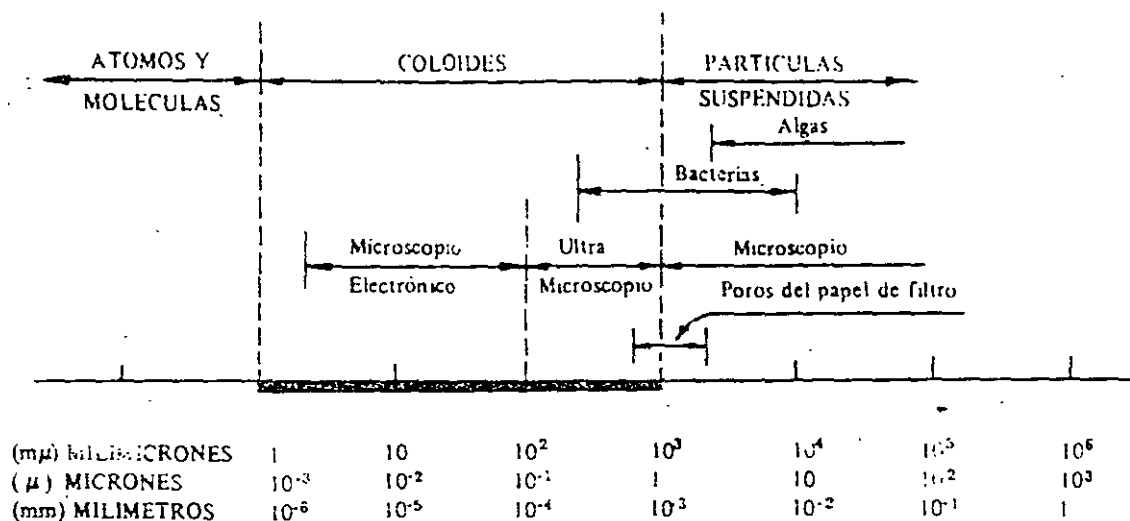


Fig. 2-4 Tamaño de las partículas suspendidas

Debe notarse que los límites fijados en este esquema son aproximados y, por tanto, suelen a veces confundirse o intercalarse, en especial en los puntos de contacto.

Los coloides propiamente dichos tienen propiedades muy características que los distinguen en forma precisa, y que estudiaremos en seguida por ser necesario para poder entender qué es la coagulación. Los químicos suelen referirse a la sustancia dispersa como fase dispersa y a la sustancia dispersante como fase dispersante.

Existen ocho clases de disoluciones coloidales, las cuales son:

Fase Dispersa	Fase Dispersante	Nombre	Ejemplo
1. Líquido	Líquido	Emulsión	Áceite en agua
2. Sólido	Líquido	Sol	Turbiedad del agua
3. Gas	Líquido	Espuma	Crema batida
4. Líquido	Gas	Aerosol	Niebla, neblina
5. Sólido	Gas	Aerosol	Humo, polvo
6. Líquido	Sólido	Gel	Jalea
7. Sólido	Sólido	-----	Vidrio coloreado
8. Gas	Sólido	-----	Piedra pómez.



Fig. 2-6 La forma más común de partículas coloidales

En un líquido turbulento, las formas filamentosas o cilíndricas tienen más oportunidad de contacto que las formas esféricas o poliédricas, lo cual influencia la posibilidad de aglutinación de las partículas y la rata de floculación.

Propiedades de los coloides

Algunas de las más importantes son las siguientes:

- | | | |
|---------------------------------------|---|------------------------|
| Propiedades cinéticas | } | Movimiento browniano |
| | | Difusión |
| | | Presión osmótica |
| Propiedades ópticas | } | Efecto Tyndall-Faraday |
| | | Coloración |
| Propiedades de superficie (adsorción) | | |
| Electrocinetismo | | |

Propiedades cinéticas

(a) Movimiento Browniano

Una de las propiedades que más distingue a las dispersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aun cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

Si una suspensión de dichas partículas es observada en un ultramicroscopio, se puede notar entre ellas un movimiento constante y desordenado. Este fenómeno fue estudiado por primera vez en una suspensión de granos de polen por el botánico ingles Brown, en 1828, de donde ha recibido el nombre de movimiento browniano. Weiner, en 1863, sugirió que el bombardeo de las partículas hecho por las moléculas del líquido en el cual están dispersas, es la causa del movimiento incesante de ellas. Experimentos posteriores han justificado esta conclusión.

Hasta qué limite de turbiedad debe remover la sedimentación y qué turbiedad debe entrar al filtro, es asunto de debate. Todo depende del trabajo que se quiera dar a cada proceso. Según el tipo de filtro que se use, puede ser más económico remover la mayor cantidad de sólidos en la sedimentación y sólo una mínima parte en la filtración, o remover en cambio un porcentaje de sólidos relativamente bajo en la sedimentación (disminuyendo el tamaño de los tanques) y dejando el resto del trabajo a la filtración.

Los dos siguientes capítulos los vamos a dedicar a estudiar solamente el proceso de separación de sólidos por sedimentación.

Por razones didácticas vamos a dividir ésta en: (a) sedimentación de partículas discretas y (b) sedimentación de partículas aglomerables.

Se entiende por sedimentación de partículas discretas aquella en que los sólidos no cambian de densidad, tamaño o forma al descender en el líquido. Se entiende por sedimentación de partículas aglomerables aquella en que los sólidos al descender en el líquido se adhieren o aglutinan entre sí, cambiando de tamaño, forma y peso específico durante la caída.

(a) Sedimentación de partículas discretas en un líquido en reposo

En un fluido estático una partícula que cae está sometida a dos fuerzas: la boyante F_B , que es igual al peso del volumen de líquido desplazado por la partícula, de acuerdo al conocido principio de Arquímedes y la gravitacional F_G

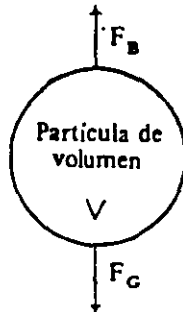


Fig. S-1

La fuerza F_B es igual a: $\rho g V$ y F_G es igual a: $\rho_s g V$. La fuerza que está impulsando la partícula hacia abajo será la diferencia:

$$F_i = g V (\rho_s - \rho) \quad (5-1)$$

Arrastrada por esta fuerza la partícula desciende con velocidad creciente, pero a medida que baja, la fricción que el líquido genera en ella, crea una fuerza de roce cuyo valor es:

$$F_R = C_D A \rho \frac{v_s^2}{2} \quad (5-2)$$

En donde $N_R = \frac{v_s d}{\nu}$

ν : viscosidad cinemática

Tres regiones pueden considerarse en la ecuación 5-7:

1º La región de flujo laminar en que N_R es menor de 0.5 y C_D se aproxima a $24/N_R$. Ley de Stokes.

2º La región de flujo viscoso en que N_R es mayor de 2×10^3 y C_D se aproxima a 0.4.

3º La región de transición o intermedia entre los dos extremos.

En el primer caso ($C_D = 24/N_R$)

$$v_s = \frac{g}{18} (S_s - 1) \frac{d^2}{\nu} \quad (5-8)$$

Ecuación de Stokes.

En el segundo caso ($C_D = 0.4$)

$$v_s = \sqrt{3.3 g (S_s - 1) d} \quad (5-9)$$

En el tercer caso en que C_D hay que calcularlo con la ecuación 5-7, existe la dificultad de que hay que conocer previamente v_s para encontrar N_R y C_D .

Fair (11) trabajando con las ecuaciones anteriores pudo hallar, independizando v_s de d , una relación entre el término de la velocidad y el término del diámetro, expresados en forma simplificada así:

1º Término de la velocidad:

$$\frac{v_s}{[g (S_s - 1) \nu]^{1/3}} = \frac{v_s}{K_2} \quad (5-10)$$

2º Término del diámetro:

$$\left[\frac{g (S_s - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} d = K_1 d \quad (5-11)$$

Si se conoce $K_1 d = X_2$, se puede entrar al gráfico 5-1 y hallar en él el valor de $X_2 = v_s/K_2$ y determinar por tanto $v_s = K_2 X_2$. Para facilitar los cálculos hemos hecho el gráfico 5-2, en el cual se pueden hallar fácilmente los valores K_1 y K_2 cuando se conoce el peso específico de los sólidos y la temperatura del líquido.

Cuando esta fuerza de roce es igual a la gravitacional del sólido sumergido, la partícula adquiere su velocidad de asentamiento, o velocidad límite, que es constante durante el resto del descenso.

Para hallar por tanto esta velocidad v_s podemos igualar (5-1) y (5-2), así:

$$g V (\rho_s - \rho) = C_D A \rho \frac{v_s^2}{2} \tag{5-3}$$

Donde: ρ = densidad del líquido

ρ_s = densidad del sólido

V = volumen de la partícula

A = área transversal de la partícula

C_D = coeficiente de fricción

Resolviendo la ecuación 5-3 por v_s :

$$v_s = \sqrt{\frac{2g}{C_D} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{V}{A}} \tag{5-4}$$

Para el caso particular de sólidos esféricos:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{y} \quad V = \frac{\pi d^3}{6}$$

Por tanto:

$$\frac{V}{A} = \frac{\pi/6 d^3}{\pi/4 d^2} = \frac{2}{3} d$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_D} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} d} \tag{5-5}$$

Aproximadamente para obtener v_s en cm/seg

$$v_s = 36 \sqrt{(S_s - 1) \frac{d}{f_D}} \quad \text{Donde } S_s = \frac{\rho_s}{\rho} \tag{5-6}$$

La ecuación 5-5 viene a ser la fórmula general que aparece en todos los textos y que describe la caída de un cuerpo esférico en un fluido.

Queda por determinar el coeficiente C_D , llamado coeficiente de fricción de Newton. Este varía con el Número de Reynolds y suele expresarse así:

$$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34 \tag{5-7}$$

Valores de $X_1 = K_1 d$

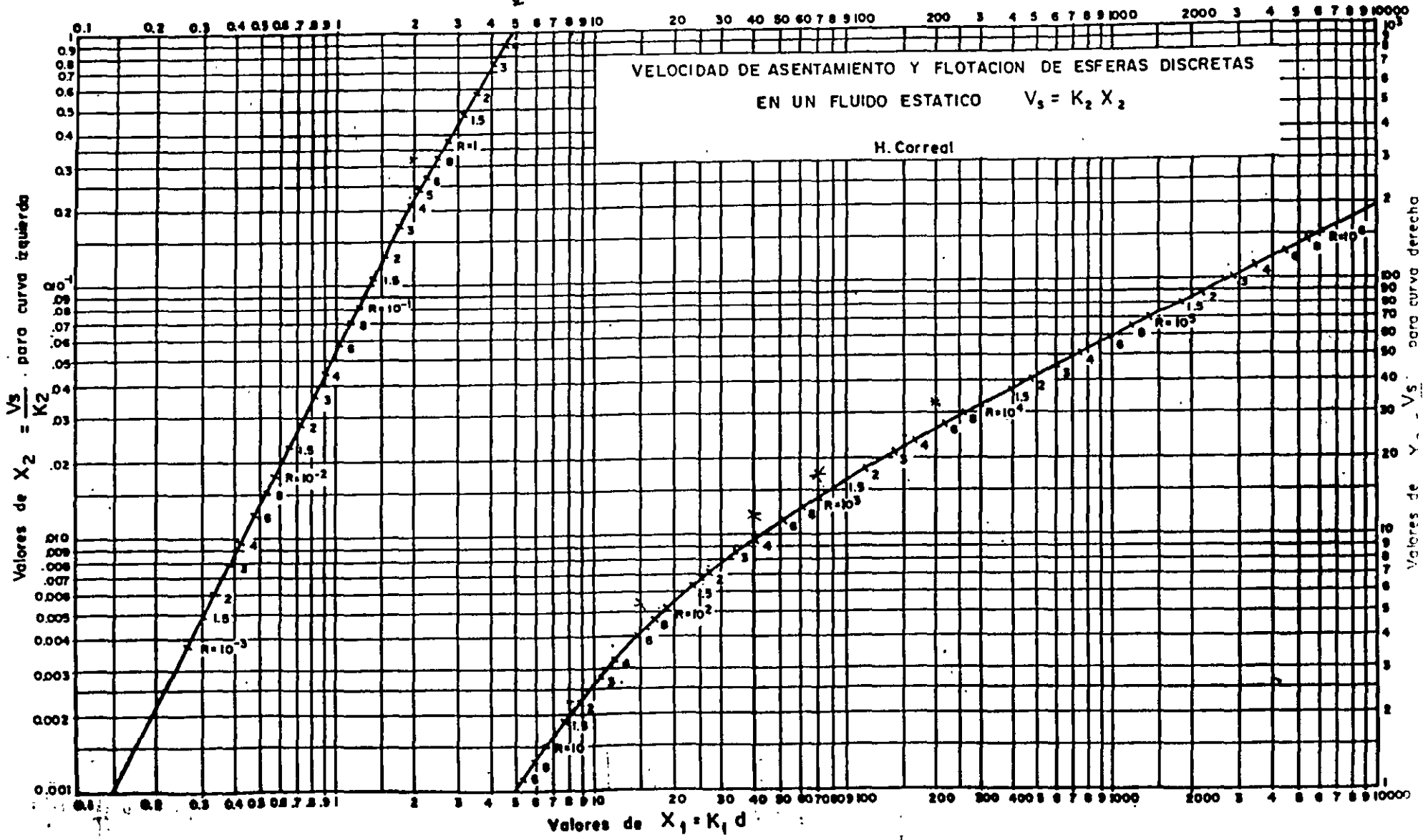
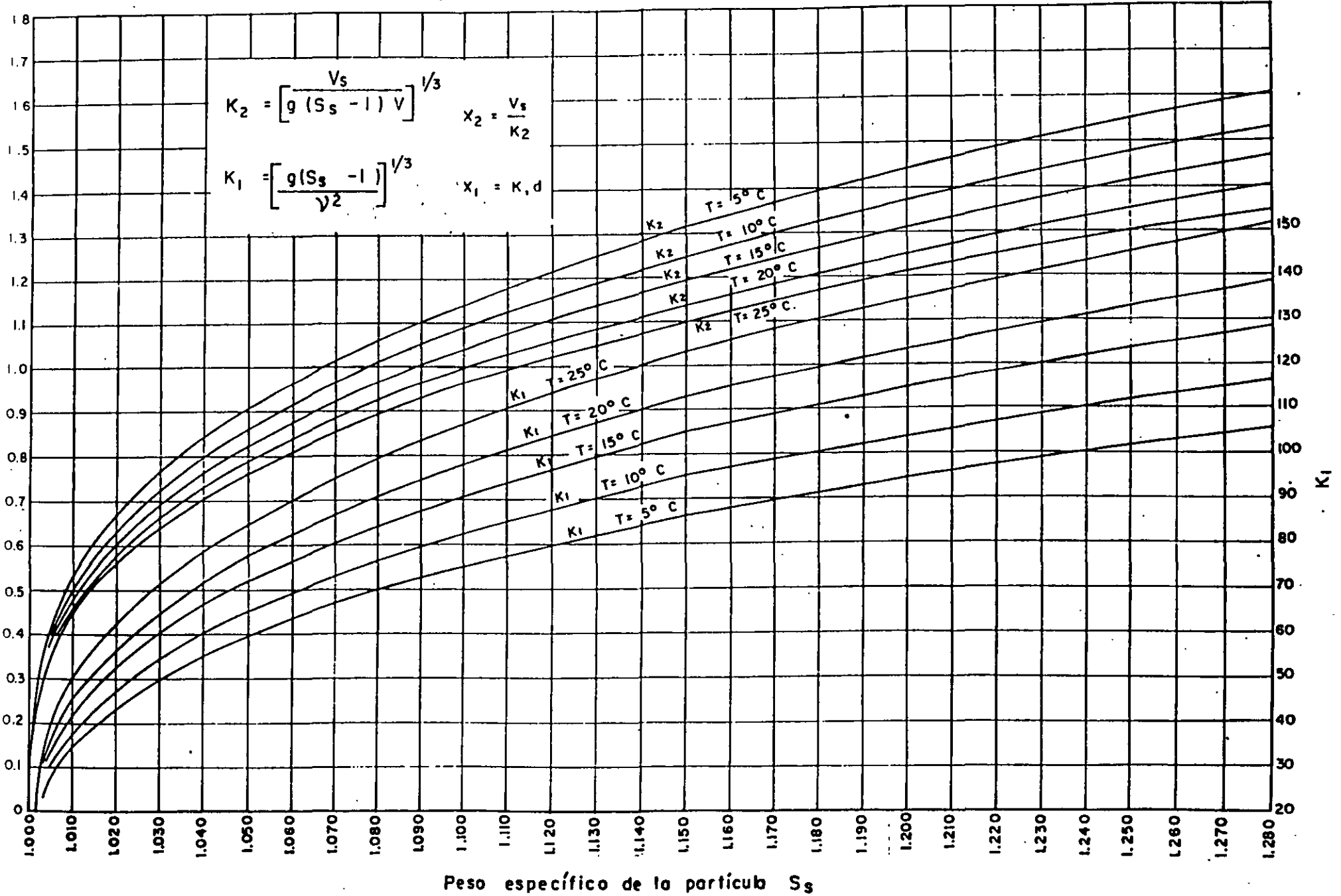


GRAFICO 5-1

GRAFICO N° 5-2



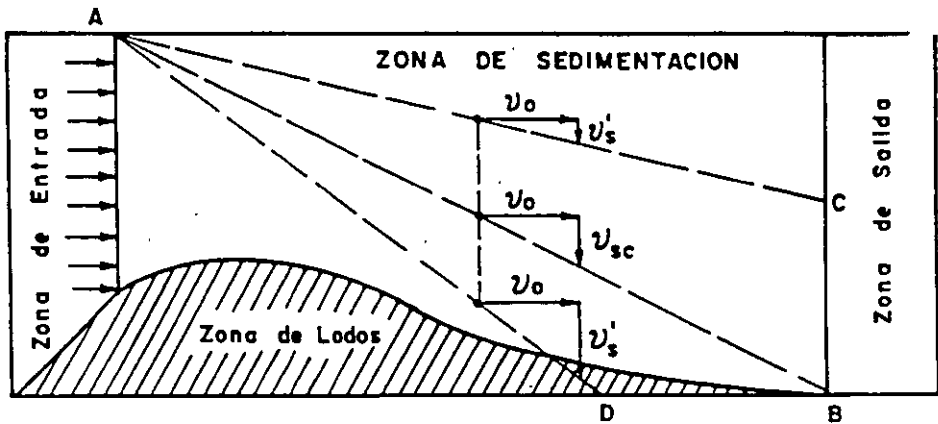


Fig. 5-2 Zonas de un decantador

Cuatro zonas pueden por tanto considerarse: (a) la de sedimentación (b) la de entrada, (c) la de salida y (d) la de lodos, como lo muestra la figura 5-2.

Zona de sedimentación

Las partículas en la zona de sedimentación de un decantador se asientan independientemente unas de otras cuando la concentración de ellas en el flujo no excede de un determinado límite crítico. Camp (4) considera que cuando la concentración volumétrica de sólidos excede en un 0.5 % al volumen (5,000 ppm), se presenta una reducción apreciable en la velocidad de asentamiento, la que recibe el nombre de sedimentación autointerferida.

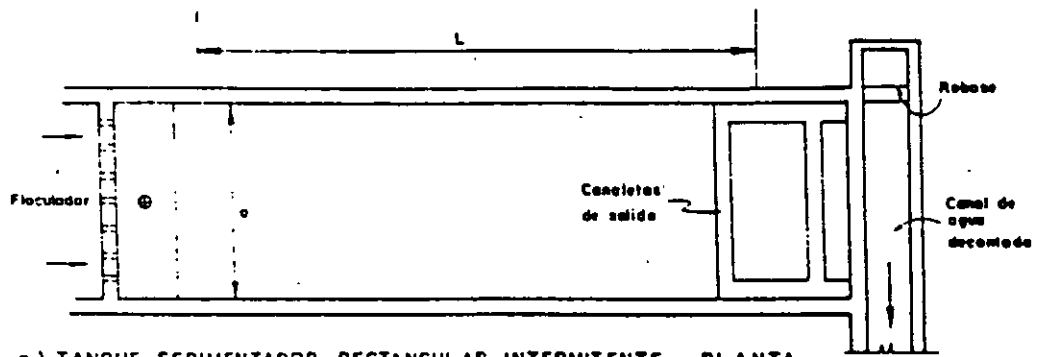
Según Mc Nown y Pin-Nam-Lin, las velocidades de asentamiento de suspensiones de 1,000 ppm pueden disminuir hasta en un 13 %; y las concentraciones de 10,000 ppm, hasta en un 25 %.

No parece sin embargo que pueda establecerse, según Bond (1), una fórmula general para caracterizar el inicio de la autointerferencia, ya que ésta depende de las características de la suspensión. En decantadores horizontales casi nunca se presentan condiciones de sedimentación autointerferida, al menos en la zona de sedimentación.

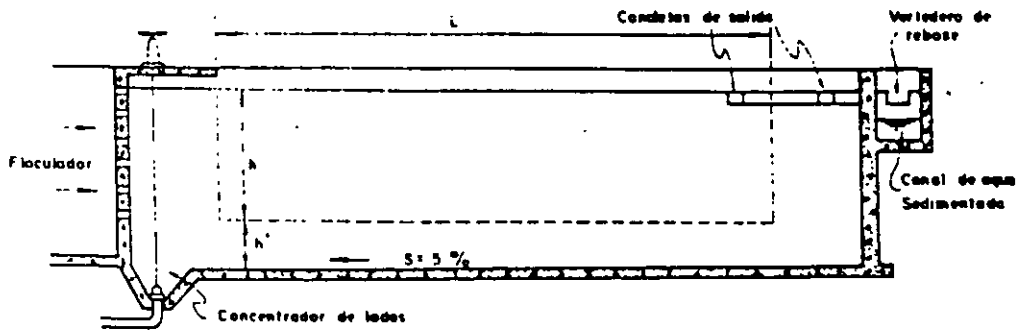
Al acercarse las partículas a la zona de lodos, éstas se apoyan unas sobre otras, formando mallas que se van compactando y la velocidad de sedimentación se reduce en forma considerable.

En los clarificadores de flujo vertical, en cambio, siempre hay sedimentación autointerferida y su estudio se hará por eso en un artículo separado.

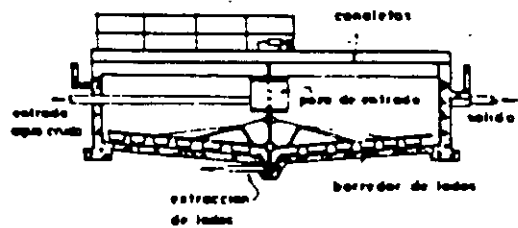
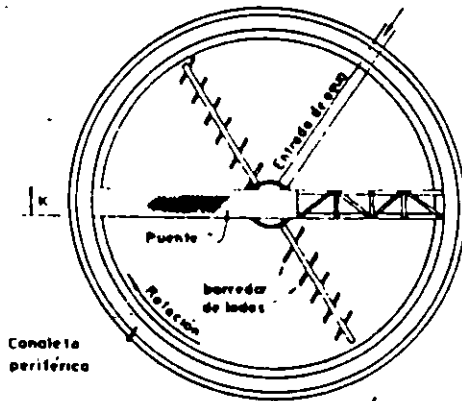
Dada la complejidad del problema, Hazen (13), en 1904, y luego Camp (4), en 1946, introdujeron el concepto del tanque ideal. Camp lo define como "el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo".



a) TANQUE SEDIMENTADOR RECTANGULAR INTERMITENTE - PLANTA



SEDIMENTADOR RECTANGULAR - CORTE LONGITUDINAL



b) SEDIMENTADOR CIRCULAR

Fig. 5-6 SEDIMENTADORES HORIZONTALES

Luego establece tres principios básicos:

1. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos de la zona de sedimentación.
2. La concentración de partículas de cada tamaño es la misma en todos los puntos de la sección vertical, al comienzo de la zona de entrada.
3. Una partícula queda removida cuando llega a la zona de lodos.

Teniendo en cuenta estas simplificaciones se puede decir que una partícula queda removida cuando tiene una velocidad de caída v_{sc} tal, que si entra a la zona de sedimentación a nivel con la superficie del líquido, sale de ella cuando la lámina de agua que la transportaba pasa de la zona de sedimentación a la de salida. (Línea A-B en figura 5-2). Esta partícula se llama partícula crítica. Las partículas con velocidad menor que v_{sc} quedarán removidas en proporción v_s/v_{sc} . (Línea A-C), las de velocidad mayor que v_{sc} quedarán, en cambio, todas removidas. (Línea A-D).

Ingersoll (16), y colaboradores proponen que la relación v_s/v_{sc} sea llamada número de Hazen por ser el primero que la propuso.

Por definición, el tiempo en el cual la partícula crítica llega al fondo es igual al tiempo teórico de detención t_0 .

$$t_0 = V/Q \tag{5-12}$$

En donde V = volumen del decantador

Q = caudal de diseño

Como el volumen es igual al área superficial A por la profundidad h del tanque:

$$t_0 = \frac{Ah}{Q} = \frac{h}{\frac{Q}{A}} = \frac{h}{v_{sc}} \tag{5-13}$$

$$v_{sc} = \frac{h}{t_0} = \frac{h}{\frac{Ah}{Q}} = \frac{Q}{A} = \text{carga superficial} \tag{5-14}$$

Esto demuestra, en palabras de Hazen, que "la proporción de sedimento removido es función del área del decantador" y "de la cantidad de agua tratada en la unidad de tiempo, y es completamente independiente de la profundidad del sedimentador".

Esta conclusión permaneció inalterada por cerca de 60 años, pero sólo se aplica con propiedad al asentamiento de partículas discretas.

Divergencias entre la teoría de sedimentación y la práctica

Hay que tener presente que en la práctica no existen "tanques ideales". Por eso, los intentos de comparar la eficiencia de diferentes tanques sedimentadores que trabajan en diferentes condiciones han sido poco satisfactorios. Es difícil hallar una correlación

Tabla 8-2

Serie americana de tamices (Estados Unidos)

No. de Serie (*)	Tamaño de aberturas		No. de Serie	Tamaño de aberturas	
	mm.	pulg.		mm.	pulg.
2 1/2	8.00	0.315	18	1.00	0.039
3	6.72	0.265	20	0.84	0.033
3 1/2	5.66	0.223	25	0.71	0.029
4	4.76	0.187	30	0.59	0.023
5	4.00	0.157	35	0.50	0.020
6	3.36	0.132	40	0.42	0.017
7	2.83	0.111	45	0.35	0.014
8	2.38	0.094	50	0.30	0.012
10	2.00	0.079	60	0.25	0.010
12	1.68	0.066	70	0.21	0.008
14	1.41	0.056	80	0.18	0.007
16	1.19	0.047	100	0.15	0.006

Tabla 8-2(a)

Serie Tyler de tamices

No. de serie	Tamaño de aberturas		No. de serie	Tamaño de aberturas	
	mm.	pulg.		mm.	pulg.
3	6.680	0.263	28	0.589	0.023
4	4.699	0.185	35	0.417	0.016
6	3.327	0.131	48	0.295	0.012
8	2.362	0.093	65	0.208	0.008
10	1.651	0.065	100	0.147	0.006
14	1.168	0.046	150	0.104	0.004
20	0.833	0.033	200	0.074	0.003

(*) El número de serie corresponde aproximadamente al número de alambres del tamiz por pulgada.

Tabla 8-3

Análisis granulométrico de una muestra de arena

Cedazo No. fondo	Abertura (mm)	% al Peso que pasa por cada tamiz	% acumulado
100	0.149	1.7	1.7
70	0.210	4.7	6.4
50	0.297	10.7	17.1
40	0.420	28.0	45.1
30	0.595	4.1	49.2
20	0.841	6.4	55.6
16	1.19	7.1	62.7
12	1.68	7.0	69.7
8	2.38	11.9	81.6
6	3.36	5.4	87.0
4	4.76	6.2	93.2
1/4"	6.36	6.8	100.0

A partir de los datos anteriores hemos obtenido el gráfico que se indica en la página siguiente. La línea llena indica la arena analizada.

Allen Hazen sugirió en 1892, como parámetros básicos para caracterizar los medios granulares, lo que él denominó "Coeficiente de Uniformidad y Diámetro Efectivo".

El coeficiente de uniformidad (que mejor debiera llamarse de desuniformidad, pues su valor incrementa a medida que la arena es menos uniforme) es la razón del 60 al 10 %, así:

$$C_u = \frac{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 60 \% (mm)}}{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 10 \% (mm)}}$$

El diámetro efectivo E es la abertura del cedazo ideal que deja pasar el 10 %. Este parámetro fue sugerido por Allen Hazen en 1892 debido a que había observado, trabajando con filtros lentos, que la resistencia del lecho filtrante no estratificado al paso del agua era la misma, cualquiera fuera el tamaño del grano, (hasta un $C_u = 5$) cuando el 10 % era el mismo. Ejemplo Fig. 8-1

$$C_u = \frac{1.05}{0.225} = 4.65$$

$$E = 0.225 \text{ mm}$$

TEORIA, DISEÑO Y CONTROL DE LOS PROCESOS DE CLARIFICACION DEL AGUA

Las cavidades grandes se van llenando y uniéndose entre sí para formar especies de conductos o grietas que parecen de tamaño mayor que los poros de la zona circundante. Por ellos pasa el agua depositando el material en suspensión. Estos conductos van aumentando de tamaño y haciéndose más profundos con el tiempo (véase figura 8-8), hasta que eventualmente pueden atravesar todo el lecho filtrante.

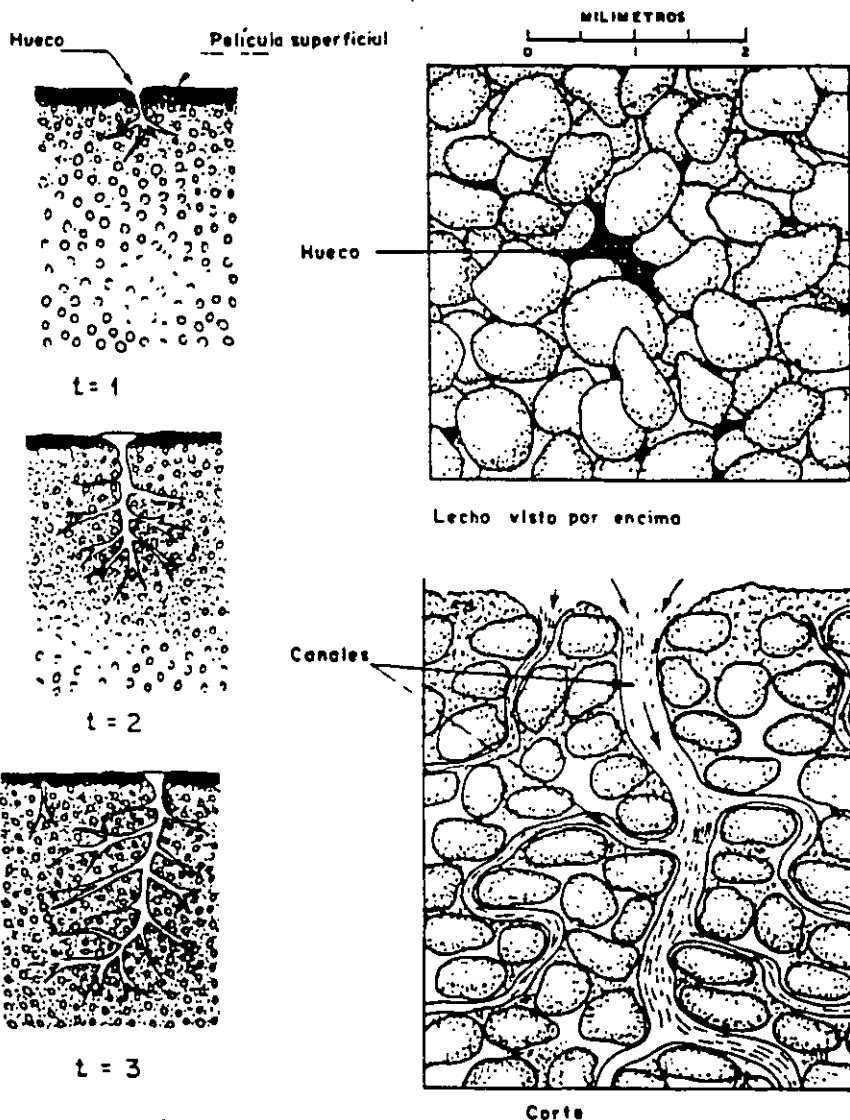


Fig. 8-8 Efecto de apertura de huecos y grietas en el lecho filtrante según Baylis

II. Filtros rápidos convencionales con lecho filtrante de un solo material

Descripción general

En la actualidad el filtro más usado en plantas de tratamiento municipales es el de arena sola, que trabaja por gravedad con flujo descendente.

Esencialmente consta de un tanque rectangular de concreto de 3.5 a 5 mts de profundidad total, en el cual se coloca un lecho de arena y grava sobre un sistema adecuado de drenaje. El flujo pasa de la parte superior del tanque, cuya profundidad se suele hacer de 0.50 a 2.00 mts, a los drenes del fondo atravesando el medio filtrante. Como al cabo de cierto número de horas de servicio el filtro se obstruye, se hace necesario lavarlo invirtiendo el sentido del flujo, por medio de agua que se inyecta a presión en los drenes y se recoge en las canaletas de lavado colocadas sobre la superficie de la arena, como lo muestra la figura 8-4. Esta operación dura de 5 a 15 minutos, después de lo cual el filtro vuelve a su operación normal.

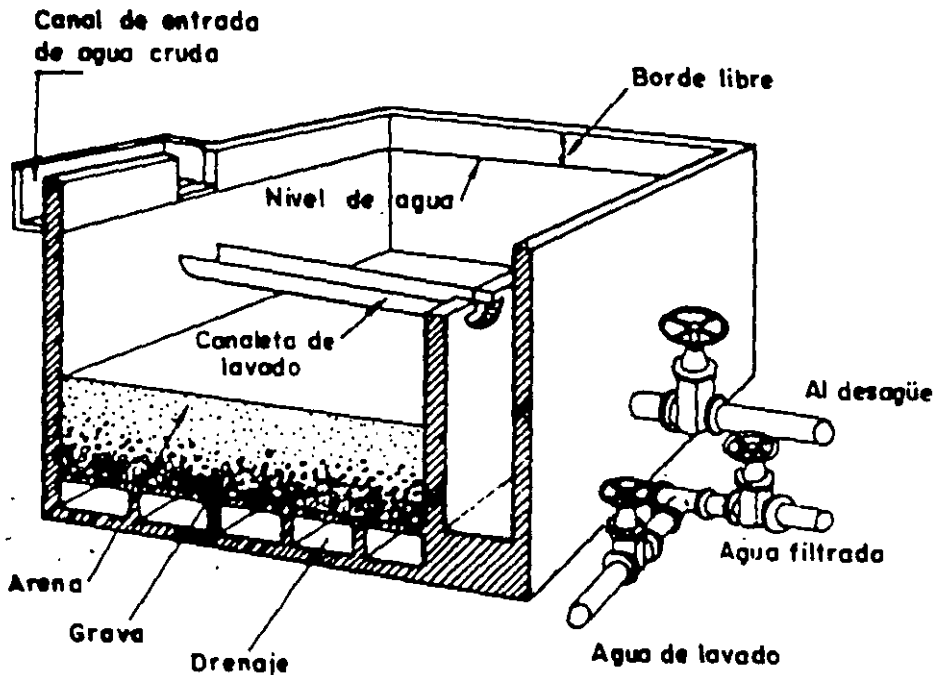


Fig. 8-4

Rata de filtración o carga superficial

Generalmente se atribuye a George Fuller haber fijado, en 1898, lo que hoy se conoce como rata normal de filtración de $2\text{gpm}/\text{p}^2$ ($117.5\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$). Los experimentos fueron realizados en la planta de tratamiento de Louisville, Estados Unidos, en la cual se había instalado un sistema de filtros rápidos (o mecánicos) entonces poco conocidos.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**ACTUALIZACIÓN DE
ESTRUCTURAS
HIDRÁULICAS**

Del 03 al 07 de Febrero del 2003

ANEXOS QUINTA PARTE

CI - 038

Instructor: Ing. Constantino Gutiérrez Palacios
D G C O H
FEBRERO DEL 2003

OBRAS DE CAPTACION

Para el abastecimiento de agua se cuenta principalmente con las aguas fluviales y las subterráneas. Además se utiliza el agua de los manantiales, lagos y embalses. En pequeña escala, también se almacena agua de lluvia en cisternas, pero no es fácil cuando se trata de abastecer poblaciones importantes. Sin embargo, regiones en donde los enormes estiajes, unidos a la intensa evaporación, agotan la disponibilidad de aguas superficiales y profundas, la captación y adecuado almacenaje

de las aguas de lluvia puede salvar la crítica situación. La captación de estas aguas puede hacerse en los tejados o en áreas especiales debidamente dispuestas. Pero en estas condiciones el agua arrastra las impurezas de dichas superficies, por lo que para hacerla potable es preciso filtrarla. La filtración se consigue mediante la adecuada instalación de un filtro en la misma cisterna. Un dispositivo de este tipo se ilustra en la Figura 5.1.

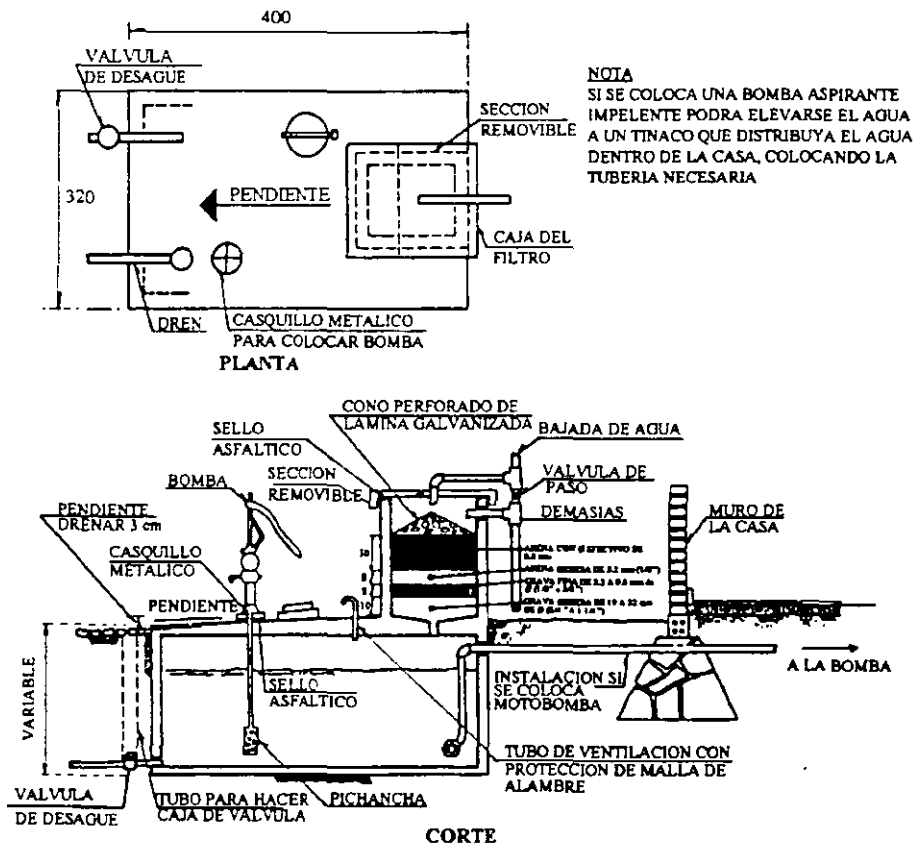


Figura 5.1. Captación de agua pluvial.

El volumen de la cisterna puede calcularse de la forma siguiente:

$$V_s = D \times 30 \times (12 - t) \times 1.3 \times h \quad (5.1)$$

donde:

V_s = Volumen necesario para el consumo en época de secas; [litros].

D = Dotación en [l/hab/día]

30 = Días del mes

$(12-t)$ = Número de meses secos; t es el número de meses con lluvia

1.3 = 30% más por seguridad

h = Número de habitantes (usuarios).

Por otra parte.

$$V_c = \frac{P \times A}{1000} \quad (5.2)$$

donde

V_c = Volumen anual captado [m^3]

P = Precipitación media anual (mm)

1000 = Factor de conversión de unidades

$$\frac{\text{mm}}{1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}} = \text{m}$$

A = Área de captación en m^2

Si $V_s < V_c$ no existirá problema de suministro, pero si $V_s > V_c$ faltará agua. Entonces, al menos debe tenerse que

$$V_s = V_c$$

Ejemplo 5.1

¿Qué volumen de agua puede ser almacenado en una cisterna próxima a una casa rural, con un área de captación de $200 m^2$, si la precipitación media anual es de 90 cm ?

Solución:

$$V_c = 90 \text{ cm} \left(\frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} \right) (200 \text{ m}^2) = 180 \text{ m}^3$$

Ejemplo 5.2

Calcular el volumen de agua que se debe almacenar en una cisterna para una población de 5000 habitantes si se les asigna una dotación de 200 l/hab/día . La precipitación media anual es de 90 cm , y la época de lluvias dura 4 meses.

Solución.

El volumen necesario para el consumo en época de secas es de acuerdo con la ec. 5.1

$$V_s = 200 \frac{\text{l}}{\text{hab día}} \times 30 \text{ días} \times (12 - 4) \times 1.3 \times 5000 \text{ hab} = 3.12 \times 10^5 \text{ l}$$

$$V_s = 3.12 \times 10^5 \text{ m}^3$$

y el volumen anual captado es, por la ec. (5.2):

$$V_c = \frac{900 \times A}{1000}$$

Para que no exista problema de suministro, al menos debe tenerse que:

$$V_c = V_s \text{ o bien}$$

$$\frac{900 \times A}{1000} = 3.12 \times 10^5 \text{ m}^3$$

El área de captación es:

$$A = \frac{3.12 \times 10^5 \times 1000}{900} = 346666.67 \text{ m}^2$$

y el volumen

$$V_c = \frac{900 \times 346666.67}{1000}$$

$$V_c = 312000 \text{ m}^3$$

En conclusión, no es factible para una población como la de este ejemplo, la construcción de obras tan grandes para la recolección y almacenamiento de agua pluvial, y no debe depender de ésta para el suministro, pero tampoco debería desaprovecharla.

La planeación de un sistema de abastecimiento de agua requiere que se determinen la calidad y cantidad de aquélla y las fuentes con que se cuente para su utilización. Estos factores pueden conocerse mediante un reconocimiento sanitario.

5.1 RECONOCIMIENTO SANITARIO

La importancia que tiene un reconocimiento sanitario de las fuentes de agua no debe menospreciarse. En el caso de un nuevo sistema de abastecimiento, el reconocimiento sanitario debe realizarse conjuntamente con la recolección de los datos iniciales desde el punto de vista de la ingeniería, cubriendo la explotación de una fuente dada y su capacidad para satisfacer las necesidades presentes y futuras. El reconocimiento sanitario debe incluir la localización de cualquier riesgo contra la salud y la evaluación de su importancia presente y futura. En el caso de un sistema ya construido, el reconocimiento sanitario debe realizarse tan frecuentemente como sea, compatible con el control de los peligros para la salud y para el mantenimiento de una buena situación sanitaria.

La información proporcionada por el reconocimiento sanitario es esencial para una completa interpretación de los datos bacteriológicos y, frecuentemente, de los químicos. Dicha información debe siempre formar parte de los informes de laboratorio. Las guías que a continuación se mencionan cubren los factores esenciales que deben ser considerados en la etapa de Investigación Directa, según se explicó en el Capítulo 3.

No todos los rubros son aplicables a cualquier abastecimiento y, ocasionalmente, algunos que no aparecen constituirán aumentos importantes a la lista que se presenta.

Abastecimiento con agua subterránea.

- a) Características geológicas locales; pendientes del terreno superficial.
- b) Naturaleza de los suelos y de los estratos porosos inferiores, ya sean arcilla, arena, grava, roca (especialmente calizas porosas); granulometría de la arena y grava; espesor de los estratos que contienen agua; profundidad del nivel freático, localización y registro de pozos locales ya sea que estén en uso o abandonados.
- c) Pendiente del manto freático de preferencia determinada de la observación de pozos existentes o de pozos de prueba, o estimándola por la pendiente del terreno superficial, sin la exactitud que este procedimiento implica.
- d) Extensión de la superficie de escurrimientos que puede aportar agua para el abastecimiento.
- e) Naturaleza, distancia y dirección de las fuentes de contaminación locales.
- f) Posibilidad de que el agua de desagüe superficial penetre en el sistema y de que los pozos se inunden; métodos de protección.
- g) Métodos utilizados para protección del abastecimiento contra la contaminación, por medio del tratamiento de las aguas residuales, disposición de desechos y similares.
- h) Características constructivas del pozo: materiales, diámetro, profundidad del ademe; profundidad de pichanchas o cedazos y su longitud.
- i) Protección superior y lateral del pozo.
- j) Construcción de la caseta de bombeo (pisos, desagües, etc.); capacidad de las bombas; abatimiento cuando las bombas están en operación.
- k) Disponibilidad de un abastecimiento

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

peligroso, que pueda utilizarse en sustitución del abastecimiento normal, ocasionando peligros para la salud pública.

- l) Desinfección: equipos, supervisión, estuches para pruebas u otros tipos de control de laboratorio.

Abastecimiento con agua superficial.

- a) Naturaleza geológica de la superficie; características de los suelos y de las rocas.
- b) Características de la vegetación; bosques; tierra cultivada e irrigación, incluyendo salinidad, efecto en el agua de riego, etc.
- c) Población y población con alcantarillado por kilómetro cuadrado de superficie de captación.
- d) Métodos para la disposición de las aguas residuales, ya sea por medio de su desviación de la cuenca o por tratamiento.
- e) Características y eficiencia de las plantas de tratamiento de las aguas residuales en el interior de la cuenca.
- f) Proximidad de fuentes de contaminación fecal en la toma de abastecimiento del agua.
- g) Proximidad, fuentes y características de los desechos industriales, salmueras de campos petroleros, aguas ácidas de origen minero, etc.
- h) Características del abastecimiento en cuanto a cantidad.
- i) Para abastecimientos de lagos o represas; datos de dirección y velocidad de los vientos; acarreo de contaminantes; datos relativos a luz solar (algas).
- j) Características y calidad del agua cruda; organismos coliformes (NMP), algas, turbiedad, color, constituyentes minerales objetables.

- k) Período nominal de retención en la represa o en el depósito de almacenamiento.

- l) Tiempo mínimo probable que requiere el agua para escurrir desde las fuentes de contaminación hasta la represa y al través de la obra de toma en la represa.

- m) Forma de la represa, haciendo referencia a posibles corrientes de agua inducidas, ya sea por el viento o descarga de la represa, desde la bocatoma hasta la admisión al sistema.

- n) Medidas de protección en relación con la utilización de la cuenca colectora para el control de pesca, utilización de botes, acuatizaje de aeroplanos, natación, vadeo, corte de hielo, tolerancia de animales ya sea en las zonas marginales, sobre o en el interior de las aguas, etc.

- o) Eficiencia y constancia de las actividades de vigilancia.

- p) Potabilización del agua: clase y condiciones adecuadas de los equipos; existencia de refacciones; efectividad de los procesos de potabilización; evaluación de la supervisión y realización de pruebas; tiempo de contacto después de la desinfección; determinación del cloro libre residual.

- q) Instalaciones de bombeo; caseta de bombeo, capacidad de bombas y de unidades de repuesto, instalaciones para almacenamiento.

5.2 CAPTACION DE AGUAS SUPERFICIALES

Para el diseño de obras de captación superficiales se requiere obtener, además de la información del apartado 5.1, la siguiente:

a) Datos Hidrológicos

- o Gastos medio, máximo y mínimo
- o Niveles de agua normal, extraordinario y mínimo
- o Características de la cuenca; erosión y sedimentación

- o Estudio de inundaciones y arrastre de cuerpos flotantes

b) Aspectos Económicos

- o Generación de alternativas y elección de la más económica que cumpla con los requerimientos técnicos
- o Menores costos de construcción, operación y mantenimiento
- o Costo de las obras de protección
- o Tipo de tenencia del terreno

Etc.

Dependiendo de las características hidrológicas de la corriente, las obras de captación pueden agruparse en los cuatro tipos generales siguientes:

1. Para grandes variaciones en los niveles de la superficie libre

1.a) Torres para captar el agua a diferentes niveles, en las márgenes o en el punto más profundo del río, Figura 5.2.

1.b) Estaciones de bombeo flotantes. También pueden usarse en lagos o embalses. Figura 5.3.

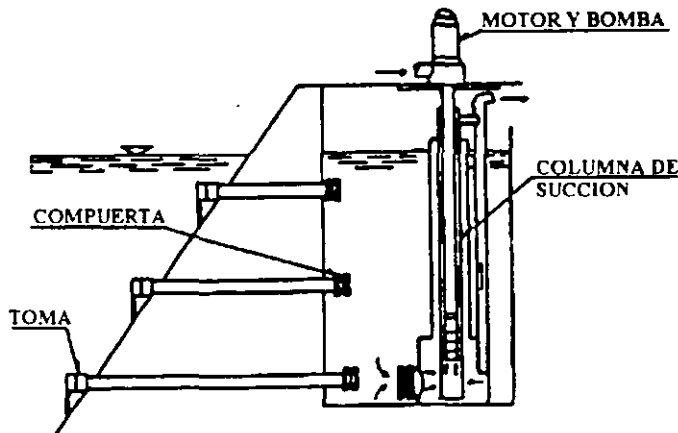


Figura 5.2

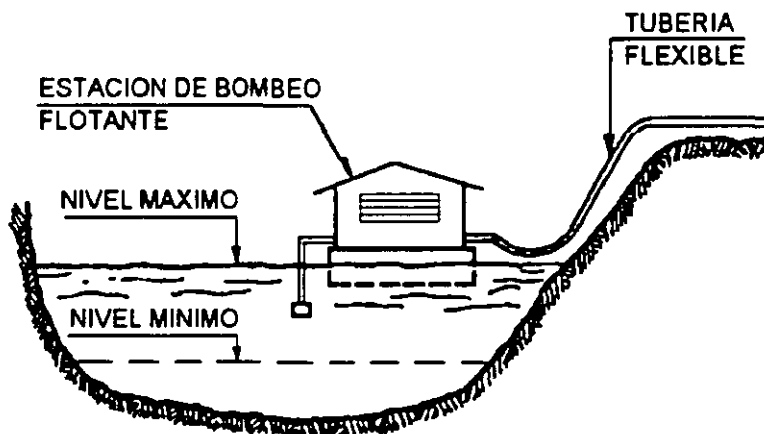


Figura 5.3. Estación flotante.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

2. Para pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre.

2.a) Estaciones de bombeo fijas, con toma directa en el río o en un cárcamo. Figura 5.4.

2.b) Canales de derivación con, o sin, desarenadores. Una estructura de este tipo comprende esencialmente:

- Un muro equipado corrientemente de una compuerta en prevención de las crecidas; (V_1).

- Una incisión de la margen provista de compuertas que permitan detener las aguas en exceso y cerrar la toma; (V_2).

- Un canal (c) que, partiendo de la incisión, lleve en su origen un vertedor (D) que permita el retorno del agua sobrante al río y

- Una compuerta (V_3) que permita cerrar completamente el canal. Figura 5.5.

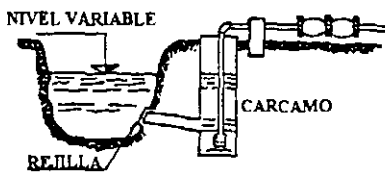


Figura 5.4.a. En un cárcamo

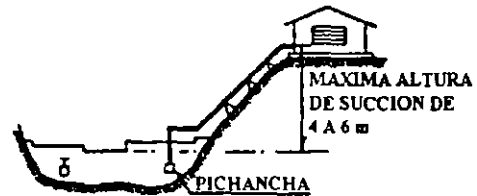


Figura 5.4.b. En río

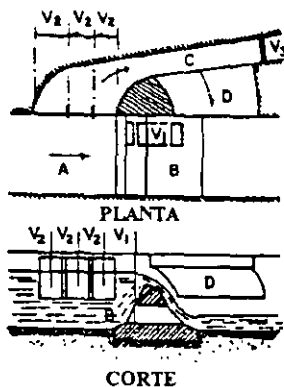


Figura 5.5.a. Canal de derivación.

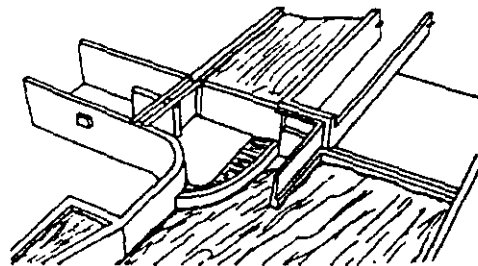


Figura 5.5.b. Canal de derivación.

3. Para escurrimientos con pequeños tirantes.

3.a) Presas derivadoras o diques con toma directa, Figura 5.6.

3.b) Dique con caja y vertedor lateral, Figura 5.7.

3.c) Dique con vertedor y caja central, Figura 5.8.

El proyecto estructural de la cortina estará sujeto a las Normas de Proyecto y aprobación de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

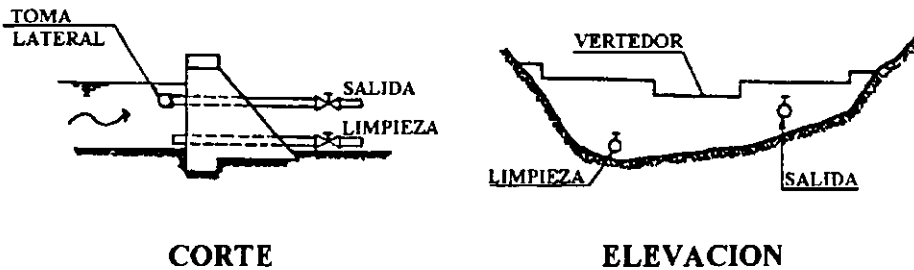


Figura 5.6. Presas derivadoras con toma directa.

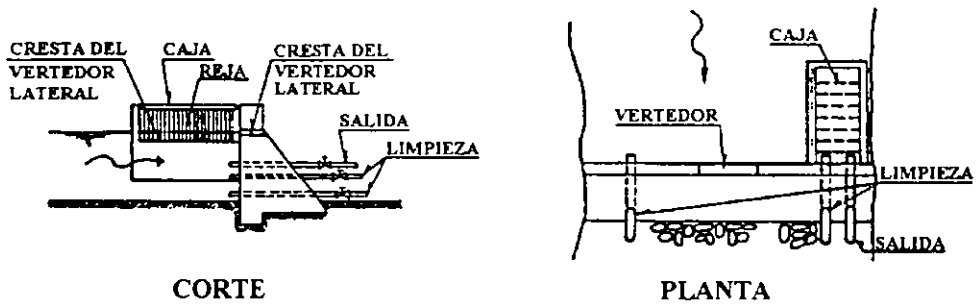


Figura 5.7. Muro vertedor con caja y vertedor lateral.

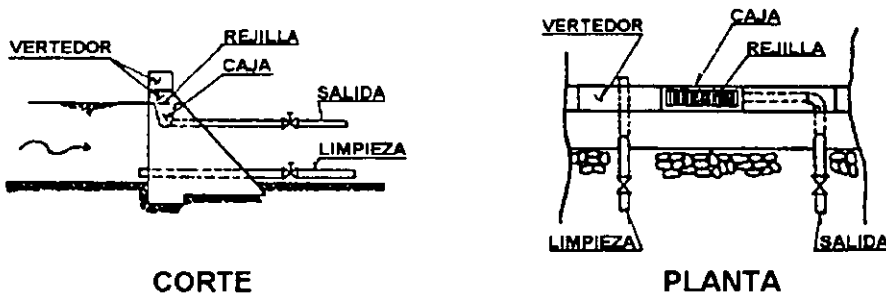


Figura 5.8. Muro vertedor con caja central y toma.

5.2.1 Captación directa por gravedad o por bombeo.

Cuando las aguas de un río están relativamente libres de materiales de arrastre en toda época del año, el dispositivo de captación más sencillo es un tubo sumergido. Es conveniente orientar la entrada del tubo en forma tal que no quede enfrente de la dirección de la corriente, y protegerla con malla metálica contra el paso de objetos flotantes. (Figura 5.9).

La sumergencia del dispositivo debe ser suficiente para asegurar la entrada del gasto previsto en el sistema. En vista de que la dirección y velocidad de la corriente no pueden determinarse con exactitud en la zona de acercamiento, es conveniente asumir una pérdida por entrada de $V^2/2g$, siendo V la velocidad de flujo en el tubo para el diámetro y gasto dados y g la aceleración de la gravedad.

Esa pérdida se aumenta considerablemente si la entrada está protegida con rejillas y su valor puede estimarse tomando en cuenta el área libre de penetración y el coeficiente de contracción del flujo a través de la rejilla. Si por ejemplo una rejilla reduce el área libre del tubo en un 40% y el coeficiente de contracción es del orden de 0.5, la pérdida por entrada será de

$$\frac{1}{0.6 \times 0.5} \times \frac{V^2}{2g} \tag{5.3}$$

Si la captación es por gravedad, normalmente es necesario represar las aguas por medio de un dique (Figura 5.6) a fin de instalar la tubería por encima del nivel de la máxima crecida.

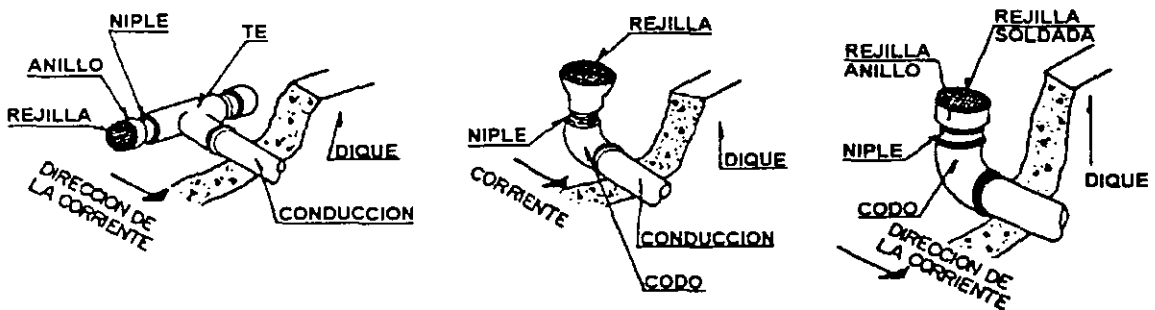


Figura 5.9. Métodos de protección de la entrada a la línea de conducción.

En el caso en que la captación por gravedad no sea factible, debido a la topografía, el método de captación recomendable es por bombeo. De las bombas disponibles comercialmente, la bomba centrífuga horizontal tiene la ventaja de que la ubicación del equipo de bombeo y el punto de captación pueden ser distintos, o sea que la estación de bombeo puede construirse en el sitio

más favorable desde el punto de vista de cimentación, acceso, protección contra inundaciones, etc. Su desventaja principal es que la altura de succión queda limitada y el desnivel máximo permisible entre la bomba y el nivel de bombeo, es relativamente pequeño (Figura 5.10).

La bomba centrífuga vertical (tipo pozo profundo) tiene mayor eficiencia que la horizontal, pero el costo inicial del equipo es mayor y la estación de bombeo tiene que

ubicarse directamente por encima del punto de captación. Esta condición a veces representa problemas graves de cimentación, resultando obras de costo sumamente elevado, Figura 5.11.

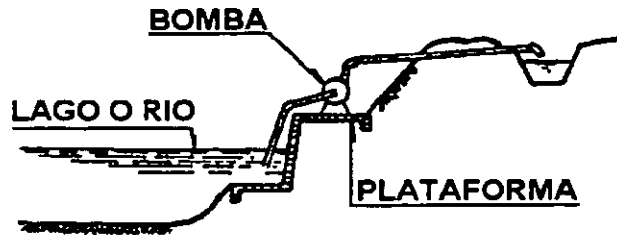


Figura 5.10. Captación directa con bomba centrífuga horizontal.

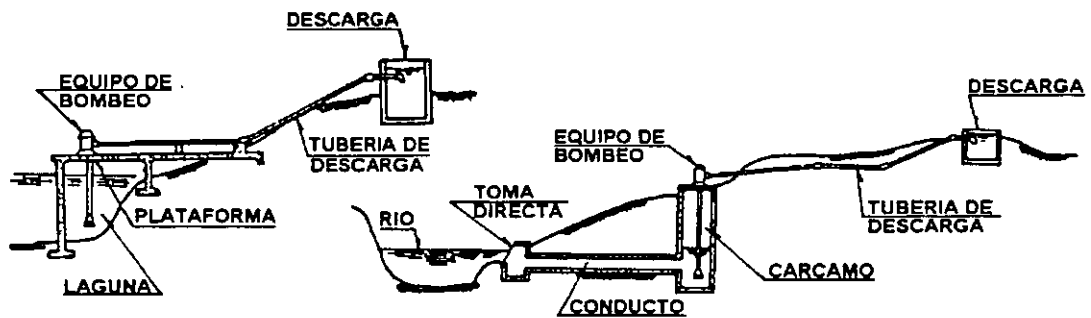


Figura 5.11. Captación directa con bomba centrífuga vertical.

Se puede afirmar que cuando se trata de la captación directa de las aguas superficiales, el tipo de bomba más comúnmente empleada es la centrífuga horizontal. Su localización recomendable en curvas se ilustra en la Figura 5.12.

Dependiendo de la máxima altura de succión, el equipo de bombeo puede instalarse fijo; en una estructura móvil que se desplaza sobre una plataforma inclinada, siguiendo la variación horizontal y vertical del río, o bien sobre estructuras flotantes.

Estación de bombeo fija.

En caso de que la altura de succión no sobrepase los 4 a 6 m (a alturas moderadas sobre el nivel del mar), la estación de bombeo se ubica en terreno firme, con suelo de cimentación adecuado, en sitio accesible y protegido contra inundaciones. Si se trata de ríos pequeños, las aguas normalmente se represan por medio de un dique, a fin de asegurar la profundidad mínima necesaria para la captación del gasto requerido. Si el curso de agua es suficientemente profundo, la succión simplemente se proyecta por debajo del nivel mínimo, con la sumergencia necesaria.

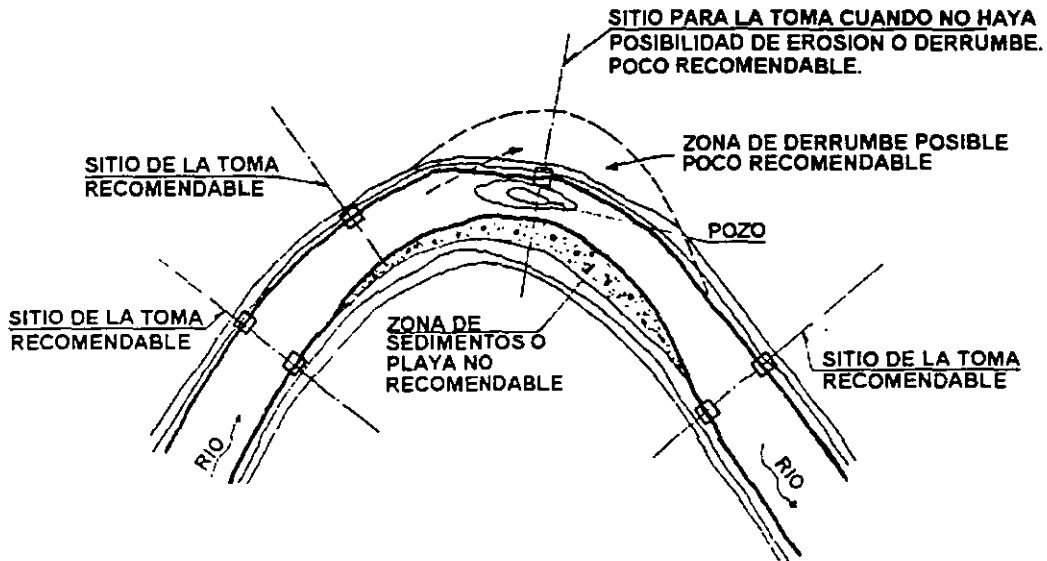


Figura 5.12. Localización recomendable de la toma directa en curvas.

En algunos ríos grandes hay una marcada diferencia en la calidad del agua a distintos niveles, sobre todo durante las crecidas. En estos casos conviene proveer al dispositivo de captación de un medio adecuado para la selección de la profundidad de captación. La forma más sencilla sería instalando una tubería flexible para la succión y colgando la pichanca de una pequeña balsa bien anclada (Figura 5.13)

Estación de bombeo flotante

Cuando la variación entre el nivel máximo y mínimo de un río es mayor que la altura máxima de succión, las aguas del mismo no pueden ser captadas por una bomba centrífuga horizontal instalada a una cota fija, y a menos que la construcción de estructuras de soporte costosas quede plenamente justificada por la importancia y magnitud de las obras, el método indicado para la captación de las aguas es por medio de bombas centrífugas horizontales, instaladas sobre plataforma flotante o balsa según se esquematiza en la Figura 5.3.

Las dimensiones de las balsas estarán en función del tamaño y peso del equipo de bombeo. Con base en el espacio requerido para el equipo de bombeo, acceso y circulación,

cloradores y tanquilla de mezcla si los hay, tanque de combustible, malacates, etc., se determina la superficie necesaria. Se calcula luego la sobrecarga fija y móvil y se diseña la estructura de soporte para la misma. Con base en dicha sobrecarga y el peso propio de la estructura, se determina el volumen de agua a ser desplazada, esto es, el calado necesario para una superficie dada. Las dimensiones de los flotadores en sí, se determinan por tanteo sucesivo, tomando en cuenta el calado adicional por concepto del peso propio de dichos flotadores, y el bordo libre necesario.

Estación de bombeo sobre plataforma móvil

En algunos casos la construcción de una estación de bombeo flotante presenta problemas, debido a corrientes fuertes que la ponen en peligro, fondo inestable que dificulta el anclaje firme, orilla del río vertical con acceso difícil durante el nivel de estiaje, tráfico fluvial intenso, etc. En estas circunstancias puede idearse un medio adecuado para seguir las variaciones del nivel del río, con el equipo de bombeo instalado en tierra firme, pero sobre una plataforma móvil. La figura 5.14 muestra una solución de este tipo.

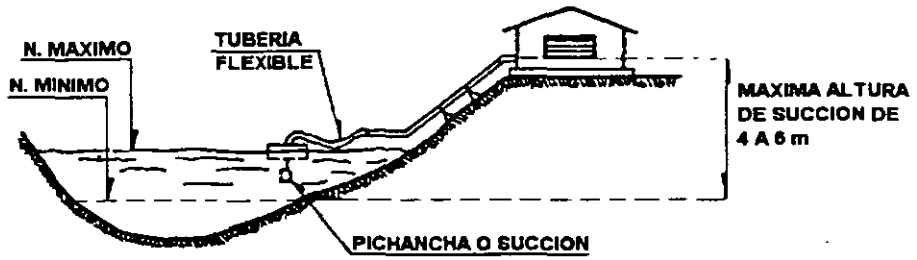


Figura 5.13.

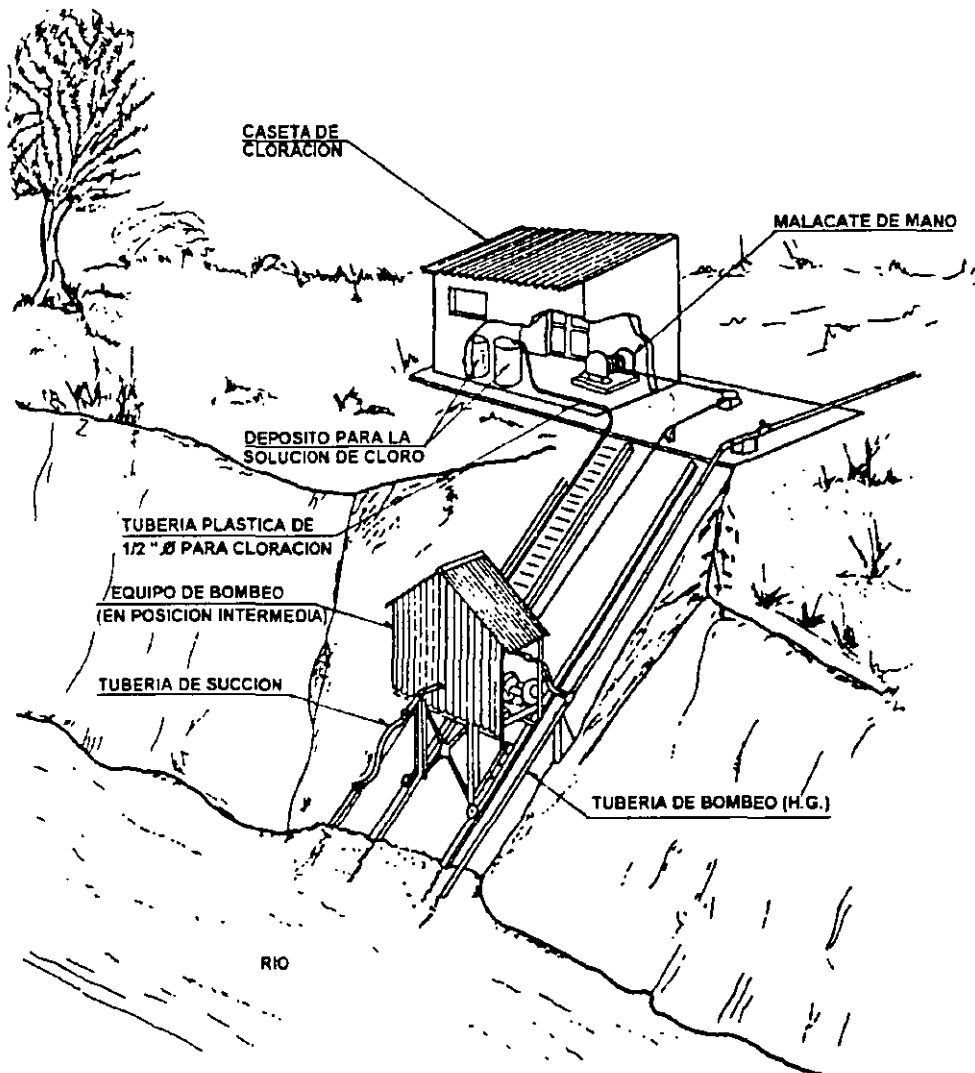


Figura 5.14. Estación de bombeo móvil, instalada en una plataforma desplazable sobre rieles.

La orilla casi vertical del río se excava en un ángulo de 45 grados aproximadamente, y se construye una placa de concreto armado con dos rieles de acero a todo lo largo. La placa se ancla convenientemente y sirve de cimentación a los rieles. El equipo de bombeo, consistente de una bomba centrífuga y motor diesel, se instala sobre una plataforma móvil que rueda sobre los rieles a posiciones predeterminadas, en las cuales puede fijarse a dichos rieles por medio de tornillos. Un malacate de transmisión facilita el cambio de posición de la plataforma. Las tuberías de succión y de descarga se instalan en ambos lados del equipo, dejando en las posiciones previstas, derivaciones para conectar la bomba por medio de mangueras flexibles con junta universal. En la misma forma puede llevarse la solución de cloro al clorador impulsado por el motor de la bomba, mediante tuberías de plástico. La succión ubicada por debajo del nivel mínimo del río, se proyecta en el agua en forma de voladizo desde el último soporte. La posición más baja de la bomba queda a unos dos metros por encima del nivel mínimo del río. Para emplear esta solución es indispensable tener un buen terreno de cimentación y orillas estabilizadas.

5.2.2 Captación por medio de vertedor lateral.

Cuando el dispositivo de captación en un curso superficial está expuesto a impactos de consideración debido a cantos rodados, troncos de árboles, etc., arrastrados por las crecidas, el método de captación directa resulta inadecuado, por lo frágil que es un tubo proyectado en el paso de la corriente. En estos casos puede recurrirse al empleo de un tanque o canal de concreto armado, provisto de vertedor lateral.

Igualmente, si el gasto que se requiere captar es de cierta consideración, la sumergencia requerida para algunos tipos de dispositivos de captación puede resultar excesiva, y la solución alternativa es un canal lateral con su vertedor correspondiente. Esto es especialmente válido en el caso de algunos ríos que traen mucha arena durante las crecidas violentas, y el material depositado puede cubrir el dispositivo de

captación en corto tiempo.

De acuerdo con la definición que se emplea en la hidráulica, el vertedor lateral es un dispositivo que permite el paso del agua por encima de una cresta, orientada en sentido paralelo a la dirección principal de la corriente. Mediante la ubicación de la cresta por debajo del nivel normal de las aguas, se produce un gradiente hidráulico hacia la misma, y parte del flujo cambia su dirección original en sentido aproximadamente ortogonal. Mientras mayor sea el gradiente hidráulico y la longitud de la cresta, mayor será la descarga a través del vertedor. Por otra parte, mientras mayor sea la velocidad original de la corriente, o sea la paralela a la cresta, menor será la descarga. Hay por consiguiente cuatro cantidades que definen el funcionamiento de un vertedor lateral, que son: la descarga o gasto Q ; el gradiente hidráulico hacia la cresta del vertedor; la velocidad de la corriente y la longitud de la cresta. Conociendo tres de estas cantidades puede calcularse la cuarta. Sin embargo, la teoría de los vertedores laterales exige cálculos sumamente laboriosos, aún en los casos en que existen soluciones analíticas bien definidas. En el diseño de obras de captación para gastos moderados, normalmente no es necesario recurrir al desarrollo de la "Ecuación de Momentum", que se aplica a los vertedores laterales. El propósito que se persigue es el diseño de una estructura económica, capaz de captar el gasto previsto; en caso de que dicho gasto sea pequeño, la economía lograda a base de cálculos exactos, es insignificante en la mayoría de los casos.

Por consiguiente, el problema se reduce a determinar la carga necesaria sobre una cresta de longitud dada, o la longitud requerida de cresta para una carga fija.

Veamos por ejemplo el caso práctico de un curso superficial de agua, con caudal medio moderado. Se construye un dique para asegurar una altura mínima de agua sobre el dispositivo de captación. El gasto Q_{MD} requerido se capta por medio de un tanque lateral, mientras que el exceso sigue su curso normal a través del vertedor de rebose del dique (Figura 5.15).

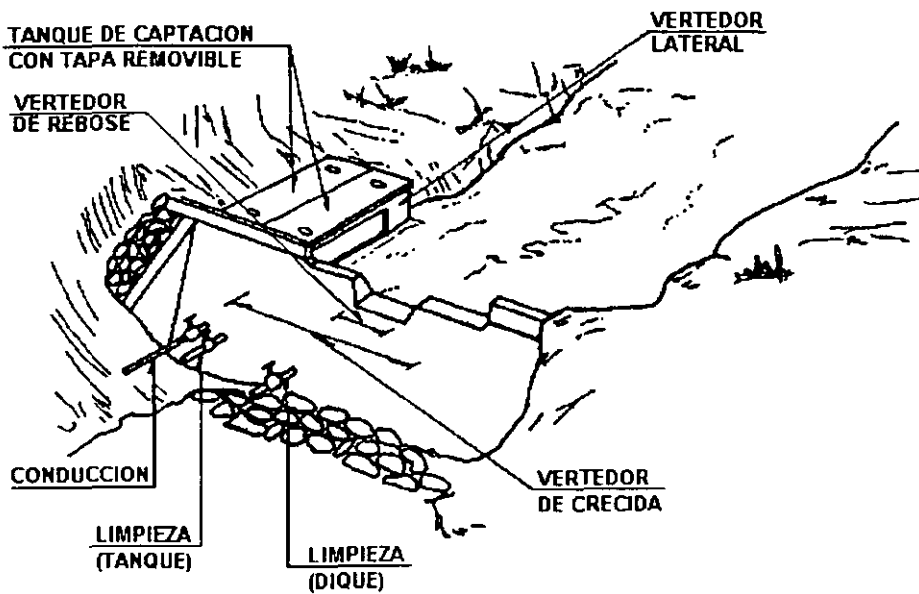


Figura 5.15. Dique-toma con tanque y vertedor lateral.

El aumento de la sección transversal debido al represamiento causado por el dique, resulta en la reducción considerable de la velocidad de flujo. Si bien dicha velocidad se aumenta en la cercanía del vertedor de rebose, su valor es mínimo en las zonas cercanas al anclaje del dique en la orilla. Un tanque lateral con su vertedor correspondiente, ubicado en esas zonas, causará un flujo de dirección casi perpendicular a la cresta del vertedor.

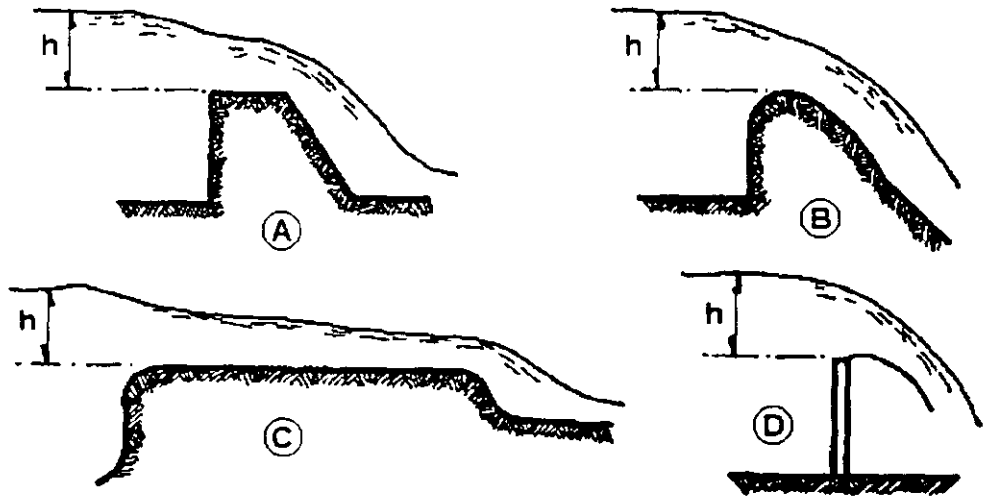
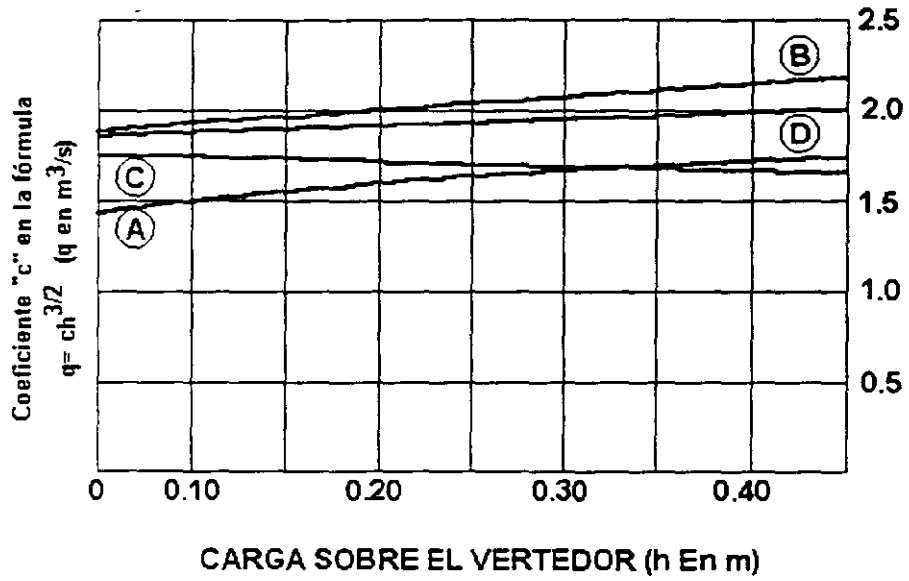
La descarga a través de un vertedor rectangular puede expresarse por la fórmula general

$$Q = CLh^{3/2} \quad (5.4)$$

Tomando los coeficientes de la Figura 5.16 (curva A), la variación del gasto por metro lineal de cresta angular para el caso de vertedores orientados en el sentido perpendicular a la dirección de la corriente se ilustra en el Cuadro 5.1. De acuerdo con esta tabla, si el tanque de captación y su vertedor correspondiente estuviesen orientados en el sentido perpendicular a la dirección de la corriente, un aumento en la carga sobre la cresta de 3 cm a 10 cm causaría un aumento en el gasto de 7.4 l/s a 47.5 l/s.

Cuadro 5.1. Descarga aproximada en l/s por metro lineal de cresta angular para la carga h indicada.

h = 1 cm q = 1.4 l/s	h = 3 cm q = 7.4 l/s	h = 5 cm q = 15.8 l/s	h = 10 cm q = 47.5 l/s	h = 15 cm q = 86.2 l/s	h = 20 cm q = 138.0 l/s
-------------------------	-------------------------	--------------------------	---------------------------	---------------------------	----------------------------



TIPOS DE VERTEDORES

Figura 5.16. Características de los vertedores de caída libre.

En otras palabras, si en lugar de 3 cm de carga, necesarios para un gasto de 7.4 l/s aseguramos una carga de 10 cm, tenemos un factor de seguridad de $47.5/7.4 = 6.4$ en el gasto. Es evidente que el asegurar esa carga adicional sobre la cresta no representa exceso de costo para los gastos de captación indicados. Por consiguiente, la manera más sencilla para diseñar los vertedores laterales en caso de gastos pequeños, es suponiendo una dirección de flujo perpendicular a la cresta y calculando el dispositivo con amplio margen de seguridad.

Al fijar el nivel del vertedor de rebose del dique con respecto a la cresta del vertedor del tanque lateral, automáticamente queda fijada la carga mínima sobre dicha cresta. Durante las crecidas, el gasto y la velocidad de la corriente aumentan considerablemente y las condiciones del flujo hacia el tanque difieren mucho de la suposición original. Sin embargo, la carga disponible sobre el vertedor lateral aumenta en la misma proporción que la altura de agua sobre el rebose del dique. Por consiguiente, el factor de seguridad en el gasto de captación aumentará también, ya que dicho gasto permanece constante. En esta forma el vertedor lateral calculado para las condiciones del caudal mínimo del río trabajará correctamente durante las crecidas también, siempre y cuando el tanque de captación quede retirado del rebose del dique. En el caso extremo en que el vertedor de rebose del dique ocupe todo el ancho del río, debe tomarse en cuenta la influencia de la velocidad de corriente, en la descarga a través del vertedor lateral. La cresta del vertedor del tanque lateral de captación se fija en relación con la cota de rebose del dique, previendo amplio margen de seguridad para la descarga del gasto de captación.

Ejemplo 5.3

El ancho de un río en el sitio escogido para el dique toma es de 8 m. Su caudal medio es de 100 l/s, siendo el gasto de crecida de 1500 l/s y el caudal de estiaje de 50 l/s. Se quiere captar un gasto fijo de 30 l/s por medio de una tanque y vertedor lateral. La longitud del tanque de captación no debe sobrepasar los 2.0 m debido a la topografía de la zona de acercamiento.

Solución.

Haciendo referencia a la Figura 5.17, la cresta libre del vertedor es de 1.70 m. Para el gasto de captación de 30 l/s se requiere una carga de 5.3 cm. Sobre la cresta:

$$Q = CLh^{3/2};$$

$$h = \left(\frac{Q}{CL}\right)^2 = \left(\frac{0.030}{1.45 \times 1.7}\right)^2 = 0.053 \text{ m}$$

Aplicando un factor de seguridad de 4, fijamos la carga mínima en 20 cm.

Empleando un vertedor de rebose de 1.5 m de longitud, el caudal mínimo de 50 l/s menos el gasto de captación resultará en aproximadamente 5 cm de carga sobre dicho rebose:

$$q = ch^{3/2}; \quad Q = CLh^{3/2}$$

$$h = \left(\frac{Q}{CL}\right)^2 = \left(\frac{0.05 - 0.03}{1.45 \times 1.5}\right)^2$$

$$h = 0.044 \text{ m} \approx 5 \text{ cm}$$

En consecuencia, la diferencia de altura entre la cresta del vertedor lateral y el nivel de rebose debe ser de $20 - 5 = 15 \text{ cm}$

El caudal medio del río es de 100 l/s, por consiguiente el vertedor de rebose del dique deberá tener una capacidad de $100 - 30 = 70 \text{ l/s}$. Para el ancho escogido de 1.5 m este gasto resultará en 10 cm de carga:

$$h = \left(\frac{0.070}{1.5 \times 1.5}\right)^2 = 0.10 \text{ m}$$

El caudal de crecida es de 1500 l/s. De acuerdo a la Figura 5.17, el ancho del vertedor de crecida es de 7.8 m. Una altura de agua de 25 cm admite aproximadamente un gasto de 1690 l/s.

$$Q = 1.54 \times 1.5 (0.10 + 0.25)^{3/2} + 1.53 (7.80 - 1.5) (0.25)^{3/2}$$

$$Q = 0.480 + 1.210 = 1.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las dimensiones adoptadas se señalan en la Figura 5.17.

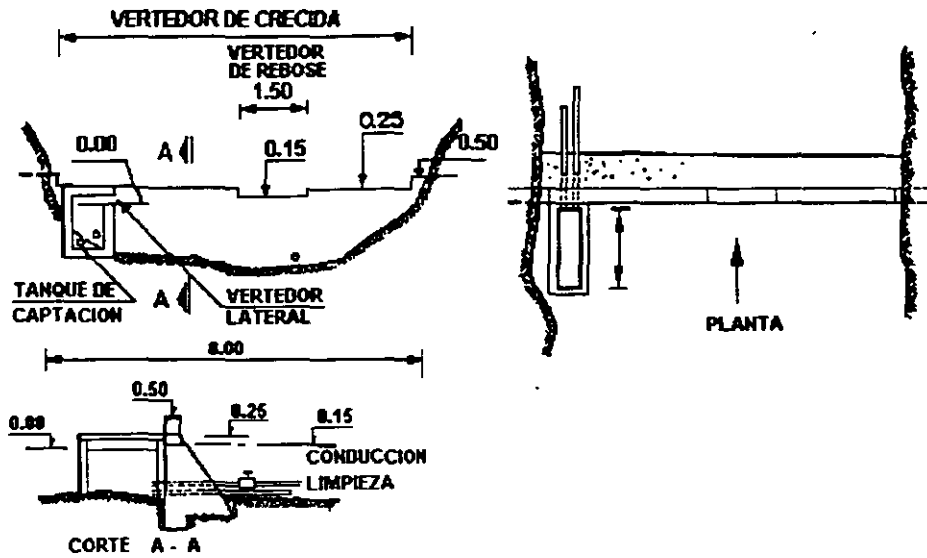


Figura 5.17

5.2.3 Captación por medio de caja central ubicada por debajo del vertedor de rebose.

Un dispositivo de este tipo tiene la ventaja sobre los anteriores de que no se ve afectado por la cantidad de sedimentos depositados por el río; ésto es que cumple sus propósitos aun en el caso extremo en el cual el pequeño embalse

formado por el dique se llene por completo de material de arrastre. El dispositivo en cuestión consiste en un tanque, caja central o canal, ubicado en el mismo cuerpo del dique-toma, por debajo del vertedor de rebose del mismo, ocupando todo el ancho de dicho vertedor. Haciendo referencia a la Figura 5.18, el funcionamiento del dispositivo es como sigue:

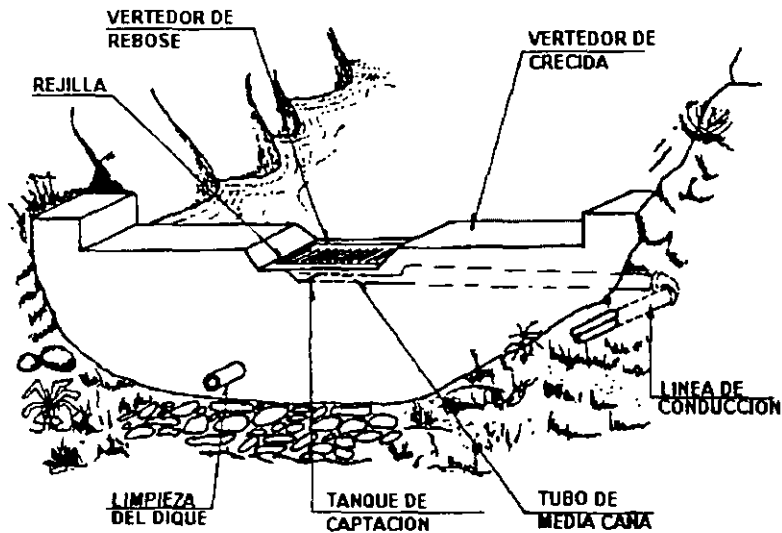


Figura 5.18. Dique-toma con tanque de captación por debajo del vertedor de rebose.

El caudal medio del río pasa a través del vertedor de rebose del dique. Una parte de dicho caudal cae en el canal ubicado por debajo del vertedor, y es conducido por un tubo hasta cerca del anclaje lateral del dique, de donde arranca la "línea de aducción o toma". La entrada al canal está protegida contra el paso de material grueso de arrastre o materia flotante, por medio de una rejilla, cuyas barras están orientadas paralelas a la dirección de la corriente.

Por la alta velocidad del flujo, no puede ocurrir sedimentación en esa zona, y en el tanque o canal entrarán solamente aquellas partículas en suspensión que ningún dispositivo de captación directa puede eliminar.

Este dispositivo de captación tiene sin embargo el inconveniente de permitir la inclusión de gran cantidad de aire a la línea de conducción, debido a la turbulencia que se produce en la rejilla. El aire en las tuberías supone una condición altamente perjudicial según se verá en el Capítulo 6.

5.3 OBRAS DE CAPTACION PARA AGUA SUBTERRANEA

Las aguas subterráneas constituyen importantes fuentes de abastecimiento de agua. Tienen, como ya se ha mencionado en el capítulo 3, muchas ventajas. En general, el agua no requiere un tratamiento complicado y las cantidades de agua disponible son más seguras. En algunos casos, el descenso de los niveles de agua en los pozos ha causado su abandono; pero en la actualidad, los modernos métodos de investigación que permiten una aproximación muy segura de los recursos de agua subterránea para una prolongada producción. Las posibles obras de captación para este tipo de agua son:

- a) Cajas de Manantial;
- b) Pozos; y
- c) Galerías filtrantes

5.3.1 Manantiales

Las aguas de manantial generalmente fluyen desde un estrato acuífero de arena y grava, y afloran a la superficie debido a la presencia de un estrato de material impermeable, tal como arcilla o roca, que les impide fluir e infiltrarse. Los mejores lugares para buscar manantiales son las laderas de montañas. La vegetación verde en un cierto punto de un área seca puede indicar la presencia de un manantial, o puede encontrarse alguno si se sigue una corriente hacia aguas arriba. Los habitantes de la zona son los mejores guías, y probablemente conocen los manantiales del área.

El agua de manantial es generalmente potable, pero puede contaminarse si aflora en un estanque o al fluir sobre el terreno. Por esta razón el manantial debe protegerse con mampostería de tabique o piedra, de manera que el agua fluya directamente hacia una tubería, evitando así que pueda ser contaminada.

Para proteger el manantial debe excavar la ladera donde el agua está aflorando y construirse un tanque o "caja de manantial", como se muestra en la Figura 5.19. Debe tenerse el cuidado de no excavar demasiado en el estrato impermeable, ya que puede provocarse que el manantial desaparezca o aflore en otro sitio

Antes de construir el muro de la caja de manantial adyacente a la ladera, es conveniente apilar rocas sin juntar contra el "ojo del manantial". Esto es con el fin construir una cimentación adecuada del muro posterior de la caja por una parte, y por otra para evitar que al salir el agua deslave el material del acuífero hacia afuera. Debe tenerse presente que después de una lluvia el agua puede fluir más rápidamente por lo que las rocas deben quedar firmemente colocadas. Esto puede requerir rocas de gran tamaño, quizá con algunas rocas pequeñas, grava e incluso arena para llenar los espacios entre ellas.

La tubería de salida debe estar colocada a cuando menos 10 cm sobre el fondo de la caja del manantial, y bajo el nivel donde aflora el

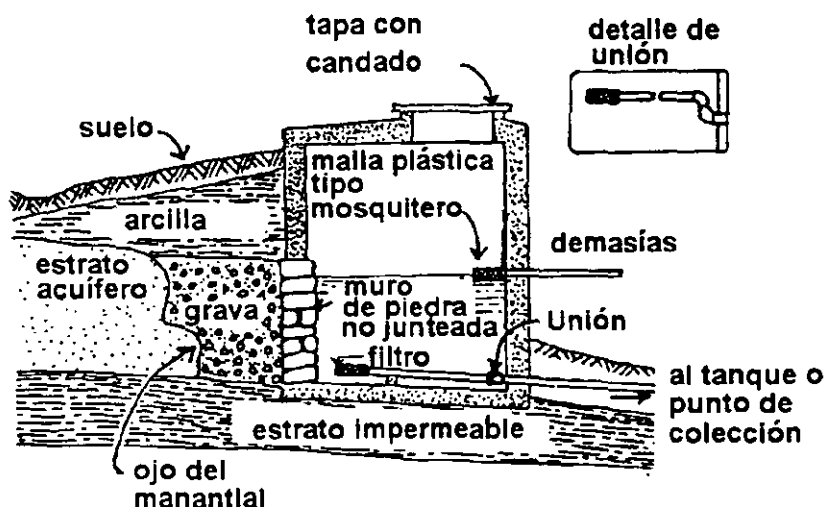


Figura 5.19. Caja de manantial. El detalle muestra la unión de la tubería con dos codos a 90 °, con el fin de permitir que el filtro sea levantado sobre el nivel del agua para su limpieza.

agua, si es posible. Si el nivel del agua en la caja del manantial fuera muy alto, los sedimentos podrían bloquear el afloramiento del agua. En el extremo de la tubería de salida localizado en el interior de la caja, debe instalarse un filtro para evitar que piedras, ranas u otros objetos obstruyan la tubería. Una manera de hacer este filtro es con un tramo corto de tubería de polietileno, taponado en un extremo y con pequeñas perforaciones a su alrededor. También debe instalarse una tubería de demasías de diámetro suficiente para desaguar el gasto máximo del manantial en época de lluvias. Esta tubería también debe estar bajo el nivel de afloramiento del agua. El extremo de la tubería de demasías localizado en el interior de la caja debe quedar cubierto con un filtro adecuado para mantener fuera a los mosquitos y a las ranas, que pueden bloquear las tuberías. La losa de la caja debe quedar al menos 30 cm arriba del nivel del terreno para evitar que el agua de lluvia entre a la caja. También con esta finalidad el registro que se construya en el techo de la caja debe tener un reborde de 10 cm. La tapa del registro debe quedar asegurada con bisagras y candado. Una tercera tubería localizada en el fondo de la caja se instala con la finalidad de extraer los sedimentos. Esta tubería debe tener en su extremo un tapón que no pueda retirar

cualquier persona sin herramientas.

Si no es posible hacer una excavación suficiente para que el fondo de la caja del manantial esté 10 cm por debajo de la tubería de salida, entonces puede usarse una tubería de 5 cm de diámetro y conducir el agua a otra caja localizada a una distancia no mayor de 50 m, a la cual se le llama "trampa de sedimentos" (Figura 5.20). Esta caja también debe tener losa, tubería de demasías a prueba de mosquitos y tubería de salida a 10 cm del fondo con filtro. Si el manantial tiene un rendimiento menor a 5 litros por minuto, la caja del manantial puede ser bastante pequeña, pero no obstante debe tener registro con tapa y tubería de demasías. El agua de varios manantiales puede ser colectada en una misma trampa de sedimentos, como lo muestra la Figura 5.20. Un aspecto importante que debe considerarse cuando se tienen tuberías de varios manantiales es el peligro de que la presión de una de ellas pueda detener el flujo de otra. Para evitarlo, las tuberías de varios manantiales separados deben tener diferente nivel de entrada sobre el nivel del agua en el depósito o caja de sedimentos.

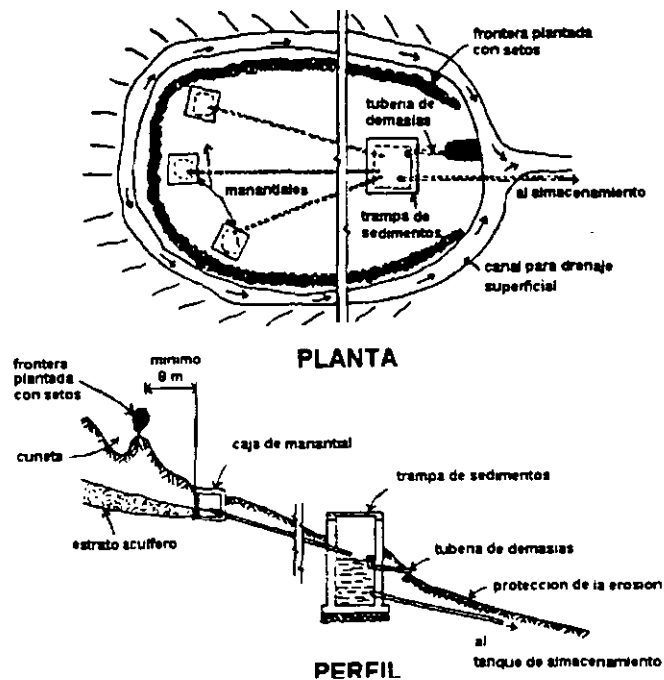


Figura 5.20. Tres manantiales protegidos conectados a una trampa de sedimentos.

Cuando se haya concluido la caja del manantial, el espacio que resulte detrás de ella debe rellenarse con suelo.

Finalmente, debe hacerse una cuneta a cuando menos 8 m hacia arriba de la ladera y alrededor de la caja del manantial para captar los escurrimientos superficiales y evitar la contaminación del agua del manantial. Debe construirse una cerca para evitar el acceso a personas y animales.

Las cajas de manantial y las trampas de sedimentos deben limpiarse una vez al año.

En los manantiales con grandes gastos (mayores a 10 l/s), resulta muy difícil construir la caja de manantial. En estos casos se recomienda la construcción de una galería filtrante.

5.3.2 Pozos

Un pozo es una perforación vertical, en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Se acostumbra clasificar a los pozos en "poco

profundos o someros" y "profundos". Los pozos someros "excavados" son aquellos que permiten la explotación del agua freática y o subálvea, (Figura 5.21). Se construyen con picos y palas; tienen diámetros mínimos de 1.5 metros y no más de 15 metros de profundidad. Para permitir el paso del agua a través de las paredes del pozo se dejan perforaciones de 25 mm de diámetro con espaciamiento entre 15 y 25 cm centro a centro. Si las paredes del pozo son de mampostería de piedra o tabique, se dejan espacios sin juntear en el estrato permeable para permitir el paso del agua. (Figura 5.22).

Los pozos poco profundos pueden también construirse por perforación o entubado. En la Figura 5.23 se ilustra un pozo entubado, el que consiste en un tubo forrado, que tiene en su extremo un taladro de diámetro ligeramente superior al del revestimiento. Encima del taladro se disponen orificios, o una rejilla, a través de los cuales penetra el agua en el revestimiento. La hincia se efectúa por medio de un mazo o por la caída de un peso. Los pozos entubados tienen un diámetro de 25 a 75 mm y pueden emplearse sólo en terrenos que no estén muy consolidados.



Figura 5.21

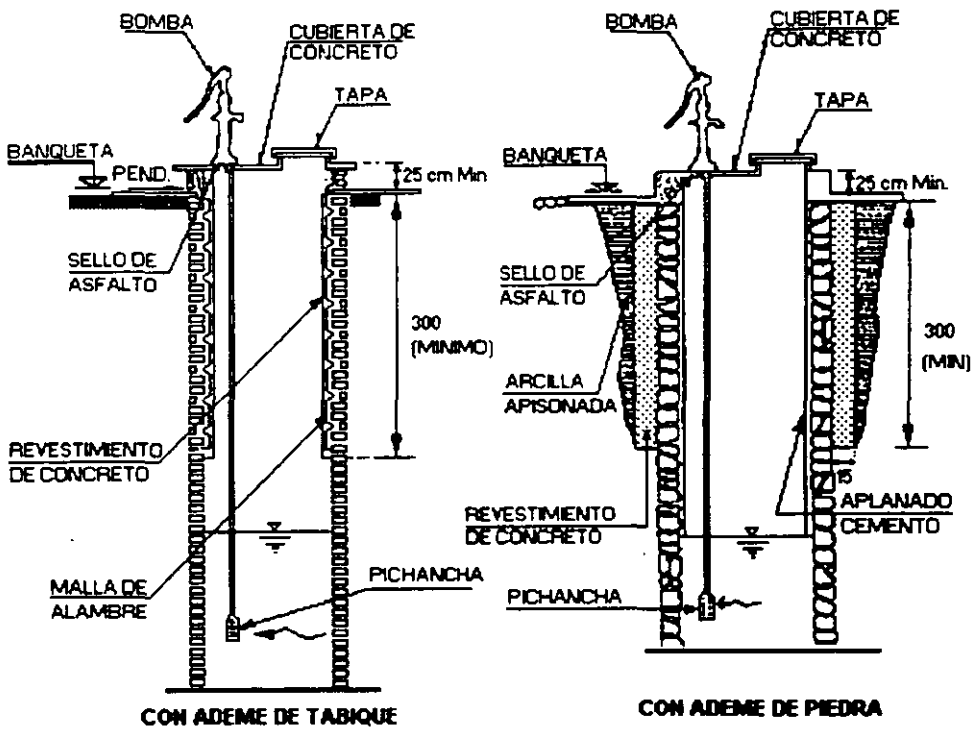


Figura 5.22. Pozos someros.

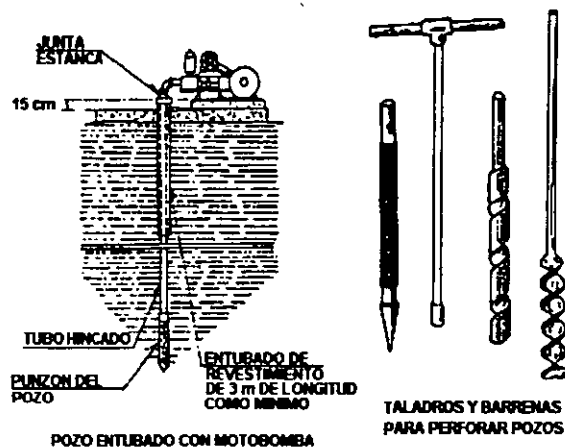


Figura 5.23. Pozo hincado o entubado.

Al uso de los pozos someros o poco profundos para suministros públicos pueden hacerse las siguientes objeciones:

1. Dan un rendimiento incierto porque el nivel freático fluctúa con facilidad y considerablemente.
2. La calidad sanitaria del agua es probable que sea deficiente. Por las razones anteriores, las poblaciones que consumen agua subterránea disponen ordinariamente de pozos profundos. Los pozos profundos tienen la ventaja de perforar capas acuíferas profundas y extensas, circunstancias que evitan rápidas fluctuaciones en el nivel de la superficie piezométrica y dan por resultado un rendimiento uniforme y considerable. El agua profunda es adecuada para obtener una buena calidad sanitaria, a menos que esté contaminada por infiltraciones en la capa acuífera, por cavernas o fisuras en las rocas que la recubren. Los inconvenientes son el gran costo de los pozos y el hecho de que el largo recorrido subterráneo del agua puede dar lugar a que se disuelvan materias minerales que pueden hacerla dura, corrosiva o inadecuada. En el "pozo ordinario o de capa libre", el agua se eleva a la altura del material saturado que le rodea, y no se halla sometida en el acuífero a otra presión más

que la atmosférica. Un "pozo artesiano" es aquel en el que el agua se eleva por encima del nivel en que se encuentra el acuífero, debido a la presión del agua aprisionada o bloqueada en el acuífero. (Figura 5.24). Haciendo referencia a la Figura 5.25, los componentes de los pozos son:

- a) Ademe del pozo. Es una tubería, generalmente de acero, colocada con holgura dentro de la perforación. Este componente proporciona una conexión directa entre la superficie y el acuífero, y sella el pozo de las aguas indeseables superficiales o poco profundas; además, soporta las paredes del agujero de perforación.
- b) Cedazo, filtro o ademe ranurado. El cedazo es un tubo ranurado colocado a continuación del ademe, que tiene las siguientes funciones:
 1. Estabilizar las paredes de la perforación.
 2. Mantener la arena fuera del pozo.
 3. Facilitar la entrada de agua al interior del pozo.

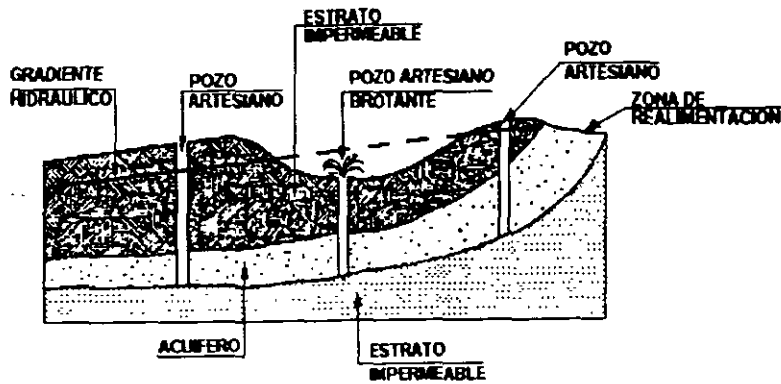


Figura 5.24. Esquema de pozos artesianos.

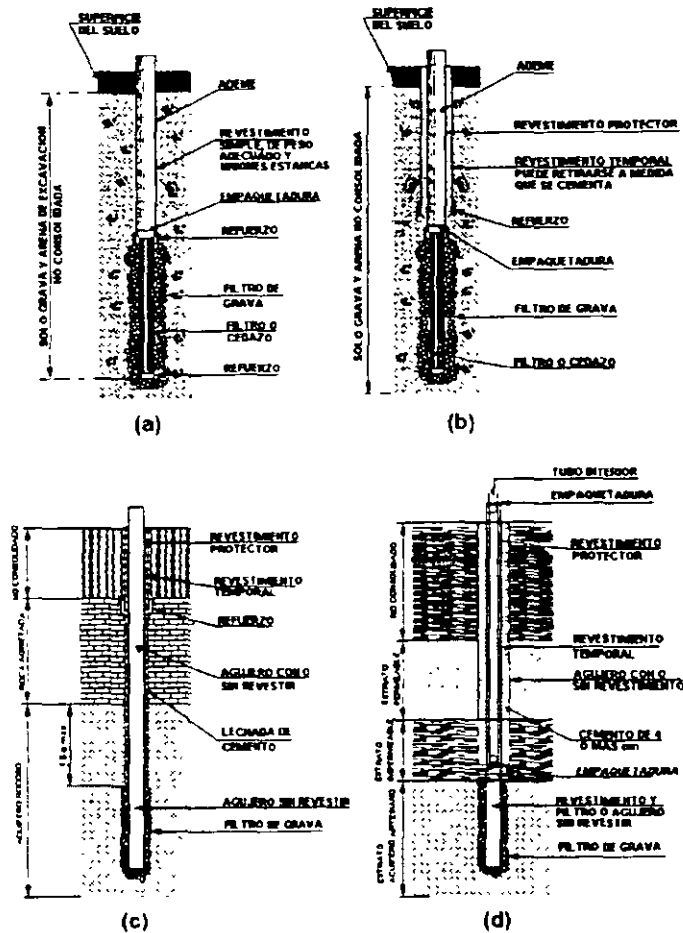


Figura 5.25. Algunos tipos de pozos. (a) Para terrenos no consolidados. (b) Como el tipo (a), pero cementado para protección contra la contaminación. (c) Pozo en terreno consolidado sustentado por roca agrietada. (d) Pozo artesiano, impide la pérdida de agua hacia el estrato impermeable. De producirse erosión se necesitará revestimiento y filtro en el acuífero. El tubo interior puede sustituirse si se corroe.

Si las ranuras o perforaciones del cedazo no son de la dimensión precisa para el acuífero, los pozos bombearán arena. Los cedazos se fabrican en tubo de metales diferentes con protección o sin ella, en aleaciones de plástico, concreto, asbesto-cemento o fibra de vidrio. Los más económicos y comúnmente usados son los fabricados en tubo de acero con bajo contenido de carbón. El cedazo del pozo es particularmente susceptible al ataque corrosivo y a la incrustación por depósito de minerales, debido a la gran cantidad de área expuesta que presenta al medio poroso donde se localiza, además de que el agua que lo atraviesa constantemente, trae un suministro de sólidos disueltos que pueden reaccionar con el material del cedazo o entre sí.

c) Empaque de grava.

Las funciones principales del empaque de grava son:

- 1 Estabilizar el acuífero y minimizar el bombeo de arena.
- 2 Permitir el uso del cedazo con la mayor área abierta posible.
3. Proporcionar una zona anular de alta permeabilidad, aumentando el radio efectivo del pozo y su gasto de explotación.

d) Cimentación de bombas.

Las bombas montadas superficialmente se soportan mediante cimentaciones capaces de resistir todas las cargas que obren sobre ellas. No se deben apoyar las bombas directamente sobre el ademe del pozo.

5.3.3 Nociones de Geohidrología

Definiciones.

UN ACUIFERO es un estrato del subsuelo que contiene volúmenes de agua dulce en cantidades tales que su extracción constituye un aprovechamiento hidráulico.

UN ACUIFERO CONFINADO es aquel que está limitado superior e inferiormente por estratos impermeables y que contiene agua a una presión mayor que la atmosférica. Los estratos impermeables ofrecen mucha resistencia al flujo del agua.

UN ACUIFERO SEMICONFINADO es aquel que está limitado por estratos menos permeables que él, pero que puede recibir o ceder cantidades significativas de agua.

UN ACUIFERO LIBRE es aquel cuyo límite superior coincide con el nivel freático, esto es, la superficie del agua que está a la presión atmosférica.

LA POROSIDAD es la relación del volumen de intersticios (espacios abiertos) en el suelo a su volumen total. Es una medida de la cantidad de agua que, puede ser almacenada en los espacios entre partículas. No indica qué cantidad de agua está disponible para desarrollo. Algunos valores típicos se dan en el Cuadro 5.2.

RENDIMIENTO ESPECIFICO es el porcentaje de agua que está libre para drenar del acuífero bajo la influencia de la gravedad. El rendimiento específico no es igual a la porosidad debido a que las fuerzas de tensión superficial y molecular en los espacios abiertos mantienen algo de agua. El rendimiento específico refleja la cantidad de agua disponible para desarrollo. Algunos valores promedio se muestran en el Cuadro 5.2.

$$\text{Rendimiento específico} = \frac{\text{Vol. de agua}}{\text{Vol. de suelo}} \times 100$$

EL COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO en un acuífero confinado S , es la cantidad de agua liberada por una columna de área horizontal unitaria y de altura igual al espesor saturado del acuífero, cuando la superficie piezométrica desciende una unidad. Los valores de S varían de 1×10^{-5} a 1×10^{-2} (adimensional).

GRADIENTE HIDRAULICO es la pendiente de la superficie piezométrica. La diferencia en

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

elevación de un punto a otro a lo largo del gradiente hidráulico es una medida de presión. Esta diferencia de elevación es llamada "carga". LA PERMEABILIDAD P , es una medida de la facilidad de movimiento del agua subterránea a través de una roca. Esta propiedad depende de la porosidad y, principalmente, de la interconexión de los intersticios. Sus

dimensiones son $[LT^{-1}]$; algunos valores típicos se muestran en el Cuadro 5.2.

LA TRANSMISIBILIDAD, T , es la capacidad de un acuífero para transmitir el agua a través de todo su espesor y es igual al producto del coeficiente de permeabilidad por el espesor saturado del acuífero $T = Pb [L^2T^{-1}]$.

Cuadro 5.2. Valores típicos de parámetros del acuífero.

Material acuífero	Porosidad %	Rendimiento específico %	Permeabilidad m/s
No consolidado			
Arcilla	55	3	1.2×10^{-4}
Marga	35	5	6.4×10^{-4}
Arena fina	45	10	3.5×10^{-4}
Arena media	37	25	1.5×10^{-4}
Arena gruesa	30	25	6.9×10^{-4}
Arena y grava	20	16	6.1×10^{-4}
Grava	25	22	6.4×10^{-3}
Consolidados			
Esquisto	< 5	3	1.2×10^{-12}
Granito	< 1	0	1.2×10^{-10}
Roca fracturada	5	2	5.8×10^{-4}

Hidráulica del agua subterránea.

Las investigaciones de Darcy indican que la velocidad de flujo en un medio poroso es directamente proporcional a la pérdida de carga debida al gradiente hidráulico. Sus conclusiones pueden expresarse por la ecuación.

$$V = K \frac{dh}{dl} \quad \text{o} \quad V = K i \quad (5.5)$$

en la cual V es la velocidad del agua, h la diferencia de cargas entre dos puntos separados por una distancia igual a l , i es el gradiente hidráulico y K una constante que depende de las características del acuífero y que debe determinarse experimentalmente para cada tipo de material. Sin embargo, debe reconocerse que las fórmulas originadas por muchos investigadores para la evaluación de K sólo son

aplicables a arenas relativamente uniformes, y no a los materiales que normalmente se encuentran en los acuíferos.

La permeabilidad, expresada por el coeficiente P , se ha determinado en el laboratorio para varios materiales, pero la toma de muestras y la reproducción de las condiciones del terreno conlleva grandes errores.

Al efectuarse la extracción del agua de un pozo con equipo de bombeo, ocurre un abatimiento de la superficie libre del agua dentro del ademe, deteniéndose hasta que ocurra el equilibrio con la aportación de los mantos acuíferos. En el subsuelo que rodea al pozo, debido al escurrimiento del agua hacia el mismo se provoca una depresión cónica denominada "Cono de Abatimiento", cuya influencia se deja sentir según el caudal extraído y la clase de material que rodea al pozo (Figura 5.26).

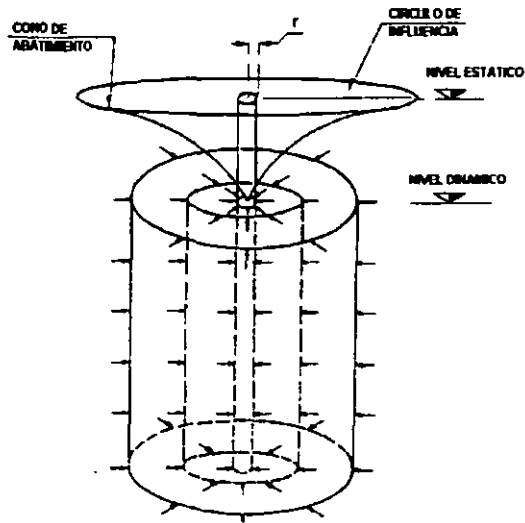


Figura 5.26. Cono de abatimiento.

Thiem, un hidrólogo alemán que estudió la permeabilidad de los materiales, propuso una determinación de la permeabilidad sobre el terreno. Consiste en perforar "pozos de observación" en el cono de abatimiento de un pozo en explotación, observando los descensos del cono por medio de sondeos.

En la que P es el coeficiente de permeabilidad, Q es el gasto producido por el pozo de explotación en m³/min, r₁ y r₂ son las distancias a los pozos de observación, h₁ y h₂ son sus respectivas cargas hidráulicas y b es el espesor medio del acuífero, todo ello expresado en metros. (Figura 5.27).

La fórmula de Thiem es

$$P = \frac{527.7 Q \log_{10} \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}{b (h_2 - h_1)} \quad (5.6)$$

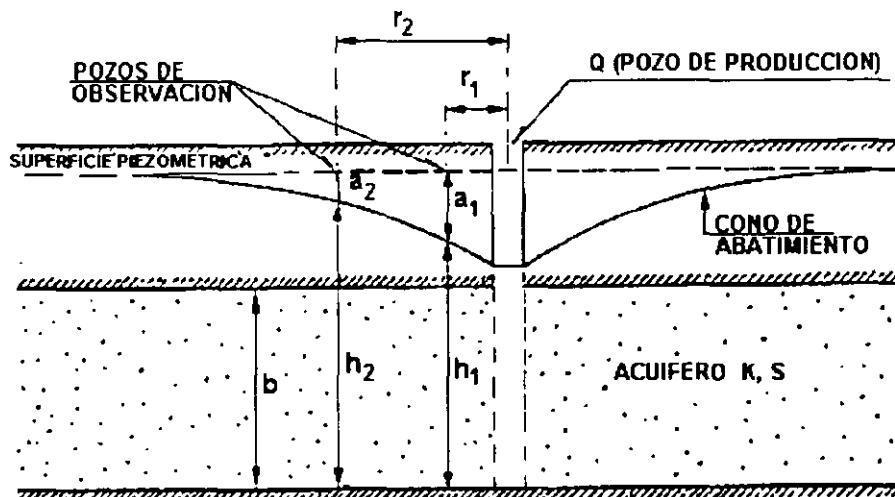


Figura 5.27.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Alternativamente, la ecuación (5.6) puede escribirse

$$P = \frac{527.7 Q \log_{10} \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}{b (a_1 - a_2)} \quad (5.7)$$

El valor de P así obtenido será aplicable a una gran parte del acuífero;

La ley de Darcy puede expresarse:

$$V = P \frac{dh}{dl}$$

donde:

V = velocidad, m/s

P = permeabilidad, m/s

$\frac{dh}{dl}$ = pendiente del gradiente hidráulico (m/m)

La descarga bruta de agua es el producto de la velocidad de flujo (V) y del área (A) a través de la cual fluye

$$Q = V A = P A \frac{dh}{dl} \quad (5.8)$$

Esta ecuación ha sido resuelta para estado estable (equilibrio) e inestable (no equilibrio) o flujo transiente.

El estado estable o de equilibrio es la condición bajo la cual no ocurren cambios con el tiempo. Su ocurrencia en la práctica es rara, pero puede asumirse estado estable después de un largo tiempo de bombeo. El estado inestable (no equilibrio) o flujo transiente sí considera el factor tiempo.

Ecuaciones de equilibrio del caudal de agua en los pozos.

Se supone que en la circunferencia del "círculo de influencia" del cono de abatimiento hay equilibrio; no habrá más descenso y toda el agua que pase a través del cilindro cuya base es justamente el círculo de influencia, será extraída del pozo. La fórmula para el caudal del pozo se obtiene suponiendo que toda el agua elevada por el mismo pasa a través de una sucesión de cilindros con diámetros que varían desde r, radio del pozo, hasta R, radio del círculo de influencia, con alturas que varían desde h hasta H (véase la Figura 5.28).

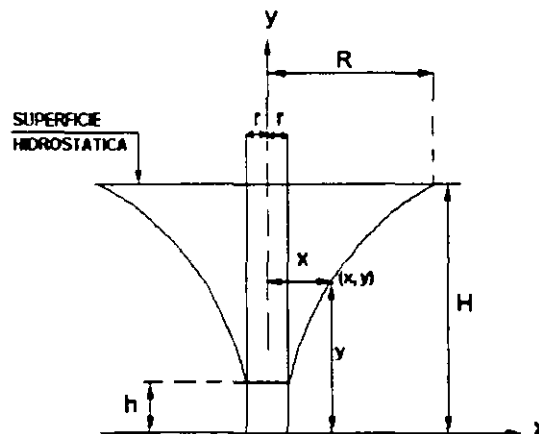


Figura 5.28. Acuífero no confinado para la deducción de la fórmula de Dupuit.

A partir de la Ley de Darcy, se obtiene la fórmula de los pozos para acuíferos no confinados de acuerdo al "método de equilibrio". En el subsuelo, el área por donde fluye el agua es sólo la libre (A_L), es decir, por los poros, o sea que

$$A_L = An \quad (5.9)$$

y por la ecuación del gasto $Q = A_L V$

Sustituyendo la ecuación 5.8 y 5.9 en Q, se obtiene

$$Q = APi \quad (5.10)$$

Haciendo referencia a la Figura 5.28, tomamos un punto (x, y) cualquiera del cono de abatimiento y el área de aportación resulta $A = 2 \pi xy$.

Así

$$Q = 2 \pi x y P \frac{dy}{dx}$$

donde $i = \frac{dy}{dx}$

$$Q \frac{dx}{x} = 2 \pi P y dy$$

Integrando:

$$Q = \int \frac{dx}{x} = 2 \pi P \int y dy$$

Valuando la constante de integración, si $x = R$, $y = H$

$$C = Q \ln R - \pi P H^2$$

entonces:

$$Q \ln x - \pi P y^2 = Q \ln R - \pi P H^2$$

$$\pi P H^2 - \pi P y^2 = Q \ln R - Q \ln x$$

$$\pi P (H^2 - y^2) = Q (\ln R - \ln x)$$

$$Q = \pi P \frac{H^2 - y^2}{\ln \frac{R}{x}}$$

Y si $y = h$ y $x = r$, queda

$$Q = \pi P \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}} \quad (5.10a)$$

o con logaritmos decimales

$$Q = \frac{\pi P}{2.31} \frac{H^2 - h^2}{\log \left(\frac{R}{r} \right)} \quad (5.10b)$$

La ecuación 5.10 es la expresión de Dupuit para acuíferos no confinados suponiendo estado estable (equilibrio).

En el cuadro 5.2 se presentan valores típicos de la permeabilidad para diversos materiales.

La fórmula del gasto para un pozo perforado en un acuífero confinado se deduce de un modo semejante. Para las condiciones ilustradas en la Figura 5.29, donde b es el espesor del acuífero,

$$Q = 2 \pi P x b \frac{dy}{dx} \quad (5.11)$$

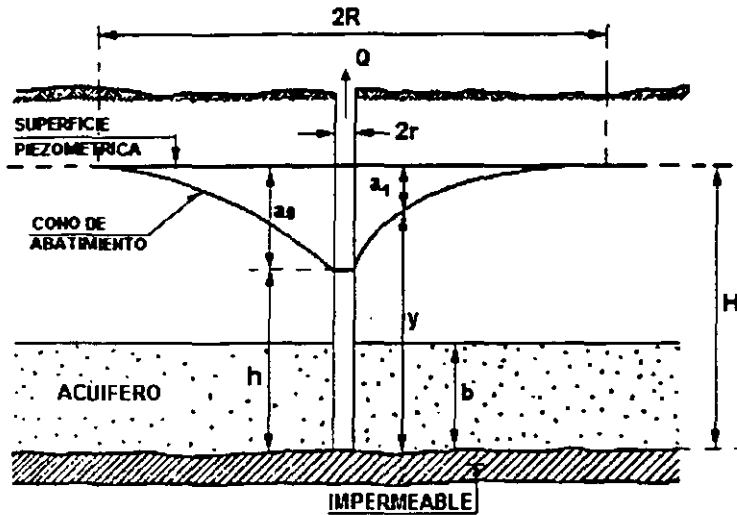


Figura 5.29. Pozo en acuífero confinado con flujo radial estable (equilibrio) desde un límite circular concéntrico

Integrando entre límites $x = r$ para $y = h$ y $x = R$ para $y = H$,

$$Q = \frac{2 \pi P b (H - h)}{\ln \left(\frac{R}{r} \right)} = \frac{2 \pi P b a_0}{\ln \left(\frac{R}{r} \right)} \quad (5.12)$$

Obsérvese que la descarga es proporcional al abatimiento $H - h = a_0$

La ecuación (5.12) puede escribirse

$$a_0 = \frac{Q \ln \left(\frac{R}{r} \right)}{2 \pi P b} \quad (5.13)$$

El radio de influencia R depende de las características del acuífero y en realidad es ligeramente creciente con el tiempo transcurrido desde el comienzo del bombeo. Para tiempos muy largos es constante a efectos prácticos. Para acuíferos confinados su valor suele variar entre 200 y 10 000 m. Los errores en su estimación afectan de forma menos sensible al valor del descenso ya que está afectado del

signo logarítmico.

En efecto:

$$\ln 200 = 5.3 \text{ y } \ln 10,000 = 9.2$$

Es decir, para un valor de R cincuenta veces mayor, el logaritmo solo se multiplica por 1.7.

En un acuífero no confinado los valores de R son inferiores y suelen oscilar entre 10 y 500 m.

Ejemplo 5.4

En un acuífero confinado, con $1000 \text{ m}^2/\text{día}$ de transmisibilidad y en el que el radio de influencia puede admitirse que vale 1000 m, se extraen $50 \text{ m}^3/\text{hora}$ de un pozo de 500 mm de diámetro. Calcular el descenso teórico en el pozo de bombeo y en pozos de observación situados a 10, 100 y 500 m de distancia.

Solución

Por tratarse de un pozo en un acuífero confinado, aplicamos la ecuación 5.13

$$a_0 = \frac{Q \operatorname{Ln} \left(\frac{R}{r} \right)}{2 \pi P b}$$

El producto Pb es la transmisibilidad (véase apartado 5.3.3, Definiciones), en consecuencia

$$a_0 = \frac{Q \operatorname{Ln} \left(\frac{R}{r} \right)}{2 \pi T}$$

a) Descenso o abatimiento en el pozo.

$$a_p = \frac{50 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 24 \text{ h/día}}{2 \cdot \pi \cdot 1000 \text{ m}^2/\text{día}} \operatorname{Ln} \frac{1000 \text{ m}}{0.25 \text{ m}}$$

$$a_p = 1.58 \text{ m}$$

b) Abatimiento a 10, 100 y 500 m del pozo para $r = 10 \text{ m}$

$$a = \frac{50 \times 24}{2 \pi (1000)} \operatorname{Ln} \frac{1000}{10} = 0.88 \text{ m}$$

para $r = 100 \text{ m}$

$$a = \frac{50 \times 24}{2 \pi (1000)} \operatorname{Ln} \frac{1000}{100} = 0.44 \text{ m}$$

para $r = 500 \text{ m}$

$$a = \frac{50 \times 24}{2 \pi (1000)} \operatorname{Ln} \frac{1000}{500} = 0.13 \text{ m}$$

Sin embargo, el nivel freático o la superficie piezométrica rara vez son horizontales, como supone la teoría del equilibrio, y el flujo es estable en contadas ocasiones. El valor de R es también muy inseguro, puesto que el círculo de influencia no es nunca un círculo.

Análisis del no-equilibrio

La exposición hecha para el caso anterior supone que el equilibrio se dará cuando el agua

que fluye por un cono de abatimiento fijo y medible se halla en equilibrio con el agua elevada por el pozo. En 1935 Theis desarrolló un procedimiento que actualmente se emplea para las investigaciones subterráneas encaminadas a la predicción de los rendimientos a largo plazo de los acuíferos. La fórmula del abatimiento se basa en las siguientes hipótesis:

1. El acuífero es homogéneo e isótropo.
2. El espesor saturado del acuífero es constante.
3. El acuífero tiene extensión lateral infinita.
4. El gasto bombeado procede del almacenamiento del acuífero.
5. El pozo es totalmente penetrante, y
6. El acuífero libera el agua instantáneamente al abatirse la superficie piezométrica.

Usando la teoría del flujo de calor como una analogía, Theis obtuvo la siguiente expresión matemática para un pozo de diámetro infinitesimalmente pequeño con flujo radial:

$$a = \frac{Q}{4 \pi T} \int_{\mu}^{\infty} \left(\frac{e^{-\mu}}{\mu} \right) d\mu \quad (5.14)$$

en la cual:

a es el abatimiento registrado a la distancia r del pozo de bombeo, en m

Q es el gasto de extracción, en m³/s

T es la transmisibilidad, en m²/s

μ es el argumento de la función de pozo

$$\mu = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (5.15)$$

S es el coeficiente de almacenamiento adimensional

t es el tiempo de explotación del pozo en segundos

La integral de la ecuación (5.14) es llamada función de pozo y se evalúa mediante la expansión de la serie:

$$\omega(\mu) = -0.577216 - \ln \mu + \mu - \frac{\mu^2}{2 \cdot 2!} + \frac{\mu^3}{3 \cdot 3!} - \dots \quad (5.16)$$

El procedimiento para obtener T y S a partir de pruebas practicadas en campo, es el siguiente:

1. Trazar la gráfica abatimiento vs. tiempo del pozo de observación, en papel idéntico al de la curva tipo (Figura 5.30). Los tiempos en que deberán medirse los abatimientos son: inmediatamente antes de empezar el bombeo, 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 50', 1h, 2h, 4h, 8h, 16h, 24h, 32h, 40h, 48h.

2. Sobreponer la gráfica construida en 1 en la curva tipo (Figura 5.30) manteniendo los ejes paralelos y buscar la coincidencia de la curva de campo y de la curva tipo.

3. Seleccionar un punto de ajuste arbitrario (incluso puede ser fuera de la curva) y obtener sus coordenadas en los cuatro ejes.

4. Sustituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones 5.14 y 5.15, despejando los valores de T y S.

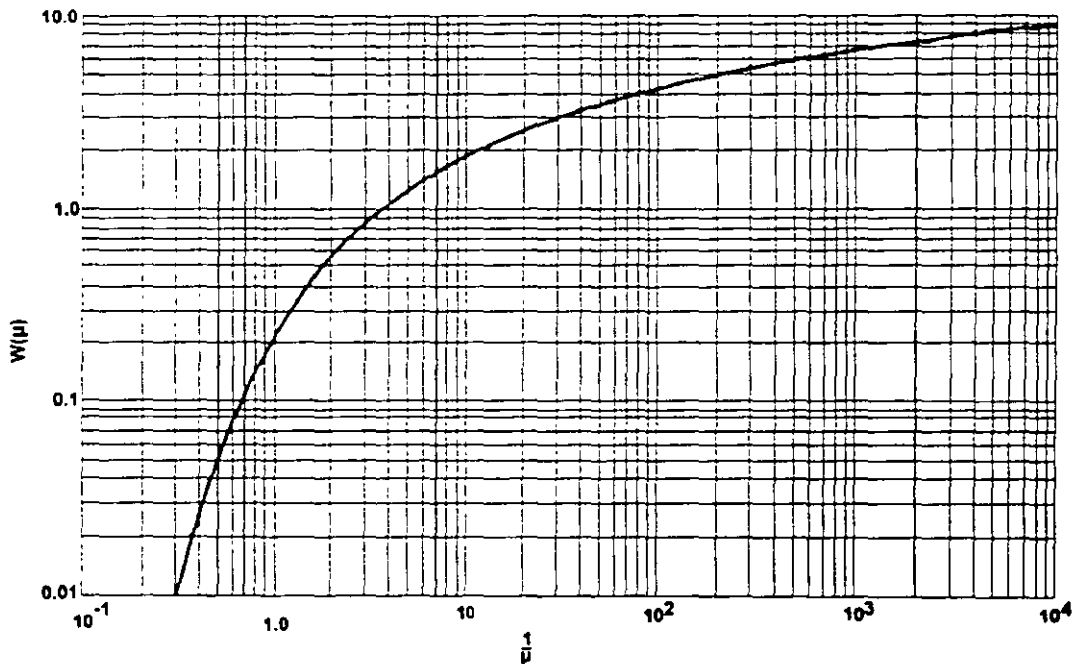


Figura 5.30. Acuíferos confinados, función de pozo $\omega(\mu)$ contra $\frac{1}{\mu}$

Acuíferos semiconfinados

Cuando se tienen estratos de granulometría variada, se puede tener un acuífero semiconfinado. Esto es, cuando un estrato de material permeable queda limitado verticalmente por materiales, también saturados, de menor permeabilidad, se tiene un acuífero semiconfinado (Figura 5.31).

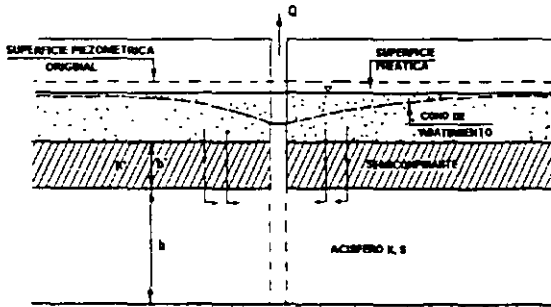


Figura 5.31. Acuífero semiconfinado

La solución correspondiente a estos acuíferos es:

$$a = \frac{Q}{4 \pi T} \omega(\mu, r/B) \tag{5.17}$$

siendo

$$B = \sqrt{\frac{Tb'}{K'}} \tag{5.18}$$

donde k' y b' son la permeabilidad vertical y el espesor del estrato semiconfinante, respectivamente. Las curvas tipo correspondientes a esta solución, se presentan en la Figura 5.32.

La interpretación de las pruebas de bombeo para este caso, es similar al procedimiento para acuíferos confinados, sólo que se busca la coincidencia de la curva de campo con alguna de las curvas tipo. Mediante las ecuaciones 5.17 y 5.18, se obtienen T y S .

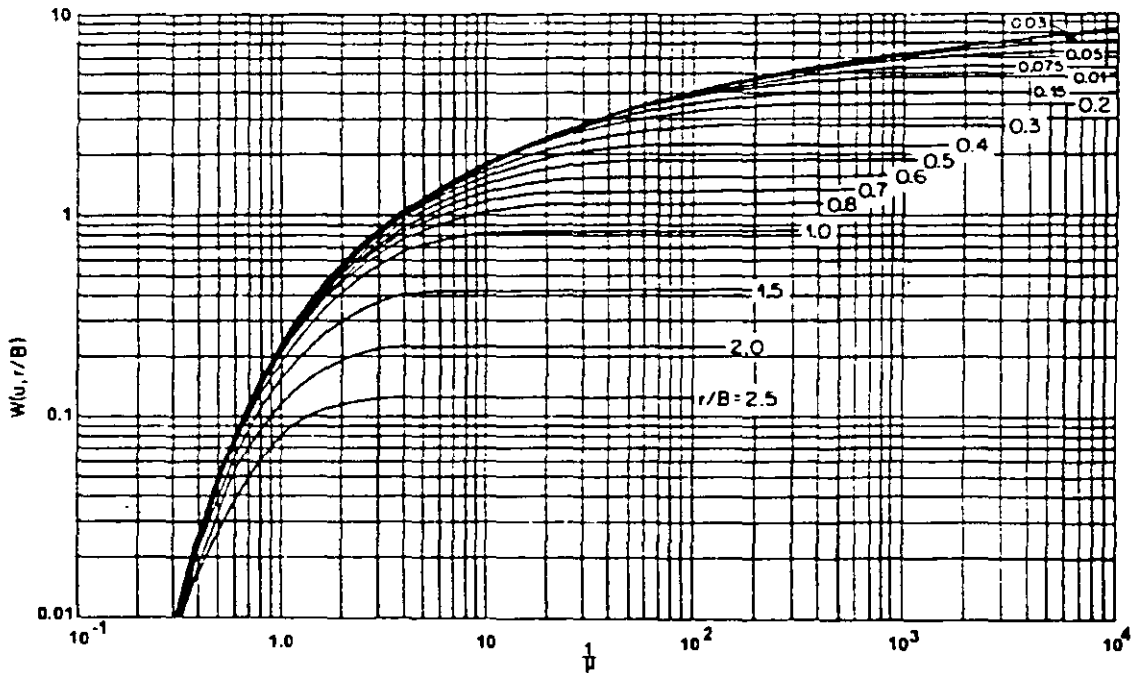


Figura 5.32. Acuíferos semiconfinados curvas tipo $\omega(\mu, \frac{r}{B})$ contra $\frac{1}{\mu}$

Ejemplo 5.5:

Si el coeficiente de almacenaje es 2.74×10^{-4} y la transmisibilidad es $2.63 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, calcular el abatimiento que resultará al final de 100 días de bombeo de un pozo de 0.61 m de diámetro con gasto a una tasa de $2.21 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$.

Solución:

Se comienza por calcular μ . El radio es

$$r = \frac{0.61}{2} = 0.305 \text{ m}$$

y

$$\mu = \frac{(0.305 \text{ m})^2 (2.74 \times 10^{-4})}{4(2.63 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{s}})(100 \text{ d})(86,400 \frac{\text{s}}{\text{d}})}$$

$$\mu = 2.80 \times 10^{-10}$$

El factor 86400 es para convertir días a segundos.

La función de pozo para $\mu = 2.80 \times 10^{-10}$ es a partir de la ecuación 5.16:

$$\omega(\mu) = 21.4190$$

Calculando s:

$$s = \frac{2.21 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}}{4(3.14)2.63 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}} (21.4190)$$

$$s = 14.33 \text{ ó } 14 \text{ m}$$

Flujo inestable en un acuífero no confinado

No hay solución exacta para el problema de flujo transiente en acuíferos no confinados debido a que T cambia con el tiempo y r conforme el nivel del agua es abatido. Más aún, las componentes del flujo vertical cercano al pozo invalidan la suposición de flujo radial que se requiere para obtener una solución analítica. Si el acuífero no confinado es muy profundo en comparación con el abatimiento, la solución del flujo transiente de un acuífero confinado puede usarse como una

solución aproximada. En general, sin embargo, los métodos numéricos dan soluciones más satisfactorias.

Cálculo de interferencia

Como se mencionó, los conos de depresión de pozos localizados muy juntos pueden sobreponerse; esta interferencia reduciría la producción (rendimiento) potencial de ambos pozos. En circunstancias severas la interferencia puede causar que pozos poco profundos se sequen.

Una solución al problema de la interferencia puede obtenerse por el método de superposición. Este método asume que el abatimiento en un punto en particular es igual a la suma de los abatimientos de todos los pozos de influencia. Matemáticamente esto puede representarse como sigue:

$$a = \sum_{i=1}^n a_i \tag{5.19}$$

donde

a_i = abatimiento individual causado por el pozo i en la localización r.

Ejemplo 5.6

Tres pozos se localizan a intervalos de 75 m a lo largo de una línea recta. Cada pozo es de 0.50 m de diámetro. El coeficiente de transmisibilidad es $2.63 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ y el coeficiente de almacenaje es 2.74×10^{-4} . Determine el abatimiento en cada pozo si se bombean a $4.42 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ por 10 días (Figura 5.33).

Solución:

Abatimiento en A

$$\mu = \frac{0.25^2 (2.74 \times 10^{-4})}{4(2.63 \times 10^{-3})(10)(86400)}$$

$$\mu = 1.88 \times 10^{-9}$$

$$\omega(\mu) = 19.51$$

$$a_B = 10.85 \text{ m}$$

Abatimiento provocado por el pozo A en C

$$a_A = \frac{4.42 \times 10^{-2}}{4 \pi (2.63 \times 10^{-3})} (19.51)$$

$$\mu = \frac{150^2 (2.74 \times 10^{-4})}{4(2.63 \times 10^{-3})(10)(86400)}$$

$$a_A = 26.09 \text{ m}$$

$$\mu = 6.78 \times 10^{-4};$$

Abatimiento provocado por el pozo A en B

$$\mu = \frac{75^2 (2.74 \times 10^{-4})}{4 (2.63 \times 10^{-3}) (10) (86400)}$$

$$\omega(\mu) = 6.719$$

$$\mu = 1.695$$

$$a = 8.98$$

$$\omega(\mu) = 8.10$$

$$a_B = \frac{4.42 \times 10^{-2}}{4 \pi (2.63 \times 10^{-3})} (8.10)$$

En virtud de la simetría de los pozos, pueden obviarse las operaciones restantes con ayuda del Cuadro 5.3, en el cual se muestran los resultados del problema.

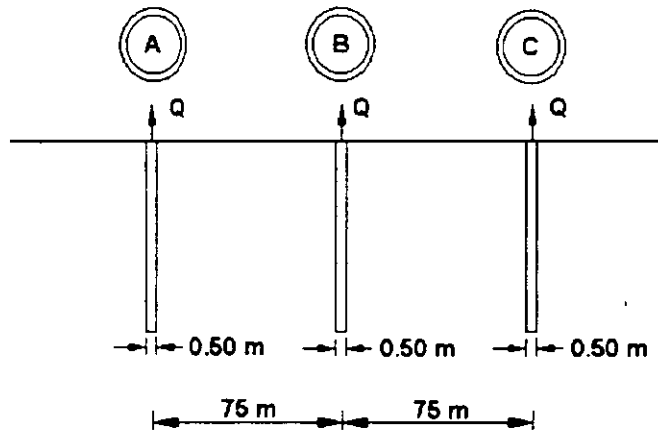


Figura 5.33. Esquema del ejemplo 5.6.

Cuadro 5.3. Resultados del ejemplo 5.6.

POZO	A	B	C
A	26.09	10.85	8.98
B	10.85	26.09	10.85
C	8.98	10.85	26.09
$\sum_{i=1}^n a_i$	45.92 m	47.79 m	45.92 m

5.3.4 Métodos de perforación de pozos.

Los pozos perforados se taladran, ya sea por percusión o por perforación rotativa. Generalmente se prefieren los siguientes métodos:

Perforación por percusión

Es común la perforación con herramienta de cable. Un grupo de herramientas incluye una barrena chata o con extremo de cincel, un vástago para barrena, percutores y una conexión para cable, todos ellos conectados mediante uniones roscadas cónicas. Un brazo excéntrico, polea recíprocante o viga de balancín hace subir o bajar las herramientas dentro del pozo húmedo. El cable de perforación debe sufrir una ligera elongación cuando la barrena golpea el fondo. El resorte de retorno en el cable evita que la barrena se trabe o que las herramientas se aplasten. Como su nombre lo indica, los percutores (dos uniones pesadas y flojas con aspecto de cadenas) ayudan a sacudir y a aflojar la barrena en su desplazamiento hacia arriba. El perforador gira la barrena y juzga el funcionamiento de las herramientas por el tacto del cable de perforación.

Se utilizan barrenas chatas en material suave, y extremos en forma de cincel, para roca dura. La punta para barrenar es algo más larga que el árbol empleado para dar el espaciamiento de trabajo. El material suelto es removido mediante una cubeta sujeta a una línea desarenadora. Cuando no existe suficiente flujo natural hacia el pozo para la perforación y baldeo, se agrega agua. En caso de derrumbe del pozo, deberá insertarse un revestimiento y continuarse la perforación con una barrena menor.

Perforación rotatoria.

En perforación rotatoria, se sujeta una punta de corte a una barrena de perforación hueca, que se hace girar rápidamente mediante una mesa rotatoria operada a motor. Se bombea hacia abajo, ya sea agua o una suspensión de arcilla coloidal a través del tubo de perforación, que fluye por las aberturas de la barrena y transporta el material desprendido a la superficie. Las

suspensiones de arcilla están diseñadas para reducir la pérdida de fluido de perforación hacia las formaciones permeables, lubricar el tubo rotatorio de perforación hacia las formaciones permeables, lubricar el tubo rotatorio de perforación, unir la pared para evitar derrumbamientos y suspender los materiales cortados. Al perforar para extraer agua, la espesa arcilla barrenada puede ser forzada hacia el interior del cuifero y reducir el flujo al pozo. Los nuevos métodos de rimado y lavado han reducido grandemente las dificultades de esta clase. Donde el abastecimiento de agua es grande, la circulación inversa evita las dificultades de cavar sin sellar el acuífero. Para este fin, se vierte agua limpia dentro del anillo externo al tubo de perforación, mientras que una bomba crea succión dentro del tubo. Las velocidades altas de ascensión limpian el material grueso del hoyo del pozo.

Perforación por percusión con circulación inversa.

En esta forma de perforar, una barrena de percusión que se desliza sobre el exterior del tubo de perforación, rompe los guijarros encontrados. Los tubos de perforación pueden tener hasta 204 mm de diámetro. A través de ellos se remueven fragmentos grandes de roca. Pueden excavar con rapidez hoyos hasta de 1.82 m. de diámetro y 213 m. de profundidad en rellenos de valles y otros materiales heterogéneos no consolidados. La adición de arena al agua circulante reducirá el agua requerida para compensar las pérdidas hacia las formaciones que se están perforando.

5.3.5 Captación de aguas por medio de galerías de infiltración.

La galería de infiltración en principio consiste en un tubo perforado o ranurado, rodeado de una capa de granzón o piedra picada graduada, instalada en el acuífero subsuperficial, o en el caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas.

En los extremos aguas arriba de la galería y a longitud aproximada de 50 m, normalmente se

coloca un pozo de visita. En el extremo aguas abajo se construye un tanque o pozo recolector, de donde se conducen las aguas por gravedad o por bombeo hacia el sistema de distribución. (Figura 5.34).

El tubo de recolección es normalmente de concreto o de fibro-cemento. Su diámetro es función del gasto de captación, siendo el mínimo recomendable del orden de 200 ó 250 mm.

La galería de infiltración se orienta de acuerdo con la dirección predominante del flujo subterráneo.

Cuando la velocidad de un río es pequeña y existen estratos de alta permeabilidad que se conectan con el río, la galería de infiltración normalmente se instala paralela al eje del mismo. En este caso la dirección del flujo subterráneo es principalmente desde el río hacia la galería, aunque desde el lado opuesto de la misma también penetrará el agua, ya que todo el acuífero se encuentra saturado (Figura 5.35).

En caso de acuíferos de gran extensión que alimentan el río, el flujo predominante es normalmente desde el acuífero hacia el río y la instalación de la galería será análoga. (Figura 5.36).

En caso de cursos rápidos y estratos de baja permeabilidad, será necesario investigar la dirección del flujo subterráneo, a fin de interceptar el paso del mismo con la galería de infiltración. Normalmente unos ramales perpendiculares al eje del río dan los resultados deseados (Figura 5.37).

Cuando, con la excepción de unos bancos de arena o grava depositados por el río en un lecho limitado, no existen estratos permeables, la galería se instala por debajo del río, normal a su eje. La misma solución se emplea cuando el acuífero es de muy baja permeabilidad (Figura 5.38).

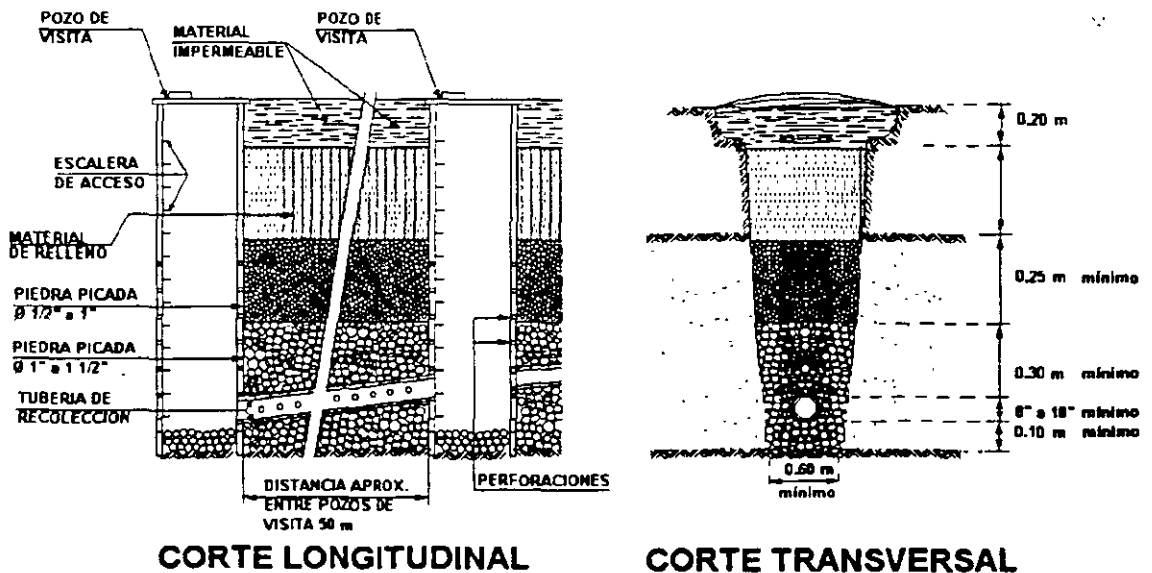
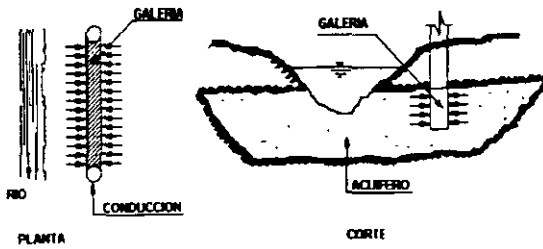
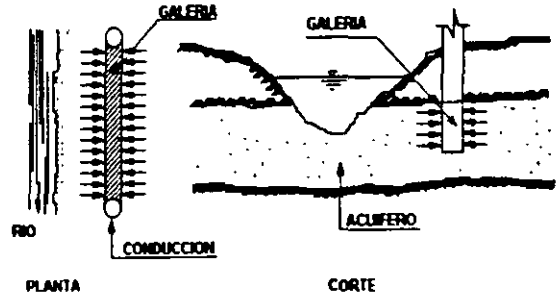


Figura 5.34. Detalle de una galería de infiltración.



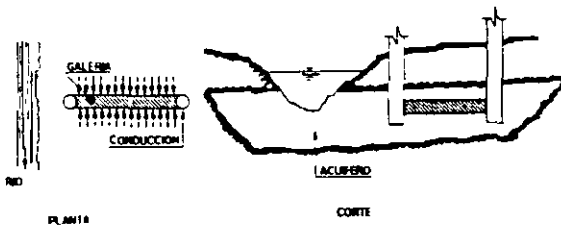
BAJA VELOCIDAD DE CORRIENTE, TERRENOS PLANOS, ACUIFERO DE ALTA PERMEABILIDAD, DIRECCION PREDOMINANTE DEL FLUJO SUBTERRANEO DESDE EL RIO HACIA LA GALERIA

Figura 5.35



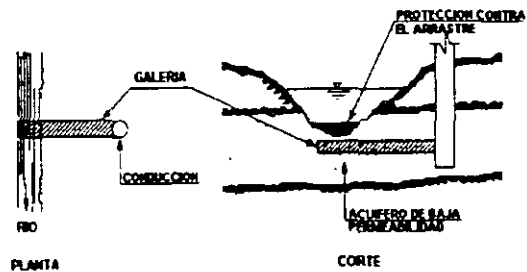
BAJA VELOCIDAD DE CORRIENTE, ACUIFERO DE GRAN EXTENSION, DIRECCION PREDOMINANTE DEL FLUJO SUBTERRANEO, DESDE EL ACUIFERO HASTA EL RIO

Figura 5.36



ALTA VELOCIDAD DE CORRIENTE, ACUIFERO DE PERMEABILIDAD MEDIA Y EXTENSION REDUCIDA, TERRENOS ACCIDENTADOS DIRECCION PREDOMINANTE DEL FLUJO SUBTERRANEO PARALELO AL RIO

Figura 5.37



ACUIFERO DE BAJA PERMEABILIDAD, BAJA A MEDIANA VELOCIDAD DE CORRIENTE, GALERIA UBICADA EN EL FONDO DEL RIO

Figura 5.38

A fin de determinar las características de diseño de las galerías, es necesario hacer excavaciones o perforaciones de prueba en cada caso específico. En vista de que las galerías son obras costosas, conviene determinar: 1) la permeabilidad media del acuífero, para estimar la producción por metro lineal de galería y 2) la granulometría del terreno para determinar las características de la grava de envoltura.

En caso de gastos pequeños, del orden de 3 a 5 l/s, normalmente basta una excavación de prueba hasta una profundidad conveniente por debajo del nivel estático del agua.

Se extrae luego el agua con bomba, a un gasto fijo y se observa el descenso de nivel. La estabilización de dicho nivel para un gasto fijo de bombeo prolongado, significará que la recarga natural del acuífero desde el río, es igual al gasto extraído. A base de este gasto y estimando el área total de penetración del agua en la excavación de prueba, puede formarse una idea acerca de la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño.

En caso de gastos mayores, además de la excavación de prueba, será necesario perforar o excavar uno o varios pozos de observación, a fin de determinar el descenso del nivel de agua a

cierta distancia del punto donde se efectúa el bombeo de prueba (Figura 5.39).

El procedimiento para determinar la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño, es como sigue:

- a. Se bombea a un gasto constante hasta que el nivel del agua se establece en la excavación de prueba.
- b. Se mide el nivel, tanto en la excavación de prueba como en el pozo de observación y se calculan los valores de h_1 y h_2 . Igualmente se miden las distancias r_1 y r_2 .
- c. Sustituyendo en la fórmula

$$Q = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

para acuíferos no confinados, o

$$Q = \frac{2 \pi}{2.31} P b \frac{(h_2 - h_1)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

(donde b es el espesor del acuífero confinado); para acuíferos confinados, se obtiene el valor P que representará la permeabilidad media. Nótese que en vista de que el flujo radial del agua hacia la excavación de prueba será desigual, debido a la cercanía del río, la posición del pozo de observación tendrá una influencia decisiva sobre el valor calculado de P . Tomando en cuenta que nuestro interés es determinar la permeabilidad media de los estratos porosos entre la futura galería y el río, el pozo de observación debe ubicarse en esa zona.

- d. De acuerdo con la Ley de Darcy, se tiene:

$$Q = \pi i A$$

En este caso Q es el gasto de diseño y P la permeabilidad media. El área de penetración queda definida por la grava de envoltura del

tubo de recolección y la longitud total del mismo. Para los efectos de captación indirecta de aguas superficiales, normalmente se toma el área de la cara hacia el río, dejando el flujo desde el lado opuesto como margen de seguridad. El gradiente hidráulico disponible es desde el nivel del agua en el río hasta la grava de envoltura. Por consiguiente $i = Z/L$ siendo Z la profundidad de la grava de envoltura con respecto al nivel estático de las aguas subterráneas y L , la distancia desde la orilla del río hasta la galería. Nótese que en esta forma se obtiene el gradiente mínimo, ya que para estratos de alta permeabilidad puede presentarse el caso, en que la depresión del nivel de las aguas subterráneas se inicie cerca a la galería, y la distancia L para el mismo valor de Z será mucho menor. Esta condición se reflejará en una producción superior a la estimada, por lo tanto se tendrá un factor de seguridad adicional. Es de observarse también que el nivel del río, así como el nivel estático de las aguas subterráneas, variará según la época del año. Evidentemente habrá que diseñar la galería, tomando como base el nivel mínimo estimado.

El diámetro y separación de las perforaciones de la tubería de recolección se calculan para obtener una velocidad de entrada tal, que se evite el arrastre de partículas finas desde el acuífero hasta dicha tubería. Esta velocidad puede fijarse de 5 a 10 cm/s, lográndose este valor sin dificultad alguna en la mayoría de los casos. La grava de envoltura será función de la granulometría del acuífero y de las perforaciones de la tubería de recolección, empleándose normalmente piedra picada de 1/2 a 1" de diámetro nominal cerca del acuífero y tamaños ligeramente mayores cerca del tubo. Nótese que debido a la baja velocidad de acercamiento del agua, el arrastre de arena hacia el tubo de recolección es poco probable. El arrastre de partículas muy finas en suspensión puede evitarse únicamente con un verdadero filtro de arena alrededor del tubo, filtro cuya construcción es sumamente difícil, además, debido a la imposibilidad de lavados periódicos y efectivos, es más bien contraproducente.

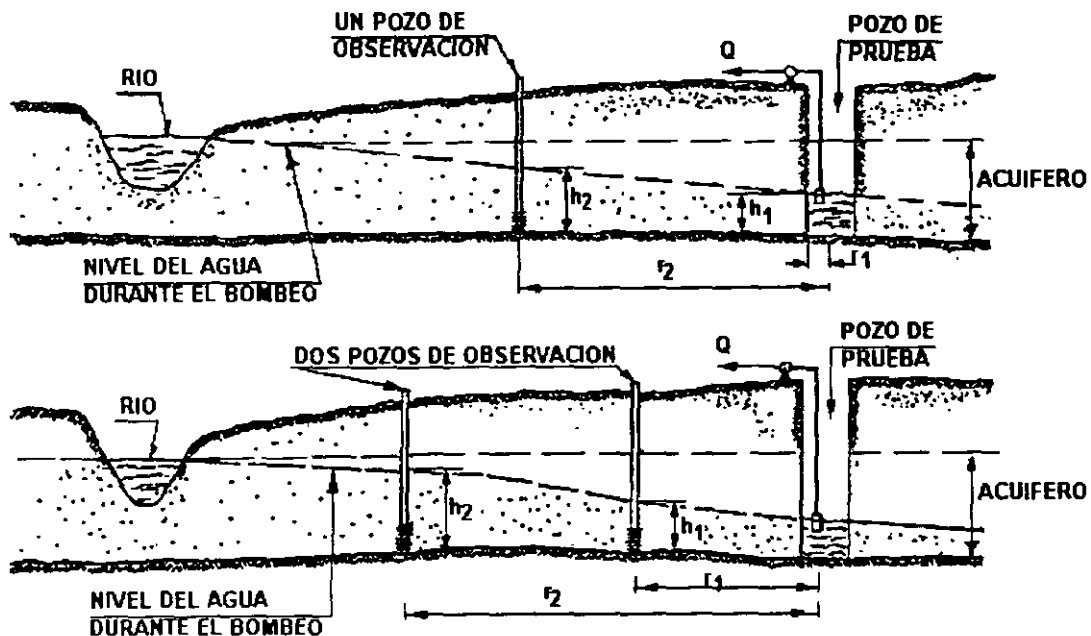


Figura 5.39. Método para determinar la permeabilidad media del acuífero.

Ejemplo 5.7:

Utilizando un río como fuente de abastecimiento, se quiere captar indirectamente por medio de galerías de infiltración 25 l/s. El nivel mínimo de las aguas del río se encuentra a una cota de 115.60 m A 50 m de distancia, perpendicular a la orilla del río y a una cota de 116.10, se hizo una excavación de prueba de 2 mts. de diámetro hasta la cota de 113.00 m y a 30 m de la orilla se ha clavado una puntera tipo "Well-point" para observar el descenso del nivel de agua (Figura 5.40).

Se bombeó el agua en la excavación de prueba a una tasa de 3 l/s, durante 6 horas, haciendo mediciones periódicas hasta la estabilización completa del nivel del agua, tanto en la excavación de prueba como en el pozo de observación, obteniéndose las cotas respectivas de 115.30 y 115.50 m. Se quiere determinar la longitud necesaria de galería de infiltración para el gasto de diseño. De acuerdo con las condiciones topográficas, zona de inundación

del río, etc., la galería debe ubicarse paralela al río, a una distancia de 50 m del mismo.

Solución.

El acuífero no es confinado, por consiguiente se emplea la fórmula:

$$Q = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

$$P = \log \frac{r_2}{r_1} \cdot \frac{2.31 Q}{(h_2^2 - h_1^2)} \cdot \frac{1}{\pi} \tag{5.20}$$

siendo

$$r_2 = 20 \text{ m}$$

$$r_1 = 1 \text{ m}$$

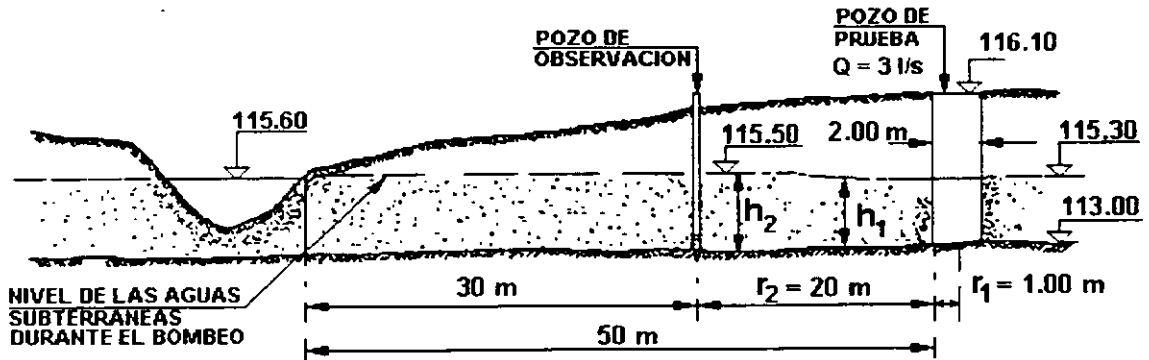


Figura 5 40 Ejemplo para el diseño de una galería.

$$Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_2 = 2.50 \text{ m}$$

$$h_1 = 2.30 \text{ m}$$

$$P = \log \frac{20}{1} \cdot \frac{2.31 (0.003)}{(2.5^2 - 2.3^2)} \cdot \frac{1}{\pi}$$

$$P = 0.00302 \text{ m}^3/\text{s/m}^2$$

$$P = 3.02 \text{ lts/s/m}^2$$

Según la ecuación de Darcy, se tiene:

$$Q = PIA$$

El gradiente hidráulico mínimo es la diferencia de desnivel existente entre el nivel del agua en el río (115.6 m) y la envoltura de grava de la tubería de recolección. La profundidad óptima de dicha tubería queda determinada por el costo de excavación, por la producción del acuífero, y por factores de tipo sanitario, ya que se requiere cierta profundidad mínima para la protección adecuada contra la infiltración directa de aguas superficiales contaminadas.

Suponiendo una envoltura total de 0.9 m de altura y 0.80 m de ancho, se puede calcular la longitud requerida para la galería, en función de la profundidad de la excavación. Reservando el flujo desde el lado opuesto al río, como margen de seguridad, el área "A" en la fórmula de Darcy será de 0.9 m² por m. El gradiente hidráulico variará en función de la profundidad de la galería. Los valores calculados para diferentes profundidades de excavación se dan en el Cuadro 5.4

De acuerdo con el costo de excavación a diferentes profundidades, y el de la tubería de recolección y grava de envoltura por metro lineal de galería, puede seleccionarse la solución más económica.

Suponiendo que se ha hecho ese estudio económico, se adopta la solución B, o sea 0.000182 m³/s por metro lineal. Para una velocidad de penetración de 0.05 m/s en la tubería, y tomando 0.55 como coeficiente de contracción por concepto de entrada por orificios, el área total de ranuras o perforaciones del tubo recolector deberá ser de $0.000182/0.55 \times 0.05 = 0.00661 \text{ m}^2 = 66.1 \text{ cm}^2$.

Cuadro 5.4

PROFUNDIDAD	Solución A	Solución B	Solución C
Profundidad de la excavación	4.00	4.75	5.50
Cota de fondo de la excavación	112.10	111.35	110.60
Cota sup. de la env. de grava	113.0	112.25	111.50
Desnivel entre río y envoltura	2.60	3.35	4.10
Gradiente hidráulico en 50 m	0.052	0.067	0.082
Gasto por ml de galería (Q = KIA)	0.142	0.182	0.223
Long. requerida para Q = 25 l/s	208 m	137 m	112 m

Esta área se logra con unas 52 perforaciones de 1/2" de diámetro por metro. El diámetro recomendable para la tubería de recolección en caso de gastos del orden de 20 a 30 l/s es de 200 a 300 mm.

Al despreciar el flujo subterráneo hacia la galería, desde el lado opuesto al río, se tiene un coeficiente de seguridad hasta de 2, ya que en caso de acuíferos de gran extensión, el flujo desde ambos lados es sensiblemente igual. Es de notar además que el gradiente hidráulico verdadero es mayor que el calculado, ya que la depresión del nivel de las aguas subterráneas durante el bombeo, no comienza inmediatamente en la orilla del río. En esta forma se tiene un margen de seguridad adicional, cosa que resulta muy útil, cuando la galería empieza a obstruirse con el tiempo.

Hay que notar también que si el pozo de prueba no llega hasta la profundidad completa del acuífero, el valor de la permeabilidad media, calculado a base de la fórmula 5.6 y 5.20 no es correcto, ya que dicha fórmula supone una variación de la superficie libre o la altura piezométrica de las aguas subterráneas, siendo el nivel del fondo constante. En caso de pozos excavados o perforados hasta una profundidad parcial del acuífero (Figura 5.41), variará tanto el contorno superior como el inferior del flujo hacia el pozo y la fórmula clásica no tendrá validez. Sin embargo en caso de gastos moderados, es posible usar el mismo método para tener una idea aproximada acerca de la producción probable de la galería de infiltración, ya que el

flujo desde la parte inferior de la misma aumentará la producción y se estará en el lado seguro. Evidentemente para gastos grandes habrá que hacer una investigación más detenida.

En todo caso, cuando se trata de longitudes o profundidades que impliquen costos considerables, conviene construir la galería por tramos, aforando la producción continuamente, con el objeto de rectificar la longitud proyectada de acuerdo con la producción obtenida. Cuando no se conoce con seguridad la dirección predominante del flujo subterráneo, conviene perforar o hincar tres o cuatro pozos de observación alrededor del pozo de prueba, de acuerdo con la Figura 5.42. En esta forma se obtendrán tres o cuatro valores para h^2 en la fórmula de la permeabilidad. Si dichos valores son iguales, se trata de un acuífero homogéneo, normalmente de gran extensión, cuyas aguas penetran en el pozo de prueba en forma pareja desde todas las direcciones. En este caso la orientación de la galería puede ser paralela o perpendicular al eje del río, de acuerdo con las condiciones topográficas. Si los valores de h^2 son distintos, pueden calcularse tres o cuatro valores para la permeabilidad media. La galería deberá orientarse con cara lateral hacia la zona de mayor permeabilidad.

Cuando el subsuelo es muy poco permeable, la galería tiene que ubicarse por debajo del lecho del río. La producción por metro lineal de galería dependerá del tipo de grava y arena utilizada para la envoltura; la carga hidrostática existente; la velocidad de corriente del río y del diámetro

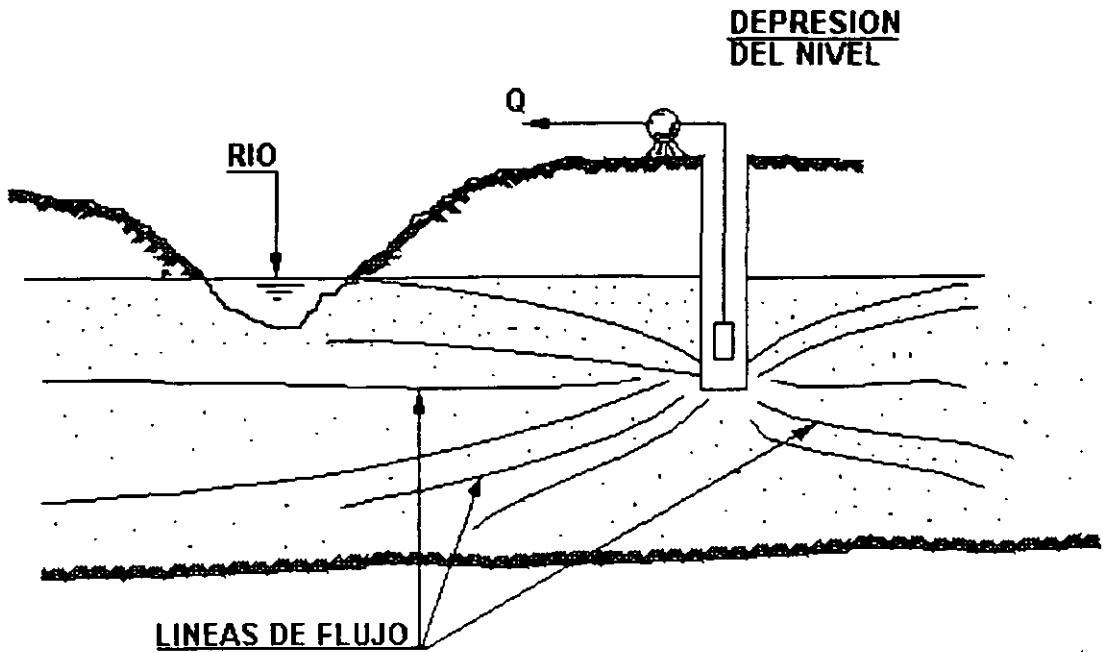


Figura 5.41. Flujo subterráneo en caso de que el pozo no llegue hasta el límite inferior del acuífero.

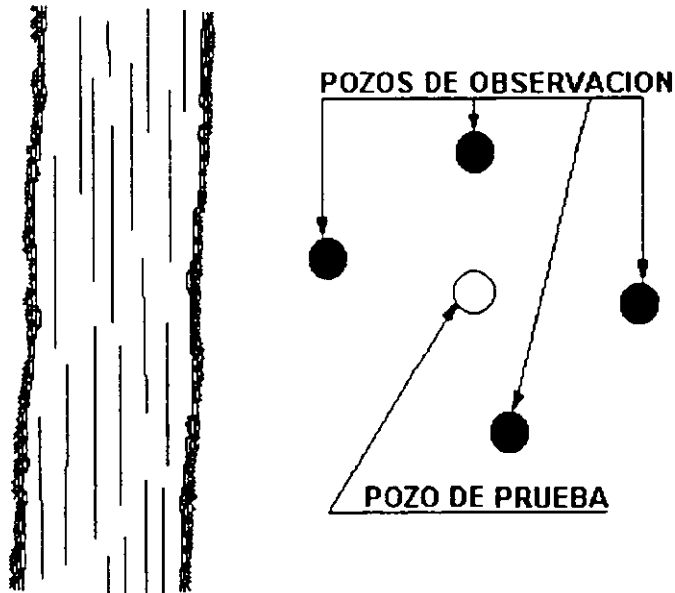


Figura 5.42. Ubicación de los pozos de observación en terrenos donde no se conoce la dirección aproximada del flujo subterráneo.

del tubo de recolección. En este caso el conjunto trabajará en forma similar a un filtro de gravedad y debe calcularse como tal.

5.4. Evaluación del Impacto Ambiental

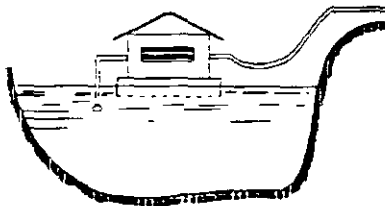
Se debe evaluar el impacto ambiental causado por la realización de obras o actividades que tengan por objeto el aprovechamiento del recurso con el fin de evitar la sobre-explotación

del acuífero y conflictos en el uso del agua y describir los posibles efectos de dichas obras o actividades en el ecosistema, considerando el conjunto de elementos que lo conforman y no únicamente el recurso aprovechado. Para más información sobre este tema se sugiere al lector consultar el Capítulo 2 de los apuntes de Impacto Ambiental, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Problemas

5.5 Instrucciones: relacione las preguntas de la columna derecha con las respuestas de la columna izquierda. Ejemplo: 15-z

- 1 De acuerdo con las características hidrológicas de las corrientes de agua superficial, en qué caso se recomienda la obra de captación que se muestra a continuación.



- 2 Las ventajas de la bomba centrífuga horizontal son:
- 3 Cuando se trata de la captación directa de las aguas superficiales, el tipo de bomba comúnmente empleada es
- 4 La máxima altura de succión en el caso de estaciones de bombeo fijas es
- 5 Este dispositivo de captación tiene el inconveniente de permitir la intrusión de gran cantidad de aire a la línea de conducción:
- 6 Cuando la variación entre el nivel máximo y mínimo de un río es mayor que la altura máxima de succión, el método indicado para la captación de las aguas es
- 7 Este dispositivo de captación tiene la ventaja de que no se ve afectado por la cantidad de sedimentos depositados por el río
- 8 Las obras recomendadas para escurrimientos con pequeños trantes son
- 9 El dispositivo de captación más sencillo, tratándose de aguas relativamente libres de materiales de arrastre en cualquier época del año es
- 10 Qué obra de captación se recomienda en el caso de corrientes fuertes, fondo inestable, orillas del río con fuerte pendiente, acceso difícil durante el estiaje y tráfico fluvial intenso
- a. Centrífuga vertical
- b. Estación de bombeo sobre plataforma móvil
- c. Captación por medio de vertedor lateral
- d. Estación de bombeo fija
- e. Mayor eficiencia, ubicación de la estación de bombeo directamente por encima del punto de captación
- f. Para pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre
- g. Captación por medio de caja central
- h. Captación directa por gravedad o por bombeo
- i. Centrífuga horizontal
- j. Torre para captar el agua a diferentes profundidades
- k. Para grandes variaciones en los niveles de la superficie libre
- l. 4 a 6m
- m. Ubicación del equipo de bombeo y el punto de captación distintos; inversión inicial baja
- n. hasta 400 m
- o. Para escurrimientos con pequeños trantes
- p. Estación de bombeo flotante

- 5.2 Spongua que tiene que diseñar una obra de captación para agua superficial en una corriente de la cual no se tienen registros hidrológicos. ¿ Cómo podría obtener los datos de diseño a que se refiere el apartado 5.2 ?
- 5.3 Para una población en particular, que va a utilizar una corriente como fuente de abastecimiento, ¿cuál sería el criterio que utilizaría para decidir si esa corriente es suficiente para las necesidades de dicha población?
- 5.4 Suponiendo que la población del Ejemplo 4.11 ha de abastecerse de agua superficial mediante captación directa (Fig. 5.9), calcule la pérdida por entrada si la rejilla reducirá el área libre del tubo en un 30% y el coeficiente de contracción es del orden de 0.5, en un tubo de hierro galvanizado de 100 mm de diámetro.
- 5.5 Elabore un cuadro comparativo con las ventajas y desventajas de las bombas centrífuga horizontal y centrífuga vertical.
- 5.6. Un pozo totalmente penetrante en un acuífero confinado de 20.0 m de espesor bombea un gasto de $0.00380 \text{ m}^3/\text{s}$ durante 1941 días y provoca un abatimiento de 64.05 m en un pozo de observación perforado a 48.00 m del pozo de producción. ¿ Cuál será el abatimiento en un pozo de observación localizado a 68 m de distancia? La superficie piezométrica original estaba 94.05 m sobre el estrato confinante inferior. El material del acuífero tiene las siguientes características: porosidad 15%, rendimiento específico 5%, permeabilidad 5.8×10^{-7} .
- 5.7. Un acuífero confinado de 5 m de espesor con una superficie piezométrica a 65 m sobre el estrato confinante inferior está siendo bombeado por un pozo totalmente penetrante. El acuífero es una mezcla de grava y arena. Se observó un abatimiento de estado estable de 7 m en un pozo no bombeado localizado a 10 m de distancia. Si el gasto de bombeo es de $0.020 \text{ m}^3/\text{s}$, ¿a qué distancia se localiza un segundo pozo no bombeado, en el cual se ha observado un abatimiento de 2 m.
- 5.8. Para un acuífero no confinado, existe la posibilidad de que el abatimiento haga descender la línea piezométrica hasta el fondo del pozo y que el agua deje de fluir. Para el caso descrito en el ejemplo de clase, determine el máximo gasto de bombeo que puede sostenerse indefinidamente si el abatimiento en un pozo de observación localizado a 100 m del pozo de producción permanece constante.
- 5.9. Se desea estimar la distancia a la cual se espera una abatimiento de 4.81 m, con respecto a un pozo de bombeo con las siguientes características:

Gasto de bombeo = $0.0280 \text{ m}^3/\text{s}$

Tiempo de bombeo = 1,066 días

Abatimiento en el pozo de observación = 9.52 m

El pozo de observación se localiza a 10 m del pozo de bombeo

Material del acuífero = arena media (porosidad 37%, rendimiento específico 25% y

permeabilidad 1.5×10^{-4})
Espesor del acuífero = 14.05 m

Asuma que el pozo es totalmente penetrante en un acuífero no confinado.

- 5.10. Un pozo de 0.25 m de diámetro penetra totalmente en un acuífero no confinado de 20 m de espesor. El pozo tiene una descarga de $0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ y un abatimiento de 8 m. Si el flujo es estable y la permeabilidad es 1.5×10^{-4} , ¿cuál es la altura de la superficie piezométrica sobre el estrato inferior en un sitio a 80 m del pozo?
- 5.11. Un acuífero produce los siguientes resultados al bombear un pozo de 0.61 m de diámetro con un gasto de $0.0303 \text{ m}^3/\text{s}$: abatimiento = 0.98 m en 8 minutos; abatimiento = 3.87 m en 24 h. Determine su transmisibilidad. Reporte el resultado con dos decimales.
- 5.12. Un acuífero experimenta un abatimiento de 1.04 m en un pozo de observación localizado a 96.93 m de un pozo que bombea un gasto de $0.0170 \text{ m}^3/\text{s}$ después de 80 minutos de bombeo. El tiempo virtual es de 0.6 min y la transmisibilidad es de $5.39 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$. Determine el coeficiente de almacenaje.
- 5.13. Si la transmisibilidad es de 2.51×10^{-3} y el coeficiente de almacenaje es 2.86×10^{-4} , calcule el abatimiento que resultará al fin de dos días de bombeo en un pozo de 0.5 m de diámetro con un gasto de $0.0194 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 5.14. Dos pozos distantes 106.68 m entre sí están bombeando simultáneamente. El pozo A bombea a $0.0379 \text{ m}^3/\text{s}$ y el pozo B bombea a $0.0252 \text{ m}^3/\text{s}$. El diámetro de cada pozo es 0.460 m. La transmisibilidad es $4.35 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ y el coeficiente de almacenaje es 4.1×10^{-5} . ¿Cuál es la interferencia del pozo A sobre el B después de 365 días de bombeo? Reporte el resultado con dos decimales.
- 5.15. Usando los datos del problema 5.14, encuentre el abatimiento total en el pozo B después de 365 días de bombeo.
- 5.16. Si dos pozos, No. 12 y No. 13, distantes 100 m entre sí, están bombeando un gasto de $0.0250 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.0300 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente, ¿cuál es la interferencia del pozo No. 12 sobre el No. 13 después de 280 días de bombeo? El diámetro de cada pozo es de 0.500 m. La transmisibilidad es de $1.766 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ y el coeficiente de almacenaje es de 6.675×10^{-5} . Reporte el resultado con dos decimales.
- 5.17. Usando los datos del problema 5.16, calcule el abatimiento total en el pozo 13 después de 280 días de bombeo. Reporte el resultado con dos decimales.
- 5.18. Para el campo de pozos mostrado en la Figura P-5.18, determine el efecto de añadir un sexto pozo. ¿Podría provocar efectos adversos sobre el acuífero? Asuma que todos los pozos son bombeados por 80 días y que cada pozo es de 0.914 m de diámetro. Los datos de los pozos se dan en el Cuadro P-5.13.

Las características del acuífero son las siguientes:
Coeficiente de almacenaje: 2.8×10^{-5} .

Transmisibilidad: $1.79 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Nivel estático de bombeo: 7.60 m bajo el nivel del terreno.

Profundidad del estrato superior del acuífero confinado: 156.50 m

Cuadro P-5.18. Pozos del Campo No. 1

POZO No.	GASTO m ³ /s	PROFUNDIDAD DEL POZO (m)
1	0.0426	169.00
2	0.0473	170.00
3	0.0426	170.50
4	0.0404	168.84
5	0.0457	170.00
6(propuesto)	0.0473	170.00

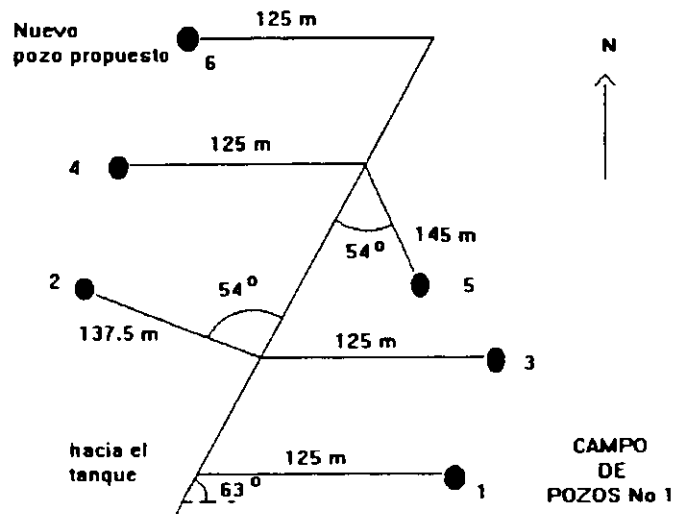


Figura P-5.18. Configuración del campo de pozos

- 5.19. Para el campo de pozos mostrado en la Figura P-5.19, determine el efecto de agregar un sexto pozo. ¿Podría ocasionar efectos adversos en el acuífero? Asuma que todos los pozos se bombean durante 100 días y que cada pozo es de 0.30 m de diámetro. Los datos del pozo se muestran en el Cuadro P-5.19. Las características del acuífero son las siguientes:

Coefficiente de almacenaje = 2.11×10^{-6} .

Transmisibilidad = $4.02 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Nivel estático a 9.50 m del nivel del terreno.

Profundidad del estrato superior del acuífero confinado, 50.1 m a partir del nivel del terreno.

Cuadro P-5.19. Pozos del Campo No. 2

POZO	GASTO m ³ /s	PROFUNDIDAD DEL POZO (m)
1	0.020	105.7
2	0.035	112.8
3	0.020	111.2
4	0.015	108.6
5	0.030	113.3
6(propuesto)	0.025	109.7

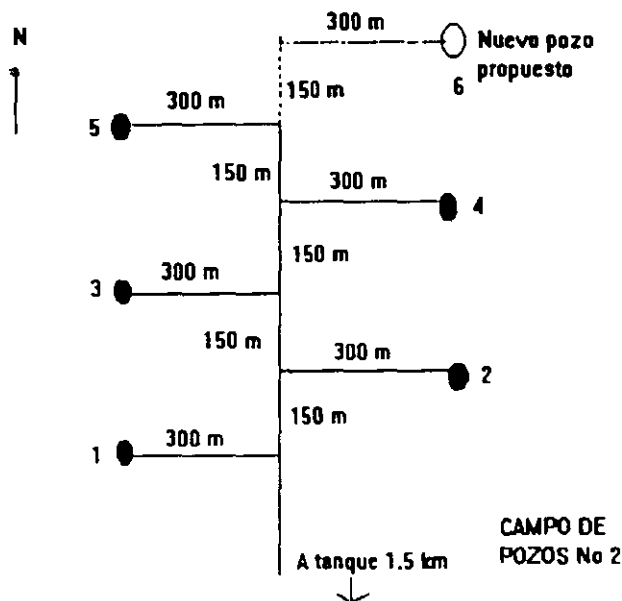


Figura P-5.19. Configuración del campo de pozos.

5.20 Como parte de la obra de captación de un sistema de abastecimiento de agua potable se requiere diseñar un desarenador. El gasto del influente es de 30 l/s y la temperatura mínima del agua es de 16 grados centígrados. Se requiere la remoción de partículas hasta de 7.5×10^{-3} cm de diámetro. La concentración de arena en el río que sirve de fuente llega a unos 4,500 mg/l durante las crecidas violentas y la máxima turbiedad persiste durante aproximadamente 1 día. Dicha concentración es del orden de 20 mg/l en la época de cauce normal.

Se tienen los siguientes datos:

- . Población del último censo: 11,182 habitantes
- . Población del penúltimo censo: 8,375 habitantes
- . Crecimiento demográfico del tipo geométrico
- . Periodo económico de diseño: 15 años
- . Clima templado
- . Coeficientes de variación diaria y horaria, 1.2 y 1.5, respectivamente

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.

6.1 TUBERIAS 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, fierro 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).

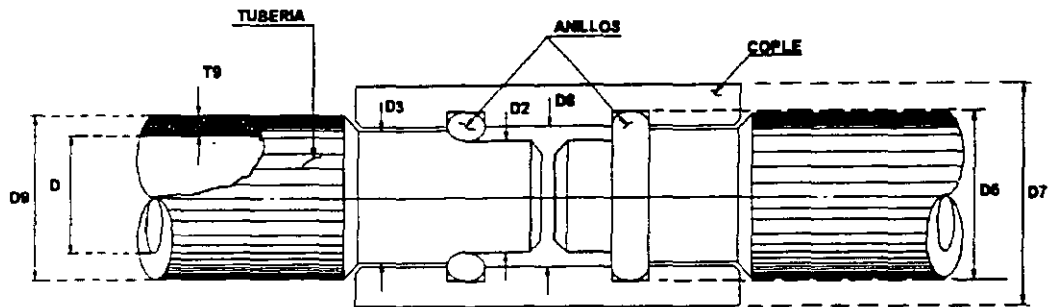
Tuberías de fibro-cemento.

Se entiende por tubos de presión de fibro-cemento los conductos de sección circular fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Portland o Portland 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 mandril 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 mandril, 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 en este capítulo.

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. (Cuadro 6.1).

Cuadro 6.1. Tubería de fibro-cemento, dimensiones generales y pesos.



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	276	326	384	438	493	538	646	809	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	438	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	6 6	10 0	14 9	18 2	24 3	30 8	41 7	66 7	91 3
A-7	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	176	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 6	137 5	209 0	298 5
	Peso cople	2 5	3 0	4 3	6 2	9 7	11 6	18 8	22 8	30 9	38 4	52 7	513 3	733 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	226	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	25 8	51 0	75 4	95 5	118 2	137 5	199 8	308 1	439 7
	Peso cople	2 7	3 5	5 2	7 6	11 0	15 0	26 6	32 3	42 9	56 6	79 3	128 1	179 8
A-14	D2	104	128	185	243	301	362	430	490	551	600	730	913	1096
	D8	108	132	189	247	305	366	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	616	739	922	1105
	T9	17 0	17 0	21 0	25 0	28 5	34 0	40 0	45 0	50 0	58 0	69 5	86 0	102 5
	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	86 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
- D9 Diámetro exterior
- D6 Diámetro de ranura de cople
- D3 Diámetro interno
- D2 Diámetro de la sección de enchufe
- D8 Diámetro interior del cople
- D7 Diámetro exterior del cople

La desventaja de los conductos de fibro-cemento es su baja resistencia mecánica. Debido a ésto, 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 (PS) y el policloruro de vinilo (PVC).

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.

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.

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 6.2.

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 6.3 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 RD-13.5 (22.4 kg/cm²). En el Cuadro 6.4 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.

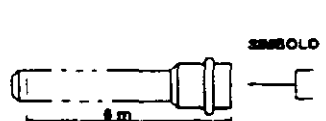
Cuadro 6.2. Ventajas y desventajas de las tuberías de PVC.

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 m 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 6.3. Tubo hidráulico de PVC serie métrica, diámetros y espesores promedio.

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	68.6
100	100	2.0	96.2	2.7	94.8	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	387.5
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 6.4. Tubo hidráulico de PVC serie inglesa, 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	2.6	27.8
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	4.8	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	106.7	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

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 6.5; 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 6.6 se presentan los diámetros de los tubos de polietileno.

Cuadro 6.5. Presión máxima de trabajo en kg/cm² para tubos de polietileno (S = 44.29 kg/cm²)^{*}

RD	F ₄	F ₃
9	F ₄ = 11.1	F ₃ = 14.7
13.5	F ₄ = 7.1	F ₃ = 9.4
17	F ₄ = 5.5	F ₃ = 7.3
21	F ₄ = 4.4	F ₃ = 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 6.6. Dimensiones de los tubos de polietileno.

Medida Nominal		Diámetro Exterior mm	Espesor Pared mm	Largo rollo m	Peso GMS/M.L.
mm	pulg				
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	12.6	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	8400
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	6890

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 construídas. 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 adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan. En el cuadro 6.7 se presentan las características de los tubos de acero.

Cuadro 6.7
Tablas de características de las tuberías de acero

DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua para $f_s = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ $f_t = 3333 \text{ Kg/cm}^2$ $\gamma = 0.8 \text{ Kg/cm}^3$ $= 2000 \text{ Kg/cm}^2$		DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua para $f_s = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ $f_t = 3333 \text{ Kg/cm}^2$ $\gamma = 0.8 \text{ Kg/cm}^3$ $= 2000 \text{ Kg/cm}^2$	
Pulg. (1)	mm (2)	Pulg. (3)	mm (4)		(5)	(6)	(7)	(8)	Pulg. (3)	mm (4)		(5)	(6)
4	102	14 Ga	1.9	4 911	493	745	22	559	10 Ga	3.4	50 598	154	243
		12 Ga	2.7	6 846	665	1 079			3/16	4.8	69 945	215	343
		10 Ga	3.4	8 631	855	1 333			1/4	6.3	93 756	288	451
4 1/2	114	14 Ga	1.9	5 506	439	667	21	610	5/16	7.9	117 567	359	565
		12 Ga	2.7	7 590	591	947			3/8	9.5	139 890	431	680
		10 Ga	3.4	9 673	759	1 193			10 Ga	3.4	55 063	142	223
6	152	14 Ga	1.9	7 441	328	500	20	660	3/16	4.8	75 898	197	315
		12 Ga	2.7	10 268	443	710			1/4	6.3	101 197	264	413
		10 Ga	3.4	13 096	570	895			5/16	7.9	120 496	330	518
6 3/4	168	14 Ga	1.9	8 185	298	452	20	660	3/8	9.5	151 795	396	623
		12 Ga	2.7	11 310	402	643			7/16	11.1	175 606	462	728
		10 Ga	3.4	14 435	515	809			1/2	12.7	200 906	528	833
8	203	14 Ga	1.9	9 971	247	374	20	660	3/16	4.8	83 339	182	291
		12 Ga	2.7	13 542	333	532			1/4	6.3	111 614	243	382
		10 Ga	3.4	17 412	427	670			5/16	7.9	138 402	305	479
8 3/4	219	14 Ga	1.9	10 715	228	347	20	660	3/8	9.5	166 677	366	576
		12 Ga	2.7	14 584	308	493			7/16	11.1	194 953	426	673
		10 Ga	3.4	18 603	397	621			1/2	12.7	221 740	487	770
10	254	14 Ga	1.9	12 894	349	527	20	660	3/16	4.8	89 291	169	270
		12 Ga	2.7	17 412	443	670			1/4	6.3	119 055	226	354
		10 Ga	3.4	22 227	547	833			5/16	7.9	148 819	283	444
10 3/4	273	14 Ga	1.9	14 435	397	621	20	660	3/8	9.5	178 583	340	534
		12 Ga	2.7	19 346	491	777			7/16	11.1	208 347	396	624
		10 Ga	3.4	25 364	595	933			1/2	12.7	238 110	453	715
12	305	14 Ga	1.9	16 965	266	425	20	660	3/16	4.8	96 732	158	252
		12 Ga	2.7	22 727	342	535			1/4	6.3	129 472	211	331
		10 Ga	3.4	30 210	476	736			5/16	7.9	160 724	284	445
12 3/4	324	14 Ga	1.9	18 156	247	396	20	660	3/8	9.5	193 465	317	499
		12 Ga	2.7	23 364	318	498			7/16	11.1	226 205	369	583
		10 Ga	3.4	32 442	441	703			1/2	12.7	257 457	422	667
14	356	14 Ga	1.9	21 281	223	354	20	660	3/16	4.8	102 685	147	236
		12 Ga	2.7	27 234	287	446			1/4	6.3	136 913	198	310
		10 Ga	3.4	36 907	401	620			5/16	7.9	171 142	248	389
16	406	14 Ga	1.9	22 620	210	333	20	660	3/8	9.5	205 370	297	467
		12 Ga	2.7	27 829	288	420			7/16	11.1	239 598	346	546
		10 Ga	3.4	38 093	373	593			1/2	12.7	273 827	396	625
18	457	14 Ga	1.9	32 740	244	382	20	660	3/16	4.8	110 126	139	222
		12 Ga	2.7	44 646	339	539			1/4	6.3	145 843	187	292
		10 Ga	3.4	59 528	453	708			5/16	7.9	183 047	233	366
20	508	14 Ga	1.9	74 409	565	888	20	660	3/8	9.5	220 232	280	440
		12 Ga	2.7	102 685	736	1133			7/16	11.1	255 969	328	514
		10 Ga	3.4	137 409	933	1433			1/2	12.7	293 173	373	588
22	559	10 Ga	3.4	37 205	213	335	20	660	3/16	4.8	116 079	132	210
		14 Ga	4.8	52 087	296	473			1/4	6.3	154 772	175	276
		12 Ga	6.3	69 945	396	621			5/16	7.9	193 465	220	348
24	610	14 Ga	7.9	86 315	494	728	20	660	3/8	9.5	232 156	264	416
		12 Ga	9.5	102 685	594	837			7/16	11.1	270 851	307	496
		10 Ga	12.7	128 496	748	1133			1/2	12.7	309 543	352	556
26	660	10 Ga	3.4	41 669	190	298	20	660	9/16	14.3	346 748	396	628
		14 Ga	4.8	58 039	263	420			5/8	15.9	385 441	440	696
		12 Ga	6.3	77 386	352	551			3/16	4.8	122 031	125	199
28	711	14 Ga	7.9	96 732	439	691	20	660	1/4	6.3	162 213	166	261
		12 Ga	9.5	114 591	528	832			5/16	7.9	203 682	209	327
		10 Ga	12.7	144 591	691	1056			3/8	9.5	244 063	250	394
30	762	10 Ga	3.4	46 134	171	268	20	660	7/16	11.1	284 244	291	460
		14 Ga	4.8	63 992	237	378			1/2	12.7	325 914	333	528
		12 Ga	6.3	84 827	317	496			9/16	14.3	366 095	375	583
32	813	14 Ga	7.9	105 661	395	622	20	660	5/8	15.9	406 276	416	659
		12 Ga	9.5	128 496	476	748			3/16	4.8	122 031	125	199
		10 Ga	12.7	164 591	628	968			1/4	6.3	162 213	166	261

Cuadro 6.7 (Continuación)
Tablas de características de las tuberías de acero

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		(5)	(6)	(1)	(2)	(3)	(4)		(5)	(6)
40	1 016	3/16	4.8	129 472	119	189	60	1 524	1/2	12.7	505 985	211	333
		1/4	6.3	172 630	158	218			14.3	569 977	238	375	
		5/16	7.9	215 787	198	311			5/8	15.9	632 481	263	417
		3/8	9.5	258 945	237	371			11/16	17.5	696 473	290	450
		7/16	11.1	302 102	277	440			3/4	19.0	759 977	317	499
		1/2	12.7	345 260	317	500			1/4	6.3	264 898	101	158
		9/16	14.3	388 417	356	543			5/16	7.9	330 378	126	198
		5/8	15.9	431 575	396	626			3/8	9.5	397 347	151	238
42	1 067	3/16	4.8	133 937	113	190	63	1 600	7/16	11.1	464 315	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	296			9/16	14.3	595 276	226	358
		3/8	9.5	267 874	226	356			5/8	15.9	662 244	252	398
		7/16	11.1	312 520	263	416			11/16	17.5	729 213	277	438
		1/2	12.7	357 166	302	476			3/4	19.0	794 693	302	475
		9/16	14.3	401 811	339	536			1/4	6.3	278 291	96	150
		5/8	15.9	446 457	377	596			5/16	7.9	349 236	120	189
45	1 143	3/16	4.8	141 378	107	168	66	1 676	3/8	9.5	416 693	143	227
		1/4	6.3	187 512	141	220			7/16	11.1	486 638	168	265
		5/16	7.9	235 134	175	276			1/2	12.7	556 583	191	303
		3/8	9.5	281 268	211	332			9/16	14.3	625 040	216	341
		7/16	11.1	327 402	247	388			5/8	15.9	693 496	240	380
		1/2	12.7	375 024	281	444			11/16	17.5	763 441	264	418
		9/16	14.3	422 646	317	500			3/4	19.0	833 386	288	454
		5/8	15.9	468 780	352	556			13/16	20.6	903 331	312	492
48	1 219	1/4	6.3	199 417	132	207	69	1 753	7/8	22.2	973 276	336	530
		5/16	7.9	248 528	164	279			15/16	23.8	1 043 221	360	568
		3/8	9.5	299 126	198	312			1	25.4	1 113 166	384	608
		7/16	11.1	348 236	230	361			1/4	6.3	290 197	92	144
		1/2	12.7	398 835	264	417			5/16	7.9	363 118	115	180
		9/16	14.3	449 433	299	469			3/8	9.5	434 551	138	217
		5/8	15.9	498 544	330	522			7/16	11.1	507 473	160	253
		11/16	17.5	548 142	345	574			1/2	12.7	580 394	183	290
3/4	19.0	598 252	396	623	9/16	14.3	653 315	207	328				
51	1 295	1/4	6.3	215 787	124	195	72	1 829	5/8	15.9	726 237	230	363
		5/16	7.9	270 850	155	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			13/16	20.6	943 512	298	470
		1/2	12.7	431 575	248	392			7/8	22.2	1 014 945	321	507
		9/16	14.3	486 638	279	411			15/16	23.8	1 087 867	344	543
		5/8	15.9	540 213	311	491			1	25.4	1 160 788	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	379 458	110	173				
54	1 372	1/4	6.3	227 693	117	184	75	1 903	3/8	9.5	455 386	132	208
		5/16	7.9	284 244	147	220			7/16	11.1	531 284	153	243
		3/8	9.5	342 284	175	277			1/2	12.7	608 670	175	278
		7/16	11.1	397 347	205	324			9/16	14.3	683 079	197	313
		1/2	12.7	455 386	235	370			5/8	15.9	758 977	220	348
		9/16	14.3	511 937	264	417			11/16	17.5	834 874	242	383
		5/8	15.9	568 488	293	463			3/4	19.0	910 772	264	415
		11/16	17.5	625 040	322	510			13/16	20.6	986 670	286	451
3/4	19.0	683 079	352	554	7/8	22.2	1 064 036	308	485				
57	1 448	1/4	6.3	239 598	111	174	75	1 903	15/16	23.8	1 139 953	330	520
		5/16	7.9	300 614	139	218			1	25.4	1 217 339	352	555
		3/8	9.5	358 654	166	262			5/16	7.9	395 858	103	165
		7/16	11.1	419 669	194	306			3/8	9.5	474 733	127	199
		1/2	12.7	479 197	222	351			7/16	11.1	553 607	147	233
		9/16	14.3	538 725	250	395			1/2	12.7	632 481	168	267
		5/8	15.9	598 252	278	439			9/16	14.3	711 355	190	300
		11/16	17.5	657 780	306	483			5/8	15.9	790 229	211	334
3/4	19.0	717 307	333	525	11/16	17.5	869 103	232	368				
		1/4	6.3	252 992	106	165			3/4	19.0	947 977	253	399
		5/16	7.9	315 496	132	207			13/16	20.6	1 026 851	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	1 187 576	317	500
									1	25.4	1 266 450	338	533

Cuadro 6.7 (Continuación)
Tablas de características de las tuberías de acero

DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua para $f_s = 2330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_t = 3333 \text{ Kg/cm}^2$ $F = 0.6 f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$		DIAMETRO		ESPESOR		PESO Kg/m	Carga de trabajo en metros de columna de agua para $f_s = 2330 \text{ Kg/cm}^2$ $f_t = 3333 \text{ Kg/cm}^2$ $F = 0.6 f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$			
Pulg	mm	Pulg	mm		(5)	(6)	Pulg	mm	Pulg	mm		(5)	(6)		
78	1 981	5/16	7.9	410 740	101	139	87	2 210	11/16	17.5	1 010 434	200	317		
		3/8	9.5	494 079	121	192			3/4	19.0	1 103 701	218	344		
		7/16	11.1	575 929	142	224			13/16	20.6	1 200 989	236	373		
		1/2	12.7	657 780	162	256			7/8	22.2	1 293 237	254	402		
		9/16	14.3	739 630	182	289			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			90	2 286	5/16	7.9	470 258	88	138
		3/4	19.0	986 670	243	384					3/8	9.5	564 024	105	166
		13/16	20.6	1 068 520	263	416					7/16	11.1	654 804	123	194
		7/8	22.2	1 151 850	284	448					1/2	12.7	750 048	141	222
15/16	23.8	1 235 198	304	480	9/16	14.3	843 804	158			250				
1	25.4	1 317 048	324	513	5/8	15.9	937 560	176			278				
81	2 057	5/16	7.9	430 097	98	134	11/16	17.5			1 031 316	194	306		
		3/8	9.5	516 402	117	165	3/4	19.0			1 125 072	211	332		
		7/16	11.1	602 717	137	216	13/16	20.6			1 218 828	229	360		
		1/2	12.7	689 032	156	247	7/8	22.2			1 312 583	247	388		
		9/16	14.3	775 347	176	278	15/16	23.8	1 406 339	264	417				
		5/8	15.9	861 662	196	309	1	25.4	1 500 095	282	445				
		11/16	17.5	947 977	215	340	93	2 362	5/16	7.9	483 662	84	134		
		3/4	19.0	1 034 292	234	370			3/8	9.5	580 394	102	161		
		13/16	20.6	1 120 607	254	400			7/16	11.1	677 126	119	188		
		7/8	22.2	1 206 922	273	432			1/2	12.7	773 859	136	215		
15/16	23.8	1 293 237	293	463	9/16	14.3			870 591	153	242				
1	25.4	1 378 064	312	494	5/8	15.9			967 323	170	269				
84	2 134	5/16	7.9	446 457	94	148			11/16	17.5	1 064 036	187	296		
		3/8	9.5	535 748	113	178			3/4	19.0	1 160 788	204	322		
		7/16	11.1	625 040	132	209			13/16	20.6	1 257 520	222	349		
		1/2	12.7	714 331	150	238			7/8	22.2	1 354 253	239	376		
		9/16	14.3	803 623	169	268	15/16	23.8	1 450 985	256	403				
		5/8	15.9	892 914	188	298	1	25.4	1 547 718	273	430				
		11/16	17.5	982 205	207	328	96	2 438	5/16	7.9	497 055	81	130		
		3/4	19.0	1 071 497	225	356			3/8	9.5	598 252	98	156		
		13/16	20.6	1 160 788	244	386			7/16	11.1	696 473	114	182		
		7/8	22.2	1 250 080	263	416			1/2	12.7	797 670	131	209		
15/16	23.8	1 339 371	281	445	9/16	14.3			898 867	147	235				
1	25.4	1 428 662	300	476	5/8	15.9			997 037	164	261				
		5/16	7.9	462 827	91	143			11/16	17.5	1 098 244	180	287		
		3/8	9.5	555 095	109	172			3/4	19.0	1 196 505	197	312		
		7/16	11.1	647 363	127	200			13/16	20.6	1 296 213	213	338		
		1/2	12.7	739 630	145	230			7/8	22.2	1 395 922	230	364		
		9/16	14.3	831 898	163	259	15/16	23.8	1 495 631	246	391				
		5/8	15.9	924 166	181	288	1	25.4	1 595 340	263	417				

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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.

Tuberías de concreto.

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

- a) Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto (SP-16).
 - b) Tuberías de concreto presforzado (SP12).
 - c) Tuberías de concreto pretensado (Comecop).
 - d) Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.
 - e) Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.
- b) 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.
 - c) 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 100 a 500 cm y presión de servicio de 16.5, 15.5, 14.5, 10 y 6.5 kg/cm² de la serie normal.
 - d) 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.

A continuación se describen sus características más importantes.

- a) 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/cm², para el acero circunferencial; 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/cm². 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.

- e) 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. Las características generales de tuberías más empleadas se resumen en el cuadro 6.8.

Cuadro 6.8. Características generales de tuberías que se utilizan en obras de abastecimiento de agua potable.

Tipo de tubería y normas	Diámetro nominal en mm	Longitud del tubo m	Clase de tubería y presión de trabajo	Presión de prueba en fábrica y en obra Kg /cm ²	Fabricantes
ASBESTO CEMENTICO DGN C-12-1960	50,60,75,100,150,200, 250,300,350,400,450, 500,600 y 750	4 y 5	A-5, A-7, A-10 y A-14 que corresponden respectivamente a 5,7,10 y 14 Kg /cm ²	En fábrica, 3.5 veces la de trabajo. En obra 1.5 veces	Asbestos de México, S.A. Productos Maselit, S.A. Asbestos Monterrey, S.A.
ACERO					
a) Liso soldado DGN B-184-1973 API, ASTM-120-53	44.3, 168.3, 219.1, 273.1, 323.8, 355.6, 406.4, 457.3, 508, 558.8, 609.6, 660.4, 711.2, 812.8, 863.6, 914.4, 1067 y 1219	4.88 a 7	Grado B, X-42 y X-52 que corresponden a pesos de diseño de 1476, 1722 y 2193 Kg /cm ² , respectivamente	En fábrica de acuerdo con su espesor y diámetro según norma. En campo hasta 85% de la anterior	Tubacera, S.A. Monterrey, N.L.
b) Sin costura DGN B-177-1973 API, ASTM-120	42.2 a un máximo de 457.2 terminados en canteo. En trazos en trazo de 5 hasta el más indicado en norma	5 a 7 7 a 12	Grado B, X-42, X-46, X-52, X-56, X-60 y X-65 (265, 1476, 1772, 1940, 2193, 2362, 2531 y 2742 (presión de diseño)	En fábrica de acuerdo con su espesor y diámetro	Tubos de acero de México, S.A. (TAMSA) Veracruz, Ver.
c) Galvanizada DGN B-110 Tipo A ASTM-120	6.35, 9.53, 12.7, 19.1, 25.4, 31.8, 38.1, 50.8, 63.5, 76.2, 101.6	6 a 4	Código 40	En fábrica a 100 Kg /cm ² mínimo. En obra 2.0 veces la de trabajo	Compañía Mexicana de Tubos, S.A. Aceros Alfa Monterrey, S.A.
CONCRETO					
a) Tipo Comecap Pretensado (Plas francesas)	750, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, (tubo normal y reforzado)	7	4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 y 22, Kg /cm ²	Se puede probar según exigencias proyectos. En obra 1.25 veces la presión de trabajo	Compañía Mexicana de concreto pretensado, S.A. de C.V. (COMECOP).
b) Tipo Lock Joint 1- Reforzado SP-1 y 16, ANWA-C300	406.4, 457.2, 508, 609.6, 683.8, 762.8, 838.2, 914.4, 1066.8, 1219.2, 1371.6, 1524, 1676.4, 1828.8, 1981.2	4.88	De 18.3 a 36.6 m.c.a	Se prueba en fábrica a 110 a 125 la de trabajo En obra, 1.10 la de trabajo	Ingeniería y Construcciones Hidráulicas, S.A.
2- Ref con cándora SP-3, ANWA-C 300	2133.6, 2286.2, 2438.8, 2590.8, 2743.2, 2895.6, 3048, 3200.4, 3352.8, 3505.2, 3657.6				
3- Reforzado con cándora SP-23, 28 y 31 SP-5 y 12, ANWA-C 300			De 22.5 (diám 24"), 19.7 (27"), 17.6 (30") a 42" Kg /cm ² de la SP-23	Con cándora, 1406-1757 Kg /cm ² en fábrica. Sin cándora, 1.5 veces la de trabajo.	
c) Tipo Rocio Pretensado (Plas Austrólicas)	635, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1350, 1500 y 1800	8	6, 9, 12, 15 y 18 cims. para diám de 635 a 900, 6, 9, y 12, para diám de 1000 a 1800	En fábrica 1.5 veces la de trabajo durante 3 min mínimo, para casos de bombeo y 1.25 veces para líneas a gravedad.	Constructora General del Norte, S.A. Los Reyes, La Paz, Edo de Mex.
P.V.C. (Policloruro de vinilo) DGN N-12-1968	89, 90, 90, 80, 76, 90, 100, 123, 150 y 200	6	RD-26, RD-32, RD-41 y RD-64, 11.2, 9.7 y 4.5 Kg /cm ²	En fábrica presión mínima recomendada, 3 veces la de trabajo. En obra 1.5 veces la de trabajo.	COTSA Plásticos, S.A. Tubos Hualde, S.A. Plásticos Omega, S.A. Plásticos y Coneslanos, S.A. Asbestos de México, S.A. Maselit de Occidente, S.A. Plásticos Res, S.A.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES PARA LA SELECCION 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:

1. 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.
2. Para la conducción y distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm, son recomendables las tuberías de policloruro de vinilo (PVC).
3. Cuando se requieren diámetros superiores a 150 mm, para presiones menores de 14 kg/cm, son recomendables las tuberías de asbesto cemento.
4. 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.
5. Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 kg/cm² se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.
6. Para tomas domiciliarias 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.

6.2 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 fundido, 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 6.1, 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.

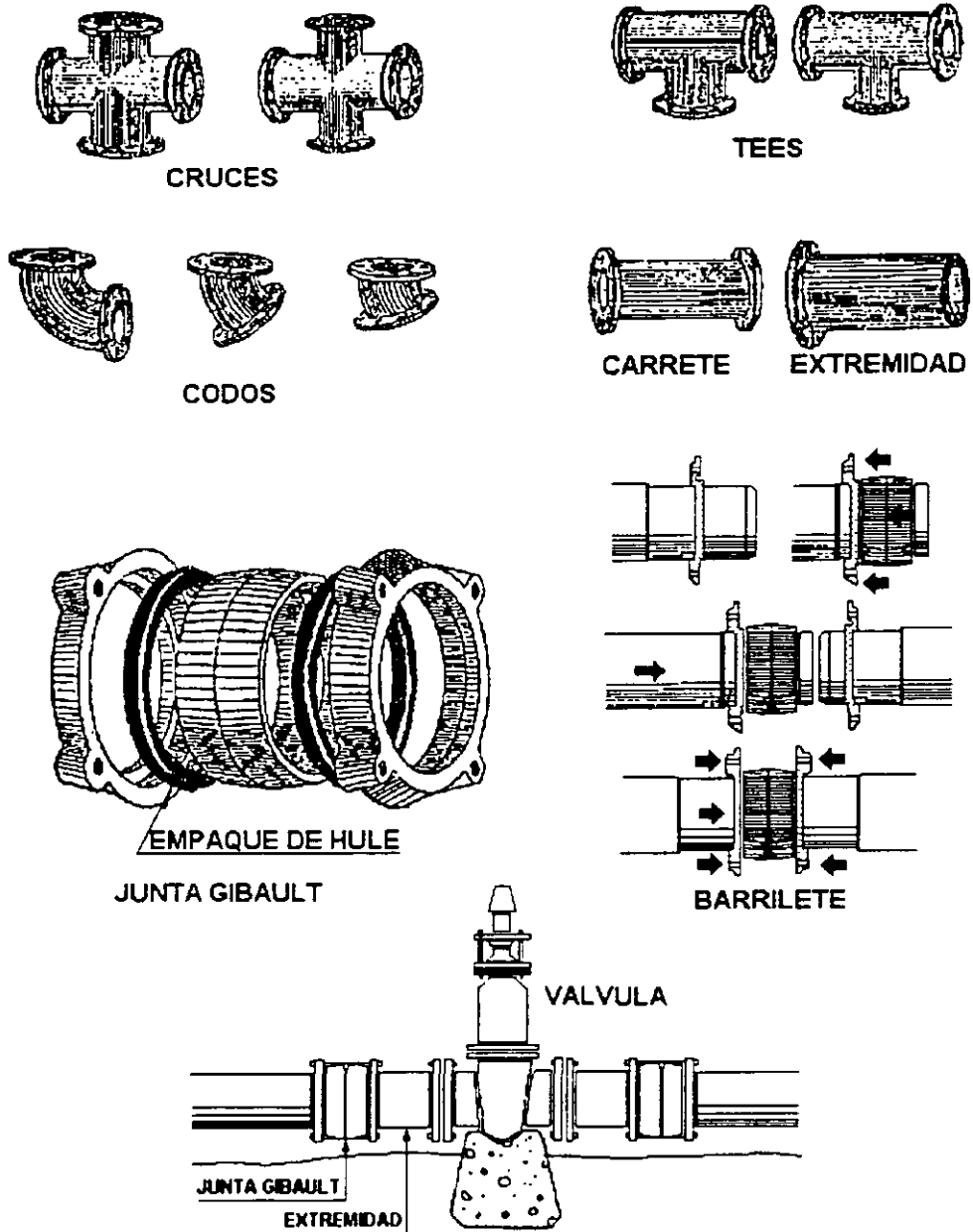


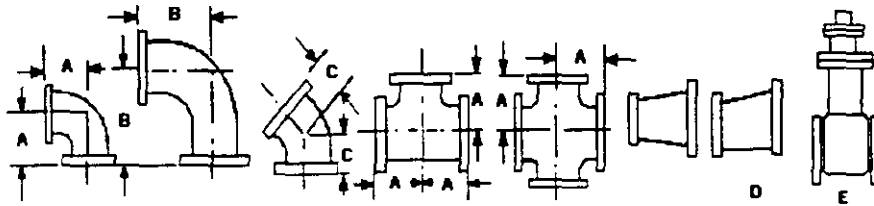
Figura 6.1. Piezas especiales de fierro fundido.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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 la Figura 6.2.



		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	6
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

Figura 6.2. Dimensiones de piezas especiales con brida de fierro 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 6.3.

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 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.

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 6.4 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 empleadas las juntas Dresser y Gibault o algún otro elemento similar. Se indica con el número 2 en la Figura 6.4.

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 6.5 (1) al cual puede acoplarse 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 extrangulación 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.

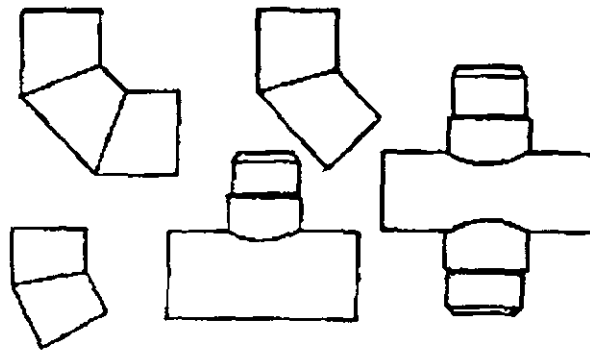


Figura 6.3. Piezas especiales de fibro-cemento.

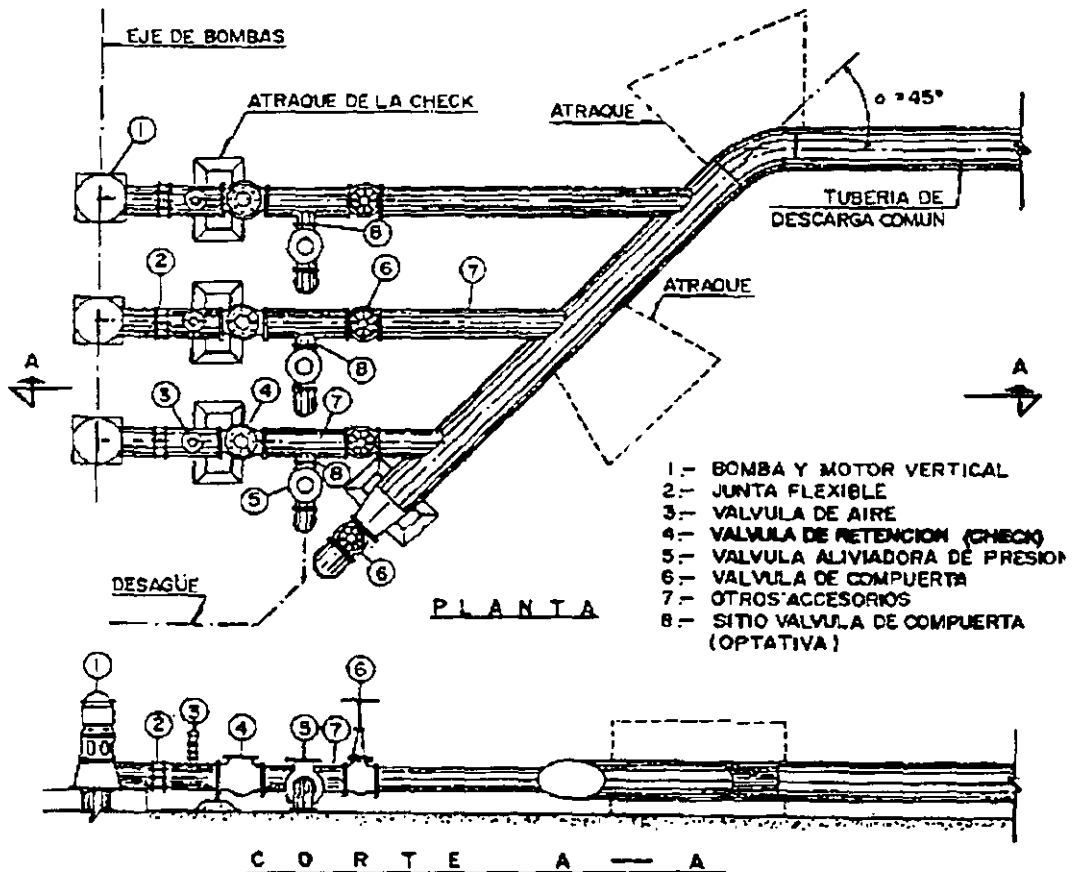
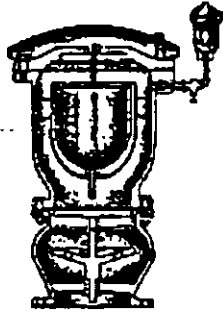
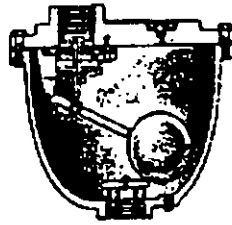


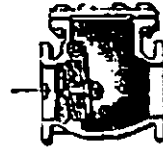
Figura 6.4. Conexión de tres bombas para trabajar en paralelo, mostrando los elementos de control y protección.



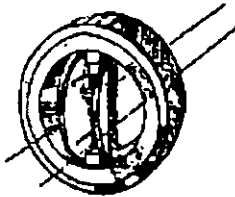
(1) DE AIRE



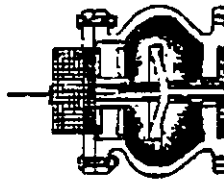
(2) DE AIRE



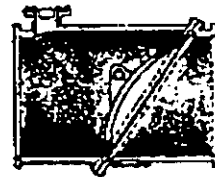
(3) CHECK



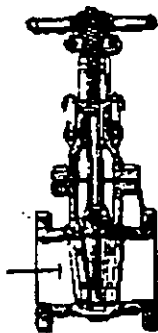
(4) DUO - CHECK



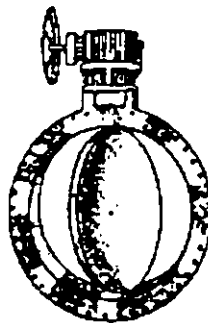
(5) CHECK SILENCIOSA



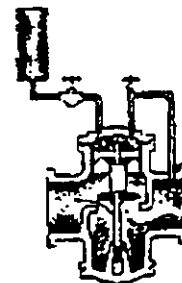
(6) ROTO CHECK



(7) COMPUERTA



(8) MARIPOSA



(9) ALMIO

Figura 6.5. Válvulas.

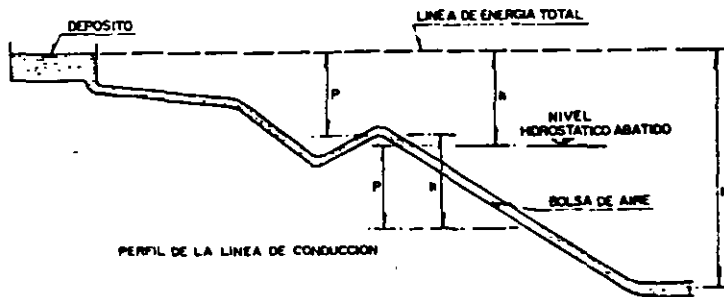


Figura 6.6. Efectos del aire dentro de una línea de conducción por gravedad.

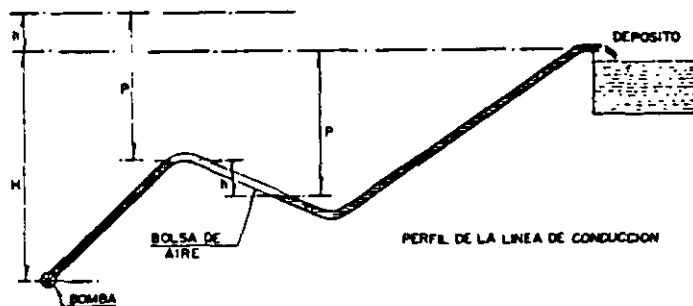


Figura 6.7. Efectos del aire dentro de una línea de conducción por bombeo.

La Figura 6.6 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 6.7 se muestra el caso en que la conducción es por bombeo. La bolsa de aire provoca un aumento de presión p 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.

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 6.8) y antes de las bajadas bruscas (Figura 6.9). La Figura 6.10 muestra el corte de una válvula de este tipo.

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 6.9.

En las Figuras 6.8 y 6.9 se observa que en los puntos bajos de la línea se coloca una pieza especial que permite el vaciado de la tubería, eliminándose al mismo tiempo los sedimentos que se acumulan en esos sitios cuando el agua no está en movimiento y que pueden llegar a obstruir el flujo. (Ver "Desagües", en este capítulo).

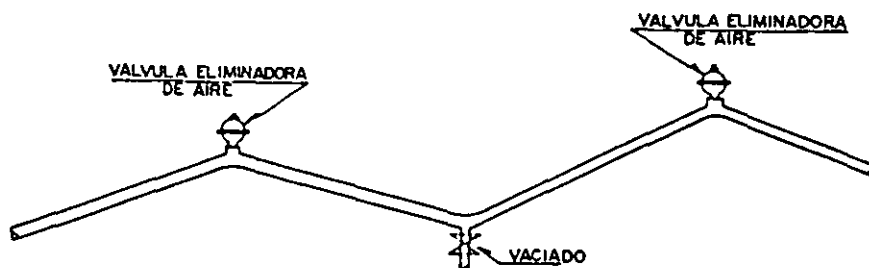


Figura 6.8. Ubicación de válvulas eliminadoras de aire en una línea de conducción.

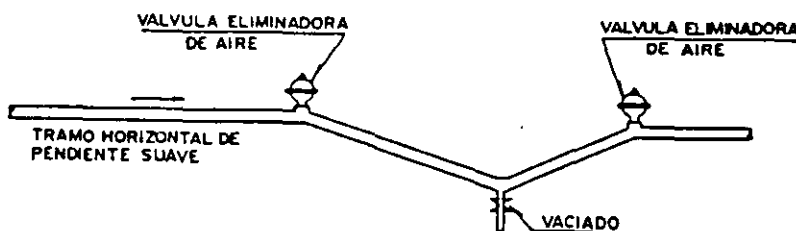


Figura 6.9. Colocación de válvulas eliminadoras de aire después de un tramo horizontal.

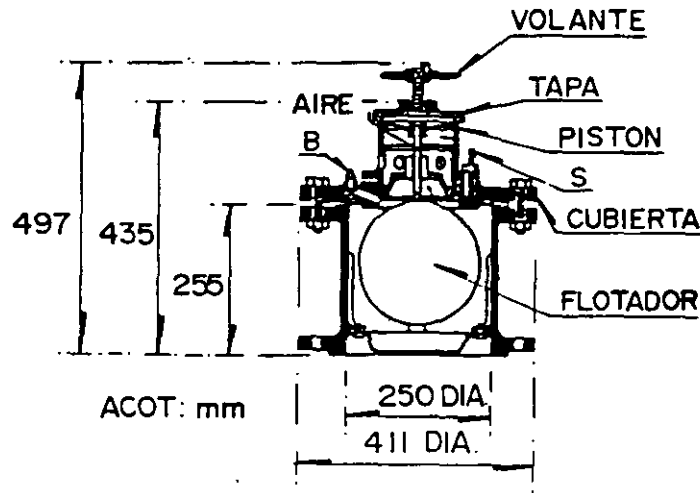


Figura 6.10. Válvula eliminadora de aire.

Cuadro 6.9. Diámetros de las válvulas de expulsión 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"

Ejemplo 6.1

Suponga una tubería de 500 mm (20" de diámetro y longitud de 2000 metros. En uno de los puntos altos del perfil de la línea se tiene acumulado, por falta de una válvula de expulsión, un volumen de aire de 150 litros. La carga estática en el extremo de la conducción es de 40 m de columna de agua (4 kg/cm²). Calcúlese la presión del aire acumulado al llegarse a la detención súbita del agua.

Solución:

Partiendo de la presión estática de 4 kg/cm² y suponiendo que el agua es puesta en

movimiento con una velocidad de 1 m/s, se tendría una energía cinética equivalente a:

$$\frac{1}{2} mv^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2$$

donde:

$$W = \frac{\pi d^2}{4} \gamma L = \frac{3.14 \times 0.5^2}{4} \times 1 \times 2000$$

$$W = 392.5 \text{ ton}$$

Por tanto, la energía cinética es

$$\frac{1}{2} \frac{W}{g} v^2 = \frac{392500 \text{ kg}}{2 \times 9.81} \times 1^2 \approx 20000 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Al interrumpir el aire el flujo del agua, es comprimido hasta absorber la fuerza viva del agua en movimiento, de manera que si inicialmente se tenía un volumen de aire V a una presión P, ahora se tendrá un volumen V' a una presión P'. Esto se representa con la ley de Mariotte por la siguiente igualdad

$$PV = P'V'$$

El trabajo ejercido en esta compresión puede representarse por:

$$PV \log. \text{hip.} \frac{P'}{P}$$

y operando con logaritmos ordinarios queda:

$$2.3 \times PV \log \frac{P'}{P}$$

Sustituyendo e igualando a la energía cinética calculada:

$$20\,000 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2.3 \times 4 \text{ kg/cm}^2 \times 10\,000 \times$$

$$\times 0.15 \text{ m}^3 \times \log \frac{P'}{P} = 28.13 \approx 29$$

$$\text{Así } P' = 4 \times 29 = 116 \text{ kg/cm}^2$$

Al llegarse pues a la detención súbita del agua, la presión del aire acumulado llegará a 116 kg/cm², presión elástica peligrosísima que se traduciría en una verdadera explosión con proyección de fragmentos.

Válvulas de Retención.

Volviendo a la Figura 6.4, 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 6.5, (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 6.11.

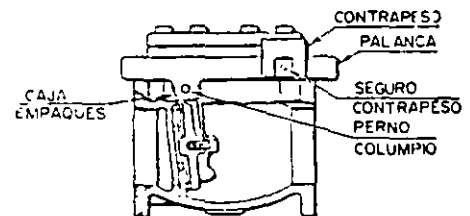


Figura 6.11. Válvula check o de retención.

La segunda (Figura 6.5 (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 6.5 (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.

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 6.5 (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.

En una instalación como la de la Figura 6.4, esta válvula se instala en la descarga de cada bomba, después de la válvula de alivio; sin embargo, pudieran ser necesarias otras en otro sitio o disminuir el número de ellas, según el proyecto.

La válvula de compuerta señalada con el número (6) de la Figura 6.4, 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 6.5 (7); se caracteriza por ser bridada 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 6.5 (7) se presenta en la Figura 6.12.

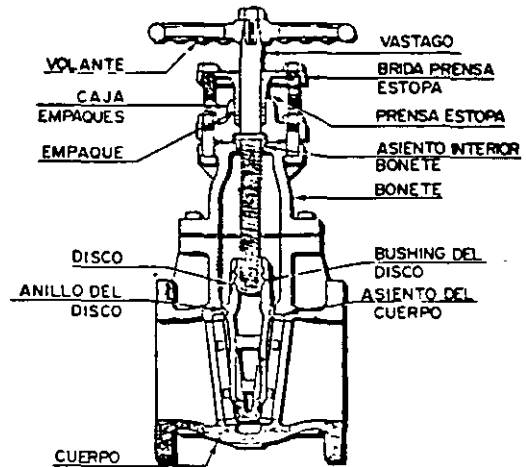


Figura 6.12. Válvula de compuerta.

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 6.5 (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 baratas. 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 6.13).

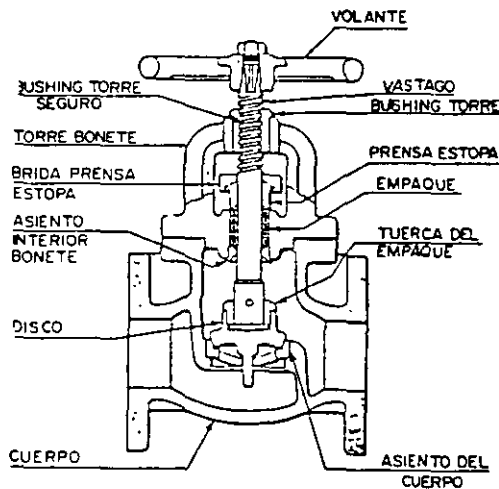


Figura 6.13. Válvula de globo.

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 este capítulo.

En general, las válvulas de alivio que existen en el mercado, básicamente tienen el mismo diseño, véase figura 6.5 (9), 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. En una instalación como la de la Figura 6.4, en la cual se ha instalado una válvula de alivio a cada bomba, se sitúa entre la Check y la de Compuerta, mediante una T de acero o fierro fundido.

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.

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. (Ver figura 6.8 y 6.9). 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.

6.3 PROYECTO DE LINEAS DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE

6.3.1 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.

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.

9. Aspectos socioeconómicos.

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.

6.3.2 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 6.14 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 apartado 6.2, 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.

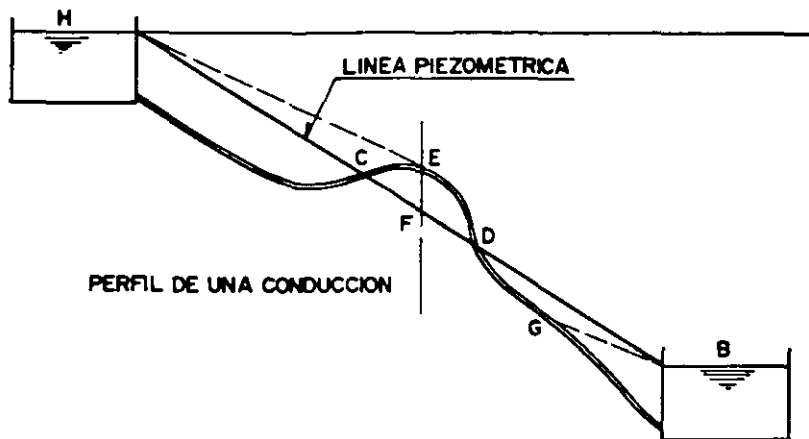


Figura 6.14. Línea de conducción mal trazada

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 6.15).

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.

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.

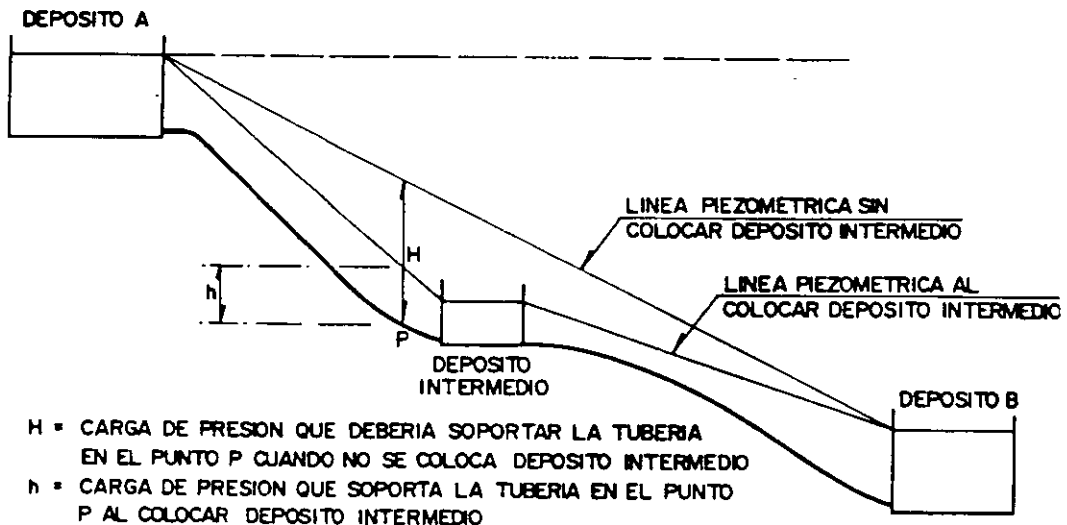


Figura 6.15. Depósito intermedio o "caja rompedora de presión" para romper la línea piezométrica.

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 6.16).

En el caso de una línea de conducción por bombeo, en el que la pérdida de carga no está prefijada, pues éste 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 costos 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:

- Costo de la tubería, que varía con la clase y material del que está fabricada;
- Costo de uniones (juntas) y su realización (material y jornales) y,
- 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).

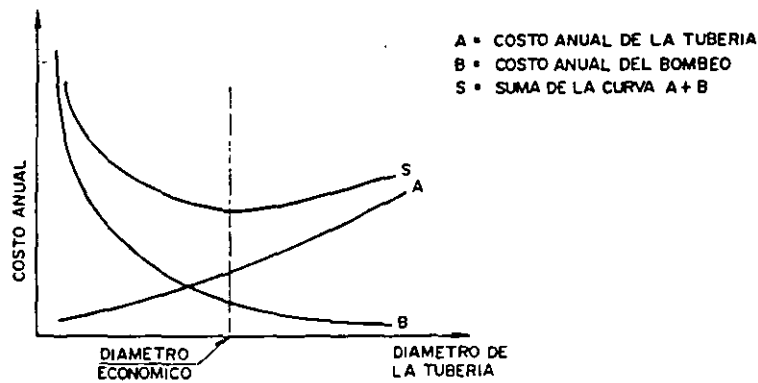


Figura 6.16. Representación gráfica del "diámetro económico de la línea de conducción".

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 despreciarse este último concepto.

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

Al término de la descripción general de los pasos a seguir para el proyecto de la línea de conducción, se darán al lector los ejemplos de cálculo que sirvan para aclarar los conceptos presentados en este paso 3.

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 apartado 6.2.

6.3.3. 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. En esta sección 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, como se verá en el Capítulo 8. Para mayores detalles acerca del origen de estas y otras fórmulas aplicables, se sugiere al lector referirse a los textos especializados de hidráulica.

Fórmula de Darcy-Weisbach.

Generalmente conocida como la fórmula de Darcy-Weisbach es una de las más antiguas y al presente se escribe en la forma sugerida por Weisbach, o sea:

$$h_f = f \left(\frac{L}{D}\right) \left(\frac{v}{2g}\right) \quad (6.1)$$

en donde h_f es la pérdida de carga en una tubería de longitud L y diámetro D a través de la cual se transporta el fluido a una velocidad v ; g es la aceleración de la gravedad y f es un factor adimensional.

El factor adimensional de fricción f depende del número de Reynolds R y es función de la rugosidad relativa ϵ/r , en donde ϵ es una medida de la rugosidad absoluta y r el radio interior del tubo ($2 \epsilon/D = \epsilon/r$).

La Figura 6.17 muestra la relación $f: R$; este diagrama entraña un trazado logarítmico de $1/\sqrt{f}$ contra $R\sqrt{f}$ con escalas para f y R agregadas por conveniencia para encontrar f y usarla en la ecuación 6.1.

Con referencia a R y ϵ/r , la Figura 6.17 muestra lo siguiente:

1. El flujo laminar persiste hasta que $R = 2000$, y la relación $f:R$ es simplemente $f = 64/R$.
2. Por encima de $R=4000$, 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 $f:R$ para tubos lisos como $1/\sqrt{f} = 2 \log R\sqrt{f} - 0.8$.
3. Para tubos ásperos, la rugosidad relativa ϵ/r domina y $1/\sqrt{f} = 2 \log r/\epsilon + 1.74$.
4. En la zona crítica entre $R = 2000$ y $R = 4000$, hacen su aparición tanto R como ϵ/D en la ecuación semiempírica de Colebrook y White: $1/\sqrt{f} = 1.74 - 2 \log (\epsilon/r + 18.7/R\sqrt{f})$.

Fórmula de Hazen - Williams.

La fórmula de Hazen - Williams para conductos circulares es:

$$Q = 405 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (6.2)$$

donde:

$Q =$ es el gasto en galones /día

$C =$ es el coeficiente de capacidad hidráulica del conducto.

$D =$ es el diámetro en pulgadas.

$S =$ es el gradiente hidráulico.

En el sistema métrico la fórmula se transforma en:

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} C D^{2.63} S^{0.54} \quad (6.3)$$

donde:

$Q =$ es el gasto en l/s y

$D =$ diámetro en mm.

En un sistema mixto:

$$Q = 0.0177435938 C D^{2.63} S^{0.54} \quad (6.4)$$

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 Comisión Nacional del Agua, a través del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua realiza estudios para definir cuál de las fórmulas simula mejor los fenómenos de escurrimiento. Mientras se obtienen resultados concluyentes se seguirá usando la fórmula de Manning.

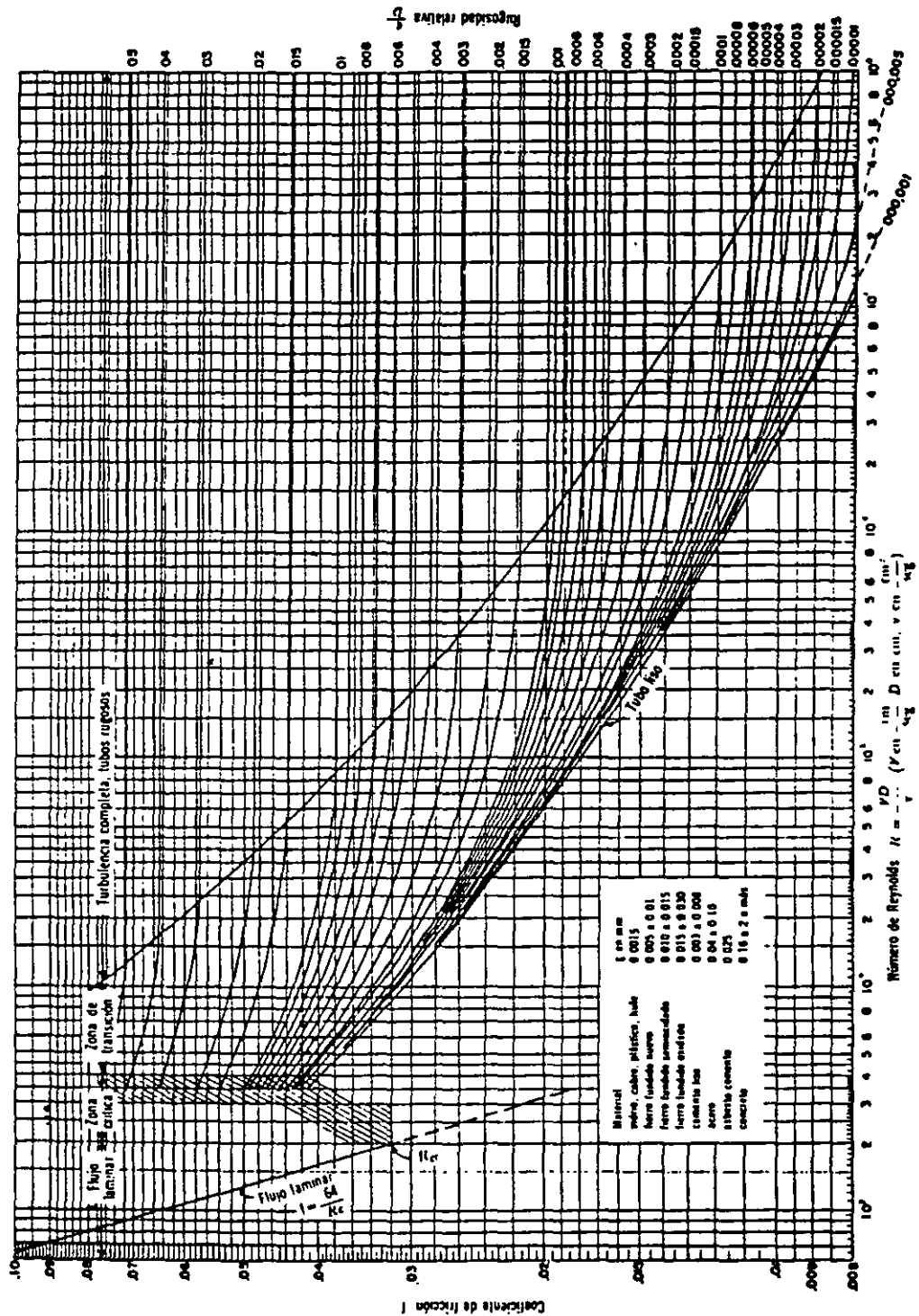


Figura 6.17. Coeficientes de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.

La fórmula de Manning se escribe:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2} \quad (6.5)$$

en donde:

V = velocidad media del agua, en m/s

n = coeficiente de rugosidad de la tubería

R = radio hidráulico de la tubería en m

s = pendiente hidráulica

$$s = \frac{h_f}{L}$$

h_f = pérdida de carga por fricción, en m.

L = longitud de la línea de conducción, en m.

Q = gasto por conducir, en m³/s

D = diámetro de la tubería, en m

Como $R = \frac{A}{p}$

en donde

A = área hidráulica del conducto y

p = perímetro mojado, entonces

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

Sustituyendo en (6.5)

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \left(\frac{h_f}{L}\right)^{1/2} \quad (6.6)$$

Por otra parte, la ecuación que define el gasto es:

$$Q = AV = \frac{\pi D^2}{4} V \quad (6.7)$$

Sustituyendo (6.7) en (6.6)

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

Operando

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

Despejando h_f

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

elevando al cuadrado:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{16/3}} \quad (6.8)$$

Si $K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$, la ecuación (6.8) queda:

$$h_f = K L Q^2 \quad (6.9)$$

En el cuadro 6.10 se presentan las velocidades máximas recomendadas para el escurrimiento del agua en los distintos tipos de tubería, así como el coeficiente de rugosidad n y capacidad hidráulica C correspondiente. En todos los casos, la velocidad mínima de escurrimiento para que no se produzca sedimentación en los conductos es de 0.3 m/s.

Cuadro 6.10. Velocidades máximas recomendadas para el escurrimiento del agua en los distintos tipos de tuberías, y coeficientes de rugosidad correspondiente.

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

6.3.4. Conducciones por gravedad

Cálculo Hidráulico

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

$$H = \frac{V^2}{2g} + h_f + h_s \quad (6.10)$$

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

a) La carga disponible, "H" y

b) La longitud de la línea, "L",

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

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

Ejemplo 6.2

Con relación a la figura 6.18a, es necesario un gasto en el punto de descarga (B) de 400 lt/s ($Q_{MD} = 400$ l/s) a una presión de 3.5 kg/cm² (35 m de columna de agua). Efectúese el cálculo hidráulico de la línea de conducción, asumiendo que las pérdidas menores son un 15 % de las de fricción.

Nota: La línea de conducción no termina en B, pero ahí se presentará una derivación y por esta razón se requiere la carga indicada en ese punto.

Solución.

En este problema, se requiere una presión en el punto B de 3.5 kg/cm² equivalente a una carga de 35.00 metros de columna de agua, y como puede verse en la figura 6.18b, en dicho punto

se tiene una carga estática de 74 m. Por este motivo sólo se tendrá disponible para consumirla en pérdidas, la diferencia, o sea 39.00 metros, ésto es:

$$\text{CARGA TOTAL DISPONIBLE} = 74 \text{ m} - 35 \text{ m} = 39 \text{ m}$$

Esta es la carga que se tiene para absorber las pérdidas mayores y menores, o sea:

$$h_t + h_s = 39 \text{ m}$$

pero $h_s = 0.15 h_t$ según se indica en el enunciado, así tenemos

$$h_t + 0.15 h_t = 39 \text{ m}$$

$$h_t = \frac{39}{1.15} = 33.91 \text{ m}$$

Con la ecuación 6.8 puede calcularse el diámetro:

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

despejando el diámetro

$$D = \left(\frac{10.3 n^2 Q^2 L}{h_t} \right)^{3/16}$$

Suponiendo la instalación de tubería de fibro-cemento:

$$n = 0.010 \text{ (cuadro 6.10)}$$

$$Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2050 \text{ m}$$

$$h_t = 33.91 \text{ m}$$

Sustituyendo

$$D = \left[\frac{10.3 (0.010)^2 (0.4)^2 (2050)}{33.91} \right]^{3/16}$$

$$D = 0.42 \text{ m (diámetro teórico)}$$

$$D = 420 \text{ mm}$$

El diámetro comercial más aproximado es de 400 mm, pero al reducir el diámetro se aumentaría la pérdida y entonces ya no se cumpliría con la carga requerida de 35 m en la descarga. Por este motivo se usará un diámetro sensiblemente mayor al teórico.

$$D = 450 \text{ mm (tomado del cuadro 6.1)}$$

Ahora se revisará qué sucede con las pérdidas y la carga disponible al haber aumentado el diámetro:

$$h_t = \frac{10.3 (0.010)^2 (0.4)^2 (2050)}{0.45^{16/3}}$$

$$h_t = 23.89 \text{ m}$$

Una variación tan pequeña en el diámetro ha provocado una disminución significativa de la pérdida. Si se hubiera utilizado $D = 400 \text{ mm}$, la pérdida sería $h_t = 44.78 \text{ m}$.

Recuérdese que debe revisarse que la velocidad se encuentre entre los límites permisibles; para fibro-cemento $0.3 \text{ m/s} \leq V \leq 5 \text{ m/s}$. (cuadro 6.10).

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.4}{\frac{\pi (0.45)^2}{4}} = 2.52 \text{ m/s}$$

La velocidad es aceptable.

Calculado el diámetro solo resta definir la clase de tubería de fibro-cemento que resista las presiones internas de trabajo de este sistema.

En la página siguiente se muestra la Figura 6.18, en la cual se presenta la línea piezométrica de la línea en cuestión. A manera de recordatorio se ilustra en la Figura 6.18c el concepto de la línea piezométrica.

Volviendo a al ejemplo, la carga de velocidad es

$$h'v = \frac{v^2}{2g} = \frac{2.52^2}{2(9.81)} = 0.32 \text{ m}$$

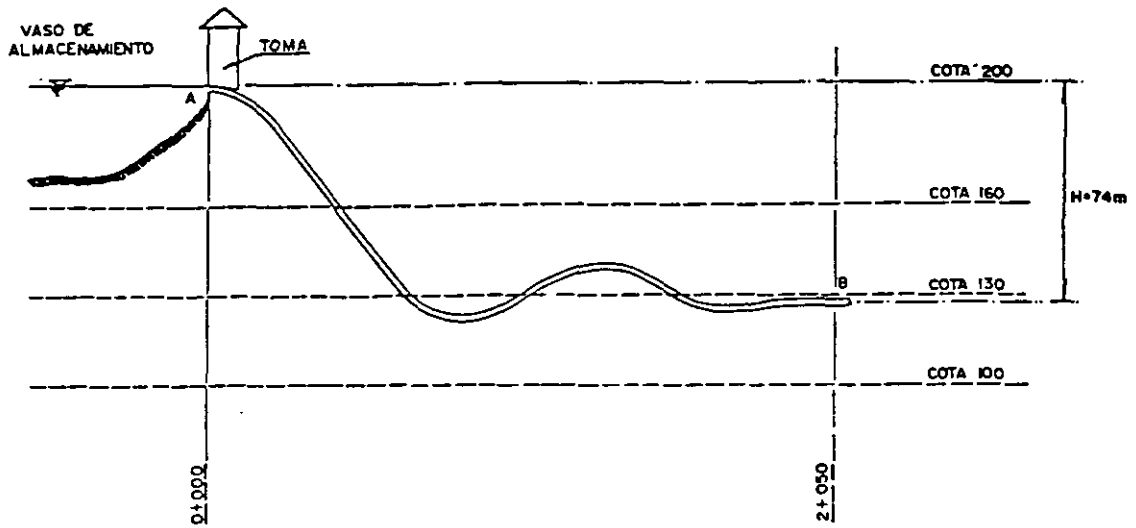


Figura 6.18 a

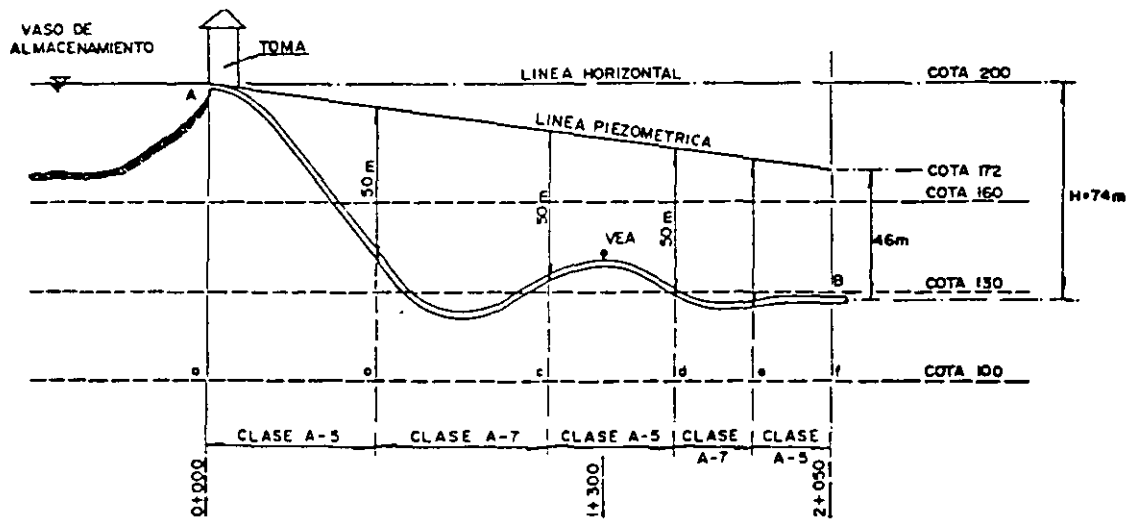


Figura 6.18 b

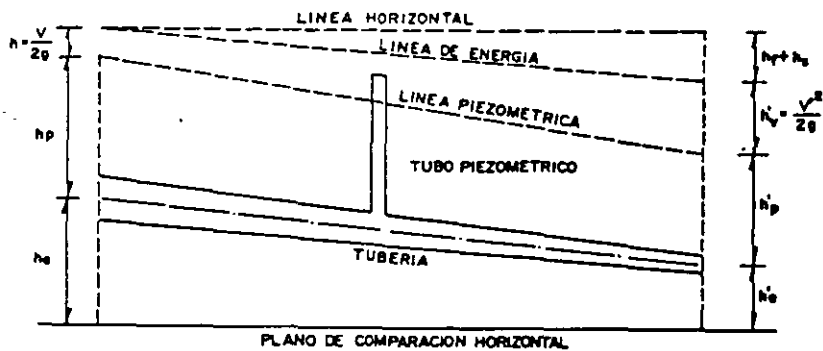


Figura 6.18 c.

Restando a la cota de la línea horizontal las pérdidas y la carga de velocidad, se tendrá la cota de la línea piezométrica en el punto B.

$$\text{Cota de la línea horizontal en B} - h_f - h_s - h'v = \text{Cota de la línea piezométrica en B.}$$

$$200 \text{ m} - 23.89 - 0.15 (23.89) - 0.32 = 172.21 \text{ m}$$

$$\text{Cota de la línea piezométrica en B} = 172.21 \text{ msnm} \approx 172 \text{ msnm.}$$

En la Figura 6.18b, se ha definido la clase de tubería de fibro-cemento que debe instalarse para soportar las presiones internas de trabajo determinadas por la diferencia entre las cotas de la línea piezométrica y cada punto de la línea de conducción. Así por ejemplo, entre los ejes a y b (figura 6.18.b), las presiones internas de trabajo resultan ser menores de 5 kg/cm² (50 m de col. de agua), por lo que resulta adecuado el empleo de fibro-cemento clase A-5; entre los ejes b y c la distancia medida verticalmente entre la línea piezométrica y la línea de conducción, resulta superior a 5 kg/cm² aunque menor a 7 kg/cm² por lo que resulta adecuado emplear clase A-7. Con este razonamiento se seleccionó la clase de tubería para los tramos restantes (b-c, c-d, d-e, e-f).

Se observa también la necesidad de colocar una válvula de expulsión de aire (VEA), en el punto de la tubería más alto entre los ejes c y d. De acuerdo al cuadro 6.9, dado el gasto en litros por segundo y el diámetro de la tubería en pulgadas puede recomendarse una válvula apropiada. En este caso se tiene:

$$D = 450 \text{ mm} = 17.7 \text{ pulgadas} = 18 \text{ pulgadas}$$

$$Q = 400 \text{ l/s}$$

Rige el gasto, por lo que corresponde a una válvula de expulsión de aire de 3 pulgadas de diámetro.

Ejemplo 6.3

La Figura 6.19 muestra la línea de conducción de la obra de captación al tanque de regularización de un sistema de abastecimiento

para una población de proyecto de 14700 habitantes. La dotación es de 200 l/hab/día con un coeficiente de variación diaria de 1.25. La tubería de Fierro Fundido y el suministro desde el almacenamiento al tanque es continuo durante 12 horas al día.

- Calcular el diámetro económico de la línea de conducción.
- Trazar la línea piezométrica de la solución adoptada.

Solución

Cálculo del gasto máximo diario

$$Q_{MD} = \frac{200 \times 14700 \times 1.25}{86400} = 42.53 \text{ l/s}$$

Pero como el suministro es solo 12 horas al día, el gasto de diseño será

$$Q = \frac{24}{12} Q_{MD} = 2 (42.53) = 85 \text{ l/s}$$

$$Q = 0.085 \text{ m}^3/\text{s}$$

a) El gradiente hidráulico es

$$S = \frac{H}{L} = \frac{1043.75 - 998.12}{4900} = 9.31 \times 10^{-3}$$

De la fórmula de Hazen y Williams:

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

Como C = 130 (Cuadro 6.10), el diámetro se obtiene por simple despeje:

$$D = \left(\frac{85}{35.834 \times 10^{-7} \times 130 (9.31 \times 10^{-3})^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 261 \text{ mm}$$

De existir un diámetro comercial de 0.26 m, sería el diámetro económico de la línea de conducción ya que con este se consumiría por pérdidas de fricción la totalidad de la carga disponible que es igual al desnivel existente (1043.75 - 998.12 = 45.63 m).

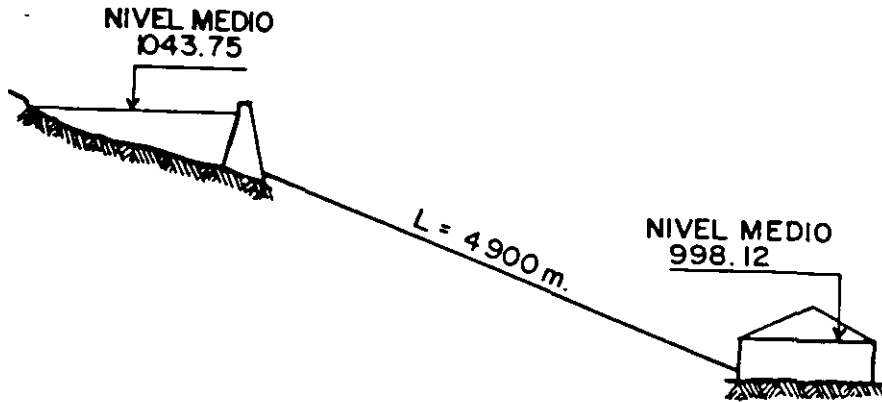


Figura 6.19. Esquema del problema 6.3.

Sin embargo, los diámetros comerciales más aproximados son uno inferior y otro superior al teórico calculado, o sea 10 y 12 pulgadas (0.254 y 0.305 m, respectivamente).

Como el diámetro de 10 pulgadas produciría una pérdida de carga mayor que la carga disponible, se optará por el diámetro de 12 pulgadas.

b) La pérdida de carga que se presenta en la tubería con el diámetro de 12 pulgadas es:

$$S = \left(\frac{Q}{35.834 \times 10^{-7} C D^{2.63}} \right)^{1.854}$$

$$S = \left(\frac{85}{35.834 \times 10^{-7} 130 (305)^{2.63}} \right)^{1.854}$$

$$S = 4.4 \times 10^{-3}$$

Como $S = \frac{H}{L}$, $H = SL$

$$H = 4.4 \times 10^{-3} \times 4900 = 21.56 \text{ m}$$

$$H = 21.56 \text{ m}$$

La línea piezométrica se muestra en la figura 6.20

En el ejemplo anterior, debido a la resistencia por fricción que ofrece la tubería al flujo, se tiene una pérdida de carga de 21.56 m. La diferencia con respecto al desnivel original existente es llamada carga residual.

$$\text{Carga residual} = 45.63 - 21.56 = 24.07 \text{ m.}$$

Aún es posible hacer que la carga residual sea cero si se diseña la línea de conducción con dos tramos de tubería de diferente diámetro cuya combinación dé por resultado que la pérdida de carga total sea igual al desnivel existente, lo cual puede resultar más económico. Así se muestra en el siguiente ejemplo.

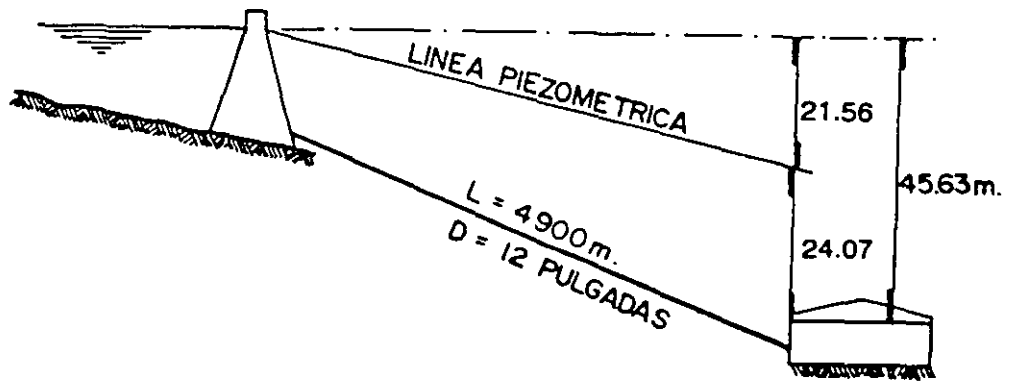


Figura 6.20. Solución del ejemplo 6.3.

Ejemplo 6.4

Diseñar la línea de conducción del ejemplo 6.3 combinando dos tramos de diámetro diferente para que se consuma por pérdidas de fricción la totalidad de la carga disponible.

Solución

La Figura 6.21 muestra el planteamiento del problema al seccionar la línea de conducción en dos tramos de diferente diámetro.

En la figura 6.21 se observa que:

$$L_1 + L_2 = L$$

$$H_1 + H_2 = H$$

o bien

$$L_1 + L_2 = L \tag{6.11}$$

$$S_1 L_1 + S_2 L_2 = L \tag{6.12}$$

En el ejemplo 6.3 se determinó un diámetro teórico de 0.26 m y en consecuencia los

diámetros comerciales más aproximados son de 10 pulgadas (0.254 m) y 12 pulgadas (0.305 m); estos diámetros se utilizarán en la solución de este problema.

Sustituyendo en las ecuaciones (6.11) y (6.12), se tiene:

$$L_1 + L_2 = 4900$$

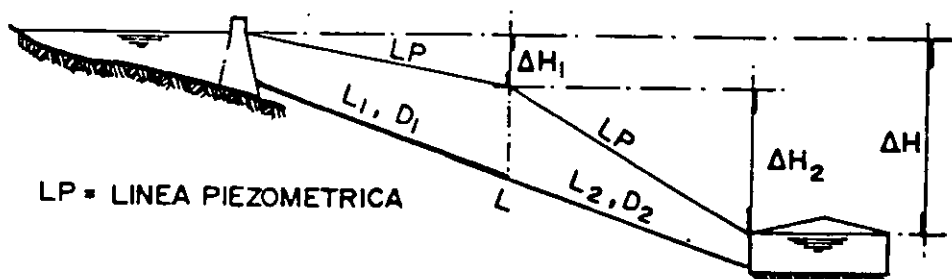
$$\left(\frac{85}{35.834 \times 10^{-7} \times 130 (305)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} L_1 + \left(\frac{85}{35.834 \times 10^{-7} \times 130 (254)^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} L_2 = 45.63$$

En donde $D_1 = 0.305$ m, $D_2 = 0.254$ m, y la incógnita es la longitud que deben tener los tramos.

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtiene:

$$L_1 = 1065.21 \text{ m}$$

$$L_2 = 3834.79 \text{ m}$$



LP = LINEA PIEZOMETRICA

Figura 6.21. Planteamiento del ejemplo 6.4.

6.3.5 Conducción por bombeo

Cálculo Hidráulico

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 6.22, la carga dinámica total está dada por la expresión (6.13), cuando la descarga es ahogada.

$$H_m = h_f + h_s + h_i + h_a \quad (6.13)$$

Cuando la descarga es libre, habrá que

añadir a la expresión (6.13) la carga de velocidad;

$$H_m = \frac{v^2}{2g} + h_f + h_s + h_i + h_a \quad (6.14)$$

H_m = carga dinámica total, en m

$\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad, en m

v = velocidad media del agua en m/s

h_f = pérdidas por fricción en la tubería, en m

h_s = pérdidas secundarias, en m

h_i = altura de impulsión, en m

h_a = altura de aspiración, en m

Para la determinación de las pérdidas por fricción en los conductos, se utilizan las ecuaciones del apartado 6.3.3. Las pérdidas secundarias pueden calcularse con el gráfico de la Figura 6.23.

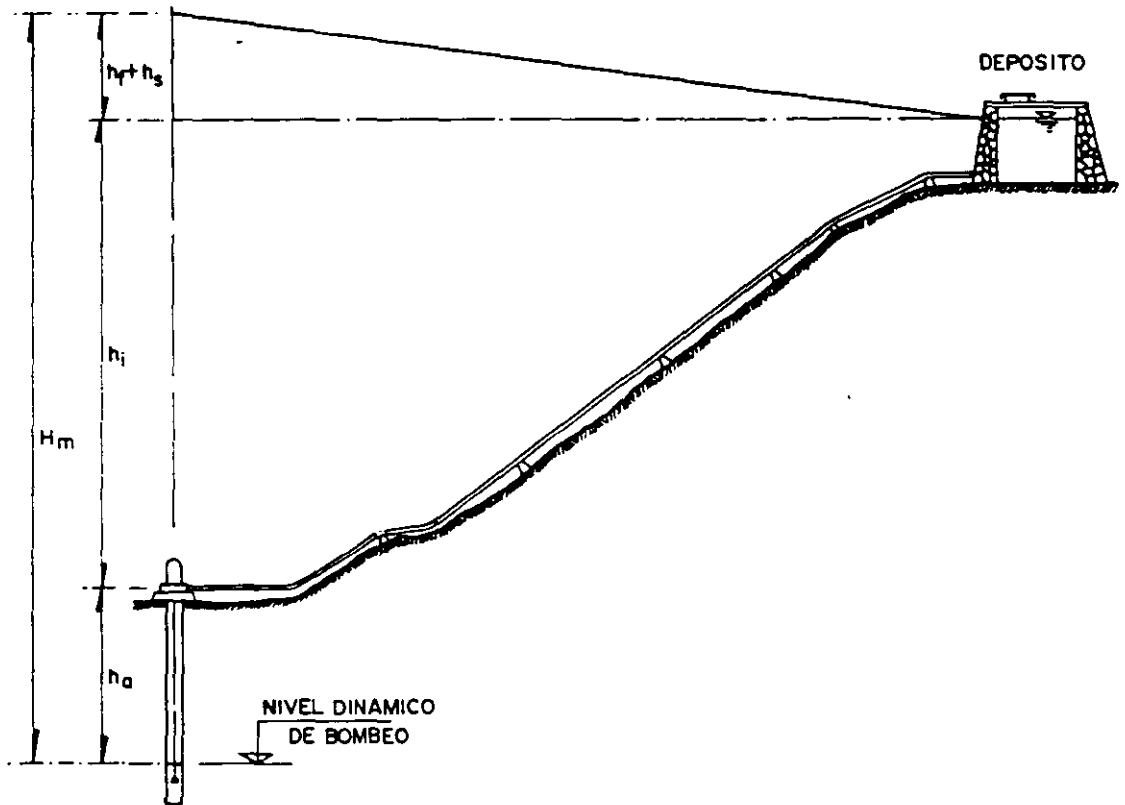
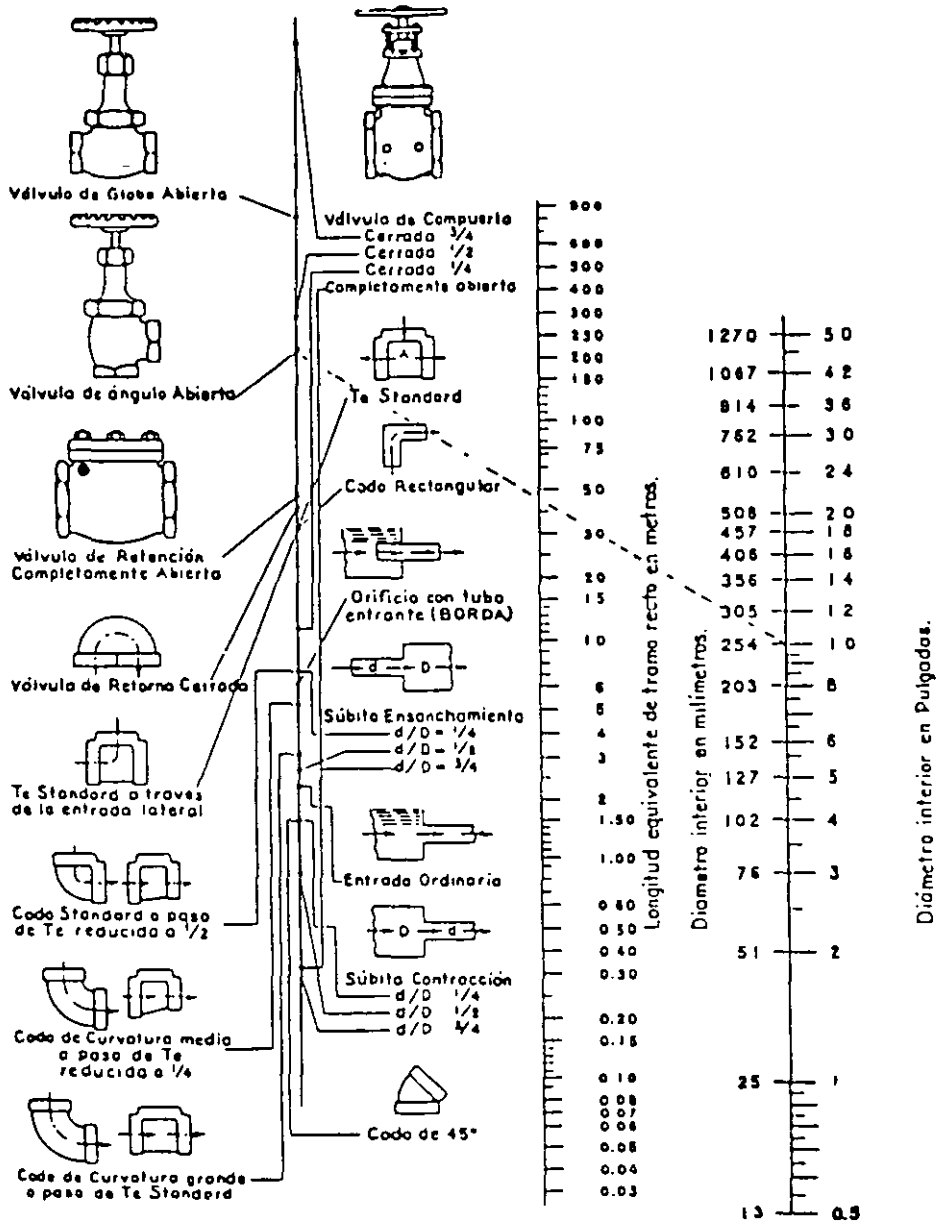


Figura 6.22. Conducción a bombeo descarga ahogada.



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 tercera escala. La intersección con la escala central determina el equivalente en metros.

Figura 6.23a. Pérdida de carga en conexiones.

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.

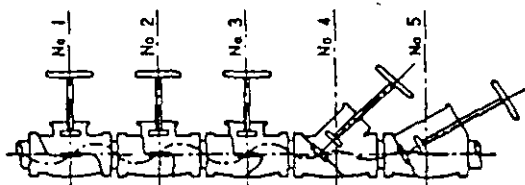
La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para las piezas más usuales, expresados en metros de tramos rectos de tubería del diámetro correspondiente.

RESISTENCIA EN VALVULAS Y CONEXIONES

DIAMETRO DEL TUBO	CODO STANDARD	CODO DE RADIO MEDIO	CODO DE RADIO GRANDE	CODO DE 45°	TEE	CURVA DE RETORNO	VALVULAS	VALVULAS	VALVULAS	
							COMPUERTA ABIERTA	GLOBO ABIERTA	ANGULO ABIERTA	
m.m.	PULG.									
LONGITUD DE TRAMO RECTO EQUIVALENTE A LA RESISTENCIA AL ESCURRIMIENTO										
13	1/2"	0.457	0.427	0.335	0.235	1.036	1.158	0.106	4.877	2.560
19	3/4"	0.671	0.548	0.427	0.305	1.372	1.524	0.143	6.705	3.658
25	1"	0.823	0.701	0.518	0.396	1.768	1.859	0.183	8.230	4.572
32	1 1/4"	1.128	0.914	0.732	0.488	2.377	2.591	0.244	11.278	5.486
38	1 1/2"	1.311	1.097	0.853	0.610	2.743	3.048	0.290	13.411	6.706
51	2"	1.676	1.402	1.067	0.762	3.353	3.962	0.366	17.374	8.534
64	2 1/2"	1.981	1.646	1.280	0.914	4.267	4.572	0.427	20.117	10.058
76	3"	2.469	2.073	1.554	1.158	5.182	5.486	0.518	25.908	12.802
89	3 1/2"	2.896	2.438	1.829	1.341	5.791	6.401	0.610	30.175	15.240
102	4"	3.353	2.774	2.134	1.524	6.706	7.315	0.701	33.528	17.678
114	4 1/2"	3.658	3.048	2.408	1.707	7.315	8.230	0.792	39.624	18.593
127	5"	4.267	3.658	2.713	1.859	8.230	9.449	0.884	42.672	21.336
152	6"	4.877	4.267	3.353	2.347	10.058	11.278	1.067	48.768	25.298
203	8"	6.401	5.486	4.267	3.048	13.106	14.935	1.372	67.056	33.528
254	10"	7.925	6.706	5.182	3.962	17.089	18.593	1.737	88.392	42.672
305	12"	9.754	7.925	6.096	4.572	20.117	22.250	2.042	103.632	51.816
356	14"	10.973	9.449	7.010	5.182	23.165	25.908	2.438	118.872	57.912
406	16"	12.802	10.668	8.230	5.791	26.518	30.480	2.743	131.064	67.056
457	18"	14.021	12.192	9.144	6.401	30.480	33.528	3.109	152.400	76.200
508	20"	15.850	13.106	10.363	7.010	33.528	36.576	3.658	170.688	85.344
559	22"	17.678	15.240	11.278	7.620	39.624	42.672	3.962	185.928	94.488
610	24"	19.202	16.154	12.192	8.534	42.672	45.720	4.267	207.264	103.632
762	30"	24.079	20.726	15.240	10.668	50.292	57.912	5.182	262.128	128.016
914	36"	28.651	24.079	18.288	13.106	60.960	67.056	6.096	304.000	152.400
1067	42"	36.576	28.956	21.946	15.240	73.152	79.248	7.010	365.760	182.880
1219	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 6.23b. Pérdida de carga en válvulas y conexiones.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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

Al cerrar la admisión de agua con la válvula P de la Figura 6.24, 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 ésta 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 6.25. Después que cesa el movimiento de apertura, la presión negativa GF, oscila hasta la positiva GH, elevándose ésta 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 6.24). Además la presión negativa AC (Figura 6.24) o GF (Figura 6.25) 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 de estos apuntes.

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, ésto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:

$$T = \frac{2L}{a} \text{ tiempo de cierre}$$

La fórmula es

$$h_i = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Et e}}} \text{ para } T = \frac{2L}{a} \quad (6.15)$$

Representando:

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/cm²

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/cm²

L = Longitud de la tubería en m

a = celeridad de la onda de presión en m/s

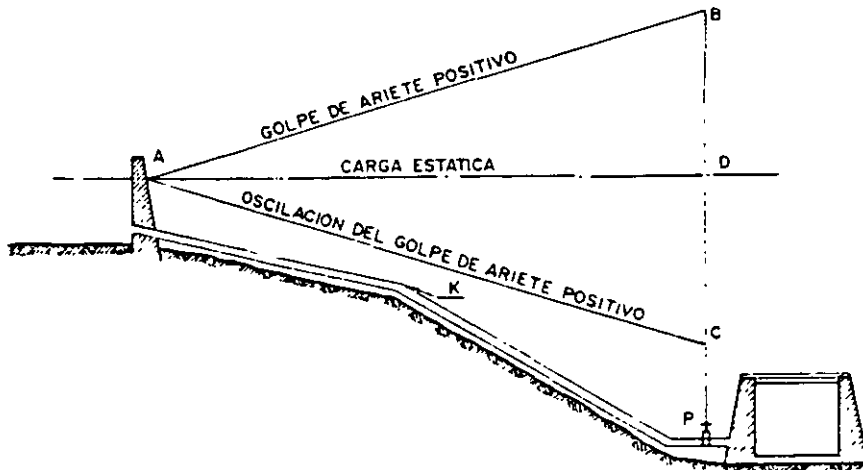


Figura 6.24. Oscilación de la línea piezométrica de una tubería en un golpe de ariete.

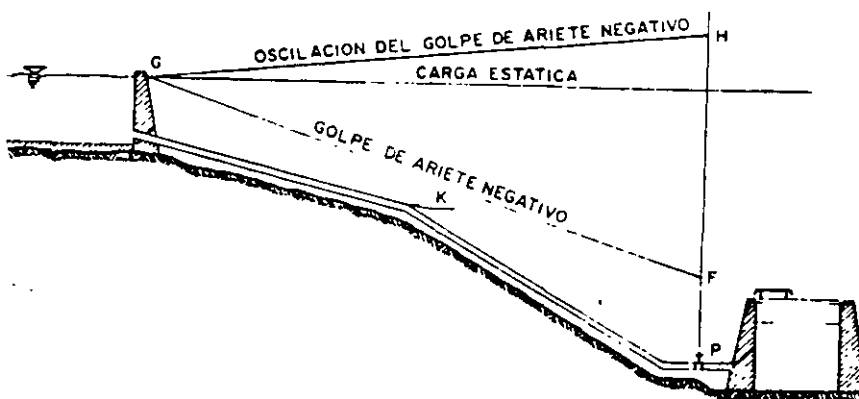


Figura 6.25. Oscilación de la línea piezométrica de una tubería en un golpe de ariete negativo.

En el cuadro 6.11 se presentan los módulos de elasticidad para algunos materiales.

Cuadro 6.11 Módulos de elasticidad para algunos materiales

Material	E 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

Ejemplo 6.5

Sin hacer consideraciones económicas, efectúese el cálculo hidráulico de la línea de conducción de A a B que se muestra en al figura 6.26, utilizando para la tubería fibro-cemento.

El gasto máximo diario es de 1000 l/s ($Q_{MD} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$) y el bombeo es continuo durante las 24 horas del día.

Solución.

A partir del enunciado y de la Figura 6.26, se tienen los siguientes datos:

Elevación de la succión	200 m
Elevación de la descarga	270 m
Gasto total	1 m ³ /s
(ya que el bombeo es continuo)	
Longitud de la descarga	2500 m

De acuerdo con los datos anteriores, las cargas

de presión normales serán aproximadamente las siguientes (ecuación 6.13)

$$H = h_1 + h_a + h_f + h_s$$

o bien

$$H = \text{Carga estática} + \text{pérdidas mayores} + \text{pérdidas menores}$$

Carga estática:

Elevación de descarga	270
Elevación de succión	200
Carga estática =	70 m

En problemas de conducción de agua, se acostumbra expresar las presiones en kg/cm², ya que en estas unidades está especificada la presión interna de trabajo máxima de los tubos de fibro-cemento y PVC. Para ello se presentan las siguientes relaciones:

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ m de columna de agua} = 1 \text{ atm. métrica}$$

$$0.10 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ m de columna de agua} = 3.28 \text{ pies}$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 14.223 \text{ lb/pulg}^2 = 32.808 \text{ pies}$$

Entonces, Carga estática = 70 m de columna de agua, implica Presión = 7 kg/cm²

Pérdidas mayores (hf)

Proponiendo una velocidad en la tubería de 2.5 m/s (permisible de acuerdo al cuadro 6.10), se tiene que el diámetro de la tubería deberá ser:

$$\text{Para } Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y } v = 2.50 \text{ m/s}$$

$$\text{siendo: } Q = vA$$

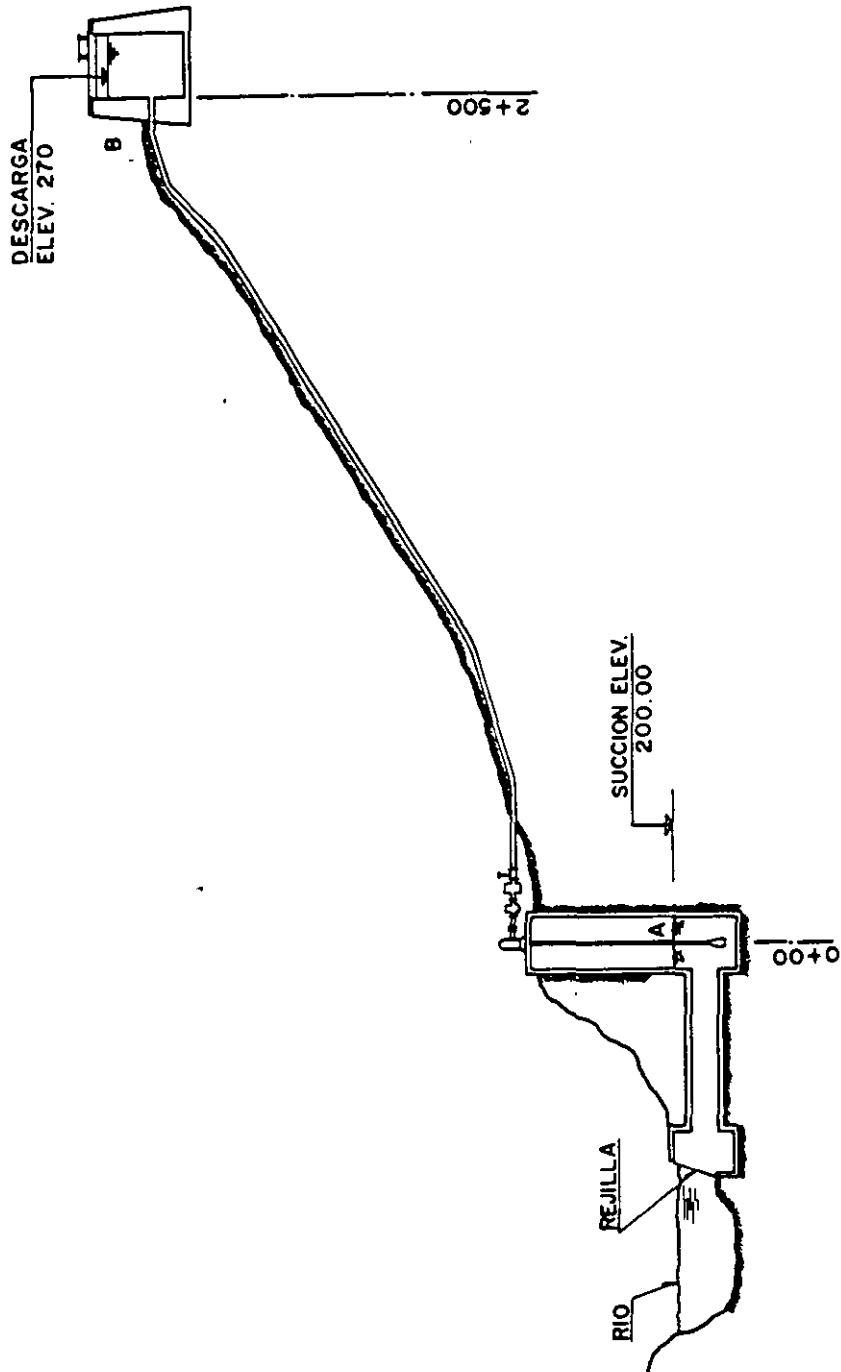


Figura 6.26. Ilustración del ejemplo 6.3 (croquis fuera de escala).

se tiene que:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$$

Como el área de la sección transversal es

$$A = \frac{\pi D^2}{4}, \text{ entonces } A = 0.785 D^2$$

de donde

$$D = \left(\frac{A}{0.785}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.4}{0.785}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.71 \text{ m}$$

$$D = 0.71 \text{ m} = 710 \text{ mm}$$

Para fibro-cemento, el diámetro comercial más aproximado es, de acuerdo al Cuadro 6.1, $D_c = 750 \text{ mm}$

$$D_c = 750 \text{ mm}$$

Al usar este diámetro, debe corregirse la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{0.785 \times 0.75^2} = 2.26 \text{ m/s}$$

Para el cálculo de las pérdidas por fricción, puede aplicarse la ecuación (6.9)

$$hf = KLQ^2 \text{ donde } K = \frac{10.3 n^2}{D^{163}}$$

Para fibro-cemento, de acuerdo al Cuadro 6.10, $n = 0.010$

$$K = \frac{10.3 (0.010)^2}{0.75^{163}} = 0.0048$$

y

$$hf = 0.0048 (2500)^2 = 11.94 \text{ m}$$

Pérdidas menores (hs)

De acuerdo a la Figura 6.26, se observa que no existen demasiadas válvulas, codos, etc., que hagan significativas las pérdidas menores, por lo que puede asumirse un valor conservador de 2.5 m por este concepto.

Sustituyendo en la ecuación 6.13, se tiene:

$$H = 70.00 \text{ m} + 11.94 \text{ m} + 2.5 \text{ m} = 84.44 \text{ m} \approx 85.00 \text{ m}$$

Es decir, la carga dinámica total es de aproximadamente 85.00 m, lo que equivale a una presión normal aproximada de 8.5 kg/cm².

Sobrepresión por golpe de ariete

Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de Joukovsky (ecuación 6.15):

$$V = 2.26 \text{ m/s}$$

$$E_s = 20\,670 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Cuadro 6.11)}$$

$$E_f = 328\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Cuadro 6.11)}$$

$$D = 75 \text{ cm}$$

$$e = 4.2 \text{ cm (Clase A-7, Cuadro 6.1)}$$

Sustituyendo:

$$h_i = \frac{145 \times 2.26}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 75}{328000 \times 4.2}}}$$

$$h_i = \frac{327.7}{\sqrt{1 + \frac{1550250}{1377600}}}$$

$$h_i = 224.78 \text{ m}$$

$$h_i = P_i = 22.47 \text{ kg/cm}^2$$

En resumen, de acuerdo con los cálculos efectuados, las presiones en el sistema son:

$$\text{Presión normal } P_n = 85 \text{ m} = 8.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrepresión por G.A. (P}_i\text{)} = 224.78 \text{ m} = 22.47 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo a los valores anteriores se observa de que si no se presentara el golpe de ariete, una tubería de fibro-cemento clase A-10, la cual resiste una presión interna de trabajo de 10 kg/cm² como máximo, sería suficiente para la línea de conducción. Desafortunadamente, el golpe de ariete se presentará en algún momento y, como puede verse con mayor intensidad que la misma presión normal de operación de la tubería.

El caso más crítico de funcionamiento se presenta con la suma de los dos efectos:

$$P_{TOTAL} = 8.5 + 22.47 = 30.97 \text{ kg/cm}^2$$

La tubería de fibro-cemento que mayor presión interna de trabajo resiste resulta insuficiente para soportar la presión total. Afortunadamente, existen dispositivos que atenúan la intensidad del golpe de ariete, es decir las válvulas de alivio contra golpe de ariete (apartado 6.2).

De acuerdo con la experiencia, se acostumbra considerarle a las válvulas de alivio una eficiencia de 80% , por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería, empleando válvulas de alivio es

$$P = P_n + 20\% P_i \quad (6.16)$$

$P_t = 8.5 + 22.47 (0.20) = 12.99 \text{ kg/cm}^2 \approx 13 \text{ kg/cm}^2$ aproximadamente que sería la presión soportada por la línea y, observando este valor, se emplearía una tubería de asbesto - cemento de 750 mm (30") de diámetro tipo A-14 (14.0 kg/cm²).

Ejemplo 6.6

Utilizando la tabla de cálculo del diámetro más económico en líneas de conducción, determinar el diámetro más económico de la línea de conducción por bombeo desde la obra de captación hasta el tanque regularizador que se muestra en la Figura 6.27. Analizar tres diámetros de tubería y escoger el de menor costo global.

Datos

Gasto Máximo Diario $Q_{MD} = 375 \text{ l/s}$

Bombeo continuo las 24 horas

Eficiencia del equipo de bombeo $\eta = 70 \%$

Costo por K.W.H. \$ 20.00

Precios Unitarios (ver cuadro 6.12).

Solución

De acuerdo con los datos anteriores se tiene:

Carga estática:

Elevación de descarga 244.70

Elevación de succión 200.00

Carga estática = 44.70 m

Esta carga implica una presión $P = 4.47 \text{ kg/cm}^2$

Pérdidas mayores

Proponiendo una velocidad en la tubería de 2.0 m/s para calcular un diámetro, se tiene:

$$Q = vA \Rightarrow A = \frac{Q}{v} = \frac{0.375}{2} = 0.1875 \text{ m}^2$$

Como el área de la sección transversal es

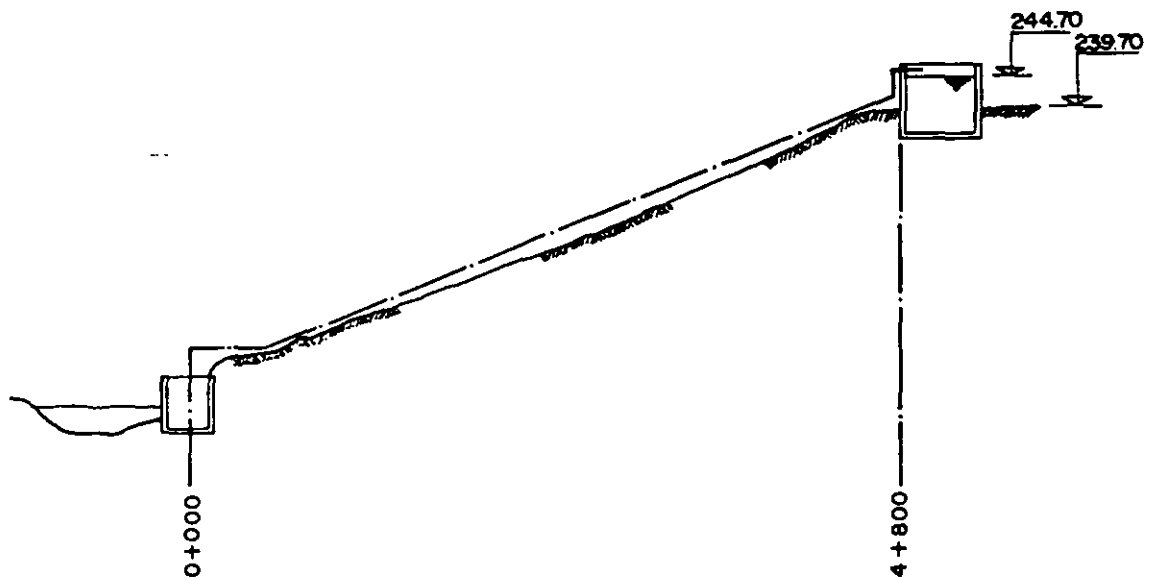
$$A = 0.785 D^2$$

Despejando

$$D = \left(\frac{A}{0.785} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.1875}{0.785} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.489 \text{ m}$$

$$D = 0.489 \text{ m} = 19.24 \text{ pulgadas}$$

Pero este es un diámetro teórico; el diámetro comercial más aproximado es $D_c = 500 \text{ mm}$ (20 pulgadas). Naturalmente que al usar este diámetro la velocidad será diferente a la supuesta en un principio, esto es



SUCCION, ELEVACION 200.00
 DESCARGA, ELEVACION 244.70
 EXCAVACION EN MATERIAL TIPO I . 60% DE LA LINEA DE CONDUCCION .
 EXCAVACION EN MATERIAL TIPO II. 25% DE LA LINEA DE CONDUCCION
 EXCAVACION EN MATERIAL TIPO III. 15% DE LA LINEA DE CONDUCCION

Figura 6.27. Esquema del ejemplo 6.4.

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.375}{0.785 (0.5)^2} = 1.91 \text{ m/s}$$

$$K = \frac{10.3 (0.010)^2}{0.5^{163}} = 0.04152$$

es decir, $A = 0.196 \text{ m}^2$

Para el cálculo de las pérdidas mayores se emplea la ecuación

$$hf = KLQ^2, \text{ donde } K = \frac{10.3 \text{ n}^2}{D^{163}}$$

Longitud $L = 4800 \text{ m}$

$$Q^2 = 0.1406$$

Si se usa tubería de fibro-cemento, el coeficiente de fricción de Manning correspondiente es $n = 0.010$, así;

$$hf = 0.04152 (4800)(0.1406)$$

$$hf = 28.02 \text{ m}$$

La carga dinámica total, despreciando las pérdidas secundarias, será:

$$H = \text{Carga Estática} + \text{Pérdidas mayores} = 44.70 + 28.02$$

$$H = 72.72 \text{ m}$$

La potencia del equipo de bombeo que debe ser suministrada es

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \text{ con } Q \text{ en } \text{m}^3/\text{s}$$

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION

OBRA: _____

CALCULO: _____

FECHA: _____

REVISO: _____

FECHA: _____

Diámetro Nom		Area en m ²	Costo en \$/seg	Velocidad en m/seg	Long Línea en m	(Q ²)	Coef. fricción Manning	Constante de Manning (K)	Pérdida frc. com h _f = LQ ² K en m	% h _f otros pñes	h _f = h _f + % h	Q en (p.s.)	76 h η = %	HP = $\frac{Q h_f}{76 \eta}$
mm	Pulg	(A)	(B)	(V)	(L)			(K)				(Q en (p.s.))	η = %	HP = $\frac{Q h_f}{76 \eta}$

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de tubería Kg/cm ²	Diám Nom. (d) cm	espesor pared de tubo (e) cm	V en m/seg	145 V	E ₀ d	E ₁ e	$\frac{E_0 d}{E_1 e}$	$1 + \frac{E_0 d}{E_1 e}$	$\sqrt{1 + \frac{E_0 d}{E_1 e}}$	Sobrepresión m h = $\frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{E_0 d}{E_1 e}}}$	Sobrepresión absorbida por tubería RP = 80% h	Sobrepresión absorbida por tubería 20% h	Carga normal de operación (en m)	Presión total 20% h + carga normal de operación

V: Velocidad normal del agua (m/seg) - E₀: Módulo de elasticidad del agua (20 670 kg/cm²) - E₁: Módulo de elasticidad del tubo (para acero concreto = 328 000, Para acero = 2 100 000 Kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro: _____ mm (____") Clase _____				Diámetro: _____ mm (____") Clase _____				Diámetro: _____ mm (____") Clase _____			
	Cantidad	Unid	P U	Importe \$	Cantidad	Unid	P U	Importe \$	Cantidad	Unid	P U	Importe \$
Excav Mat clase A		m ³				m ³				m ³		
Excav Mat clase B		m ³				m ³				m ³		
Excav Mat clase C		m ³				m ³				m ³		
Plantilla apisonada		m ³				m ³				m ³		
Inst. juntas y prueba tubería		m				m				m		
Relleno compactado		m ³				m ³				m ³		
Relleno no volteo		m ³				m ³				m ³		
Atraques de concreto f: 90		m ³				m ³				m ³		
Costo de tubería		m				m				m		
Costo total de conducción ⑤												

RESUMEN

Presión de trabajo tubo en Kg/cm ²	Diámetro nominal mm Pulg	HP ①	H x h ②	Costo por hora bombeo \$ ③	Carga anual de bombeo \$ ④	Costo total de conducción ⑤	Carga anual de amortización (conducción) (años al % anual) ⑥	Costo anual de bombeo para operación de 365 días ⑦

Costo de H x h = \$ (2) x (1) = 0.7457 (3) (2) = \$ (4) = (3) x 8760 (5) = (4) x (5) = anualidad (7) = (4) + (6)

NOTA - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna ⑦. Revisó: Ing. César Reynoso Torres

Sep 1978 V C 1971

Cuadro 6.12 a. Forma para el cálculo del diámetro más económico en las líneas de conducción.

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION

OBRA _____

CALCULO _____

FECHA _____

REVISO _____

FECHA _____

Diámetro Nom	Área en m ²	Costo en \$/m ³	Velocidad en m/seg	Long. Línea en m	Q (l/s)	Costo, flete y mano de obra	Constante de Manning (n)	Pérdida (m) en 100 m	% $\frac{h_f}{H}$	$h_f = h_f' \cdot L$	Q_{adm} (l/s en 1 p.s.)	70% $\eta = 70\%$	$H.P. = \frac{Q \cdot H}{7.48}$	
450	18	0.1590	0.375	2.36	4800	0.1406	0.000	0.01284	49.16	39.7+5.0	93.86	35,197.5	53.2	661.60
500	20	0.1963	0.375	1.91	4800	0.1406	0.000	0.01152	28.02	39.7+5.0	72.72	27,270.0	53.2	512.59
600	24	0.2827	0.375	1.33	4800	0.1406	0.000	0.011570	10.60	39.7+5.0	55.30	20,737.5	53.2	389.80

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diám. Nom. (in)	Espesor de tubo (in)	V en m/seg	L en m	E_d	E_p	$\frac{E_d}{E_p}$	$\frac{E_d}{E_p}$	$\sqrt{1 + \frac{E_d}{E_p}}$	Sobrepresión en $h = \frac{L \cdot V}{g \cdot T}$	Sobrepresión absoluta por golpe R.P. = 80% h	Sobrepresión absoluta por golpe 20% h	Carga normal de operación (en m)	Presión total = 20% h + carga normal de operación
14	45	5.0	2.36	342.2	930,150	1,640,000	0.57	1.57	1.25	273.35	218.68	54.67	93.86	148.53
14	50	5.8	1.91	276.95	1,033,500	1,902,400	0.54	1.54	1.24	223.34	178.67	44.67	72.72	117.39
10	60	4.9	1.33	192.85	1,240,200	1,607,200	0.77	1.77	1.33	144.88	115.90	28.97	55.30	84.27

V: Velocidad normal del agua (m/seg) - E_d: Módulo de elasticidad del agua (2.0670 kg/cm²) - E_p: Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para acero laminado = 328 000, para hierro = 2 100 000 kg/cm²)

CONCEPTO	Diámetro: 450 mm (18") Clase A-19				Diámetro: 500 mm (20") Clase A-19				Diámetro: 600 mm (24") Clase A-10			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Excav. Mat. clase A 60%	4810	m ³	852.40	4'100,044.00	5184	m ³	852.40	4'418,811.60	6192	m ³	852.40	5'278,060.80
Excav. Mat. clase B 25%	2004	m ³	1135.15	2'274,810.80	2160	m ³	1135.15	2'451,924.00	2580	m ³	1,135.15	2'918,687.00
Excav. Mat. clase C 15%	1202	m ³	5610.00	6'743,220.00	1296	m ³	5610.00	7'270,560.00	1548	m ³	5,610.00	8'687,280.00
Plantilla asfáltica	552	m ²	1363.20	752,186.40	376	m ²	1363.20	512,782.40	624	m ²	1,363.20	850,636.80
Inst. junta y prueba tubería	4800	m	1722.00	8'265,600.00	4800	m	2020.00	9'696,000.00	4800	m	2,182.00	10'473,600.00
Relleno compactado	3408	m ³	973.20	3'316,665.60	3681	m ³	973.20	3'582,349.20	4275	m ³	973.20	4'160,430.00
Relleno a volteo	3267	m ³	340.80	1'113,393.60	3410	m ³	340.80	1'162,128.00	3998	m ³	340.80	1'362,518.40
Atraques de concreto f'c=90		m ³				m ³				m ³		
Costo de tubería	4800	m	34,500.00	165'600,000.00	4800	m	41,400.00	198'720,000.00	4800	m	32,300.00	155'040,000.00
Acarreo	789		942.50	743,632.50	975		942.50	917,052.50	1423		942.50	1'341,177.50
Costo total de conducción (5)				192'909,882.70				229'004,058.30				190'119,370.50

RESUMEN

Presión de trabajo tubería kg/cm ²	Diámetro nominal		H.P.	H.W.H.	Costo por hora bombeo \$ (3)	Carga anual de bombeo \$ (4)	Costo total de conducción (5)	Carga anual de amortización (conducción) (15 años al 25% anual) (6)	Costo anual de bombeo para operación de 365 días (7)
14	450	18	661.60	493.35	9867.00	86'934,920.00	192'909,882.70	49'986,230.08	136'421,150.10
14	500	20	512.59	382.24	7644.80	66'168,448.00	229'004,058.50	59'338,844.65	126'307,292.60
10	600	24	389.80	290.67	5813.47	50'926,060.27	190'119,390.50	49'263,116.11	100'189,226.40

Costo de H.P. = \$ 20.00 (2) - (1) x 0.7457 (3) - (2) x \$ 20.00 (4) - (3) x 0.740 (5) - (4) x 0.740 (6) - (5) x 0.740 (7) - (4) + (6)

NOTA - El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (7) Revisó Ing. Leora Riquelme Torres Sep 1978 V.C. 1921

Cuadro 6.12 b. Cálculo del Diámetro más económico para el ejemplo 6.6.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

158

y si el gasto se expresa en l/s, entonces P se puede escribir:

$$P = \frac{QH}{76 \eta} \quad (6.17)$$

hecho en esta forma:

$$QH = 375 (72.72) = 27270$$

$$\eta = 70 \%$$

$$76 \eta = 76 (0.70) = 53.20$$

$$P = \frac{27270}{53.20} = 512.59 \text{ H.P.}$$

Sobrepresión por golpe de ariete

Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de Joukovsky (ecuación 6.15)

$$v = 1.91 \text{ m/s}$$

$$E_a = 20670 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_t = 328\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$e = 5.8 \text{ cm, de espesor de la pared del tubo de fibro-cemento clase A-14}$$

La fórmula es

$$h_i = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}}$$

$$145 v = 145 (1.91) = 276.95$$

$$E_a d = 20670 (50) = 1033500$$

$$E_t e = 328000 (5.8) = 1902400$$

$$\frac{E_a d}{E_t e} = 0.54; \quad 1 + \frac{E_a d}{E_t e} = 1.54;$$

$$\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}} = 1.24$$

queda

$$h_i = \frac{276.95}{1.24} = 223.34 \text{ m}$$

Sobrepresión absorbida por la válvula 80%

$$223.34 \times 0.8 = 178.67 \text{ m}$$

Sobrepresión absorbida por la tubería 20 %

$$223.34 \times 0.20 = 44.67 \text{ m}$$

La carga normal de operación (carga dinámica total) es, según hemos calculado:

$$H = 72.72 \text{ m}$$

Por lo tanto, la carga total que se puede presentar es:

$$H_T = 20\% h_i + \text{carga normal de operación}$$

$$H_T = 44.67 + 72.72 = 117.39 \text{ m} = 11.74 \text{ kg/cm}^2,$$

por lo que ha sido correcta la elección de la tubería tipo A-14 ya que el tipo A-10 no podría resistir esta carga.

De acuerdo con lo expresado en el paso 3 del apartado 6.3.2, el problema tiene múltiples soluciones y la "mejor" se decide por condiciones económicas. El diámetro de la línea de conducción debe ser tal que haga que el costo anual de los distintos gastos sea mínimo. En el cuadro 6.12 que acompaña la resolución de este ejemplo se analizan diámetros comerciales alrededor al calculado. La secuela de cálculo para los diámetros de 450 mm (18 pulgadas) y 600 mm (24 pulgadas) es la misma que se ha desarrollado para el diámetro de 500 mm (20 pulgadas) a partir de que se definió éste como diámetro comercial apropiado.

En el cuadro mencionado se indican los precios unitarios de los diferentes conceptos y, numeradas las columnas, se indican las operaciones que deben efectuarse entre ellas.

El cálculo del volumen de excavación requiere conocer previamente el ancho y profundidad de la zanja en la que se alojará el tubo, lo cual depende de su diámetro; estos datos se obtienen del cuadro 6.14.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Para el cálculo del cargo anual de amortización (Columna 6), se multiplica el costo total de la conducción (Columna 5) por la anualidad "a" que se obtiene de la ecuación:

$$a = r + \frac{r}{(1+r)^n - 1} \quad (6.18)$$

En esta expresión, r es el interés anual y n el número de anualidades.

Para el ejemplo, r = 25% y n = 15 años; sustituyendo en la ecuación 6.18, se obtiene:

$$a = 0.259117$$

Para tasas de interés hasta del 10% puede usarse el cuadro 6.13.

El diámetro que a la luz de los cálculos resultó ser el más económico es el de 600 mm (14 pulgadas) de fibro-cemento clase A-10.

6.4 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 propensa al deterioro o mal trato de personas y animales es preferible enterrarla, especialmente cuando es de fibro-cemento (cuadro 6.14). 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, 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.

Cuadro 6.13. Anualidad para reembolsar N\$ 1.00 (un nuevo peso) dentro de n años.

ANUALIDAD PARA REEMBOLSAR N\$ 1.00 (UN NUEVO PESO) DENTRO DE n AÑOS		INTERÉS ANUAL							AÑOS	
AÑOS	5 %	5 1/2 %	6 %	6 1/2 %	7 %	8 %	9 %	10 %	AÑOS	
2	0.537835	0.541818	0.545837	0.549892	0.553982	0.560769	0.568490	0.576180	2	
3	0.367209	0.370854	0.374410	0.377876	0.381252	0.388034	0.395285	0.402115	3	
4	0.283012	0.285284	0.288591	0.291803	0.295228	0.301821	0.308889	0.315471	4	
5	0.230875	0.234178	0.237388	0.240535	0.243681	0.249498	0.255702	0.261397	5	
6	0.197017	0.200179	0.203303	0.206398	0.209466	0.216315	0.222820	0.229807	6	
7	0.172820	0.176084	0.179135	0.182131	0.185083	0.192072	0.198891	0.205405	7	
8	0.154722	0.157954	0.161038	0.164027	0.166949	0.174015	0.180874	0.187444	8	
9	0.140880	0.143889	0.146732	0.149537	0.152303	0.159380	0.166198	0.172841	9	
10	0.129805	0.132688	0.135588	0.138405	0.141237	0.148328	0.155020	0.161745	10	
11	0.120388	0.123271	0.126173	0.129095	0.132037	0.140078	0.146847	0.153683	11	
12	0.112825	0.115628	0.118457	0.121311	0.124182	0.132285	0.138981	0.145783	12	
13	0.106455	0.109184	0.111930	0.114693	0.117475	0.125622	0.132361	0.139179	13	
14	0.101034	0.103779	0.106548	0.109331	0.112138	0.120337	0.127133	0.133948	14	
15	0.096342	0.099098	0.101875	0.104673	0.107493	0.115735	0.122570	0.129423	15	
20	0.083343	0.086079	0.088785	0.091461	0.094117	0.102433	0.108846	0.115280	20	
25	0.070882	0.073598	0.076287	0.078951	0.081591	0.089957	0.096408	0.102880	25	
30	0.060051	0.062748	0.065419	0.068065	0.070687	0.079092	0.085577	0.092080	30	
35	0.051072	0.053750	0.056402	0.059029	0.061631	0.069985	0.076488	0.082960	35	
40	0.043678	0.046340	0.048977	0.051590	0.054179	0.062573	0.069096	0.075580	40	
50	0.034777	0.037421	0.040041	0.042638	0.045212	0.053635	0.060177	0.066640	50	

Cuadro 6.14. Zanjas para tubería de fierro fundido y fibro-cemento.

ANCHO . - (FIG.1)

El ancho de la zanja deberá ser de 50 cm. mas el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 50 cm. Cuando este sea mayor de 50 cm. el ancho de la zanja será de 60 cm. más dicho diámetro. En la tabla mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en funcion de la profundidad, debiendose usar esta en caso de que el ancho calculado en funcion de diámetro exterior, sea menor.

PROFUNDIDAD . - (FIG.1)

La profundidad de la excavacion será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 90 cm. mas el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trata de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 cm. y, será del doble de dicho diámetro, para tuberías de diámetro exterior mayor de 90 cm. Para tuberías menores de 5 cm la profundidad mínima será de 70 cm. Si se tiene plantilla apisonada, a las profundidades mencionadas se agregará la necesaria para alajar dicha plantilla.

FONDO . -

Deberán excavarse cuidadosamente a mano las cavidades o conchas (Fig 2, 3 y 4) para alajar la campana o caja de los juntos de los tubos y permitir el junteo 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 plantilla consolidada.

RELLENO . -

Se utilizará el material extraido de las excavaciones, pero hasta 30 cm. arriba del tomo del tubo se usará tierra exenta de piedras.

DIAMETRO NOMINAL		Ancho	Profundidad	Volumen
milímetros	pulgadas	en cm.	en cm.	por metro lineal
25.4	1	50	70	0.35 m ³
30.8	2	55	70	0.39 "
63.5	2.5	60	100	0.60 "
76.2	3	60	100	0.60 "
101.6	4	60	100	0.60 "
152.4	6	70	110	0.77 "
203.2	8	75	115	0.86 "
254.0	10	80	120	0.96 "
304.8	12	85	125	1.06 "
355.6	14	90	130	1.17 "
406.4	16	100	140	1.40 "
457.2	18	115	145	1.67 "
508.0	20	120	150	1.80 "
609.6	24	130	165	2.15 "
762.0	30	150	185	2.78 "
914.4	36	170	220	3.74 "

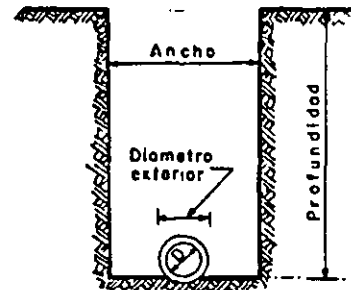


FIG. 1

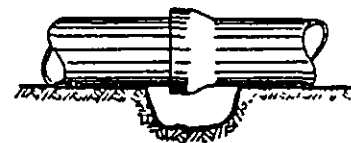


FIG. 2



FIG. 3



FIG. 4

6.4.1 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, como se muestra en la Figura 6.28.

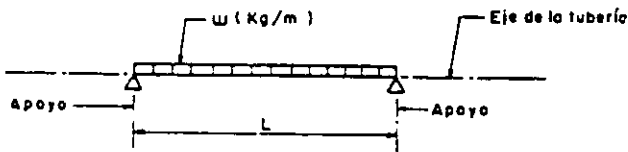


Figura 6.28

El momento flexionante vale

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

Por otro lado

$$M = f_s \cdot S = \frac{WL}{8}$$

Por lo tanto

$$L = \frac{8f_s S}{W} \quad (6.19)$$

Representando

L = Longitud de la tubería entre silletas, en m

S = Módulo de la sección de la tubería, en cm³

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

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

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

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que deberán colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden quedar formadas con perfiles de hierro 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 6.29, 6.30 y 6.31, representan el tipo de silletas que se emplean con más frecuencia.

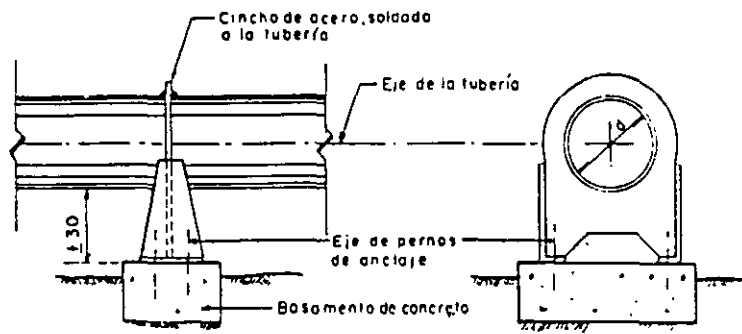
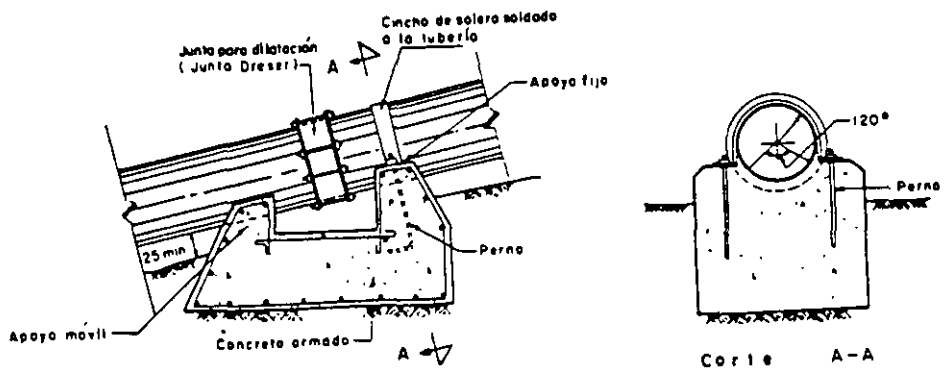
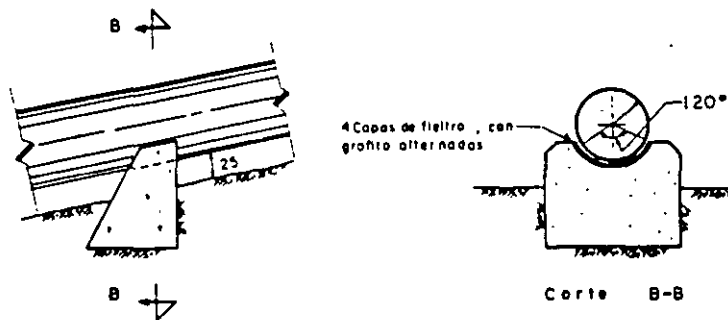


Figura 6.29. Silleta de acero para apoyo fijo.

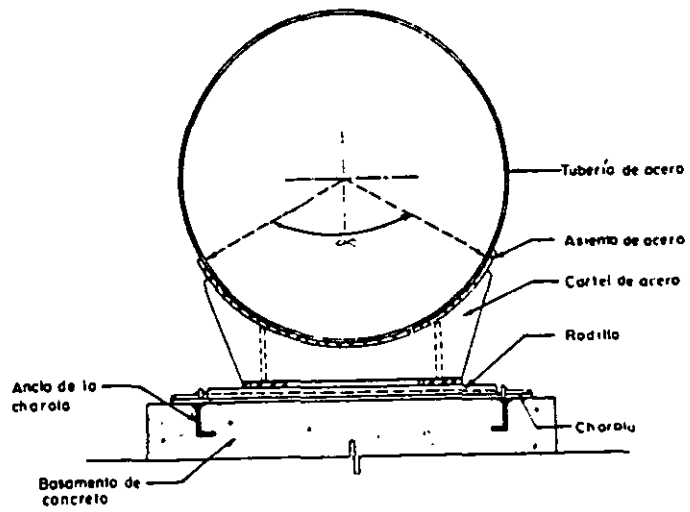


Silleta para apoyo fijo y móvil.

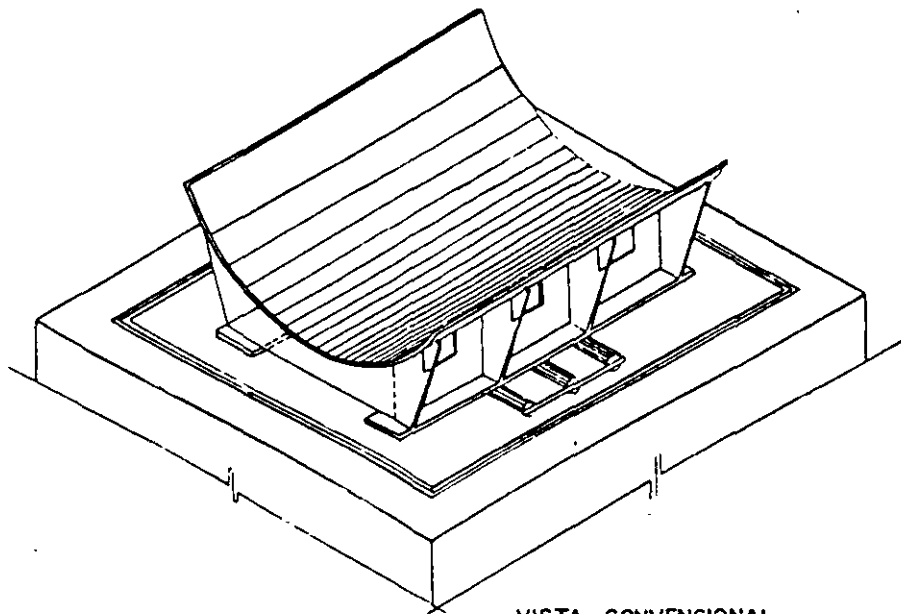


Silleta para apoyo móvil.

Figura 6.30. Silletas de concreto.



FRENTE



VISTA CONVENCIONAL

Figura 6.31. Apoyo móvil para tubería de acero.

6.4.2 Atraques

Con este nombre se designan a ciertos apoyos de concreto que se emplean en las líneas de conducción a presión y su localización en un sistema hidráulico depende de las necesidades del proyecto: bifurcaciones, válvulas, codos, etc.

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

En el cambio de dirección que se presenta en la Figura 6.32, 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 P₁ y una velocidad de flujo v₁, siendo S₁ el área de la sección transversal I. Análogamente, para la sección II se tiene:

P₂, V₂ y S₂

Las fuerzas n₁ y n₂ forman con los ejes X, Y y Z los siguientes ángulos:

Angulos

Eje	n1	n2
X	A1	A2
Y	B1	B2
Z	C1	C2

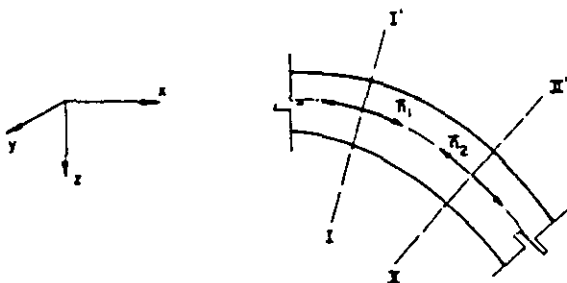


Figura 6.32.

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 : $\Delta v = v_1 - v_2$; además

γ es el peso volumétrico del agua
 g es la aceleración de la gravedad
 E_d es el empuje dinámico

La resultante del sistema de fuerzas viene dada por

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

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 6.33) se tiene misma área y misma velocidad en cada sección:

$$S_1 = S_2 = S$$

$$V_1 = V_2 = V$$

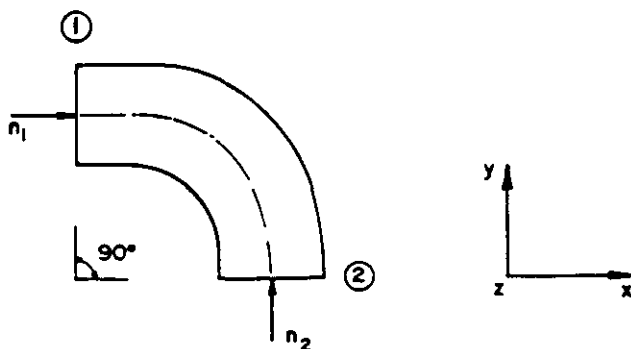


Figura 6.33.

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

	n_1	n_2
Eje	Angulos	
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:

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

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

F_z = 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 curav. 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 6.34, las componentes de la resultante F son:

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

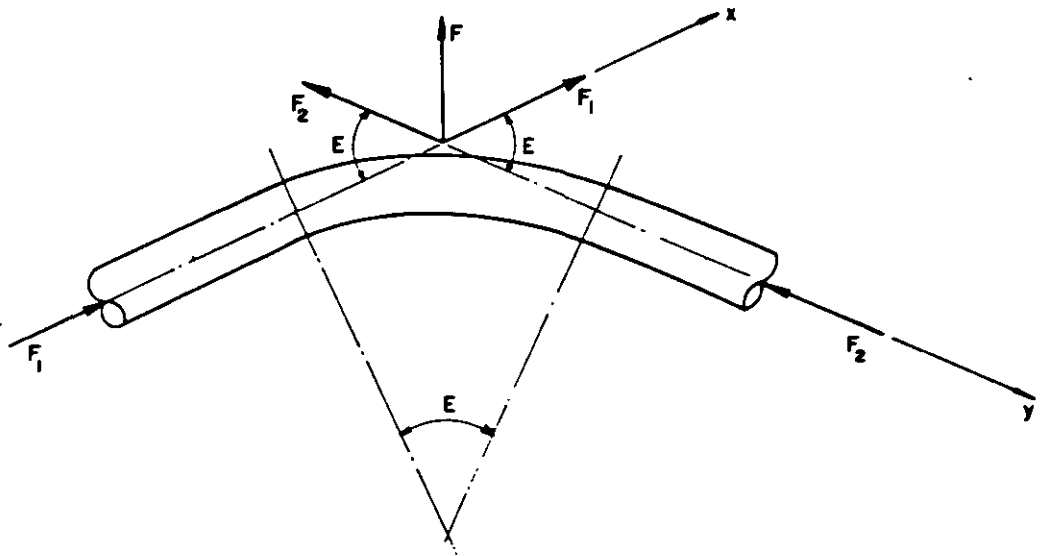


Figura 6.34.

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

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

Fuerza	F ₁	F ₂
Eje	Angulos	
X	A ₁ = 0	A ₂ = E
Y	B ₁ = E	B ₂ = 0
Z	C ₁ = 90°	C ₂ = 90°

simplificando

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

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

En fin:

$$F = F_{12} + F_{22}$$

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

En la Figura 6.35 P₁ 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:

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

Siendo A_A el ángulo de fricción entre el material de atraque y el terreno. Para este caso A_A = 30°. Generalmente se emplea un factor de seguridad de 1.2 en el diseño de los atraques.

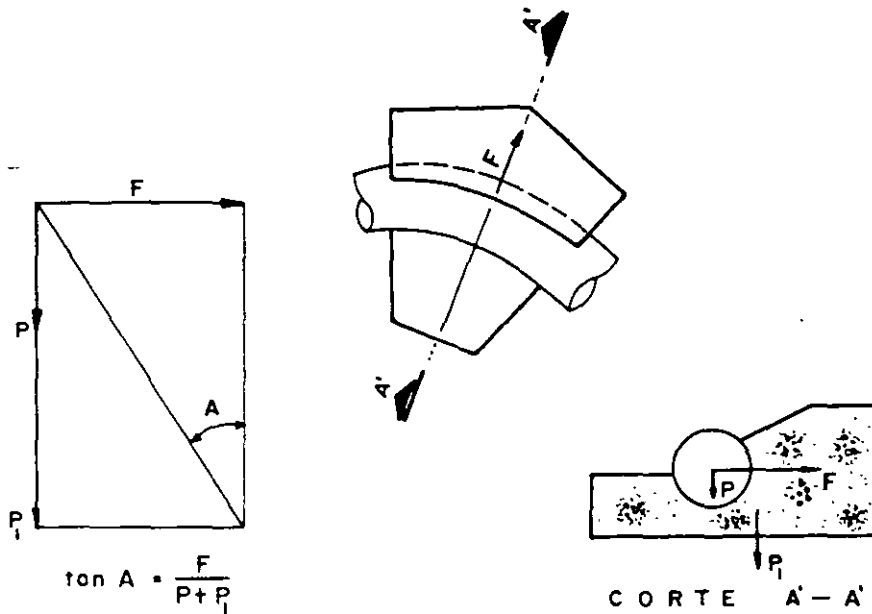


Figura 6.35.

Ejemplo 6.7

En una línea de conducción se ha instalado un codo de 45°, de 24 pulgadas de diámetro. La tubería conduce un gasto de 453 l/s. El codo se encuentra localizado a 1.8 km aguas abajo de un tanque que tiene una carga piezométrica de 33 m. El coeficiente de capacidad hidráulica de la tubería es $C = 140$. Determinar la fuerza resultante producida por la presión del agua en el codo para ser absorbida por medio de un atraque

Solución

Como se definió antes

$$F = 2S \left(P + \frac{\gamma V^2}{g} \right) \sin \frac{E}{2} \quad (6.20)$$

Donde:

F = Fuerza total sobre el codo en kg

S = Area de la sección transversal en m^2

P = Presión en la tubería (incluyendo la debida

al golpe de ariete en caso de presentarse) en kg/m^2

V = Velocidad del agua en la tubería en m/s

E = Angulo de deflexión de la tubería

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

En nuestro ejemplo $D = 24 \text{ pulgadas} = 0.6096 \text{ m}$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.6096)^2}{4} = 0.292 \text{ m}^2$$

$$Q = 453 \text{ l/s} = 0.453 \text{ m}^3/\text{s}$$

Así que

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.453}{0.292} = 1.55 \text{ m/s}$$

Presión interior de la tubería = carga piezométrica - pérdidas por fricción

Con la fórmula de Hazen y Williams:

$$h_f = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.0177435938 C D^{2.63}}}$$

Esta fórmula se ha convertido a un sistema mixto, en el que

$$Q = \text{l/s}$$

$$D = \text{pulgadas}$$

$$L = \text{metros}$$

$$C = 140$$

Sustituyendo estos valores:

$$h_f = \sqrt[0.54]{\frac{453}{0.0177435938 (140) (24)^{2.63}} (1.8 \times 1000)}$$

$$h_f = 5.25 \text{ m}$$

Luego, la presión en la tubería (no se considera el golpe de ariete) es:

$$P = 33 - 5.25 = 27.75 \text{ m} = 27750 \text{ kg/m}^2$$

$$F = 2(0.292) \left[(27750) + \left(\frac{1000 \times 1.55^2}{9.81} \right) \right] \text{ sen } \frac{45}{2}$$

$F = 6256 \text{ kg}$; fuerza que obra sobre el tubo, hacia afuera.

Con un factor de seguridad de 1.2

$$F' = 6256 \times 1.2 = 7507 \text{ kg}$$

El peso volumétrico del concreto es $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ y suponiendo un ángulo de fricción entre el material de atraque y el suelo $A_A = 30^\circ$, se obtiene el peso del atraque.

$$P = \frac{7507}{\tan 30^\circ} = 13002 \text{ kg}$$

y el volumen de concreto necesario:

$$V_c = \frac{13002}{2400} = 5.42 \text{ m}^3 \text{ de concreto}$$

Problemas

- 6.1. En la Figura P-6.1 se presenta el trazo altimétrico de una línea de conducción que parte de un dique con toma directa, cuyo nivel se encuentra a la altura 76.15 m y su extremo final descarga al nivel 20.67. A lo largo del trayecto se ha previsto una derivación de 10 l/s en el punto 11. El gasto total extraído del dique toma es de 50 l/s. Se requiere contar con una presión mínima de 3 kg/cm² en los puntos 11 y 22 de la línea para proyectos posteriores. Determinar los diámetros de la línea D_1 y D_2 adecuados para satisfacer la condición anterior, considerando que la tubería será de fibrocemento. Trazar la línea piezométrica de la solución adoptada en equilibrio dinámico, y la clase de tubería a utilizar en condiciones de equilibrio estático.
- 6.2 Con respecto al problema 6.1, resuelva el tramo 1-11 empleando dos diámetros.
- 6.3 Diseñar la línea de conducción y la de alimentación a la red de distribución cuyo trazo altimétrico se muestra en la Figura P-6.2, determinando:
 - a. Diámetro comercial de la tubería de fibrocemento en la línea de conducción y de PVC en la línea de alimentación a la red
 - b. Potencia necesaria del equipo de bombeo
 - c. Clase de tubería a usar

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

d. Cargo anual de bombeo, si el costo del KW hora es de N\$ 0.50

La carga disponible en la entrada a la red de distribución debe ser de 30 m para garantizar una presión adecuada en todos los puntos de la zona de servicio.

Se tienen los siguientes datos generales:

- . Población del último censo: 11,182 habitantes
- . Población del penúltimo censo: 8,375 habitantes
- . Crecimiento demográfico del tipo geométrico
- . Periodo económico de diseño: 15 años
- . Clima templado
- . Coeficientes de variación diaria y horaria, 1.2 y 1.5, respectivamente
- . Horario de bombeo: de 6:00 a 18:00 horas
- . Velocidad aproximada en la línea de conducción por impulsión a bombeo: 1.5 m/s
- . Pérdidas secundarias: 10% h_f

Los datos del pozo son los siguientes:

- . Nivel estático: cota 636 m
- . El pozo es totalmente penetrante (profundidad de 80 m)
- . Diámetro: 61 cm
- . Coeficiente de transmisibilidad $4.35 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
- . Radio de influencia 1500 m
- . Acuífero confinado

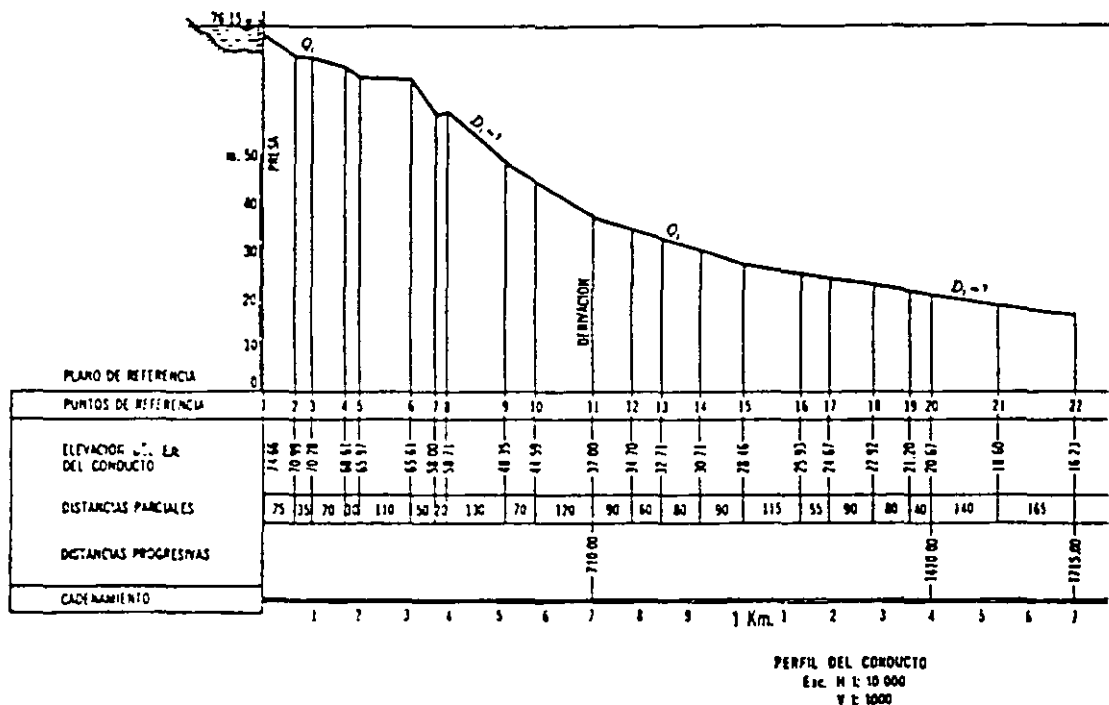
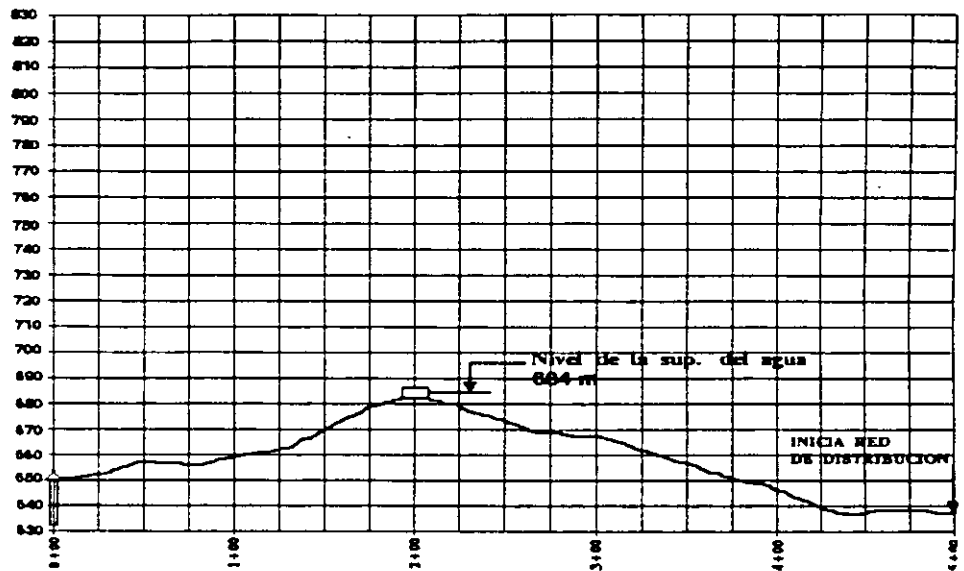


Figura P-6.1

- 6.4 Diseñe la línea de conducción cuyo trazo altimétrico se muestra en la Figura P-6.3, considerando fibrocemento para el material de la tubería y una velocidad aproximada a 1.5 m/s. El gasto de diseño es de 270 l/s.
- 6.5 Resuelva el Problema 6.4 considerando que toda la tubería será de PVC.
- 6.6 Se desea bombear agua entre dos puntos, los cuales tienen una diferencia de niveles de 70 m. El gasto de diseño es de 1 m³/s, y la longitud de la línea de conducción es de 2000 m. Calcule el diámetro del tubo y la presión interior de trabajo.



MATERIAL TUBERIA	
DIAMETRO	
CLASE	
ELEVACION PIEZOMETRICA	
COTA DEL TERRENO PLANTILLA	
CARGA DISPONIBLE	
DISTANCIAS PARCIALES	
DISTANCIAS ACUMULADAS	

Figura P-6.2.

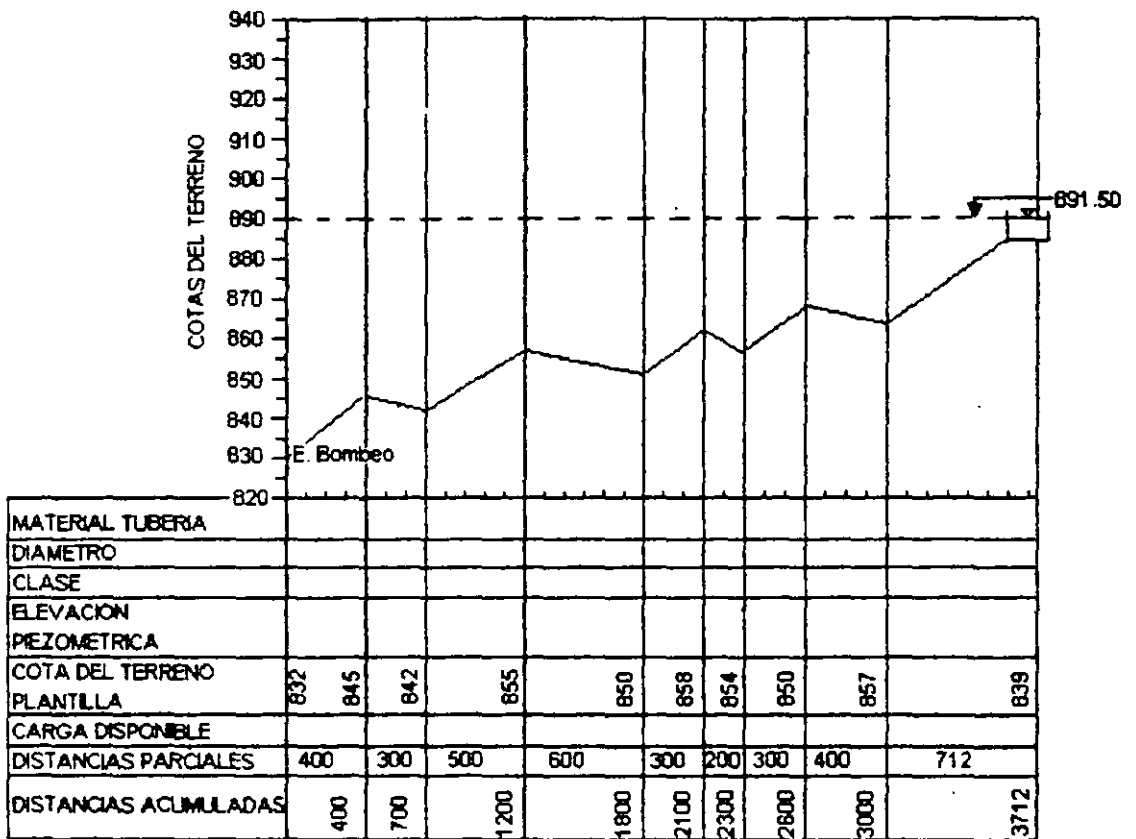


Figura P-6.3.

REGULARIZACION

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 períodos 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.

En este capítulo 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.

7.1 TIPOS DE TANQUES Y SU FUNCIONAMIENTO

Las principales categorías de los depósitos de almacenamiento son:

- a) Tanques superficiales
- b) Columnas reguladoras y
- c) Tanques elevados

7.1.1 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 ángulo (Figura 7.1.). Se deben instalar en el interior escaleras con peldaños de varilla

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

(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 7.2).

La ventilación también se proporciona por medio de aberturas con rejas de hierro de 30 x 60 cm instaladas en la periferia del tanque (Figura 7.3).

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 7.4).

Los tubos de demasías se instalan de manera que impidan la entrada de aves, insectos, roedores, etc. (Figura 7.5).

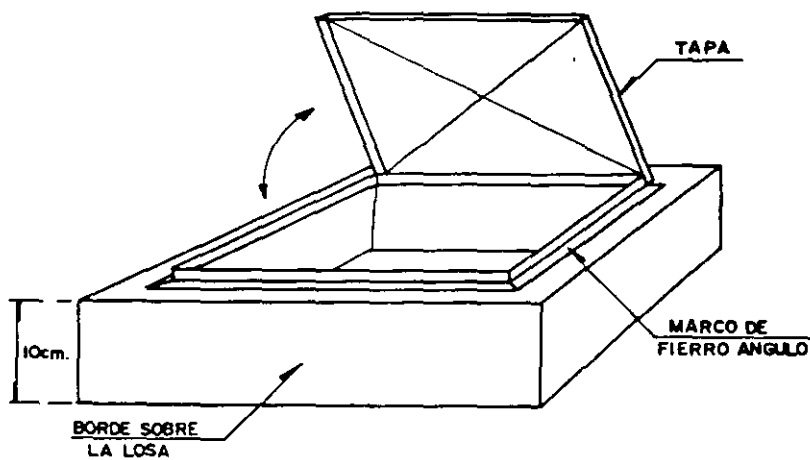


Figura 7.1. Registro para inspección del tanque.

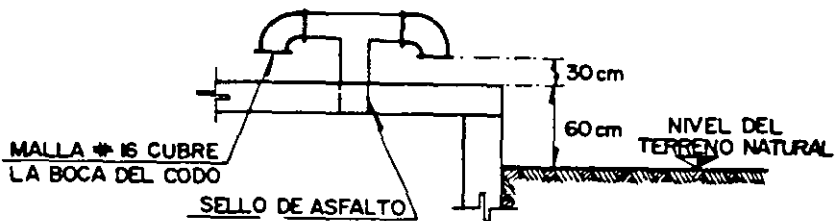


Figura 7.2. Ventilación del tanque con tubo vertical.

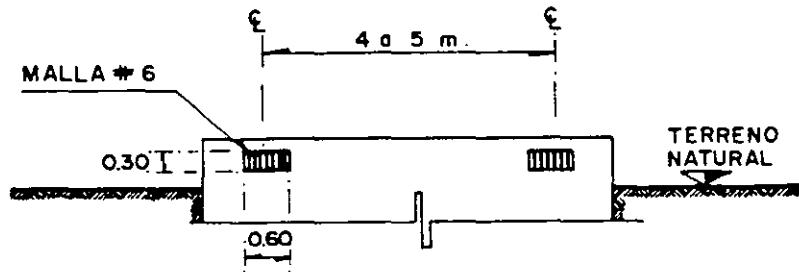


Figura 7.3. Ventilación con aberturas, con rejas y mallas.

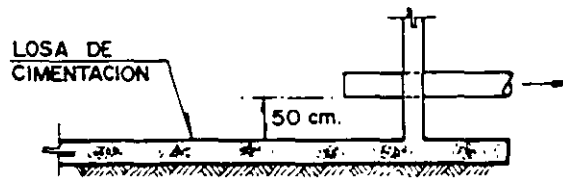


Figura 7.4. Salida de agua del tanque superficial.

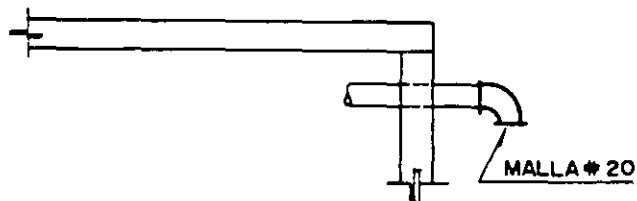


Figura 7.5. Tubo de demasías.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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 7.6).

Los dispositivos para la entrada de agua se ilustran en la Figura 7.7. 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.

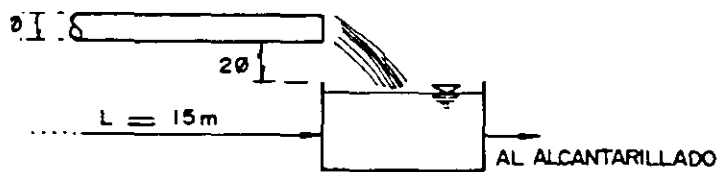


Figura 7.6. Tubo de desagüe para limpieza del tanque.

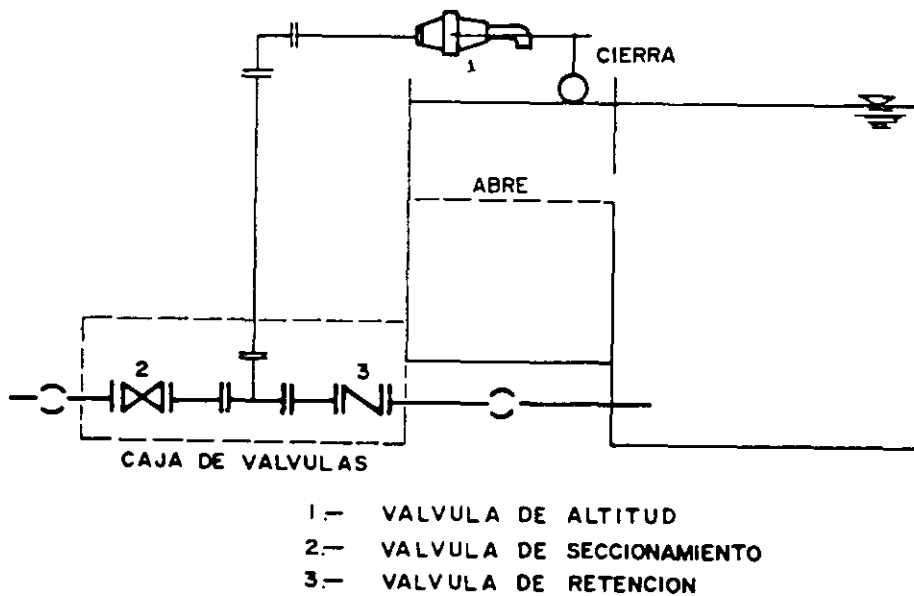


Figura 7.7. Disposición de la entrada de agua al tanque.

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 7.8).

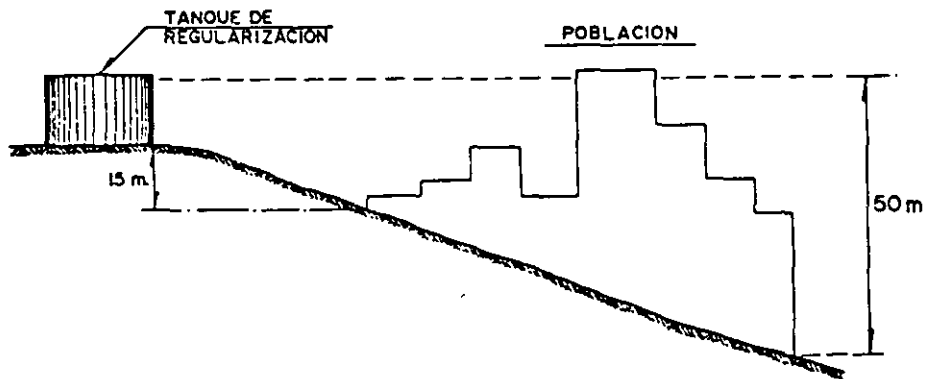


Figura 7.8. Posición del tanque de regularización superficial.

7.1.2 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 7.9).

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

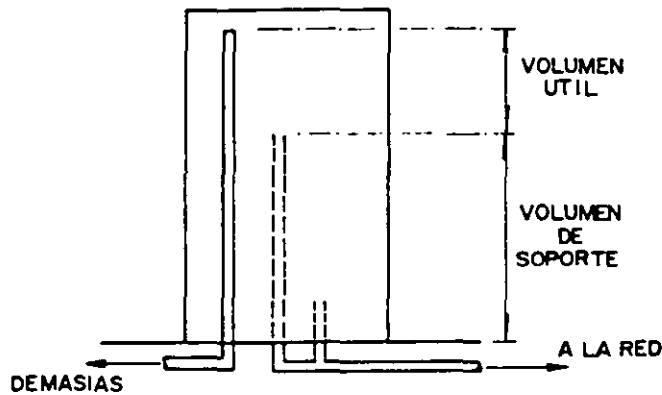


Figura 7.9. Columna reguladora.

menos que se pinten regularmente, protegiéndolas contra la corrosión. El diseño de la estructura se detalla en el capítulo 15 del libro "Water Supply Engineering" de Babbitt et al.

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.

7.1.3 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.

En la Figura 7.10 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 7.11 las presiones sobre toda el área municipal son más uniformes tanto en los períodos de mínima como de máxima demanda. Nótese que durante los períodos de alta demanda el tanque está suministrando agua en ambas direcciones, mientras que durante períodos 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, 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.

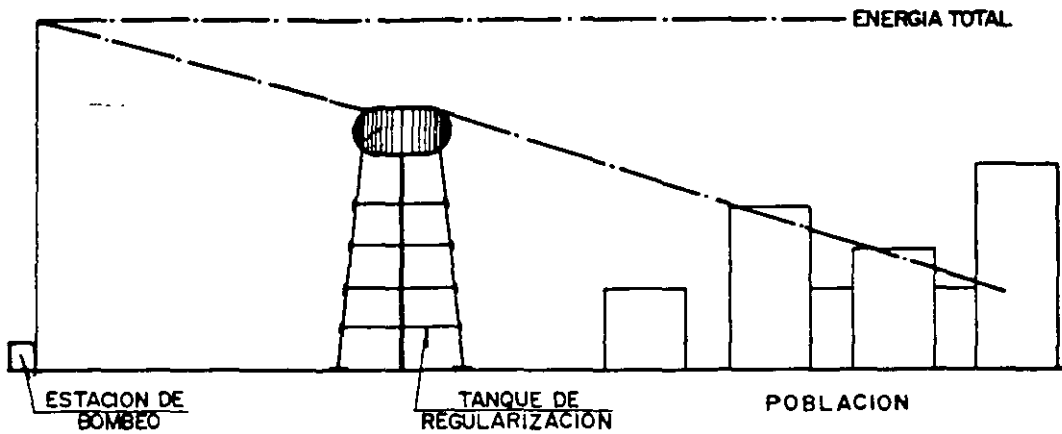


Figura 7.10. Tanque de regularización al extremo de la población.

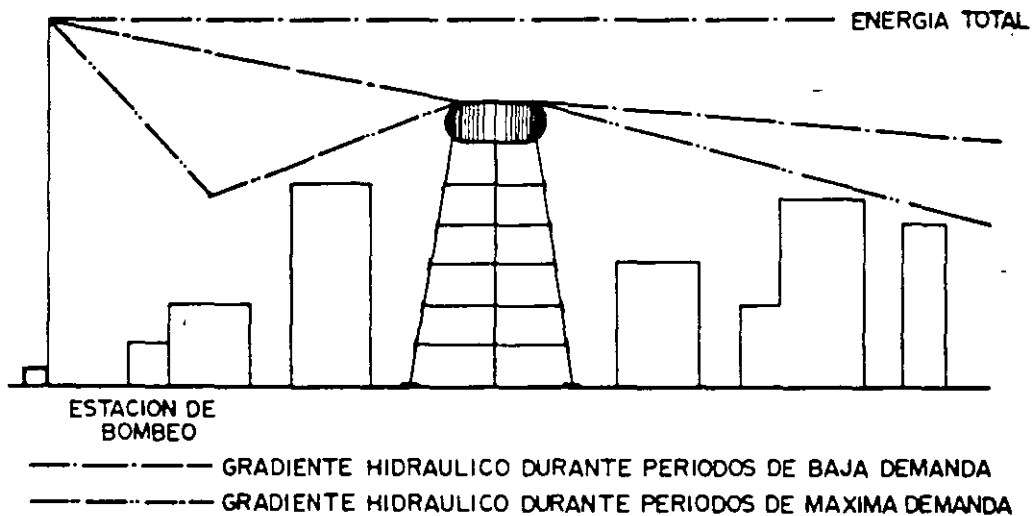


Figura 7.11. Tanque elevado cerca del centro de uso.

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 7.12, la solución se tiene como sigue:

$$Z_B + \frac{P_B}{\omega} = Z_C + \frac{P_{C1}}{\omega} + hf_1 \quad 7.2$$

$$Z_C + \frac{P_{C1}}{\omega} = Z_T + hf_2 \quad 7.3$$

$$Q_1 - Q_D = Q_2 \quad 7.1$$

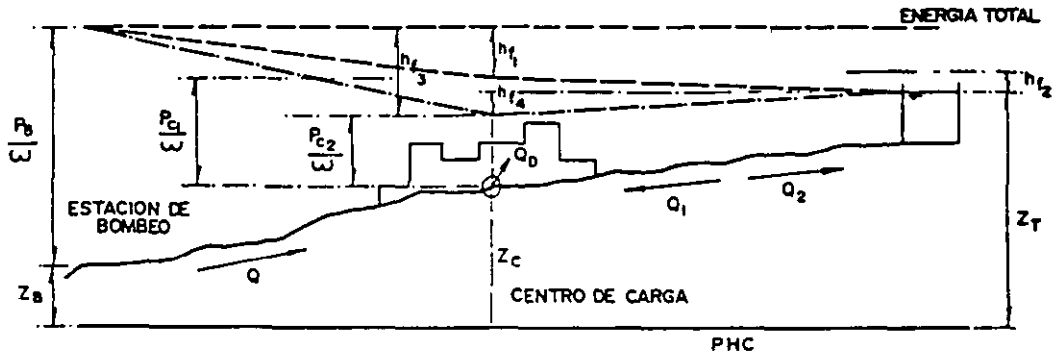


Figura 7.12.

Sumando 7.2 y 7.3 se obtiene:

$$h_{f_1} + h_{f_2} = Z_B + \frac{P_B}{\omega} - Z_T \quad 7.4$$

en donde:

Q_1 , gasto de bombeo

Q_D , demanda (centro de carga)

Q_2 , gasto al tanque

Z , elevaciones sobre un banco de nivel elegido

$\frac{P_B}{\omega}$ piezométrica producida por la estación de bombeo

$\frac{P_{c1}}{\omega}$ piezométrica residual en el centro de carga

h_f pérdidas por fricción

Se pueden adoptar valores para gradientes (h_f) y, conociendo las 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 P_{c1}/ω y resolviendo para h_{f_1} y h_{f_2} . Cuando se alcance una solución de manera que la ecuación 7.4 se satisfaga, se puede 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:

$$Q_1 + Q_2 = Q_D \quad (7.5)$$

$$Z_B + \frac{P_B}{\omega} = Z_C + \frac{P_{c2}}{\omega} + h_{f_3} \quad (7.6)$$

$$Z_C + \frac{P_{c2}}{\omega} = Z_T - h_{f_4} \quad (7.7)$$

Para un valor asumido de P_B/ω y por ensayos se puede alcanzar a satisfacer la ecuación 7.5. 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 versus 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.

7.2 CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE REGULARIZACION

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 7.1. Tomando en cuenta esta ley, el hidrograma de consumo de una población quedaría como se muestra en la Figura 7.13.

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.

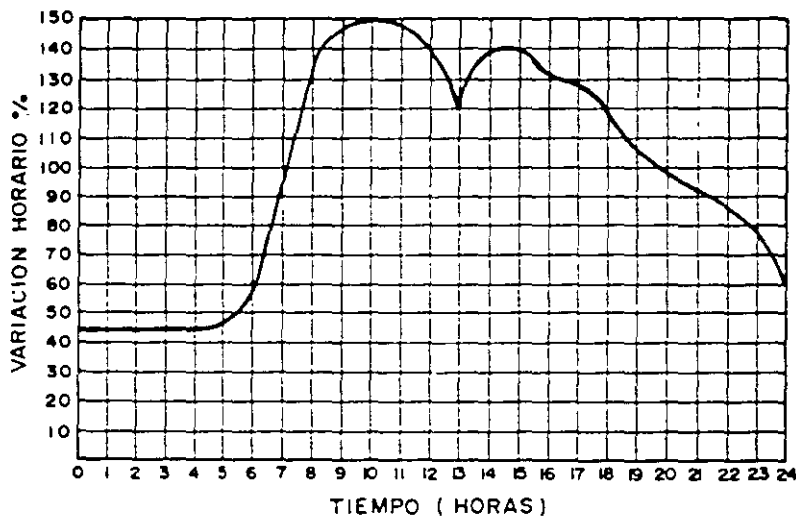


Figura 7.13 Hidrograma de consumo de una población pequeña.

7.2.1 Cálculo Analítico

El cálculo se hace mediante una tabla como la que se presenta en el Cuadro 7.2; 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

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

prevalece hasta las 15 horas en donde el tanque se encuentra 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 al 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.

Cuadro 7.1. Ley de demandas horarias.

Variaciones del consumo, expresadas como porcentajes horarios del gasto máximo diario en algunas poblaciones

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

Cuadro 7.2. Volumen de regularización para el caso de suministro las 24 horas.

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	60	+ 40	+ 315
6 - 7	100	90	+ 10	+ 325
7 - 8	100	135	- 35	+ 290
8 - 9	100	150	- 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	60	+ 40	0
Total	2,400	2,400		

$$C = 325 + 80 = 405 \%$$

$$C = 4.05 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{máx} = 14.58 Q_{máx}$$

C = Capacidad del tanque en m³

Q_{máx} = Gasto máximo diario en l/s

(1) Partiendo de las variaciones horarias del Cuadro 7.1 poblaciones pequeñas.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

En el cuadro 7.3 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).

En el cuadro 7.4 se observa que bombeando de la fuente al tanque durante 8 horas (por ejemplo de las 7:00 a las 15:00 horas) el porcentaje de suministro es

$$\frac{2400}{8} = 300 \% \text{ (Ver Cuadro 7.4)}$$

Cuadro 7.3. Adición del déficit del Cuadro 7.2 para cubrir las demandas.

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 7.4. Volumen de regularización para un suministro de 8 horas al tanque.

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

$$C_1 = 375 + 900 = 1275 \%$$

$$C = 12.75 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{\max} = 45.90 Q_{\max}$$

Q_{\max} = Gasto máx. diario en l/s

C = Capacidad en m³

(1) Partiendo de las variaciones horarias del Cuadro 7.1 poblaciones pequeñas.

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 7.1 para poblaciones pequeñas.

Caso: 12 horas de bombeo.

Bombeando de las 7 a las 19 horas con un Q de bombeo de 200%.

$$C_t = 420 + 375 = 795\%$$

$$C = 7.95 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{Md} = 28.62 Q_{Md}$$

Q_{Md} = Gasto máximo diario en lts/seg

C = Capacidad en m³

Caso: 16 horas de bombeo.

Bombeando de las 6 a las 22 horas con un Q de Bombeo de 150%

$$C_t = 140 + 285 = 425\%$$

$$C = 4.25 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{Md} = 15.30 Q_{Md}$$

Caso : 20 horas de bombeo.

Bombeando de las 4 a las 24 horas con un Q de Bombeo de 120%

$$C_t = 200 \%$$

$$C = 2 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{Md} = 7.2 Q_{Md}$$

7.2.2 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 7.14).

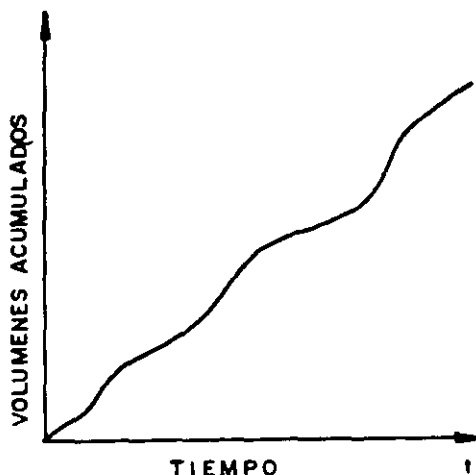


Figura 7.14. Diagrama de Rippl o curva masa.

Características del diagrama de RIPPL.

1. La diferencia de ordenadas para dos tiempos dados mide el volumen escurrido en ese intervalo (Figura 7.15), 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 7.16.

$$Q = \frac{dv}{dt}$$

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 7.17.

$$Q_{\text{medio}} = \frac{\text{Volumen escurrido}}{t_2 - t_1}$$

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 7.18.

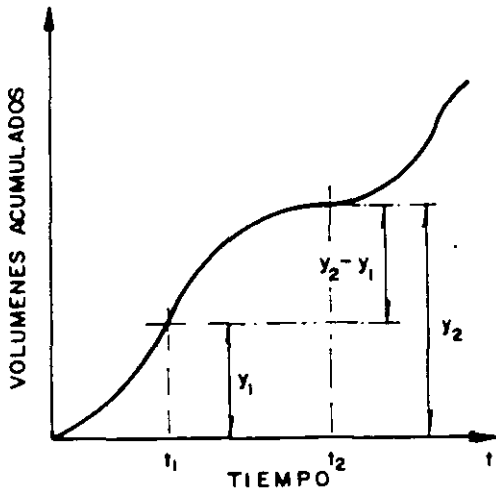


Figura 7.15. Volumen escurrido en un intervalo de tiempo

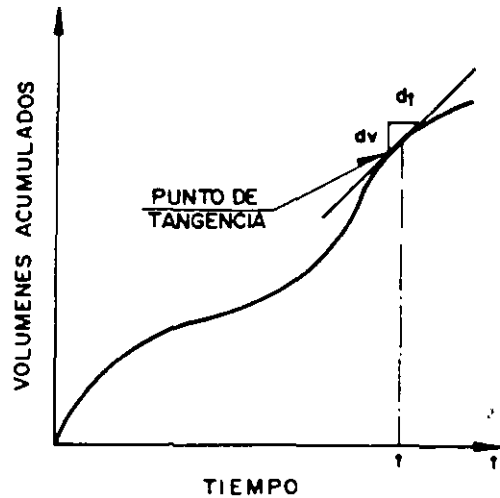


Figura 7.16. La pendiente de la tangente en un instante de la curva masa representa el gasto en ese instante.

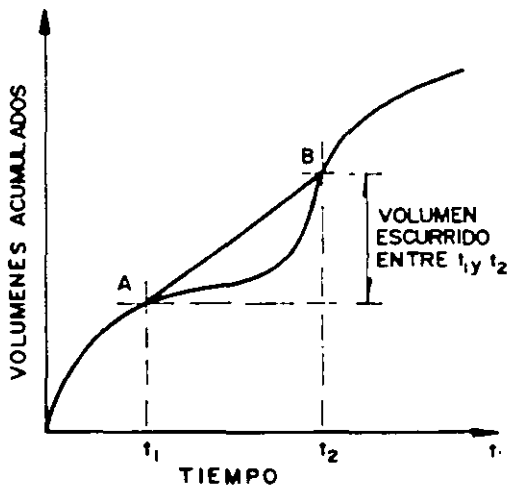


Figura 7.17. La pendiente de la recta AB representa el gasto medio entre los instantes t_1 y t_2

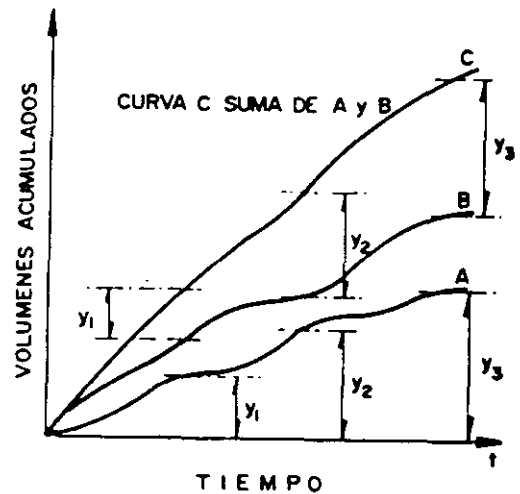


Figura 7.18. Suma de curvas masa.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

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.

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 coordenados haciendo coincidir las escalas de tiempo. Figura 7.19.

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.

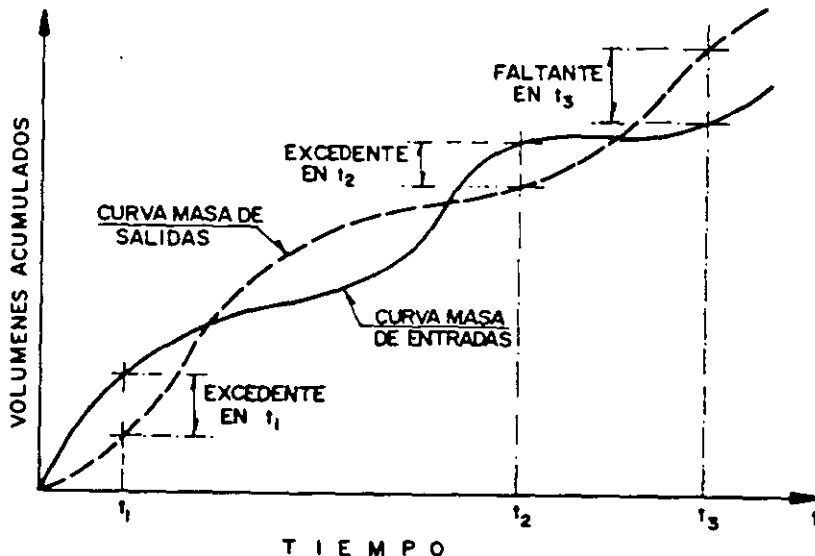


Figura 7.19. Combinación de curvas masa de entradas y salidas.

Ejemplo 7.1

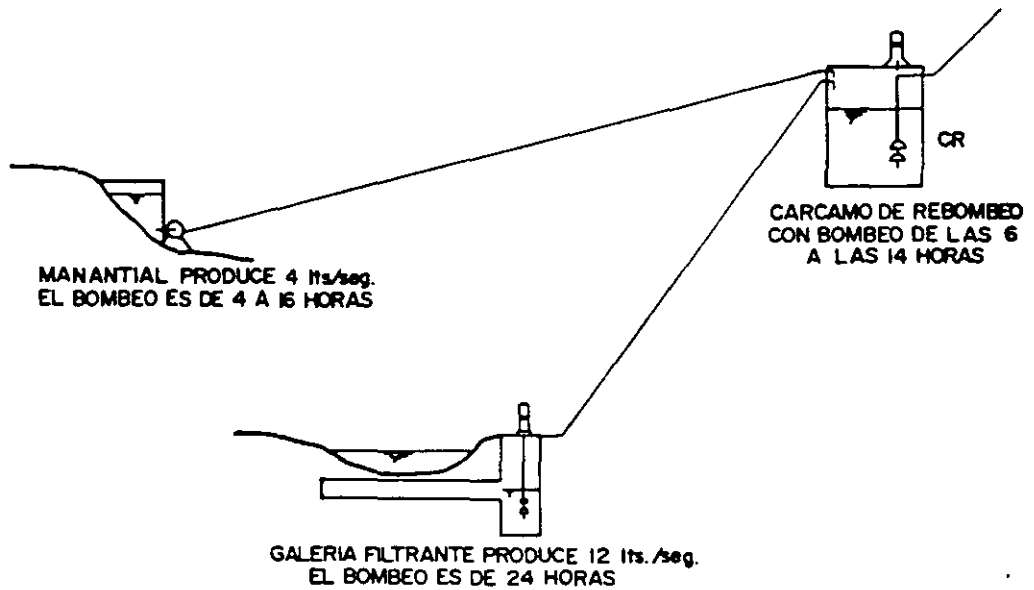


Figura 7.20.

El cárcamo de rebombeo CR (Figura 7.20) es alimentado por dos fuentes de abastecimiento con los gastos y los tiempos de bombeo indicados.

Calcular el volumen del CR por medio de:

a) Método gráfico:

Curvas masa con volúmenes y;

Curvas masa con porcentajes horarios

b) Método analítico:

Procedimiento con volúmenes y;

Procedimiento con porcentajes de volumen

Solución.

a) Método gráfico

a.1) Curvas masa con volúmenes

El volumen diario total que proporciona el manantial en forma continua es de:

Volumen producido por manantial =

$$\frac{4 \times 24 \times 3600}{1000} = 345.60 \text{ m}^3$$

Pero este volumen se bombea sólo durante 12 horas al día, por lo que, en realidad también habría que calcular un cierto volumen de almacenamiento para la caja del manantial con una entrada constante y una salida intermitente.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

La curva masa correspondiente al manantial es la gráfica M de la Figura 7.21 y se dibuja a partir del punto de inicio del bombeo con volumen acumulado igual a cero, hasta el punto que representa la terminación del bombeo y el volumen total acumulado. La pendiente de esta gráfica representa el gasto medio en el intervalo de tiempo considerado y es igual a:

q bombeo del manantial =

$$\frac{345.60 \times 1000}{12 \times 3600} = 8 \frac{l}{s}$$

O visto de otra manera:

$$q_{\text{entrada}} \times \text{horas entrada} = q_{\text{salida}} \times \text{horas salida}$$

$$q_{\text{salida}} = q_{\text{entrada}} \frac{\text{horas entrada}}{\text{horas salida}}$$

O sea

$$q_{\text{salida caja manantial}} = \frac{4 (24)}{12} = 8 \frac{l}{s}$$

Lo que equivale a bombear de las 4 a las 16 horas ((8 X 3600)/1000) = 28.8 m³/hora.

El volumen diario total que proporciona la galería filtrante es:

$$\frac{12 \times 24 \times 3600}{1000} = 1036.80 \text{ m}^3$$

La curva masa correspondiente a la galería filtrante es la gráfica G de la Figura 7.21 y se traza de forma similar a la gráfica M. La pendiente de la curva G representa el gasto medio para el intervalo de tiempo considerado, o sea:

q bombeo galería filtrante =

$$\frac{1036.80 \times 1000}{24 \times 3600} = 12 \frac{l}{s}$$

Lo que equivale a bombear de las 0 a las 24 horas ((12 X 3600)/ 1000) = 43.2 m³/hora.

La suma de las dos curvas masa de entrada al cárcamo CR es la gráfica S de la Figura 7.21, siendo el volumen diario total acumulado de entrada de:

$$345.60 + 1036.80 = 1382.40 \text{ m}^3$$

La curva masa que representa la ley de salida del cárcamo CR es la gráfica C de la Figura 7.22 y se traza desde el punto de inicio del bombeo con volumen cero hasta el punto que representa la terminación del bombeo y el volumen total acumulado que debe bombearse diariamente. La pendiente de esta gráfica representa el gasto de bombeo en el cárcamo CR durante el intervalo de tiempo considerado, o sea:

$$q \text{ bombeo salida } \frac{\text{cárcamo CR}}{\text{cárcamo CR}} = \frac{1382.40 \times 1000}{8 \times 3600} = 48 \frac{l}{s}$$

La combinación de las curvas masa de entrada y salida al cárcamo CR se muestra en la Figura 7.22 y del estudio de estas gráficas puede deducirse que:

Y₆ = Máximo volumen excedente

Y₁₄ = Máximo volumen faltante

Se requieren estos volúmenes máximos de almacenamiento para poder efectuar la regulación de los volúmenes de entrada y salida. Por consiguiente, el volumen de almacenamiento que debe tener el cárcamo CR es:

$$\text{Volumen Cárcamo} = \text{Máximo excedente} + \text{Máximo faltante}$$

Esta condición se desprende al analizar las gráficas de la Figura 7.22, pues puede observarse que si a las cero horas empieza a llenarse el cárcamo CR, a las 6 horas, momento en que se inicia el bombeo de salida en este cárcamo, se tendrá un volumen máximo de entrada acumulado representado por la ordenada Y₆. A partir de este punto como el gasto de salida del cárcamo es mayor que el de entrada, el volumen almacenado se va reduciendo y llegará un instante en que se vacíe dicho cárcamo; este instante se presenta en el punto E, donde se cruzan las dos curvas masa.

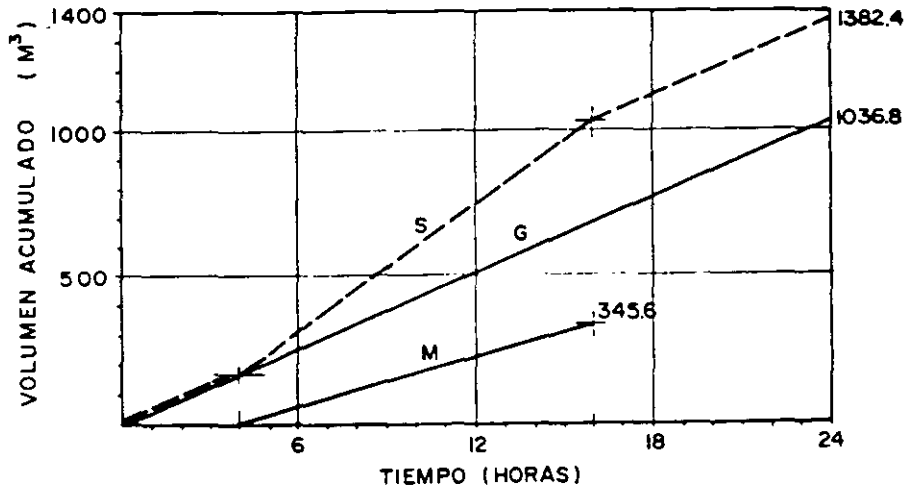


Figura 7.21.

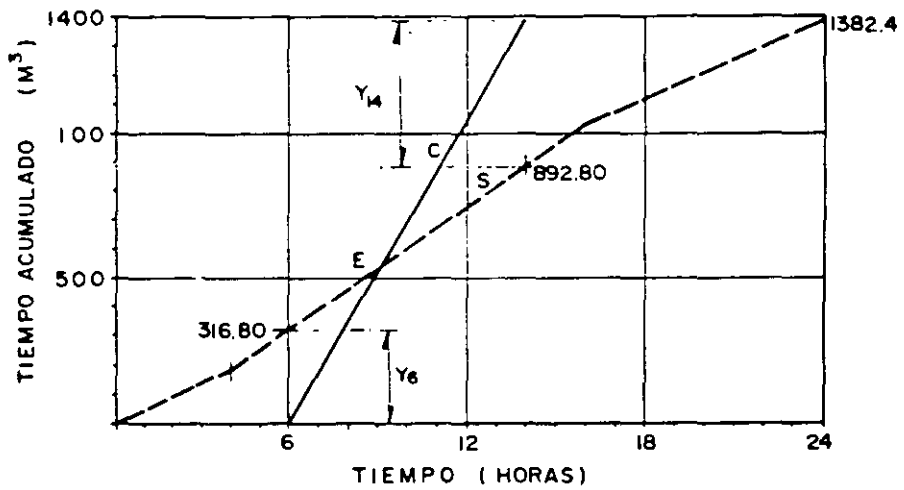


Figura 7.22.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Después de este punto y hasta las 14 horas (terminación de bombeo) el gasto de salida es mayor que el de entrada, por lo que, se tendrá un volumen máximo de almacenamiento faltante representado por la diferencia de ordenadas en el momento en que termina el bombeo de salida en el cárcamo, que es igual al volumen de entrada que se acumularía de las 14 a las 24 horas. (Figura 7.22).

Por lo tanto, para que no falte el agua, el volumen de almacenamiento tendrá que ser la suma del máximo volumen excedente más el máximo volumen faltante.

Lo anterior también puede verse de la siguiente manera: consideremos que el cárcamo CR comienza a llenarse a las 14 horas para un ciclo de 24 horas (un día), entonces la combinación de las curvas masa de entrada y de salida será como se muestra en la Figura 7.23, en donde S'

es la curva masa de entrada y C es la curva masa de salida. De estas gráficas puede deducirse inmediatamente que el máximo volumen acumulado es el valor de la ordenada Y_1 en la hora 6, ya que a partir de este punto se inicia el bombeo en el cárcamo CR y como el gasto de salida es mayor que el de entrada, el máximo volumen requerido de almacenamiento será igual al máximo volumen que se había acumulado. El volumen presentado por la ordenada Y_1 puede observarse que es igual a la suma de las ordenadas Y_6 y Y_{14} de la Figura 7.22, o sea:

$$Y_6 = (316.80 - 0) = 316.80$$

$$Y_{14} = (1382.40 - 892.80) = 489.60 \text{ de donde}$$

$$Y_1 = Y_6 + Y_{14} = 316.8 + 489.60 = 806.40 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen cárcamo} = 806.40 \text{ m}^3$$

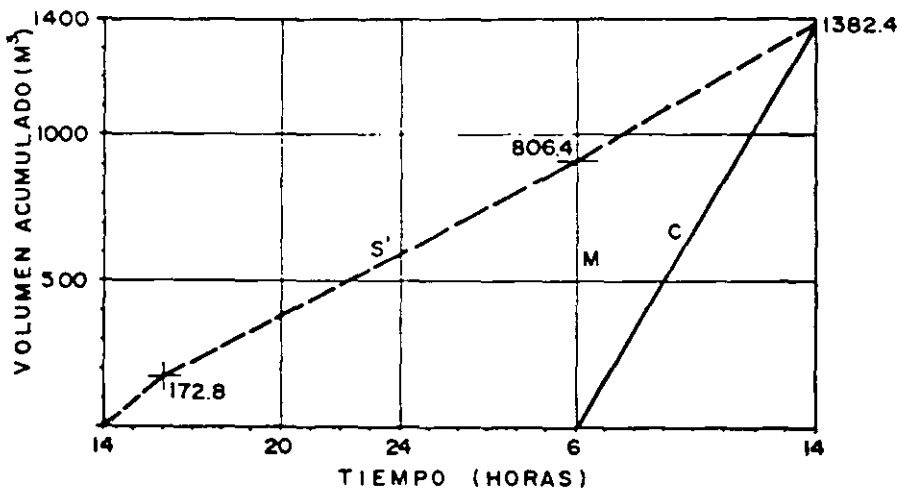


Figura 7.23.

a.2) *Curvas masa con porcentajes horarios.*

Para resolver el ejemplo usando porcentajes con respecto al gasto medio horario, hay que trazar las curvas masa de entrada y de salida con los datos de dichos porcentajes y los tiempos correspondientes. Como los porcentajes para este caso se consideran con respecto a un gasto medio horario, la unidad de tiempo es la hora que es lo más usual, pero puede aplicarse el procedimiento para cualquier otra unidad de tiempo.

Por lo tanto, al gasto medio de cada hora de un ciclo de 24 se le asigna un 100% de gasto y las variaciones de los caudales de entrada o de salida se darán como porcentajes con relación a este 100%.

Si el tiempo de trabajo es un ciclo completo de 24 horas (un día) y a cada hora le corresponde el 100% del gasto medio horario, el porcentaje correspondiente a un día será de:

$$24 \text{ horas} \times 100\% = 2400\%$$

Para dibujar la curva masa de los volúmenes de entrada al cárcamo CR, se necesita calcular en primer lugar el gasto medio horario total de entrada y después los porcentajes con respecto a éste que le corresponden a cada uno de los gastos horarios de entrada. Se puede entonces trazar una curva masa para cada fuente de abastecimiento y después sumarlas o trazar directamente la curva masa para el gasto total de entrada. Haciéndolo de esta última manera, se tiene:

Volumen medio horario de entrada =

$$= \frac{\text{Volumen total de entrada}}{24} = \frac{1382.40}{24} = 57.60 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

O sea que el gasto medio horario vale 57.60 m³/hora.

Ahora bien, de 0 a 4 y de 16 a 24 horas entra al cárcamo CR sólo el gasto de la galería filtrante, por lo que, en cada hora de estos lapsos entrará

un volumen de:

$$\frac{12 \times 3600}{1000} = 43.20 \text{ m}^3, \text{ o sea } (43.20 \frac{\text{m}^3}{\text{h}})$$

Entonces el porcentaje del gasto medio horario que entra en estos intervalos de tiempo es de:

$$\frac{43.20}{57.60} \times 100 = 75 \%$$

De las 4 a las 16 horas entra al cárcamo el gasto de la galería más el del manantial o sea 20 l/s, por lo que en cada hora de este intervalo entrará un volumen de:

$$\frac{20 \times 3600}{1000} = 72.00 \text{ m}^3, \text{ o sea } (72.00 \text{ m}^3/\text{h})$$

El porcentaje será entonces de:

$$\frac{72.00}{57.60} \times 100 = 125 \%$$

Como comprobación tenemos que:

$$75\% \times 12 + 125\% \times 12 = 2400\%$$

La curva masa de entrada al cárcamo resulta entonces como se muestra en la gráfica N de la Figura 7.24.

Por lo que toca a la curva masa de los volúmenes de salida del cárcamo CR, es necesario calcular qué porcentaje del gasto medio horario se tiene cada hora del intervalo de tiempo que dura el bombeo de salida, o sea:

$$\begin{aligned} \text{Porcentaje total durante 24 horas} &= 2400\% \\ \text{Tiempo de bombeo de salida} &= 8 \text{ horas} \\ \text{Porcentaje horario bombeo salida} &= \frac{2400}{8} \\ &= 300\% \end{aligned}$$

En vista de esto, la curva masa de la salida del cárcamo queda como se muestra en la gráfica L de la Figura 7.24.

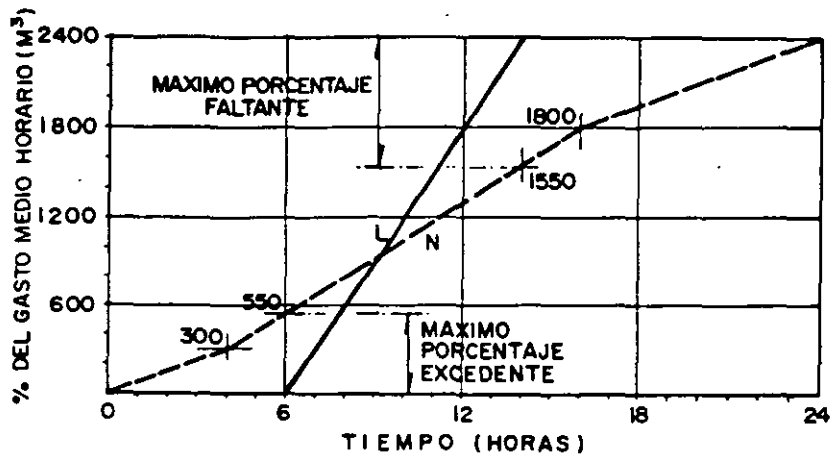


Figura 7.24.

Haciendo un análisis semejante al descrito de las curvas masa de entrada y de salida que aparecen en la Figura 7.22 se encuentra que el volumen requerido de almacenamiento será la suma de las ordenadas que representan el máximo porcentaje de volumen excedente más el máximo porcentaje de volumen faltante, multiplicada por el gasto medio horario, o sea:

$$\text{Volumen Cárcomo} = \frac{Q \text{ medio horario}}{100} \times$$

$$\Sigma(\text{Máximo porcentaje excedente} + \text{Máximo porcentaje faltante})$$

Para el ejemplo se tiene (ver Figura 7.24)

$$\text{Volumen Cárcomo} = \frac{57.60}{100} (550 + 850) = 806.40 \text{ m}^3$$

b) Método Analítico

Con el objeto de facilitar y sistematizar los cálculos, se acostumbra realizarlos mediante una tabla como la mostrada en el Cuadro 7.5.

b.1) Procedimiento con volúmenes.

Este procedimiento se ilustra en el Cuadro 7.5. En la columna 1 se enlista el ciclo de tiempo con las unidades consideradas; en la columna 2 se

anota la ley de entrada, tomando en cuenta el o los conductos de entrada así como la forma en que entregan los volúmenes de acuerdo con la unidad de tiempo seleccionada; en la columna 3 se anota la ley de salida en forma similar a la anterior; en la columna 4 se anota la diferencia algebraica entre los volúmenes de entrada y los de salida y, finalmente en la columna 5, se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

Para los datos del ejemplo se tiene:

$$\text{Volumen horario Galería filtrante} = \frac{12 \times 3600}{1000} = 43.20 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Suministrado durante las 24 horas.

$$\text{Volumen horario Manantial} = \frac{8 \times 3600}{1000} = 28.80 \text{ m}^3$$

Suministrado sólo de las 4 a las 16 horas.

Cuadro 7.5. Método Análítico para el cálculo del volumen de almacenamiento a base de volúmenes acumulados.

HORAS	ENTRADA m ³	SALIDAS m ³	DIFERENCIAS m ³	DIFERENCIAS ACUMULADAS m ³
1	2	3	4	5
0 - 1	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 43.20
1 - 2	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 86.40
2 - 3	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 129.60
3 - 4	+ 43.20	0	+ 43.20	+ 172.80
4 - 5	+ 72.00	0	+ 72.00	+ 244.80
5 - 6	+ 72.00	0	+ 72.00	+ 316.80*
6 - 7	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	+ 216.00
7 - 8	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	+ 115.20
8 - 9	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	+ 14.40
9 - 10	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	- 86.40
10 - 11	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	- 187.20
11 - 12	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	- 288.00
12 - 13	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	- 388.80
13 - 14	+ 72.00	- 172.80	- 100.80	- 489.60*
14 - 15	+ 72.00	0	+ 72.00	- 417.60
15 - 16	+ 72.00	0	+ 72.00	- 345.60
16 - 17	+ 43.20	0	+ 43.20	- 302.40
17 - 18	+ 43.20	0	+ 43.20	- 259.20
18 - 19	+ 43.20	0	+ 43.20	- 216.00
19 - 20	+ 43.20	0	+ 43.20	- 172.80
20 - 21	+ 43.20	0	+ 43.20	- 129.60
21 - 22	+ 43.20	0	+ 43.20	- 86.40
22 - 23	+ 43.20	0	+ 43.20	- 43.20
23 - 24	+ 43.20	0	+ 43.20	0
	$\Sigma = 1382.40$	$\Sigma = 1382.40$		

Por lo tanto el volumen horario alimentado al cárcamo CR de las 4 a las 16 horas será de:

$$43.20 + 28.80 = 72.00 \text{ m}^3$$

Además:

Volumen horario de salida del Cárcamo =

$$= \frac{48 \times 3600}{1000} = 172.80 \text{ m}^3$$

Bombeado sólo de las 6 a las 14 horas.

Los cálculos quedan entonces como se muestra en el Cuadro 7.5.

Al revisar la columna de diferencias acumuladas se observa que el máximo volumen acumulado faltante es de 489.60 m³ y el máximo volumen excedente es de 316.80 m³.

Por lo tanto, y procediendo de acuerdo a como se explicó antes, el volumen requerido de almacenamiento será la suma de estos dos volúmenes, o sea:

$$\text{Volumen Cárcamo} = \Sigma [| + 316.80 | + | - 489.60 |] = 806.40 \text{ m}^3$$

Este método analítico puede también aplicarse considerando únicamente los volúmenes de almacenamiento que se requieren para cubrir la demanda que se tenga, o sea que dicho volumen debe ser suficiente para satisfacer los volúmenes de salida durante el o los intervalos de tiempo en que la salida es mayor que la entrada. Lo anterior, está basado en el hecho de que al término del ciclo considerado, generalmente un día, el volumen total de salida debe necesariamente ser igual al volumen total de entrada. Esta forma de realizar el cálculo se muestra en el Cuadro 7.6.

Puede observarse que la suma de la columna de volúmenes requeridos para cubrir la demanda da un resultado exactamente igual al caso anterior, o sea:

$$\text{Volumen cárcamo} = 806.40 \text{ m}^3$$

b.2) Procedimiento con porcentaje de volumen.

Para el cálculo analítico del volumen de almacenamiento a base de porcentajes de volumen, se sigue el mismo procedimiento que en el inciso precedente con la única diferencia que ahora los datos de entrada y de salida se manejan como porcentajes del gasto medio horario para el ciclo considerado.

Por lo tanto, los porcentajes a considerar para la entrada y la salida al cárcamo CR son los determinados anteriormente y el cálculo del volumen de almacenamiento se realiza como se muestra en el Cuadro 7.7.

De la observación de los valores de la columna de diferencias acumuladas, se deduce que el máximo porcentaje excedente es de 550% y el máximo porcentaje faltante es de 850%, por lo que:

$$\text{Volumen Cárcamo} = \frac{q_{\text{maximo}}}{100} \Sigma [| \text{Máximo Porcentaje Excedente} | + | \text{Máximo Porcentaje Faltante} |]$$

O sea:

$$\text{Volumen Cárcamo} = \frac{57.60}{100} [| +550 | + | -850 |] = 806.40 \text{ m}^3$$

El cálculo analítico del volumen de almacenamiento a base de porcentajes de volumen, pero ahora considerando sólo los volúmenes de almacenamiento requeridos para satisfacer la demanda, se muestra en el Cuadro 7.8.

Se tiene entonces que la suma de porcentajes del gasto medio horario requerido para satisfacer la demanda es de 1400%, por lo que:

$$\text{Volumen Cárcamo} = \frac{57.60}{100} \times 1400 = 806.40 \text{ m}^3$$

Cuadro 7.6. Método analítico para el cálculo del volumen de almacenamiento a base del volumen requerido para cubrir la demanda.

HORAS	ENTRADAS m ³	SALIDAS m ³	VOLUMEN REQUERIDO PARA CUBRIR LA DEMANDA m ³
0 - 1	43.20	0	0
1 - 2	43.20	0	0
2 - 3	43.20	0	0
3 - 4	43.20	0	0
4 - 5	72.00	0	0
5 - 6	72.00	0	0
6 - 7	72.00	172.80	100.80
7 - 8	72.00	172.80	100.80
8 - 9	72.00	172.80	100.80
9 - 10	72.00	172.80	100.80
10 - 11	72.00	172.80	100.80
11 - 12	72.00	172.80	100.80
12 - 13	72.00	172.80	100.80
13 - 14	72.00	172.80	100.80
14 - 15	72.00	0	0
15 - 16	72.00	0	0
16 - 17	43.20	0	0
17 - 18	43.20	0	0
18 - 19	43.20	0	0
19 - 20	43.20	0	0
20 - 21	43.20	0	0
21 - 22	43.20	0	0
22 - 23	43.20	0	0
23 - 24	43.20	0	0
	$\Sigma = 1382.40$	$\Sigma = 1382.40$	$\Sigma = 806.40$

Cuadro 7.7. Método analítico para el cálculo del volumen de almacenamiento a base de porcentajes del gasto medio horario.

HORA	ENTRADAS %	SALIDAS %	DIFERENCIAS %	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	+ 75	0	+ 75	+ 75
1 - 2	+ 75	0	+ 75	+ 150
2 - 3	+ 75	0	+ 75	+ 225
3 - 4	+ 75	0	+ 75	+ 300
4 - 5	+ 125	0	+ 125	+ 425
5 - 6	+ 125	0	+ 125	+ 550*
6 - 7	+ 125	- 300	- 175	+ 375
7 - 8	+ 125	- 300	- 175	+ 200
8 - 9	+ 125	- 300	- 175	+ 25
9 - 10	+ 125	- 300	- 175	- 150
10 - 11	+ 125	- 300	- 175	- 325
11 - 12	+ 125	- 300	- 175	- 500
12 - 13	+ 125	- 300	- 175	- 675
13 - 14	+ 125	- 300	- 175	- 850*
14 - 15	+ 125	0	+ 125	- 725
15 - 16	+ 125	0	+ 125	- 600
16 - 17	+ 75	0	+ 75	- 525
17 - 18	+ 75	0	+ 75	- 450
18 - 19	+ 75	0	+ 75	- 375
19 - 20	+ 75	0	+ 75	- 300
20 - 21	+ 75	0	+ 75	- 225
21 - 22	+ 75	0	+ 75	- 150
22 - 23	+ 75	0	+ 75	- 75
23 - 24	+ 75	0	+ 75	0
	$\Sigma = 2400$	$\Sigma = 2400$		

Cuadro 7.8. Método analítico para el cálculo del volumen de almacenamiento a base de los porcentajes del gasto medio horario requeridos para cubrir la demanda.

HORAS	ENTRADAS %	SALIDAS %	PORCENTAJES REQUERIDOS
0 - 1	75	0	0
1 - 2	75	0	0
2 - 3	75	0	0
3 - 4	75	0	0
4 - 5	125	0	0
5 - 6	125	0	0
6 - 7	125	300	175
7 - 8	125	300	175
8 - 9	125	300	175
9 - 10	125	300	175
10 - 11	125	300	175
11 - 12	125	300	175
12 - 13	125	300	175
13 - 14	125	300	175
14 - 15	125	0	0
15 - 16	125	0	0
16 - 17	75	0	0
17 - 18	75	0	0
18 - 19	75	0	0
19 - 20	75	0	0
20 - 21	75	0	0
21 - 22	75	0	0
22 - 23	75	0	0
23 - 24	75	0	0
	$\Sigma = 2400$	$\Sigma = 2400$	$\Sigma = 1400$

Ejemplo 7.2

Considere una población pequeña cuyo gasto máximo diario es de 50 litros por segundo. Calcule gráficamente el volumen del tanque de regularización para las siguientes condiciones:

- a) Suponiendo que la alimentación al tanque es durante 24 horas y;
- b) Suponiendo que la alimentación al tanque es durante 8 horas comenzando a las 7:00 horas.

Solución:

Como el gasto máximo diario es de 50 l/s, el volumen diario total consumido es de:

$$V_{\text{TOTAL}} = \frac{50 \times 86400}{1000} = 4320 \text{ m}^3$$

lo que equivale a un volumen medio de:

$$V = \frac{4320}{24} = 180 \text{ m}^3/\text{hora}$$

y como se trata de una población pequeña, usando los datos de porcentaje de consumo del cuadro 7.1, se obtienen los resultados que se muestran en el Cuadro 7.9.

En la Figura 7.25 se ha graficado la curva masa de los consumos a partir de la columna 4 del Cuadro 7.9. Debido a que en la condición a) el suministro es constante durante las 24 horas, la curva masa correspondiente es una línea recta que se inicia en el origen y termina a las 24 horas con un volumen de salida acumulado de 4320 m³.

En la Figura 7.25, Y₁ es el "máximo excedente" y corresponde a la mayor distancia vertical medida entre la curva masa de suministro y la curva masa de consumos cuando la primera se encuentra por arriba de la segunda, y Y₂ es el "máximo faltante" y corresponde a la mayor distancia vertical medida entre la curva masa de suministro y la curva masa de consumos cuando la primera se encuentra por debajo de la

segunda.

El volumen del tanque para la condición a) es la suma de Y₁ más Y₂.

En la Figura 7.26 se ha dibujado nuevamente la curva masa de consumos y la curva masa de suministros es una línea recta, por ser constante el bombeo, y se inicia a las 7 horas y termina a las 15 horas con un volumen de salida acumulado de 4320 m³. El volumen del tanque es, como en el caso anterior, la suma de Y₁ más Y₂, como se observa en la Figura 7.26.

Cuadro 7.9. Volúmenes acumulados del ejemplo 7.2.

HORA	%	VOLUMEN CONSUMIDO EN EL INTERVALO (m ³)	VOLUMEN ACUMULADO CONSUMIDO m ³
0 - 1	45	81	81
1 - 2	45	81	162
2 - 3	45	81	243
3 - 4	45	81	324
4 - 5	45	81	405
5 - 6	60	108	513
6 - 7	90	162	675
7 - 8	135	243	918
8 - 9	150	270	1118
9 - 10	150	270	1458
10 - 11	150	270	1728
11 - 12	140	252	1980
12 - 13	120	216	2196
13 - 14	140	252	2448
14 - 15	140	252	2700
15 - 16	130	234	2934
16 - 17	130	234	3168
17 - 18	120	216	3384
18 - 19	100	180	3564
19 - 20	100	180	3744
20 - 21	90	162	3906
21 - 22	90	162	4068
22 - 23	80	144	4212
23 - 24	60	108	4320
	$\Sigma = 2400$	$\Sigma = 4320$	

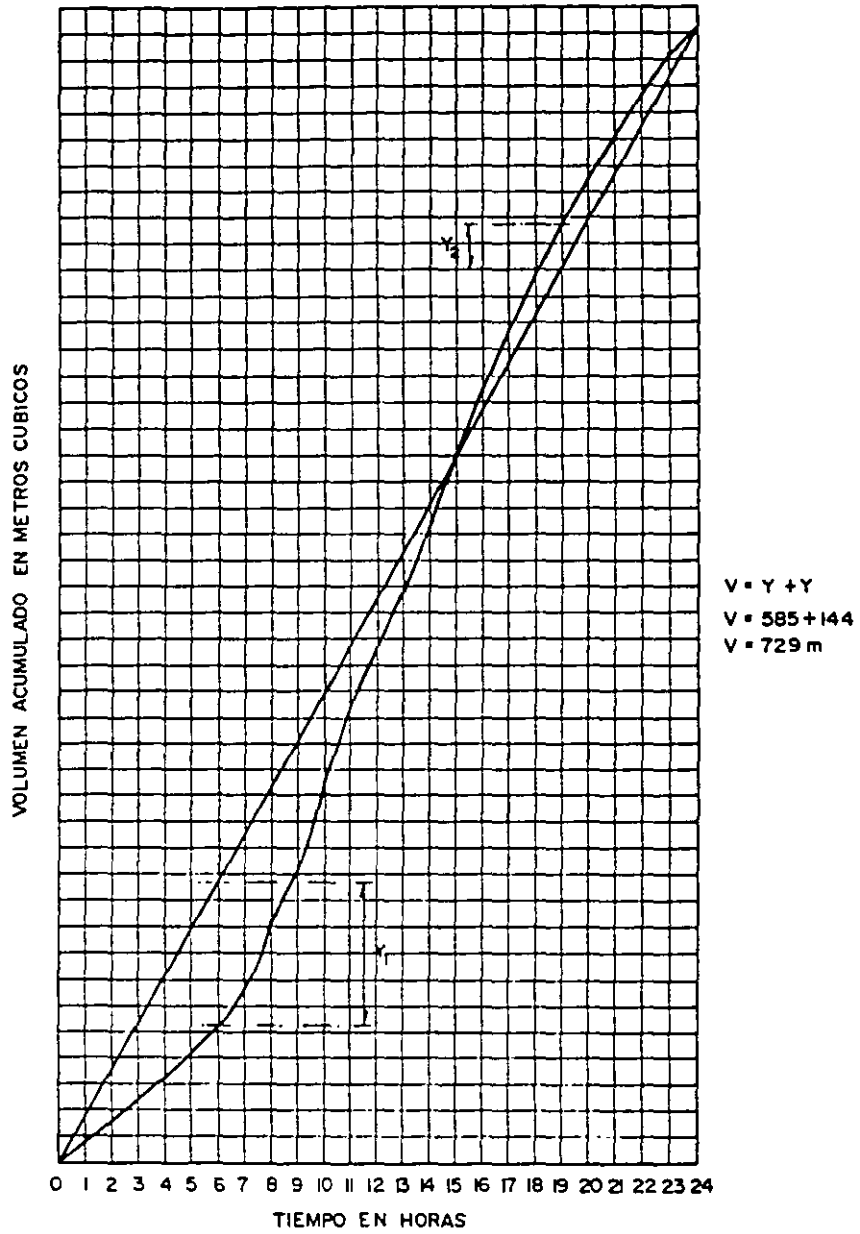


Figura 7.25. Alimentación al tanque durante 24 horas comenzando a las 0:00 horas.

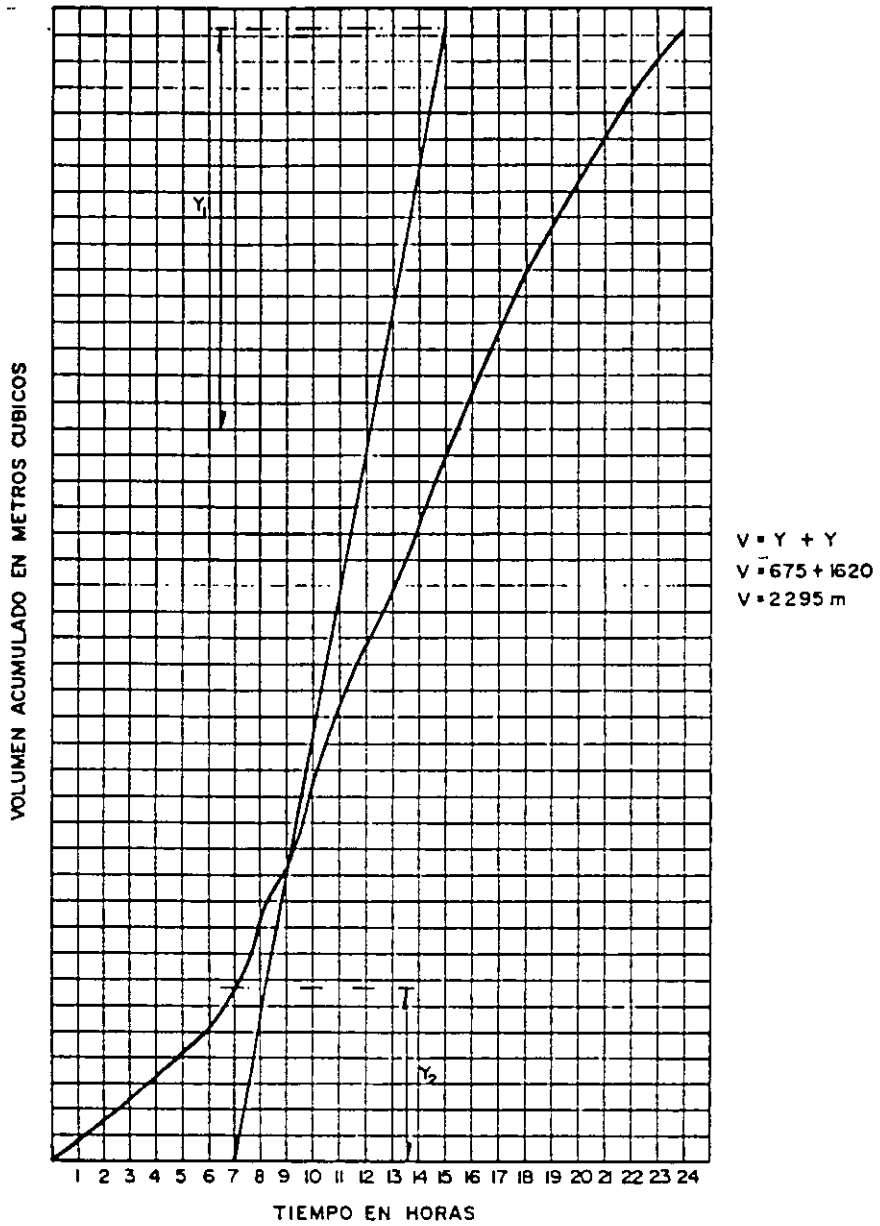


Figura 7.26. Alimentación al tanque durante 8 horas comenzando a las 7:00 horas.

Problemas

- 7.1 A partir de las demandas horarias que se indican a continuación, determinar el gasto de bombeo y el volumen de regularización requerido para poder hacer frente a la demanda máxima horaria.

HORA	GASTO m ³ /min	HORA	GASTO m ³ /min
0-1	7.2	12-13	23.9
1-2	7.1	13-14	24.5
2-3	7.0	14-15	24.4
3-4	7.1	15-16	24.2
4-5	7.0	16-17	24.3
5-6	7.3	17-18	25.6
6-7	7.5	18-19	26.9
7-8	12.2	19-20	34.0
8-9	18.9	20-21	33.0
9-10	21.0	21-22	20.0
10-11	22.8	22-23	8.4
11-12	23.5	23-24	7.6

- 7.2 Repita el problema propuesto 7.1 suponiendo que solamente se bombea de las 6 horas hasta las 18 horas.
- 7.3 Si la población del problema propuesto 7.1 tuviera que disponer de un gasto adicional para extinción de incendios de 10 m³/min durante 10 horas, calcular el volumen de regularización necesario para el caso de que el bombeo se realice durante 24 horas.
- 7.4 Con respecto al Ejemplo 4.12, determine las horas en las que se tiene que efectuar el bombeo en los tanques en que no se indica, de tal manera que el volumen sea el mínimo requerido, y calcule el volumen de regularización de:
- Cárcamo de rebombeo;
 - Tanque bajo; y
 - Tanque alto.
- 7.5 Con respecto al problema propuesto 4.7, determine las horas en las que se tiene que efectuar el bombeo en los tanques en que no se indica, de tal manera que el volumen sea el mínimo requerido, y calcule el volumen de regularización de:
- Cárcamo de rebombeo,
 - Tanque bajo (TB); y
 - Tanque alto (TA).
- 7.6 Con respecto al Ejemplo 3.8, determine las horas en las que se tiene que efectuar el bombeo en los tanques en que no se indica, de tal manera que el volumen sea el mínimo requerido, y calcule el volumen de regularización de:
- Cárcamo de rebombeo;
 - Tanque bajo (TB); y
 - Tanque alto (TA).

8.1 GENERALIDADES

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 cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en malla, sistemas ramificados y sistemas combinados (Figura 8.1). 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.

Sistema ramificado.

El tipo ramificado de red de distribución se muestra en la Figura 8.1 a. 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.

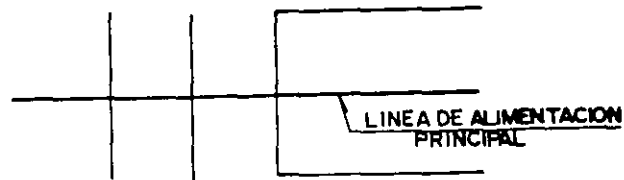
Sistema en malla

El rasgo distintivo del sistema en malla, como el mostrado en la Figura 8.1 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.

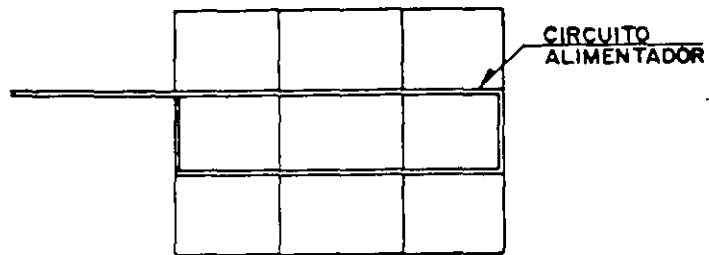
Sistema combinado

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 8.1 c, resultando un sistema combinado.

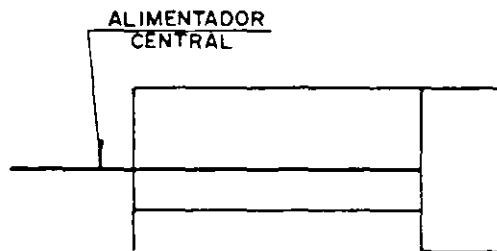
Este tipo de sistema, tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a una área desde más de una dirección.



a) Sistema ramificado.



b) Sistema en malla.



c) Sistema combinado.

Figura 8.1. Configuraciones del sistema de distribución.

8.2 COMPONENTES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

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 8.2). 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.
- 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.

Se recomienda al lector la consulta del documento titulado: "Especificaciones para la

selección de materiales e instalación de tomas domiciliarias para agua (diámetros de 13 a 19 mm)", elaborado por la Comisión Nacional del Agua.

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 cruces interiores de los circuitos (red en dos planos)(Figura 8.4).

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 té; 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 cruces con válvulas debe construirse una caja adecuada para su operación, en función del diámetro, número de válvulas y su ubicación.

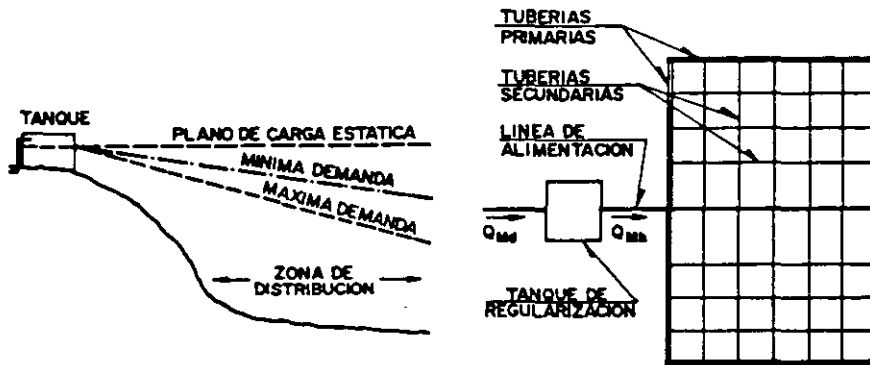


Figura 8.2. Sistema por gravedad

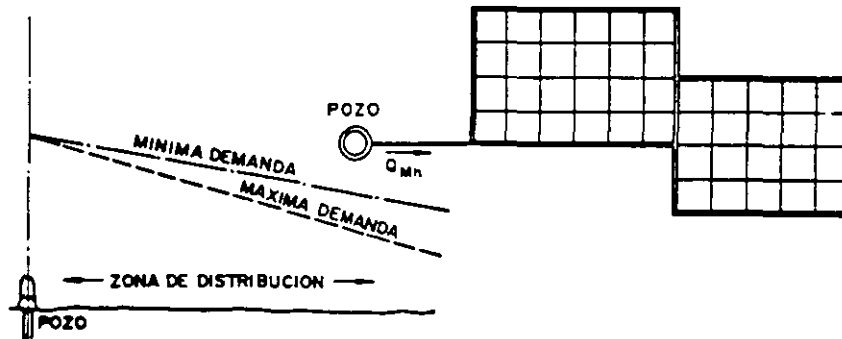


Figura 8.3. Sistema abastecido directamente por bombeo.

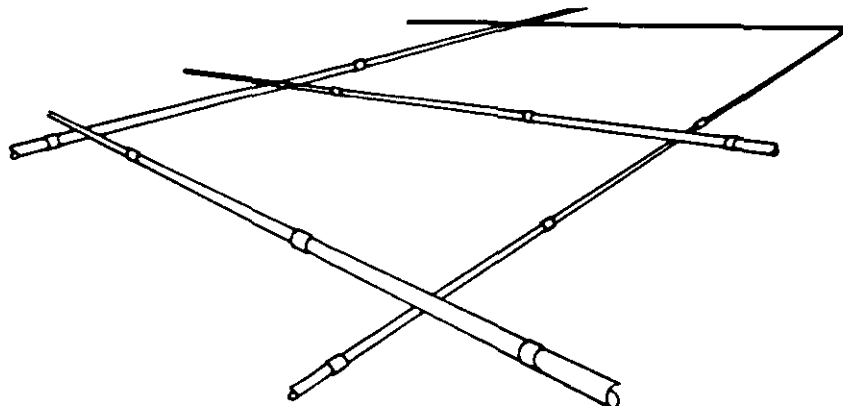


Figura 8.4. Tuberías secundarias a desnivel en los cruces interiores en un circuito.

8.3 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 8.1.

Cuadro 8.1. Valores de presión usuales en la red de distribución

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

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.

8.4 DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION 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 8.5, 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. 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 línea:

$$L_{VIRTUAL} = L_{REAL}$$

c) Para tuberías que abastecen de agua a predios localizados a ambos lados de la línea:

$$L_{VIRTUAL} = 2 L_{REAL}$$

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:

$$q = \frac{Q_{MG}}{\sum L_{VIRTUAL}}$$

donde

q = coeficiente de gasto por metro [l/s·m]

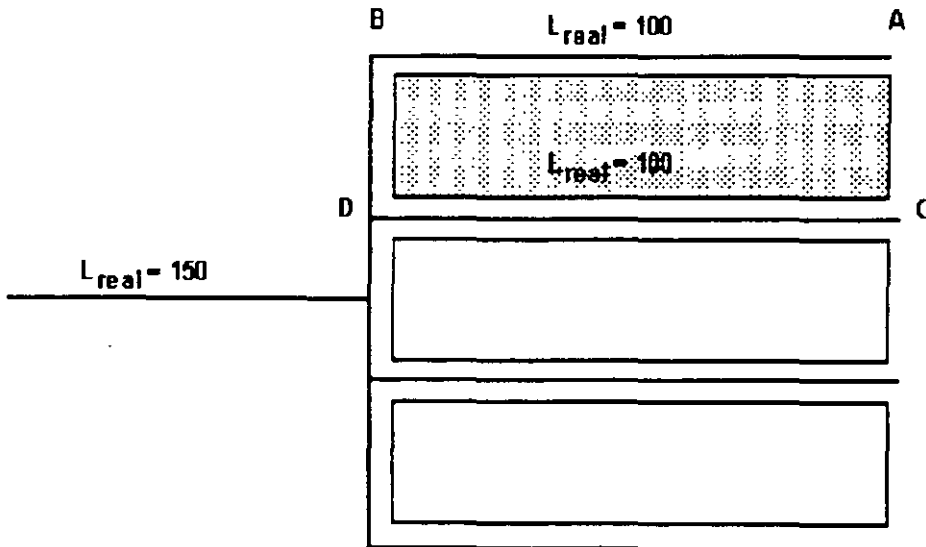


Figura 8.5. Tramos que abastecen predios a un solo lado (A-B) y a ambos lados (D-C) de la tubería.

Q_{MH} = gasto máximo horario

$\sum_i^j L_{VIRTUAL}$ = sumatoria de las longitudes virtuales de cada tramo de la red [m]

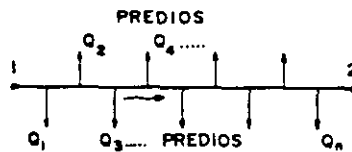
- Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto "q" por la longitud virtual del tramo de tubería.

$$Q_{propio} = q \times L_{VIRTUAL} \quad (8.2)$$

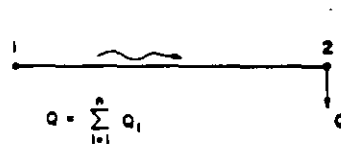
Obsérvese que si, de acuerdo a como se ha dividido la ciudad en zonas, se tienen concentraciones de población diferentes de una a otra zona, también el coeficiente de gasto por metro ha de ser diferente de acuerdo con la zona. De la misma forma, variará de acuerdo con el carácter de la zona dependiendo 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.

- Se numeran los cruces que se tengan en la red.

- Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería, comenzando desde el más distante al más cercano al depósito de regularización, sumando, cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios.
- 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 8.6).



Caso Real



Idealización

Figura 8.6. 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

$$d = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi v}}$$

considerando una velocidad de flujo de 1.2 m/s

$$d = 1.03 \sqrt{Q}$$

en donde

d = diámetro de la tubería en m

Q = gasto acumulado del tramo en m³/s

y haciendo una conversión de unidades, conveniente, se tiene:

$$d = 1.28 \sqrt{Q} \quad (8.3)$$

donde

d = diámetro de la tubería en pulgadas

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:

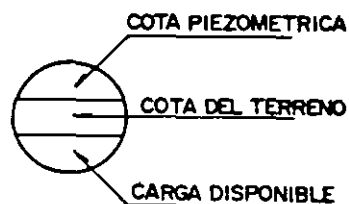
8. Se determina el nudo de la red con la presión más desfavorable. Este puede ser aquel al que para llegar se requiera consumir la mayor pérdida de carga y que a la vez exista la presión requerida (entre 1.5 y 5 kg/cm²). En general, son puntos de presión desfavorable:

- 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 o 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.
- 10. 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 8.7 a 8.11.

calle, para estudiar debidamente las combinaciones de piezas que resulten más económicas.

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

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 8.2 a la cual se le pueden adicionar o restar las columnas que se considere necesario.

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
≤ 76	≤ 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	0.105
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	0.495
914	36	115	105	60	0.725
1067	42	130	120	65	1.014
1219	48	145	130	70	1.320

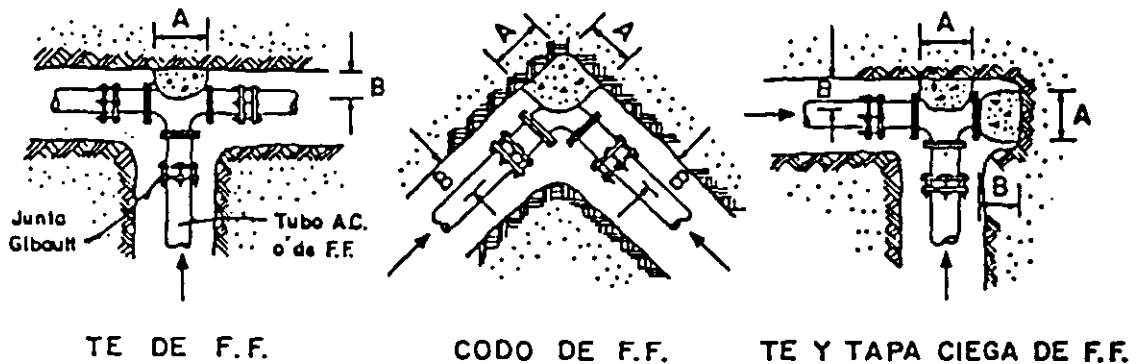


Figura 8.7. Dirección de los empujes y forma de colocar los atraques.

















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 o ADAPTADOR, para P.V.C., como galvanizado y fierro fundido	
ADAPTADOR o tuberío de plástico	
TAPON	

Figura 8.8. Signos convencionales de piezas especiales de fibro-cemento.

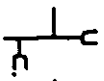
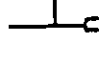
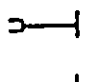
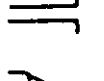
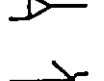
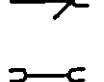
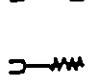
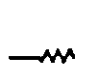
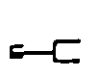
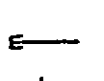
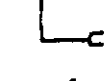
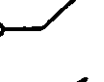


CRUZ	
TE	
EXTREMIDAD CAMPANA	
EXTREMIDAD ESPIGA	
REDUCCION CAMPANA	
REDUCCION ESPIGA	
COPELE DOBLE	
ADAPTADOR CAMPANA	
ADAPTADOR ESPIGA	
TAPON CAMPANA	
TAPON ESPIGA	
CODO DE 90°	
CODO DE 45°	
CODO DE 22° 30'	

Figura 8.9. Signos convencionales de piezas especiales de P.V.C.

Válvula reductor de presión	
Válvula de altura	
Válvula aliviadora 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 cuerdo	
Tapa ciego de f.f.	
Junta Gibault	

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 8.10. Signos convencionales de piezas especiales para conexiones.

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	* * * * *	
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 altura	—⊗—
	Válvula reductora de presión	—⊗—
	Válvula de compuerta	—●—
	Válvula Volflex	—○—
	Válvula Check	—⊖—
DATOS GENERALES	Número de cruceo	—(n)—
	Longitud de tramo en metros	—L=125—
	Paso a desnivel	—⏏—
	Cota del terreno en metros	—(---)---
	Carga disponible en metros de columna de agua	—(---)---

Figura 8.11. Signos convencionales para redes de agua potable.

Cuadro 8.2. Tabla de cálculo para red de distribución ramificada.

Tramo	Longitud (m)		Gastos (l/s)		Diámetro				Pérdidas hf (m)	Cotas		Carga disponible (m)
	Real	Virtual	Propio	Acumulado	Teónico		Comercial			Piezométrica	Terreno	
					m	pulg	m	pulg				

Ejemplo 8.1

Calcular las pérdidas de carga en los tramos 22-22', 22'-F' y las cotas piezométricas en los puntos 22', E' y F' (Figura 8.12).

Solución.

Las pérdidas se calculan con la fórmula de Hazen-Williams usando el gasto acumulado.

El proceso de cálculo se presenta en la tabla anexa, en donde:

- q - gasto tributario del tramo en l/s
- Q - gasto acumulado del tramo en l/s
- D - distancia o longitud del tramo
- d - diámetro de la tubería en pulgadas
- c - coeficiente de H-W
- H - pérdida de carga en m.

Para el tramo 22-22', por ejemplo, se obtiene:

$$Q = 1.251 + 0.118 + 0.118 = 1.487$$

$$S = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.0177435938 \times C \times d^{2.63}}}$$

$$S = H_f/L \quad H_f = SL \quad \therefore L = D$$

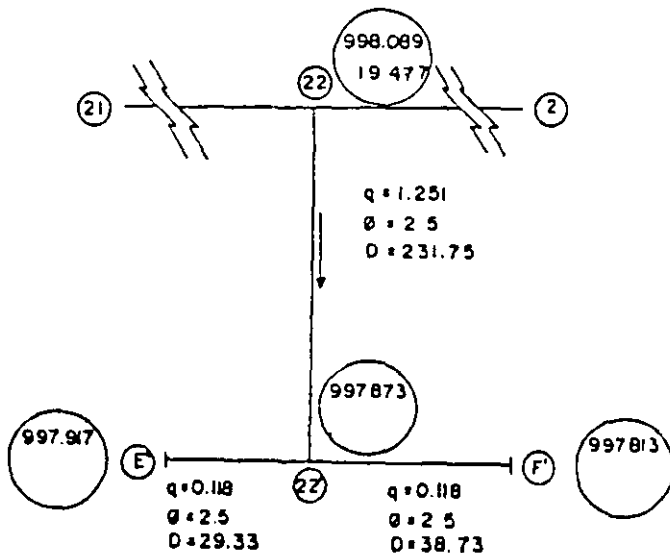
$$H_f = \sqrt[0.54]{\frac{1.487}{0.0177435938 \times 140 \times (25)^{2.63}}} \times D$$

$$H_f = 1.031 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1017.566 - 1.031 = 1016.535$$

$$\text{Carga disponible} = 1016.535 - 997.873 = 18.662$$

Los tramos 22'-E' y 22'-F' se calculan en forma similar.



- q - gasto tributario lts/seg.
- Ø - diámetro en pulg.
- D - distancia en m.
- dirección del flujo
- 998.089 - cota del terreno en metros
- 19.477 - carga disponible en metros
- Tubería de asbesto-cemento c = 140

Figura 8.12.

Cuadro 8.3. Proceso de cálculo del ejemplo 8.1.

Cruce	Tramo	q	Q	D	d	c	H	Cotas		Carga disponible (m)
								Piezom	Terreno	
22								1017.566	998.089	19.477
22'	22-22'	1.251	1.487	231.75	2.5	140	1.031	1016.535	997.873	18.662
E'	22'-E'	0.118	0.118	29.33	2.5	140	0.001	1016.334	997.917	18.617
F'	22'-F'	0.118	0.118	38.73	2.5	140	0.002	1016.532	997.813	18.719

Ejemplo 8.2

Considérese el diseño de una red abierta para un fraccionamiento (Figura 8.13).

DATOS DE PROYECTO:

Población de proyecto: 8000 habitantes (uniformemente repartida; casa tipo).

Dotación: 150 l/hab/día

Coefficiente de variación diaria: 1.2

Coefficiente de variación horaria: 1.25

Carga disponible en cada cruce 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.

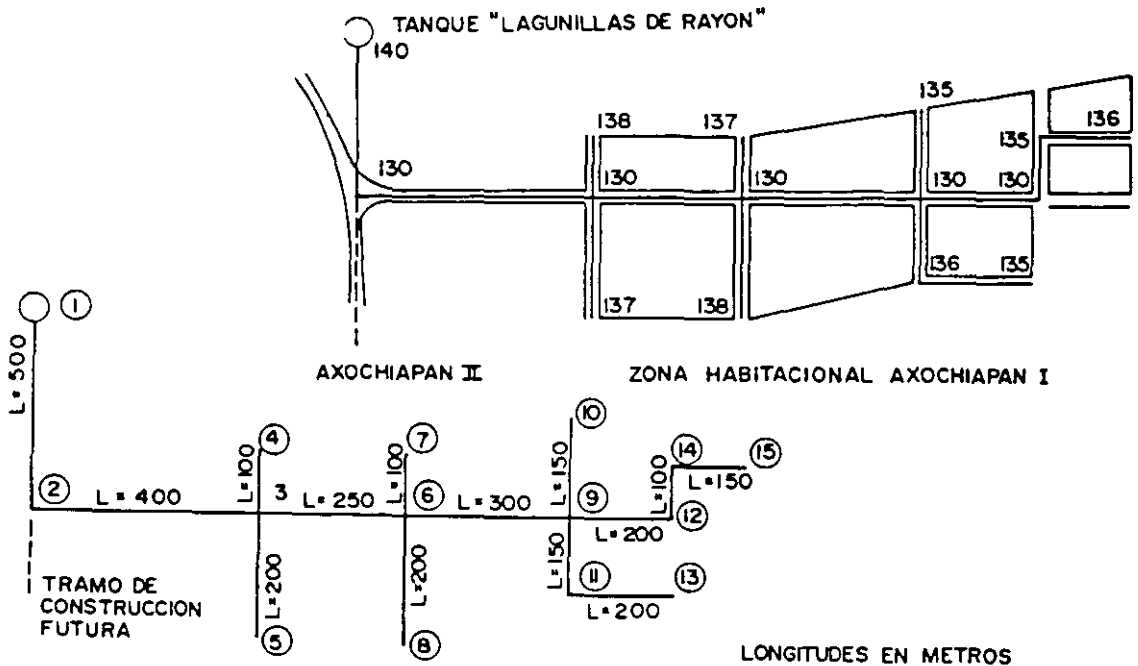


Figura 8 13. Esquema del ejemplo 8.2.

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Los resultados se presentan en el cuadro 8.4. El proceso de cálculo se hace en contra del sentido

de flujo desde el punto o crucero más alejado al tanque de regularización.

Cuadro 8.4. Hoja de cálculo para el diseño de la red abierta del ejemplo 8.2.

Tramo De A	Cruceo	Longitud real (m)	Longitud virtual	Propios	Habitantes Tributarios	Totales	Gasto l/s	Diámetro		Pérdida de carga H (m)	Cotas		Carga Disponible (m)
								Teórico pulg	Comercial pulg		Piezométrica m	Terreno m	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
15 a 14	15	150	300	649	0	649	2.81	2.14	2.5	1.128	151.08	136.0	15.08
14 a 12	14	100	200	432	649	1081	4.69	2.77	3.0	0.798	152.21	135.0	17.21
12 a 9	12	200	400	864	1081	1946	8.45	3.72	4.0	1.170	153.01	130.0	23.01
13 a 11	13	200	200	432	0	432	1.87	1.75	2.0	2.090	150.81	135.0	15.81
11 a 9	11	150	300	649	432	1081	4.69	2.77	3.0	1.190	152.90	136.0	16.09
10 a 9	10	150	300	649	0	649	2.81	2.14	2.5	1.120	153.06	135.0	18.06
9 a 6	9	300	600	1297	3676	4973	21.58	5.94	6.0	1.380	154.18	130.0	24.18
8 a 6	8	200	400	865	0	865	3.75	2.47	2.5	2.560	153.00	138.0	15.00
7 a 6	7	100	200	432	0	432	1.87	1.75	2.0	1.040	154.52	137.0	17.56
6 a 3	6	250	500	1081	6270	7351	31.90	7.22	8.0	0.580	155.56	130.0	25.56
5 a 3	5	200	200	432	0	432	1.87	1.75	2.0	2.090	154.05	137.0	17.05
4 a 3	4	100	100	216	0	216	0.94	1.24	2.0	0.290	155.85	138.0	17.85
3 a 2	3	400	0	0	7999	7999	34.72	7.54	8.0	0.064	156.14	130.0	26.14
A-II a 2	-	-	0	0	9000	9000	39.06	7.99	8.0	-	-	-	-
2 a 1	2	500	0	0	16999	16999	73.78	10.99	12.0	0.76	157.23	130.0	27.23
1			Σ = 3700								158.00	140	18.00

Columna 1. Se indica la longitud virtual correspondiente al tramo: tramos con tomas a un solo lado, $L_{\text{VIRTUAL}} = L_{\text{REAL}}$; tramos con tomas a ambos lados, $L_{\text{VIRTUAL}} = 2 L_{\text{REAL}}$ y en tramos sin tomas $L_{\text{VIRTUAL}} = 0$

Columna 2. Se indican los habitantes propios a los que sirve cada tramo, calculados con la expresión siguiente:

$$\text{Habs Propios} = \frac{\text{Habs Totales}}{\text{Long Virtual Total}} \times \text{Long Virtual del tramo}$$

El cociente $\frac{\text{Habitantes Totales}}{\text{Longitud Virtual Total}}$ se denomina densidad, y se representa con δ . Para nuestro ejemplo

$$\delta = \frac{8000}{3700} = 2.162 \frac{\text{hab}}{\text{m}}$$

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

$$Q_{\text{Máx. Horario Del Tramo}} = \frac{\text{Habs. (Col.4)} \times \text{Dotación}}{86400} \times \text{CVD} \times \text{CVH}$$

CVD = coeficiente de variación diaria
CVH = coeficiente de variación horaria

Columna 6. Se indica el diámetro teórico, calculado con la ecuación

$$D_t = 1.28 \sqrt{Q}$$

que supone una velocidad en la tubería de 1.2 m/s. La fórmula está en un sistema mixto de unidades, con Q en l/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.

$$H = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.0177 \times C \times D^{2.63}}} \times L_{REAL}$$

donde Q en l/s; D en pulg; L en m; C = 200 y H en m

Columna 9. Localizando el crucero 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 crucero se suman o se restan, según sea, las pérdidas de carga para ir obteniendo la cota piezométrica de los cruceros 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 15m. 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 8.14, ilustra la simbología correspondiente a la red de nuestro ejemplo, basada en los símbolos de la Figura 8.11.

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 de la Figura 8.9, en la Figura 8.15 se presenta a manera de ejemplo, el diseño de algunos cruceros.

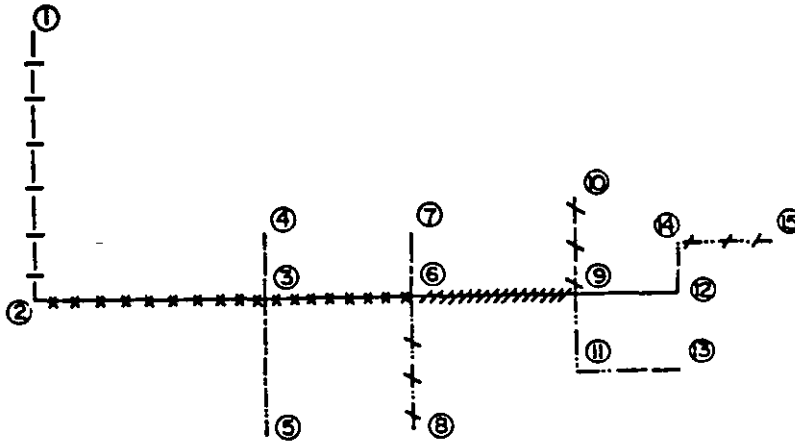


Figura 8.14. Simbología de la red ramificada del ejemplo 8.2.

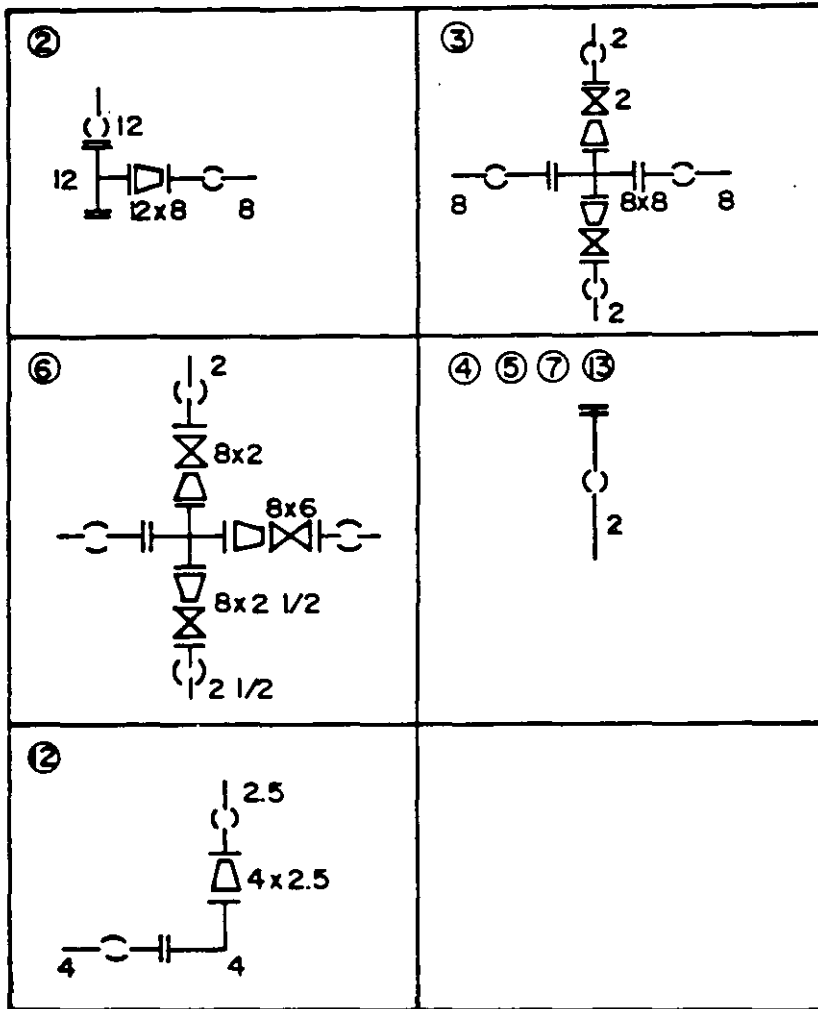


Figura 8.15. Algunos cruces del ejemplo 8.2.

8.5 DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION 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 8.4. 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 8.3.
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.

8.6 ANALISIS HIDRAULICO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION

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: 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 8.5.

Cuadro 8.5. Métodos de análisis de redes de distribución de agua

Método	Descripción
De relajación	Es un procedimiento de ensayo-error en el que se aplican correcciones sistemáticas a: 1) Un conjunto de gastos iniciales asumidos 2) Un conjunto inicial de cargas asumidas, hasta que la red esté balanceada hidráulicamente (p. ej. Hardy-Cross)
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.
De la tubería equivalente	Las tuberías en una red de distribución se reemplazan con una tubería sencilla de capacidad equivalente.
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 escriben 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.

8.6.1 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.*

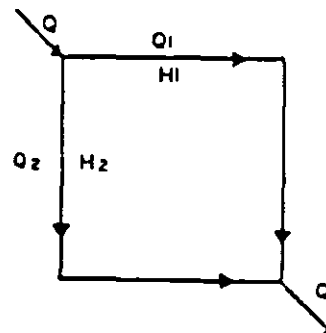
En este método, los gastos inicialmente supuestos se van corrigiendo mediante una fórmula de manera iterativa, hasta alcanzar el equilibrio hidráulico de la red. Para ello se asignan convencionalmente, signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos 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:

$$H = KQ^n \quad (8.4)$$

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 de un sistema balanceado hidráulicamente



$$H_1 = K_1 Q_1^n$$

$$H_2 = K_2 Q_2^n$$

Entonces $H_1 = K_1 Q_1^n$ debe ser igual a $H_2 = K_2 Q_2^n$, 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 es 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:

$$K_1 (Q_1^n + n q Q_1^{n-1} + \dots + q^n) - K_2 (Q_2^n - n q Q_2^{n-1} + \dots - q^n) = 0$$

Si la primera estimación de la distribución del gasto ha sido razonable, q , será pequeño pudiéndose despreciar los términos siguientes

Por lo tanto:

$$K_1 Q_1^n + n K_1 q Q_1^{n-1} - K_2 Q_2^n + n K_2 q Q_2^{n-1} = 0$$

Sustituyendo

$$H_1 = K_1 Q_1^n \quad H_2 = K_2 Q_2^n$$

$$K_1 q = \frac{K_1 Q_1^n}{Q_1}$$

$$K_2 Q_2^{n-1} = \frac{H_2}{Q_2}$$

$$H_1 + nq \frac{H_1}{Q_1} - H_2 + nq \frac{H_2}{Q_2} = 0$$

despejando:

$$H_1 - H_2 = - n q \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)$$

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{n \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} \tag{8.5}$$

En donde: Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido.

Generalizando la expresión 8.5.

$$q = - \frac{\sum H}{n \sum \frac{H}{Q}}$$

si se usa Hazen-Williams queda

$$q = - \frac{\sum H}{1.85 \sum \frac{H}{Q}}$$

y aplicando la ecuación de Manning

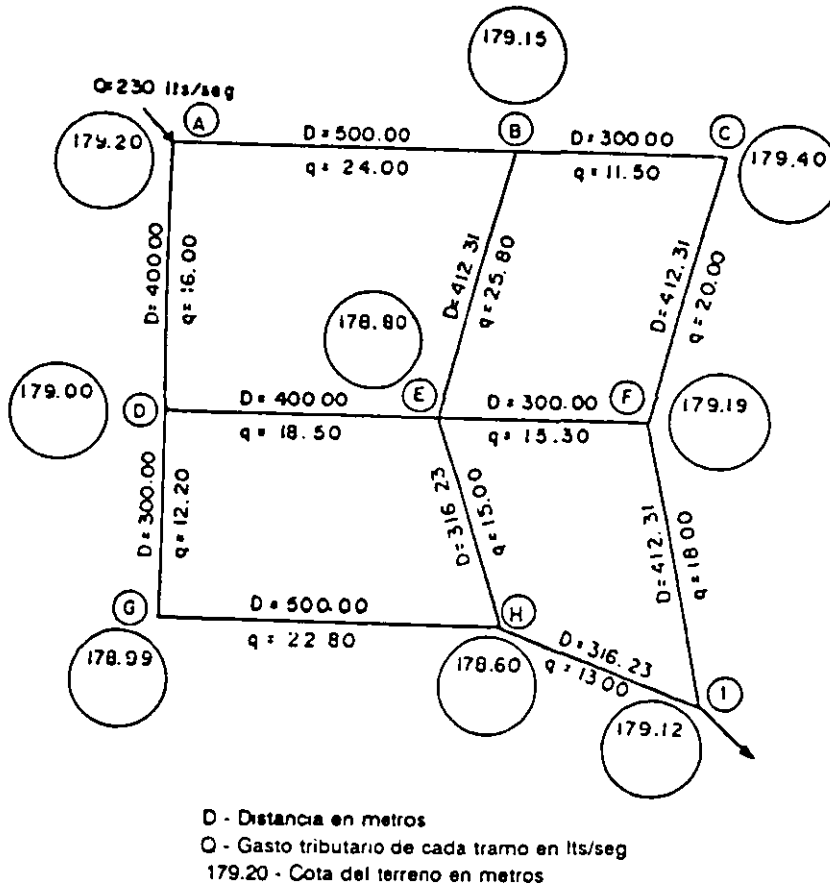
$$q = - \frac{\sum H}{2.00 \sum \frac{H}{Q}}$$

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 siguiente ejemplo.

Ejemplo 8.3

- a) Equilibrar la red mostrada en la Figura 8.16 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.



Notas:

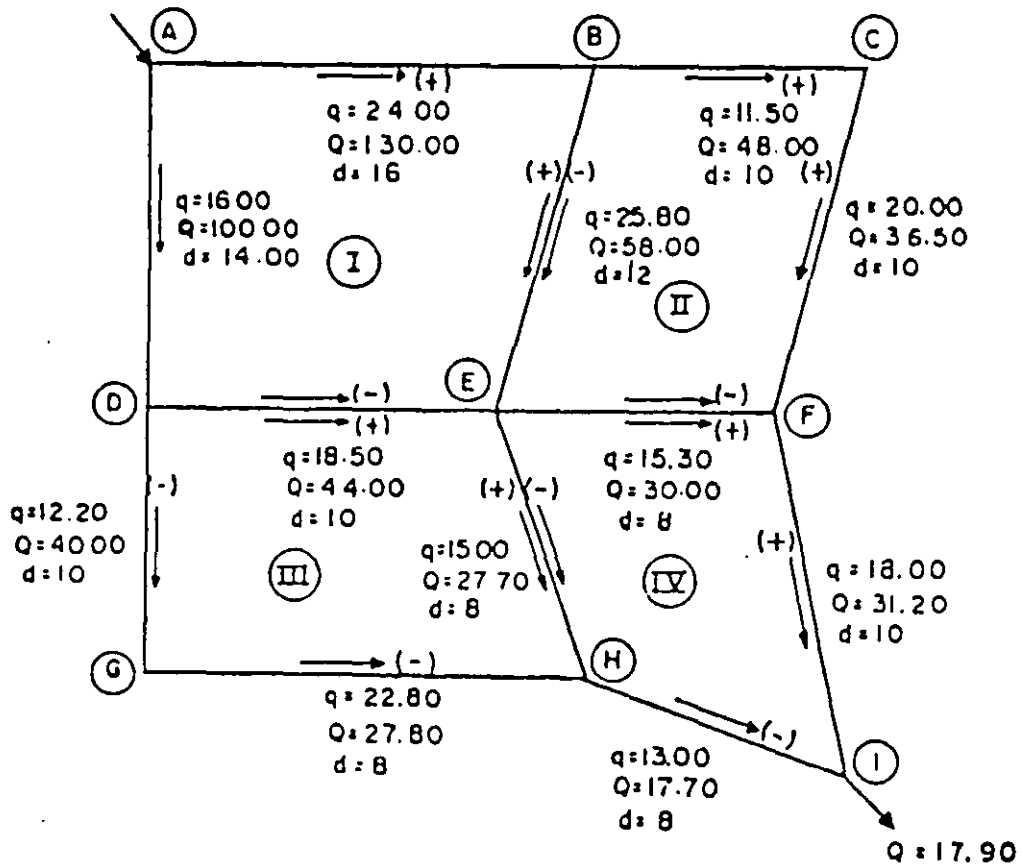
Los gastos tributarios de cada tramo son datos, por lo que sólo hay que calcular los gastos acumulados.

En el nodo (A) se encuentra un tanque elevado de 20 m de altura del terreno a la cota de plantilla.

Figura 8.16.

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 8.17).
 - 2 Se acumulan gastos de acuerdo al sentido del recorrido y al criterio del proyectista (Figura 8.17).
 - 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 m.2/1000).
 - 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 8.6. 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.



q - gasto tributario en lts/seg.
 Q - gasto acumulado en lts/seg.
 d - diámetro supuesto en pulgadas

Figura 8.17.

Cuadro 8.6 Tabla de cálculo del ejemplo 8.3.

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (M)	GASTO Q ₀ (l/s)	DIAM. (pulg.)	H ₀	H _f /Q ₀	CORRECCION 1		Q ₀ (l/s)
PROPIO	COMUN									
		A								
I		A - B	500.00	+130.00	16	+1.041	0.0080	+2.5292		+132.529
I	II	B - E	412.31	+58.00	12	+0.782	0.0135	+2.5292	-1.1874	+59.342
I		A - D	400.00	-100.00	14	-0.982	0.0098	+2.5292		-97.471
I	III	D - E	400.00	-44.00	10	-1.105	0.0251	+2.5292	-0.8945	-42.365
						Σ = -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	+36.50	10	+0.806	0.0221	+1.874		+37.687
II	I	B - E	412.31	-58.00	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	+0.9946	-27.818
						Σ = -0.211	0.0961			
		D								
III	I	D - E	400.00	+44.00	10	+1.105	0.0251	+0.8945	-2.5292	+42.365
III	IV	E - H	316.23	+27.70	8	+1.099	0.0397	+0.8945	+0.9946	+29.589
III		D - G	300.00	-40.00	10	-0.695	0.0174	+0.8945		-39.106
III		G - H	500.00	-27.80	8	-1.750	0.0629	+0.8945		-26.906
						Σ = -0.240	0.1451			
		E								
IV	II	E - F	300.00	+30.00	8	+1.209	0.0403	-0.9946	-1.1874	+27.818
IV		F - I	412.31	+31.20	10	+0.603	0.0193	-0.9946		+31.007
IV	III	E - H	316.23	-27.70	8	-1.099	0.0397	-0.9946	-0.8945	-29.589
IV		H - I	316.23	-17.70	8	-0.480	0.0271	-0.9946		-16.705
						Σ = +0.233	0.1264			

Cuadro 8.6 Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (M)	GASTO Q. (l/s)	H _i	H _i /Q _i	CORRECCION 2		Q _i (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500 00	+132.529	+1.079	0 0081	+0 6976		+133 227
I	II	B - E	412 31	+59 342	+0 816	0 0137	+0.6976	+0.0399	+60 080
I		A - D	400 00	-97 471	-0 936	0.0096	+0.6976		-96.773
I	III	D - E	400 00	-42.365	-1 030	0.0243	+0 6976	-0 1528	-41.820
					$\Sigma = -0 072$	0 0558			
		B							
II		B - C	300 00	+49 187	+1.019	0 0207	-0 0399		+49.147
II		C - F	412 31	+37 687	+0 855	0 0227	-0 0399		+37.647
II	I	B - E	412 31	-59 342	-0 816	0 0137	-0.0399	-0 06976	-60 080
II	IV	E - F	300 00	-27 818	-1.051	0 0378	-0 0399	-0.01135	-27.971
					$\Sigma = 0 007$	0 0949			
		D							
III	I	D - E	400 00	+42 365	+1 030	0 0243	+0 1528	-0 06976	+41.820
III	IV	E - H	316 23	+29 589	+1 242	0 0420	+0 1528	-0 1135	+29 628
III		D - G	300 00	-39 106	-0 666	0 0170	+0 1528		-38.953
III		G - H	500 00	-26 906	-1 647	0 0612	+0 1528		-26.753
					$\Sigma = -0 040$	0 1445			
		E							
IV	II	E - F	300 00	+27 818	+1 051	0 0378	+0.1135	+0 0399	+27.917
IV		F - I	412 31	+31 007	+0.596	0.0192	+0 1135		+31.121
IV	III	E - H	316 23	-29 589	-1.242	0 0420	+0 1135	-0 01528	-29.628
IV		H - I	316 23	-16 705	-0.431	0.0258	+0 1135		-16.592
					$\Sigma = -0 0262$	0 1248			

Cuadro 8.6. Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (M)	GASTO Q ₂ (l/s)	H ₂	H ₂ /Q ₂	CORRECCION 3		Q ₃ (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500.00	+133.227	+1.069	0.0082	+0.0564		+133.283
I	II	B - E	412.31	+60.080	+0.834	0.0139	+0.0564	-0.1465	+59.99
I		A - D	400.00	-96.773	-0.924	0.0095	+0.0564		-96.717
I	III	D - E	400.00	-41.820	-1.006	0.0241	+0.0564	-0.1506	-41.914
					Σ=-0.006	Σ=0.0557			
		B							
II		B - C	300.00	+49.147	+1.017	0.0207	+0.1465		+49.294
II		C - F	412.31	+37.647	+0.853	0.0227	+0.1465		+37.794
II	I	B - E	412.31	-60.080	-0.834	0.0139	+0.1465	-0.0564	-59.99
II	IV	E - F	300.00	-27.971	-1.061	0.0360	+0.1465	-0.0392	-27.864
					Σ= -0.026	0.0952			
		D							
III	I	D - E	400.00	+41.820	+1.006	0.0240	+0.1506	-0.0564	+41.914
III	IV	E - H	316.23	+29.628	+1.245	0.0420	+0.1506	-0.0392	+29.739
III		D - G	300.00	-38.953	-0.661	0.0170	+0.1506		-38.802
III		G - H	500.00	-26.753	-1.630	0.0609	+0.1506		-26.602
					Σ=-0.040	0.1440			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.917	+1.062	0.0380	+0.0392	-0.1465	+27.864
IV		F - I	412.31	+31.121	+0.600	0.0193	+0.0392		+31.160
IV	III	E - H	316.23	-29.628	-1.245	0.0420	+0.0392	-0.1506	-29.739
IV		H - I	316.23	-16.592	-0.426	0.0256	+0.0392		-16.553
					Σ=-0.009	0.1249			

Cuadro 8.6. Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG. (m)	GASTO Q_0 (l/s)	H_0	H_0/Q_0	CORRECCION 4		Q_c (l/s)
PROPIO	COMUN								
		A							
I		A - B	500.00	+133.283	+1.09	0.0082	+0.1017		+133.385
I	II	B - E	412.31	+59.99	+0.832	0.0139	+0.1017	-0.0237	+60.068
I		A - D	400.00	-96.717	-0.923	0.0095	+0.1017		-96.615
I	III	D - E	400.00	-41.914	-1.001	0.0241	+0.1017	-0.0208	-41.833
					$\Sigma = -0.011$	0.0557			
		B							
II		B - C	300.00	+49.294	+1.023	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	0.0138	+0.0237	-0.1017	-60.068
II	IV	E - F	300.00	-27.864	-1.054	0.0378	+0.0237	-0.0951	-27.935
					$\Sigma = -0.004$	0.0952			
		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	+29.665
III		D - G	300.00	-38.802	-0.657	0.0169	+0.0208		-38.781
III		G - H	500.00	-26.602	-1.613	0.0606	+0.0208		-26.581
					$\Sigma = -0.006$	0.1438			
		E							
IV	II	E - F	300.00	+27.864	+1.054	0.0378	+0.0951	-0.0237	+27.935
IV		F - I	412.31	+31.160	+0.601	0.0193	+0.0951		+31.255
IV	III	E - H	316.23	-29.739	-1.254	0.0422	+0.0951	-0.0208	-29.665
IV		H - I	316.23	-16.553	-0.424	0.0256	+0.0951		-16.458
					$\Sigma = -0.022$	0.1249			

Cuadro 8.6. Tabla de cálculo del ejemplo 8.3. (Continuación).

CIRCUITO		CRUCERO	LONG (M)	H COMP	COTAS		CARGA DISP.
PROPIO	COMUN				PIEZOM.	TERRENO	
		A			199.2	179.20	20.00
I		A - B	500.00	1.092	198.108	179.15	18.958
I	II	B - E	412.31	0.834	197.274	178.80	18.474
I		A - D	400.00	0.920	198.280	179.00	19.280
I	III	D - E	400.00	1.006	197.274	178.80	18.474
		B			198.108		
II		B - C	300.00	1.029	129.179	179.40	17.679
II		C - F	412.31	0.864	196.215	179.19	17.025
II	I	B - E	412.31	0.864	197.274	178.80	18.474
II	IV	E - F	300.00	1.059	196.215	179.19	17.025
		D			198.280		
III	I	D - E	400.00	1.006	197.274	178.80	18.474
III	IV	E - H	316.23	1.248	196.026	178.60	17.426
III		D - G	300.00	0.650	197.630	178.99	18.640
III		G - H	500.00	1.604	196.026	178.60	17.426
		E			197.274		
IV	II	E - F	300.00	1.059	196.215	179.19	17.025
IV		F - I	412.31	0.606	195.609	179.12	16.489
IV	III	E - H	316.23	1.248	198.026	178.60	17.426
IV		H - I	316.23	0.411	195.609	179.12	16.489

- 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 8.18).

Se toman los gastos tributarios en los

tramos como extracciones en los nodos quedando como se muestra en la Figura 8.19.

La Figura 8.20 muestra el diseño final de la red con la simbología correspondiente.

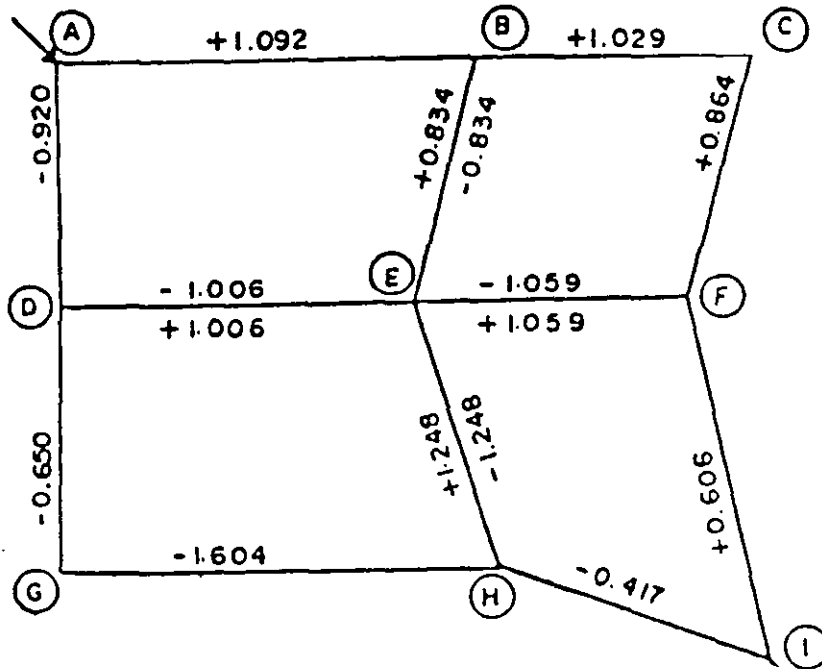


Figura 8.18.

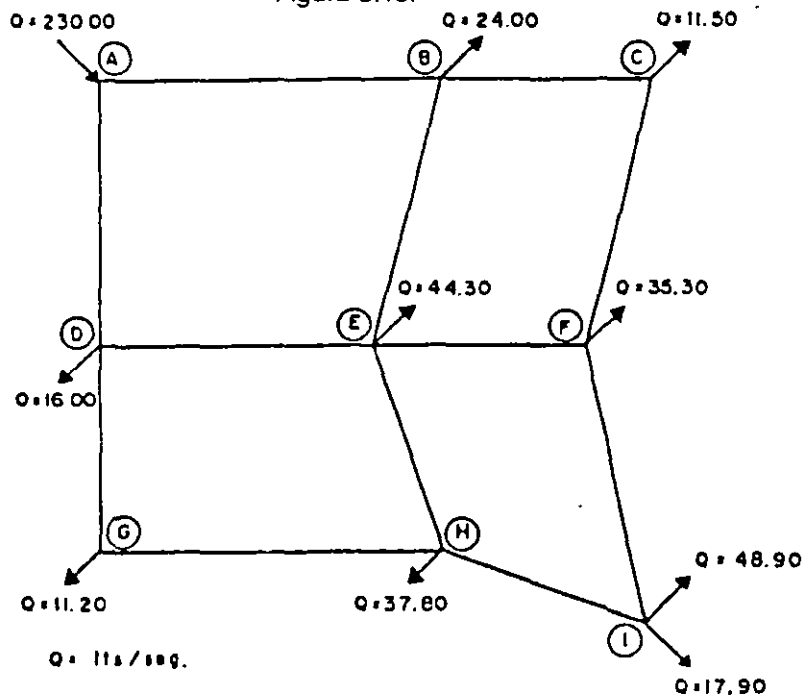


Figura 8.19.

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 $H = K Q^n$ y la corregida $H + h = K (Q + q)^n = K (q^n + n q Q^{n-1} + \dots)$. En donde h es la corrección de la carga.

Sustituyendo:

$$H = K Q^n \text{ y } H/Q = K Q^{n-1}$$

se tiene:

$$H + h = H + n q \frac{H}{Q}$$

$$h = n q \frac{H}{Q}$$

$$q = \frac{h}{n} \frac{Q}{H} \text{ en cada nodo}$$

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

$$\sum q = \frac{h}{n} \sum \frac{Q}{H}$$

$$h = - \frac{n \sum Q}{\sum Q/H} \tag{8.6}$$

Aplicando la ecuación de Hazen-Williams

Aplicando la ecuación de Manning

$$h = - \frac{1.85 \sum Q}{\sum Q/H}$$

$$h = - \frac{2.00 \sum Q}{\sum Q/H}$$

Ejemplo 8 4

Equilibrar la red mostrada en la Figura 8.21 por el método de Hardy Cross (balanceo de gastos por corrección de cargas). La tubería es de fibrocemento.

Solución:

Con referencia al cuadro 8.7:

1. Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles) (Figura 8.22).
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 $C = 140$ (fibrocemento) L , H y D .
4. Se encuentra la corrección h con la ecuación

$$h = - \frac{1.85 \sum Q}{\sum Q/H}$$

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).

Cuadro 8.7. Tabla de cálculo del ejemplo 8.4.

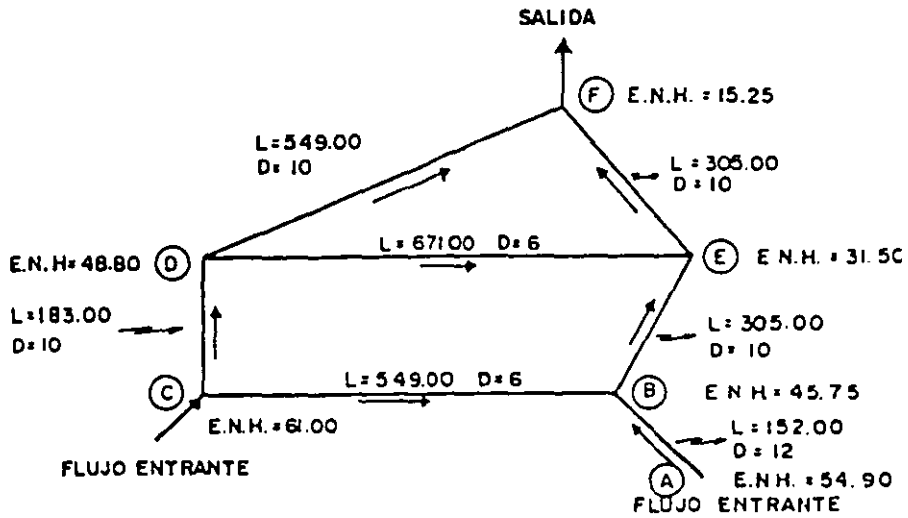
	Crucero	Tramo	Longitud (m)	H ₀ (m)	Diámetro pulgada	Q ₀ lts/seg.	Q/H
	B	B-A	152.00	+ 9.15	12	+375.308	41.017
	B	B-E	305.00	-14.25	10	-202.632	14.220
	B	B-C	549.00	+15.25	6	+39.930	2.618
						Σ	+212.606
	D	D-C	183.00	+12.20	10	+245.516	20.124
	D	D-F	249.00	-33.55	10	-234.247	6.982
	D	D-E	671.00	-17.30	8	- 81.736	4.725
						Σ	- 70.467
	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

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 8.7. Tabla de cálculo del ejemplo 8.4 (Continuación).

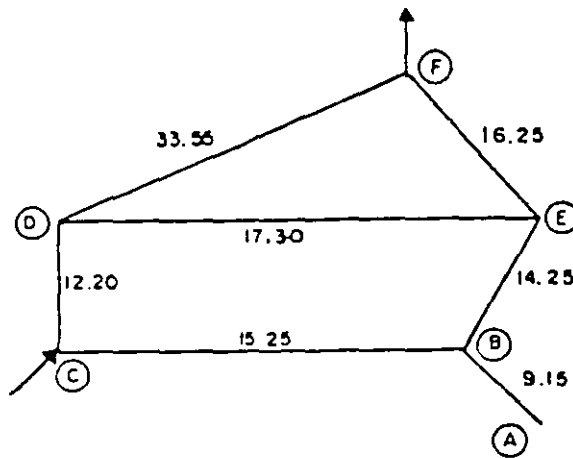
Q	Q ₂ /H ₂	Corrección h ₃	H ₃	Q ₃	Q ₃ /H ₃
+196.746	71.104	-0.327	+ 2.440	+183.828	75.339
-210.934	13.742	-0.327 -0.110	+15.787	-214.156	13.565
+ 29.795	3.360	-0.327	+ 8.213	+ 28.587	3.481
+ 15.607	88.206			- 1.741	92.385
+282.875	17.837	-0.443	+15.416	+278.581	18.071
-220.086	7.363	-0.443	-30.334	-221.841	7.313
- 55.163	6.602	-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	32.506

Corrección h ₄	H ₄	Q ₄	Q Compensado
+0.035	+ 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 -0.076	- 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



- DIRECCION DEL FLUJO
- E.N.H. — ELEVACION NIVEL HIDRAULICO (m.)
- L — LONGITUD (m.)
- D — DIAMETRO (pulg)
- (A) — NODO

Figura 8.21.



Pérdidas de carga en los diferentes tramos
 Nota:
 Para facilitar el cálculo se usó la tabla adjunta.

Figura 8.22.

8.6.2 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 8.23).

Ejemplo 8.5 (Figura 8.23)

Se supone que es recomendable substituir 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 A B D.

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.

$$h_f = \left(\frac{Q}{0.0177435 d^{2.63} C} \right)^{1.85} L$$

$$h_f = \left(\frac{219.065}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 110} \right)^{1.85} 2438.4$$

$$h_f = 2.894 \text{ m}$$

La pérdida de carga en 1219.2 m de tubería de 16 pulgadas con C = 100 es.

$$h_f = \left(\frac{219.065}{0.0177435 \times 16^{2.63} \times 100} \right)^{1.85} 1219.2$$

$$h_f = 12.44 \text{ m}$$

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

$$h_f = \left(\frac{219.065}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 100} \right)^{1.85} 1000 = 1.42 \text{ m}$$

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:

$$h_f = \left(\frac{219.065}{0.0177435 \times 105 \times 20^{2.63}} \right)^{1.85} 1828.8$$

$$h_f = 5.75 \text{ m}$$

Como puede verse en la Figura 8.23, CD es idéntica a BD, o sea 12.44m.

Como AC y CD se encuentran conectadas en serie, la pérdida en ACD es igual a la pérdida en AC más aquella de CD, o sea.

$$5.75 + 12.44 = 18.19 \text{ m}$$

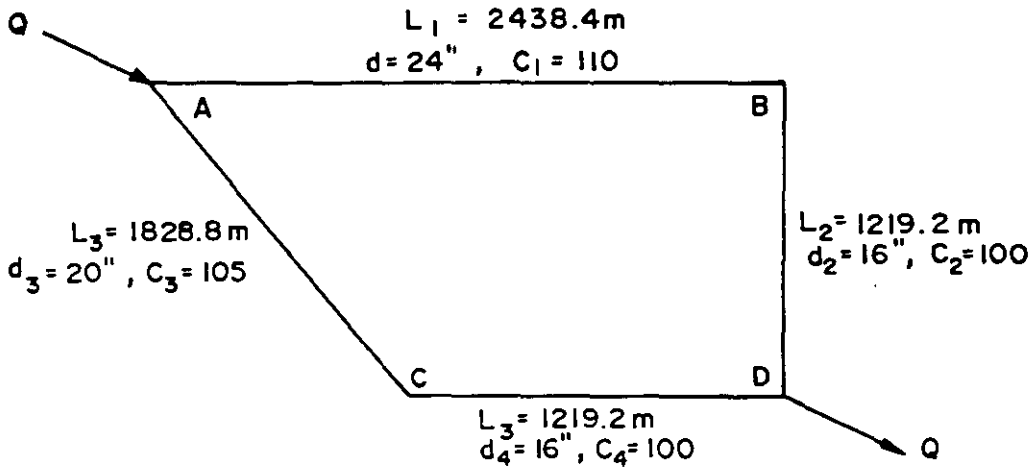


Figura 8.23

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

$$\frac{1819 \text{ m}}{1.42 \text{ m}} \times 1000 = 12809.86 \text{ m}$$

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

$$\frac{10798.59}{1000} = 10.79859$$

$$\frac{15.24}{10.79859} = 1.41 \text{ m}$$

El gasto al cual 1000 m de tubería de 24 pulg, C = 100, experimenta una pérdida de carga de 1.41 m es

$$Q = 0.0177435 \text{ C } d^{2.63} \left(\frac{hf}{L}\right)^{0.54}$$

$$Q = 0.0177435 \times 100 \times 24^{2.63} \left(\frac{1.41}{1000}\right)^{0.54}$$

$$Q = 218.56 \text{ l/s}$$

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

$$Q = 0.0177435 \times 100 \times 24^{2.63} \left(\frac{1.19}{1000}\right)^{0.54}$$

$$Q = 199.43 \text{ l/s}$$

Por lo tanto, el gasto total (el gasto en ABD más el gasto en ACD) es

$$Q = 218.56 + 199.43$$

$$Q = 417.99 \text{ l/s}$$

La pérdida en 1000 m de tubería de 24 pulg. C = 100 a un gasto de 417.99 l/s es

$$h_f = \left(\frac{417.99}{0.0177435 \times 24^{2.63} \times 100} \right)^{1.85} 1000 = 4.68 \text{ m}$$

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, o

$$\frac{15.24}{4.68} \times 1000 = 3253 \text{ 10 m}$$

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

$$12.44 + 2.894 = 15.334 \text{ m.}$$

- b) La pérdida en AC a 199.43 l/s es

$$h_f = \left(\frac{199.43}{0.0177435 \times 105 \times 20^{2.63}} \right)^{1.85} 1828.8$$

$$h_f = 4.83 \text{ m}$$

La pérdida en CD a 199.43 l/s es

$$h_f = \left(\frac{199.43}{0.0177435 \times 100 \times 16^{2.63}} \right)^{1.85} 1219.2$$

$$h_f = 10.45 \text{ m}$$

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 esencialmente iguales, el análisis es válido.

Ejemplo 8.6

Para la red mostrada en la Figura 8.24 encontrar:

- 1) El diámetro de la tubería equivalente (A-D) de la línea A-B-D.
- 2) La longitud equivalente de la línea A-C-D si se coloca sólo tubería de 8".
- 3) El gasto que puede conducir la tubería A-C-D (con un diámetro de 10") de tal manera que sus pérdidas en el punto D sean iguales a las de la línea A-B-D.

Solución:

Gastos

Línea A-B-D : 150 l/s

Línea A-C-D : 70 l/s

Usar la ecuación de Hazen y Williams con C = 140

Calculando las pérdidas de carga en las líneas de tubería considerando que las pérdidas en tuberías en serie se suman, se tienen:

- a) Línea A-B-D
 Tubo A-B L= 300.00m D = 12" C = 140
 Q = 150 l/s

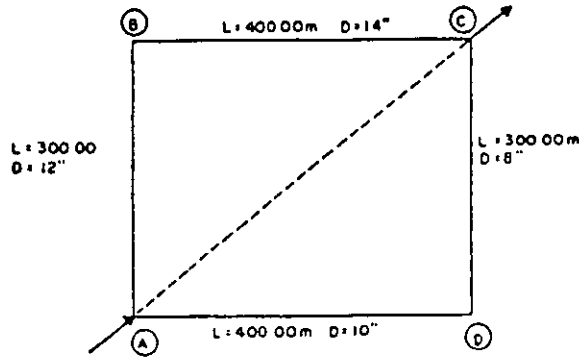
aplicando H-W (Inciso 1.5.3)

H = 3.305 m. pérdida de carga

Tubo B-D L = 400.00 m D = 14" C = 140
 Q= 150 l/s

H = 2.080 m.

H total = 5.385 m



Gastos

Línea A-B-D 150 lts/seg

Línea A-C-D 70 lts/seg

Nota:

Usar ecuación de Hazen-Williams con $c = 140$

Figura 8.24.

- b) Línea A-C-D
 Tubo A-C $L=400.00\text{m}$ $D=10''$ $C=140$
 $Q = 70.00$ l/s

$$S = H/L$$

$$H = 2.611 \text{ m.}$$

$$d = \sqrt[2.63]{\frac{150}{0.0177435938 \times 140 \times \left(\frac{5.385}{700.00}\right)^{0.54}}}$$

- Tubo C-D $L = 300.00$ m $D = 8''$ $C = 140$
 $Q = 70.00$ lts/seg

$$H = 5.805 \text{ m}$$

$$d = 12.91''$$

$$H \text{ total} = 8.415 \text{ m}$$

Pero como este diámetro no es comercial, se opta por una tubería de 14", teniéndose:

- c) Aplicando la ecuación de Hazen-Williams
 $L= 500.00$ $H = 5.385$ m. $D = ?$
 $C = 140$

$$d = 14''; L= 500.00; Q= 150.00 \text{ m}; C = 140$$

$H = 2.600$ m $\ll 5.385$ por lo que no es tubería equivalente.

$$Q = 0.0177435938 \times 140 \times d^{2.63} S^{0.54}$$

Optando por una tubería de 12" se tiene:

$$d^{2.63} = \frac{Q}{0.0177435938 \times 140 \times S^{0.54}}$$

$$d = 12'' L = 500.00 Q = 150.00 \text{ m} C = 140$$

$$H = 5.508 \text{ m} > 5.385 \text{ m}$$

$$d = \sqrt[2.63]{\frac{Q}{0.0177435938 \times 140 \times S^{0.54}}}$$

Siendo ésta tubería de 12" aproximadamente equivalente a la línea A-B-D.

- 2) $H = 8.415 \text{ m}$ $L = ?$ $D = 10''$ $C = 140$
 $Q = 70 \text{ l/s}$

$$L_{eq} = \frac{8.415}{\left(\frac{70}{0.0177435938 \times 140 \times 10^{2.63}} \right)^{0.54}}$$

$$L_{eq} = 1289.535 \text{ m}$$

- 3) Línea A-B-D: $H = 5.385 \text{ m}$; $L = 700.00$

$$S = \frac{5.385}{700.00}$$

Línea A-C-D: $L = 700.00 \text{ m}$. $D = 10''$

$$Q = 0.0177435938 \times 140 \times d^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$Q = 0.0177435938 \times 140 \times 10^{2.63} \times \left(\frac{5.385}{700} \right)^{0.54}$$

$$Q = 76.499 \text{ l/s}$$

8.6.3 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.

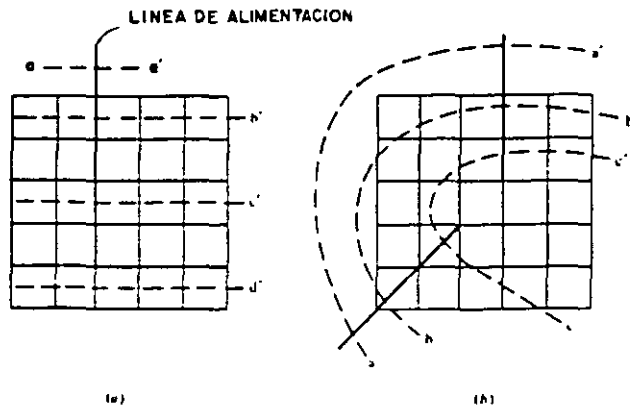
Los pasos que se sugiere seguir en el método de secciones son los siguientes:

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 8.25.

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 10,000 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 compensen cualquier deficiencia para alcanzar el gradiente hidráulico requerido.



APLICACION DEL METODO DE SECCIONES

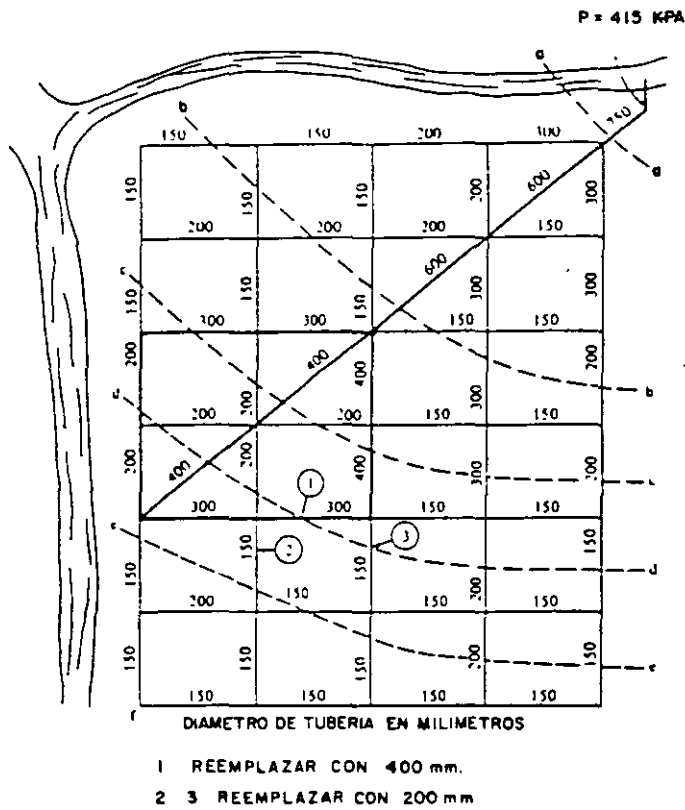


Figura 8.25.

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 8.7.

Aplicacion del método de secciones.

Usando el método de secciones, analice la red de distribución de agua que se muestra en la Figura 8.25. Especifique la naturaleza y localización de cualquier modificación que usted crea que debe hacerse en la red de tuberías y reanalícela 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
 p = población en miles

Nota. La ecuación anterior fue comúnmente usada por el National Board of Fire Underwriters.

2. Dotación de 416.8 l/hab/día
3. Coeficientes de variación diaria y horaria 1.2 y 1.5, respectivamente.

4. Calcule 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:

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

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

$$s = \frac{f}{2g} \frac{Q^2}{A^2 D}$$

$$Q = \left(\frac{g \pi^2}{8 f} \right)^{1/2} D^{5/2} s^{1/2}$$

donde Q = gasto, m³/s
 D = diámetro de tubería, m
 s = pendiente, m/m
 g = aceleración debida a la gravedad, 9.81 m/s²

$$Q = \left[\frac{9.81 \pi^2}{8 (0.02)} \right]^{1/2} D^{5/2} s^{1/2}$$

$$Q = 24.60 D^{5/2} s^{1/2}$$

Por conveniencia, expresamos Q en 10³ m³/día:

$$Q = 2125 D^{5/2} s^{1/2}$$

Reescribiendo la ecuación anterior en términos de s y D , se obtiene:

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

$$s = (2.215 \times 10^{-7}) \frac{Q^2}{D^5}$$

$$D = (4.667 \times 10^{-2}) \left(\frac{Q^2}{s}\right)^{\frac{1}{5}}$$

2. Corte la red de distribución con una serie de líneas seccionadas aproximadamente perpendiculares a la línea de alimentación (ver Figura 8.25).
3. Estime la población aguas abajo de cada sección cortada. Los valores para las secciones mostradas en la figura son:

Sección	Población
aa	28,000
bb	23,000
cc	16,500
dd	9,000
ee	3,750

4. Estime la demanda aguas abajo de cada sección de corte. Los valores requeridos son:

Sección	Población	Demanda 10 ³ m ³ /d		
		Consumo	Incendio	Total
aa	28 000	21.00	28.14	49.14
bb	23 000	17.25	28.14	45.39
cc	16 500	12.38	28.14	40.52
dd	9 000	6.75	28.14	34.89
ee	3 750	2.81	5.40	8.27

* Basado en demanda de incendio residencial de 63 l/s.

- a. Consumo doméstico

$$Q_{MH} = \frac{(1.2)(1.5)(416.8 \text{ l/h/día})(16,500 \text{ h})}{10^3 \text{ l/m}^3}$$

$$Q_{MH} = 12.38 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{día}$$

- b. La demanda de incendio de la zona central o de comercio está basada en una población de 28,000 habitantes.
5. Determine el gradiente hidráulico disponible a través del sistema de distribución.

$$s = \frac{\frac{P_1}{\gamma} - \frac{P_2}{\gamma}}{L}$$

donde:

P_1 = presión en la entrada de la línea de alimentación (415 x 10³ Pa, es dato)

P_2 = presión mínima requerida en el extremo más lejano de la red de distribución = 140 x 10³ Pa (20 lb/pulg²)

L = longitud de la tubería de alimentación o primaria a través del sistema = 9,025 m

$$s = \frac{\frac{415 - 140 \text{ N/m}^2}{9,810 \text{ N/m}^3} \times 10^3}{9,025 \text{ m}} = 0.0031 \text{ m/m}$$

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 bb usando la ecuación de Darcy-Weisbach y el gradiente hidráulico disponible. Por ejemplo, para la tubería de 0.6 m de diámetro.

$$Q = 2125 D^{\frac{5}{2}} s^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = 2125 (0.6)^5 (0.031)^1 = 32.99 \times 10^3 \frac{m^3}{día}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10^3 \frac{m^3}{d} (10^3) \frac{h}{3600} \frac{d}{24 h}}{\frac{LD^2}{4}}$$

Las capacidades de los tubos cortados por la sección bb son:

1 - 0.6	32.99 x 10 ³ m ³ /día
1 - 0.3	5.83
2 - 0.2	4.23
4 - 0.15	4.12
<hr/>	
	47.17 x 10 ³ m ³ /día

$$V = (1.474 \times 10^{-2}) \frac{Q}{D^2}$$

donde

Q = gasto, 10³ m³/día

D = diámetro de tubería, m

V = velocidad del fluido, m/s

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 m³/día).

8. Calcule el diámetro de un tubo sencillo equivalente usando la ecuación de Darcy en su forma de diámetro:

Por ejemplo, para la tubería de 0.6 m de diámetro

$$D = (4.667 \times 10^{-2}) \left[\frac{47.17^2}{0.0031} \right]^{1/3} = 0.692 \text{ m}$$

$$V = (1.474 \times 10^{-2}) \left[\frac{31.80}{0.6^2} \right] = 1.30 \text{ m/s}$$

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:

Si las velocidades calculadas son muy altas, podrían ser necesarias modificaciones a la red.

$$s = (2.215 \times 10^{-7}) \left[\frac{45.39^2}{0.692^5} \right] = 0.00288$$

10. Usando el gradiente hidráulico actual, recalculé la capacidad en la línea de sección. Debe igualar la demanda.

1 - 0.6	31.80 x 10 ³ m ³ /día
1 - 0.3	5.62
2 - 0.2	4.08
4 - 0.15	3.89
<hr/>	
	45.48 x 10 ³ m ³ /día

12. Complete los cálculos necesarios para las secciones restantes. Los cálculos requeridos para el sistema mostrado en la Figura 8.24 se resumen en el cuadro 8.8, 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 8.25. Las secciones dd y ee fueron recalculadas y los nuevos resultados se muestran en el cuadro 8.8 como secciones dd y ee (revisadas).

11. Revise las velocidades en exceso en las tuberías, usando las capacidades actuales del paso 10.

Cuadro 8.8.

RESUMEN DE CALCULOS PARA LA APLICACION DEL METODO DE SECCIONES

Sección	Demanda 3 3 10 m/d	Tuberías No. D (m)	Capacidad a s=0031, 10 m /d	Diámetro equivalente (m)	Pendiente cuando la cap.=demand.	Velocidad 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		0.75	
		4 0.15	4.12	3.98		0.65	
			-----			47.17	45.48
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	40.48
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
		5 0.2	10.58	10.39		0.77	
		1 0.15	1.03	1.01		0.66	
			-----			35.56	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

8.6.4 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 8.26(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 x 150 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/cm², si se emplean motobombas.

En la Figura 8.26 (a), el círculo corta a 14 tubos, contando los puntos de tangencia como dos tubos. Si el distrito que se estudie es el más densamente edificado de la sección residencial, será necesario, para atender a los casos de incendio, un máximo de 9.5 m³/min. Cada uno de los 14 tubos que el círculo corta conducirá 0.68 m³ /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/cm². Para una presión normal en la arteria de 2.8 Kg/cm² 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 8.26 (b) se refiere a manzanas de 150 x 150 m. El círculo, en este caso, solamente corta 10 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 8.25(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.

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.

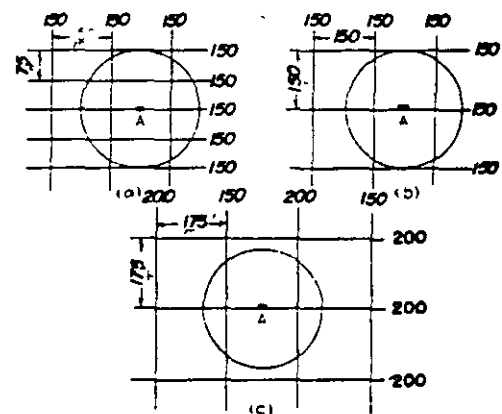


Figura 8.26. El método del círculo para el cálculo de caudales.

8.6.5 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 crucero:

$$\sum Q_{\text{entrada}} = \sum Q_{\text{salida}}$$

Para cada circuito completo:

$$\sum H = 0$$

Para cada tubería:

$$H = KQ^n$$

En los programas de computadora 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 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 solo aprender a correr el programa, sino comprender el problema que se quiere resolver.

8.6.6 Analogía eléctrica.

El analizador eléctrico de Mclroy 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 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.

Problemas

8.1 Para el circuito de la Figura P-8.1, calcule la distribución de gastos y la presión en el crucero A. Suponer que todas las tuberías están a la misma cota.

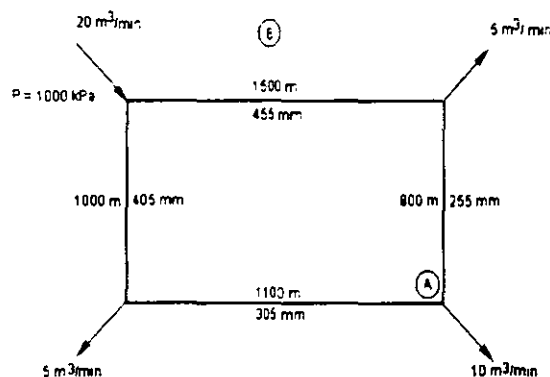


Figura P-8.1

8.2 Para el circuito de la Figura P-8.2, calcule la distribución de gastos y la presión en el crucero A. Suponer que todas las tuberías están a la misma cota.

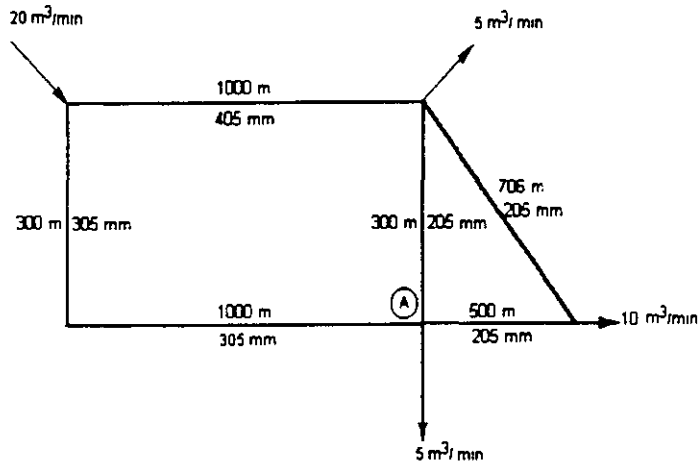


Figura P-8.2

8.3 Para el circuito de la Figura P-8.3, calcule la distribución de gastos y la presión en el crucero A. Suponer que todas las tuberías están a la misma cota, excepto en donde se indica.

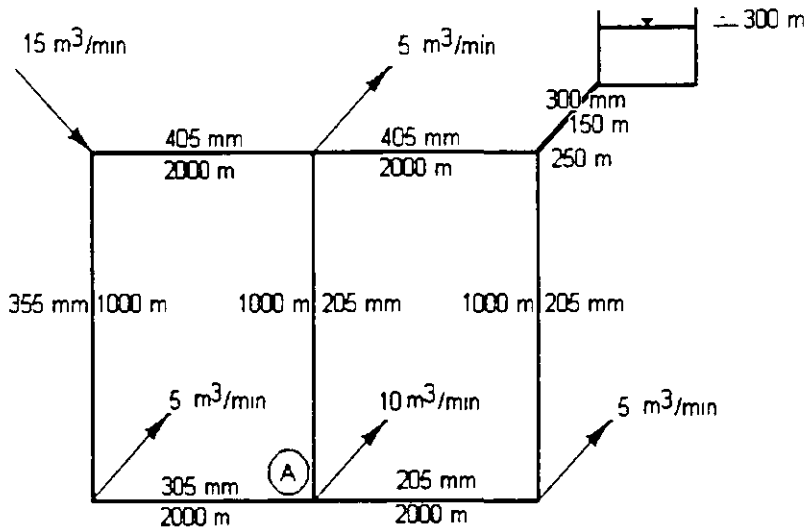


Figura P-8.3

8.4 Con referencia a la Figura P-8.4, diseñe la red de distribución para el área mostrada, considerando por lo menos dos circuitos y las densidades en habitantes por hectárea que se indican en cada manzana. Indique la posición y altura más conveniente del tanque de regularización. Suponga una dotación de 200 l/hab/día y los coeficientes de variación diaria y horaria 1.2 y 1.5, respectivamente.

8.5 Con referencia a la Figura P-8.5, diseñe la red de distribución para el área mostrada, considerando por lo menos dos circuitos y las densidades en habitantes por hectárea que se indican en cada manzana. Indique la posición y altura más conveniente del tanque de regularización. Suponga una dotación de 250 l/hab/día y los coeficientes de variación diaria y horaria 1.25 y 1.45, respectivamente.

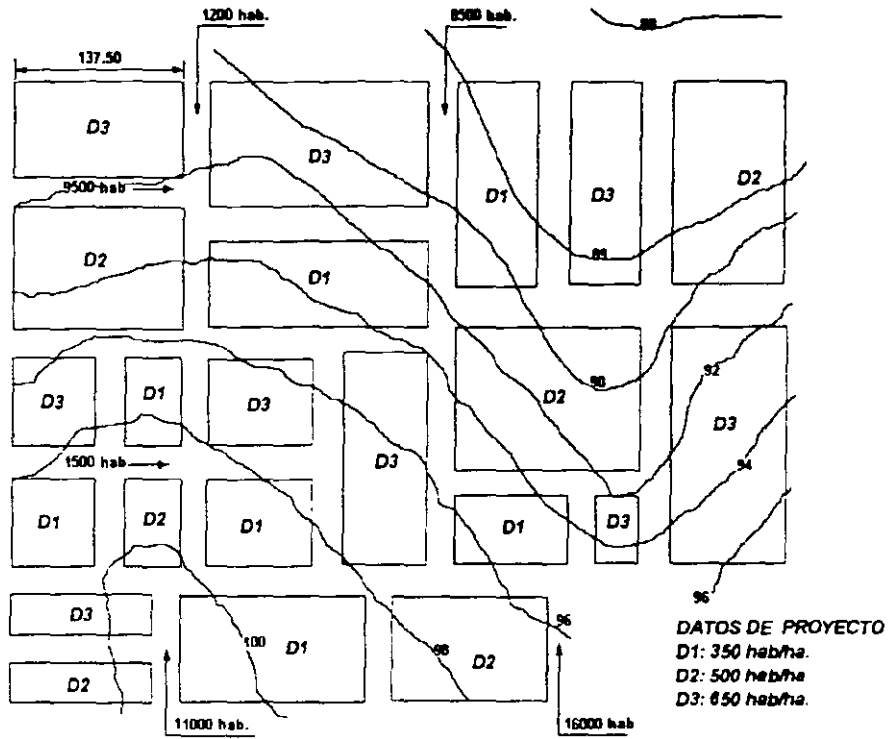


Figura P-8.4.

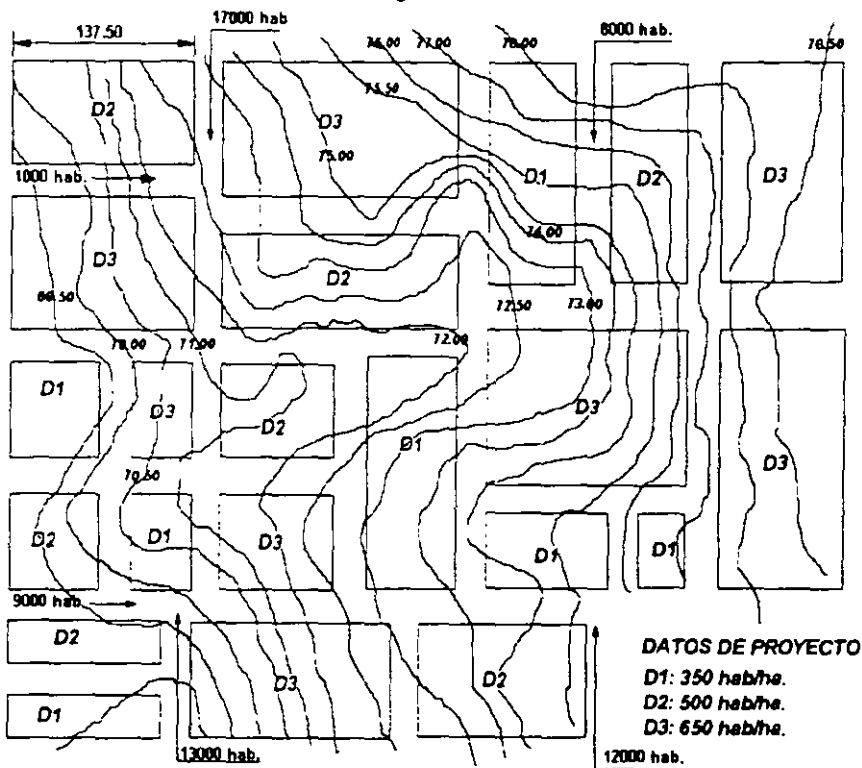


Figura P-8.6.

Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano - límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

INDICE

0	INTRODUCCIÓN
1	OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN
2	REFERENCIAS
3	DEFINICIONES
4	LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD DE AGUA
5	TRATAMIENTOS PARA LA POTABILIZACION DEL AGUA
6	BIBLIOGRAFIA
7	OBSERVANCIA DE LA NORMA

AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO - LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACION.

0 INTRODUCCION

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características biológicas, físicas, organolépticas, químicas y elementos radiactivos

Con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor, se debe someter a tratamientos de potabilización

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional

2 REFERENCIAS

NOM-008-SCF1-1993 "Sistema General de Unidades de Medida"

3 DEFINICIONES

- 3.1 Ablandamiento - Proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua
- 3.2 Adsorción - Remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución
- 3.3 Agua para uso y consumo humano - Aquélla que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causa efectos nocivos al ser humano
- 3.4 Características bacteriológicas - Son aquéllas debidas a microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y organismos coliformes fecales

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

- 3.5 Características físicas y organolépticas.- Son aquéllas que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.
- 3.6 Características químicas.- Son aquéllas debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana.
- 3.7 Características radiactivas.- Son aquéllas resultantes de la presencia de elementos radiactivos
- 3.8 Coagulación química - Adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.
- 3.9 Contingencia.- Situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa y que pongan en riesgo la salud humana.
- 3.10 Desinfección.- Destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos
- 3.11 Filtración.- Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada
- 3.12 Floculación.-Aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.
- 3.13 Intercambio iónico.- Proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.
- 3.14 Límite permisible - Concentración o contenido máximos o intervalo de valores de un componente, que garantiza que el agua será agradable a los sentidos y no causará efectos nocivos a la salud del consumidor
- 3.15 Neutralización - Ajuste del pH, mediante la adición de agentes químicos básicos o ácidos al agua en su caso, con la finalidad de evitar incrustación o corrosión de materiales que puedan afectar su calidad
- 3.16 Osmosis inversa - Proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltas en el agua, el cual por medio de altas presiones fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniendo los iones y moléculas de mayor tamaño.
- 3.17 Oxidación - Introducción de oxígeno en la molécula de ciertos compuestos para formar óxidos
- 3.18 Potabilización - Conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua a fin de mejorar su estado y hacerla apta para uso y consumo humano.
- 3.19 Precipitación - Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas sedimentables del agua, por efecto gravitacional
- 3.20 Sistema de abastecimiento - Conjunto intercomunicado o interconectado de fuentes, obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento y regulación, cárcamos de bombeo, líneas de conducción y red de distribución

4 LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD DE AGUA

4.1 Límites permisibles de características bacteriológicas

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra de agua simple, deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 1

Bajo situaciones de emergencia sanitaria, las autoridades competentes dictarán las medidas necesarias para identificar la presencia de otros agentes biológicos nocivos a la salud

TABLA 1

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Organismos coliformes totales	2 NMP/100 ml 2 UFC/100 ml
Organismos coliformes fecales	No detectable NMP/100 ml Cero UFC/100 ml

Los resultados de los exámenes bacteriológicos se deben reportar en unidades de NMP/100 ml (número más probable por 100 ml), si se utiliza la técnica del número probable o UFC/100 ml (unidades formadoras de colonias por 100 ml), si se utiliza la técnica de filtración por membrana

4.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 2

TABLA 2

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Color	15 unidades de color verdadero en la escala de platino cobalto
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquéllos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico)
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

4.3 Límites permisibles de características químicas.

El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad

TABLA 3

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Aluminio	0.20
Arsénico	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN ⁻)	0.07
Cloro residual libre	0.5-1.00 (después de un tiempo de contacto mínimo de 30 min)
Cloruros (como Cl ⁻)	250.00
Cobre	2.00
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Hierro	0.30
Fluoruros (como F ⁻)	1.50
Fosfatos (como PO ₄ ⁼)	0.10
Manganeso	0.10
Mercurio	0.001

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Nitratos (como N)	10.00
Nitritos (como N)	0.05
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.50
Oxígeno consumido en medio ácido	3.00
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microgramos/Aldrín y dieldrín o combinados)(separados	0.03
Ciordano (total de isómeros)	0.30
DDT (total de isómeros)	1.00
Gamma-HCH (lindano)	2.00
Hexaclorobenceno	0.01
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20.00
2,4-D	50.00
Plomo	0.025
Sodio	200.00
Sólidos disueltos totales	1000.00
Sulfatos (como SO ₄ =)	400.00
Sustancias activas al azul de metileno	0.50
Trihalometanos totales	0.20
Zinc	5.00

Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

4.4 Límites permisibles de características radiactivas

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro)

TABLA 4

RADIATIVIDAD ALFA GLOBAL 0.1
RADIATIVIDAD BETA GLOBAL 1.0

5 TRATAMIENTOS PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe fundamentarse en estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad.

Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad cuando los contaminantes biológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua enlistados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4.

- 5.1 Contaminación biológica
 - 5.1.1 Bacterias, helmintos, protozoos y virus - Desinfección con cloro, compuestos de cloro, ozono o luz ultravioleta
- 5.2 Características físicas y organolépticas
 - 5.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad - Coagulación-floculación-precipitación-filtración, cualquiera o la combinación de ellos, adsorción con carbón activado u oxidación
- 5.3 Constituyentes químicos
 - 5.3.1 Arsénico - Coagulación-floculación-precipitación-filtración; cualquiera o la combinación de ellos, intercambio iónico y ósmosis inversa
 - 5.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo.- Intercambio iónico, ósmosis inversa o adsorción con carbón activado
 - 5.3.3 Cloruros - Intercambio iónico, ósmosis inversa, o evaporación.
 - 5.3.4 Dureza - Ablandamiento químico o intercambio iónico.

- 5.3.5 Fenoles o compuestos fenólicos.- Adsorción con carbón activado u oxidación con ozono
- 5.3.6 Hierro y/o manganeso - Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.
- 5.3.7 Fluoruros.- Adsorción con carbón activado, ósmosis inversa o coagulación química.
- 5.3.8 Materia orgánica.- Oxidación-filtración o adsorción con carbón activado
- 5.3.9 Nitratos y nitritos - Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración, cualquiera o la combinación de ellos.
- 5.3.10 pH (potencial de hidrógeno).- Neutralización
- 5.3.11 Plaguicidas.- Adsorción con carbón activado granular.
- 5.3.12 Trihalometanos.- Preozonización y adsorción con carbón activado granular
- 5.3.13 Sulfatos - Intercambio iónico y ósmosis inversa.
- 5.3.14 En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias contempladas o no contempladas en el apartado 4, se deben coordinar con la autoridad sanitaria competente, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas involucrados en la contingencia, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población

6. BIBLIOGRAFIA

- 6.1 NOM-Z-13 'Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas'
- 6.2 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
- 6.3 Desinfección del Agua Oscar Caceres Lopez Lima, Perú. Ministerio de Salud Organización Panamericana de la Salud Organización Mundial de la Salud 1990
- 6.4 Guías para la Calidad del Agua Potable Volumen 1 Recomendaciones Organización Panamericana de la Salud Organización Mundial de la Salud 1985
- 6.5 Guías para la Calidad del Agua Potable Volumen 2 Criterios relativos a la salud y otra información de base. Organización Panamericana de la Salud 1987
- 6.6 Ingeniería Sanitaria Aplicada a la Salud Pública Francisco Unda Opazo UTEHA 1969
- 6.7 Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun, Limusa Wiley 1971
- 6.8 Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupación. Secretaría de Salud, 1987
- 6.9 Integrated Design of Water Treatment Facilities Susumu Kawamura John Willey and Sons, Inc 1991
- 6.10 Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas Potabilizadoras Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1979
- 6.11 Revision of the WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. IPS International Programme on Chemical Safety United Nations Environment Programme International Labour Organization. World Health Organization 1991.
- 6.12 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality Volume 1. Recommendations World Health Organization 1992
- 6.13 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality Volume 2 Health Criteria and Other Supporting Information. Chapter 1: Microbiological Aspects United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization 1992

7 OBSERVANCIA DE LA NORMA

- 7.1 Esta Norma Oficial Mexicana es de observancia obligatoria en todo el territorio nacional para los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que distribuya agua para uso y consumo humano.
- 7.2 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Salud y a los gobiernos de las entidades federativas en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia

BIBLIOGRAFIA

Fair, G.M., Geyer., J.C., Okun D.A.
Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Vol.1
Ed. Limusa

García Chable Miguel Angel
Elementos de Hidráulica Aplicada
Editado por el autor

Mendoza Gamez Gastón
Sistemas de Abastecimiento de Agua
Apuntes de clase; División de Estudios Superiores, Fac. de Ingeniería, UNAM

Murguía Vaca Ernesto
Ingeniería Sanitaria
Editado por el autor

Núñez Luis A.
Hidráulica Aplicada, Tomo I
Universidad de Puerto Rico

Nyerges V. Nicolás
Obras de Captación en Cursos Superficiales de Agua Potable
Editado por el autor

Rusell E. George
Hidráulica
Ed. CECSA

Sotelo Avila Gilberto
Hidráulica General
Ed. Limusa

Steel Ernest W.
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado
Ed. Gustavo Gili

Wanielista Martin P.
Engineering and the Environment
Ed. Brooks Cole Engineering Division

Cairncross S., Feachem Richard
Small Water Supplies
The Rooss Institute Information and Advisor Service

Peavy S. H., Rowe R. D., Tchobanoglous G.
Environmental Engineering
McGraw-Hill International Editions

Agencias de Gobierno

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Proyectos de Plantas de Bombeo

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
Manual de Estudios de Proyectos para Desarrollos Industriales
Volumen I y II

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua
Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana

Secretaría de Salubridad y Asistencia
Dirección de Ingeniería Sanitaria
Manual de Saneamiento, Vivienda, Agua y Desechos
Ed. Limusa

Secretaría de Salud
Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades,
Establecimientos, Productos y Servicios

Comisión Nacional del Agua
Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y
Alcantarillado Sanitario

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Definiciones Básicas

Aguas Residuales Urbanas o Municipales

“ Aquellas que resultan de la combinación de aguas residuales domésticas, comerciales y de servicios públicos o privados, así como industriales en el caso de que los procesos que las generen se localicen en centros de población y se viertan a un sistema de drenaje y alcantarillado operado por la autoridad competente”.

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Definiciones Básicas

Tratamiento de Aguas Residuales

Es la aplicación de operaciones y procesos unitarios al agua residual, para reducir la concentración de contaminantes a niveles aceptables que asegure el resguardo de la salud humana, la calidad del medio y el ambiente.

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Estudios previos para la Elaboración de un Proyecto

- **Determinación de los objetivos del tratamiento**
- **Pruebas de tratabilidad**
- **Análisis hidrológico general**
- **Análisis geológico general**
- **Análisis y evaluación de alternativas de procesos de tratamiento**
- **Selección del proceso de tratamiento**
- **Predimensionamiento del sistema de tratamiento**
- **Estudio topográfico**
- **Estudio de mecánica de suelos**

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Objetivos del Tratamiento

➤ *Generales*

- Resguardar la salud humana
- Proteger la vida animal y vegetal
- Resguardar la calidad del medio y del ambiente
- Reusar las aguas tratadas
- Sustituir agua potable por agua residual tratada en usos distintos al consumo humano

➤ *Específicos*

Depende de:

- La calidad que se desee lograr
- El presupuesto disponible
- La tecnología disponible
- El grado de capacitación del personal operativo
- Los límites máx. permisibles establecidos en las normas

PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

DISEÑO DE UNIDADES DE:

PRETRATAMIENTO

- Canal de llamada
- Rejilla de cribado
- Canales de desarenación
- Canal parshall
- Cárcamo de bombeo

TRATAMIENTO

- Sedimentador primario
- Proceso Biológico "Aireación"
- Sedimentador secundario
- Unidades de desinfección "Tanque de cloración"

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Clasificación de los Métodos de Tratamiento

- Operaciones Físicas Unitarias. - Métodos de tratamiento en los que predomina la aplicación de los fenómenos físicos.
- Procesos Químicos Unitarios. - Métodos de tratamiento en los cuales es acelerada la eliminación o conversión de los contaminantes, por la adición de productos químicos.
- Procesos Biológicos Unitarios. - Métodos de tratamiento en los que se consigue la eliminación de los contaminantes, mediante la acción biológica.
- Procesos Combinados. - Mezcla de los anteriores

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Operaciones y Procesos Unitarios

Operaciones Unitarias:

- **Desbaste.-** Eliminación de sólidos gruesos y sedimentables por intercepción (retención en superficie)
- **Dilaceración.-** Trituración de sólidos gruesos hasta conseguir un tamaño más o menos uniforme
- **Homogeneización del caudal.-** Regulación del caudal y de las cargas de DBO y de sólidos en suspensión
- **Mezclado.-** Mezcla de los reactivos químicos y gases con el agua residual residual para mantener los sólidos en suspensión
- **Floculación.-** Agregación de pequeñas partículas aumentando el tamaño de las mismas, para mejorar su eliminación por sedimentación
- **Sedimentación.-** Eliminación de sólidos sedimentables y espesamiento de lodos
- **Flotación.-** Eliminación de los sólidos en suspensión finamente divididos y de partículas con densidades cercanas a las del agua. También espesa los lodos biológicos
- **Filtración.-** Eliminación de los sólidos finos en suspensión que permanezcan tras el tratamiento biológico o químico.

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Operaciones y Procesos Unitarios

Procesos Químicos Unitarios:

- **Precipitación química.**- Eliminación de fósforo y aumento de la eliminación de sólidos en suspensión en instalaciones de sedimentación primaria utilizadas en el tratamiento fisicoquímico.
- **Transferencia de gases.**- Adición y eliminación de gases.
- **Adsorción.**- Eliminación de materia orgánica no eliminada por métodos de tratamiento químicos y biológicos convencionales. También utilizada para la decoloración de agua residual antes del vertido final del efluente tratado.
- **Desinfección.**- Eliminación de los organismos causantes de enfermedades (puede realizarse de diversas maneras).
- **Desinfección con cloro.**- Eliminación de los organismos causantes de enfermedades. El cloro es el producto químico más comúnmente usado.
- **Decoloración.**- Eliminación del cloro combinado residual total remanente después de la cloración (puede realizarse de diversas maneras).
- **Desinfección con ozono.**- Destrucción selectiva de los organismos causantes de enfermedades.
- **Otros.**- Pueden usarse diversos productos químicos para llevar a cabo objetivos específicos en el tratamiento del agua residual.

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Operaciones y Procesos Unitarios

Procesos Biológicos Unitarios:

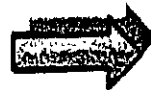
- **Cultivo en suspensión.-** Procesos de tratamiento en los que los microorganismos responsables de la conversión de la materia orgánica u otros constituyentes del agua residual, se encuentran en suspensión en el líquido.
- **Cultivo fijo (película fija).-** Procesos de tratamiento en los que los microorganismos responsables de la conversión de la materia orgánica u otros constituyentes del agua residual, se encuentran fijos en un medio inerte tal como piedaras, escorias o materiales cerámicos o plásticos, diseñados para tal fin.
- **Procesos combinados.-** Mezcla de los anteriores.

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Procesos de Tratamiento Aerobio de Cultivo en suspensión

➤ Lodos Activados

- Convencional flujo en pistón
- Tanque de mezcla completa
- Aereación graduada
- Oxígeno puro
- Aereación modificada
- Contacto y estabilización
- Aereación prolongada
- Canales de oxidación



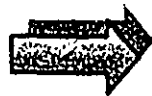
Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)

➤ Nitrificación de cultivos en suspensión



Nitrificación

➤ Lagunas aereadas



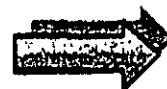
Elim. de la DBO carbonosa (Nitrificación)

➤ Digestión aerobia



Estabilización, elim. de la DBO carbonosa

➤ Estanques de estabilización aerobia



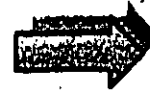
Elim. de la DBO carbonosa

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Procesos de Tratamiento Aerobio de Cultivo fijo o adherido

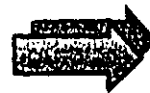
➤ Filtros percoladores

- Baja carga
- Alta carga



Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)

➤ Filtros de pretratamiento



Eliminación de la DBO carbonosa

➤ Sistemas biológicos rotatorios de contacto (Biodiscos)



Eliminación de la DBO carbonosa (nitrificación)

➤ Reactores de lecho compacto



Nitrificación

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Procesos de Tratamiento Anaerobio de Cultivo en suspensión

➤ Digestión anaerobia

- Baja carga, una etapa
- Alta carga, una etapa
- Doble etapa



Estabilización, eliminación
de la DBO carbonosa

➤ Proceso anaerobio de contacto



Eliminación de la
DBO carbonosa

PRINCIPIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Procesos de Tratamiento Anaerobio de Cultivo fijo o adherido

➤ Filtro anaerobio



Eliminación de la DBO carbonosa,
estabilización (desnitrificación)

➤ Lagunas anaerobias
(estanques)



Eliminación de la DBO carbonosa
(estabilización)