

300615
20
2e)



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.

**APUNTES DE LA MATERIA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
RAMON RUANO BUENDIA

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOAQUIN CHAVEZ ZUÑIGA

MEXICO, D. F., MARZO 10 1993

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO	Pág.
1.- PANORAMA NACIONAL.....	1
1.1 Información estadística sobre población conservicios de agua potable; índices epidemiológicos.....	2
1.2 Economía y Administración. Renglones de presupuesto destinado a los abastecimientos de agua. Dependencias relacionadas con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de Agua Potable.....	3
2.- DESCRIPCION GENERAL DE LOS ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE.....	15
2.1 Componentes de los sistemas. Fuentes de abastecimiento, Conducciones, Tratamientos de Potabilización, Regularización y Distribución.....	16
2.2 Función de los componentes.....	17

3.- ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO.....	21
3.1 Investigación Regional, disponibilidad de cartas y planos adecuados con cartas topográficas, vías de comunicación, hidrología, climatología	22
3.2 Investigación Local. Datos censales, aspectos sociales y económicos. Fuentes probables, estudios de afectaciones, disponibilidad de ejecución y posibilidades de funcionamiento hidráulico.....	24
4.- DATOS BASICOS DE PROYECTO.....	31
4.1 Vida útil de las obras.....	33
4.2 Periodo económico de diseño.....	33
4.3 Población de proyecto.....	33
4.4 Consumos de dotaciones y variaciones.....	40
4.5 Gastos de diseño.....	40
5.- CAPTACION.....	46
5.1 De aguas subterráneas.....	47
5.2 De aguas superficiales.....	49
5.3 Equipos de bombeo.....	50
6.- CONDUCCION.....	54
6.1 Diseño económico de líneas de conducción.....	57

6.1.1 Por gravedad.....	57
6.1.2 Por bombeo.....	64
6.1.3 Piezas especiales y accesorios para las tuberías.....	98
7.- REGULARIZACION.....	101
7.1 Tipos de depósitos, funcionamiento.....	104
7.2 Capacidad de tanques.....	105
8.- DISTRIBUCION.....	111
8.1 Tipos de distribución.....	112
8.2 Métodos de cálculo y de comprobación del funcionamiento hidráulico de redes.....	117
8.2.1 Método de Cross.....	118
8.2.2 Otros métodos.....	126
8.2.3 Aplicación de computadoras en la resolución de sistemas de distribución.....	126
8.3 Tomas domiciliarias, medidores e hidrantes.....	127
9.- DATOS BASICOS DE CONSTRUCCION.....	133
9.1 Instalación de tuberías, válvulas, accesorios, zanjas y rellenos.....	134
9.2 Pruebas de presión hidrostática.....	138

10.- OPERACION Y CONTROL DE SISTEMAS.....	139
10.1 Control hidráulico.....	140
10.2 Planos especiales.....	140
10.3 Estudios pitométricos.....	141
10.4 Control de calidad del agua.....	141
CONCLUSIONES.....	142
BIBLIOGRAFIA.....	143

INTRODUCCION

El objetivo primordial de ésta tesis, es la de dar al estudiante de Ingeniería Civil, unas bases completas para el buen aprendizaje de la materia de Abastecimiento de Agua Potable.

En la actualidad el estudiante tiene problemas para encontrar bibliografía donde apoyarse para el estudio de sus materias debido a que por lo general en un libro no se encuentra lo que se ve en el temario, los altos costos de los libros y un gran problema es que la mayoría de estos son extranjeros y la información está hecha para esos países, así es que en la mayoría de los casos, no se adecuan a nuestro medio.

La tesis se basa exclusivamente en el temario de la materia, de tal manera, el estudiante no tendrá problemas en lo que respecta a seguimiento del curso.

Los conceptos que se manejan en la tesis son muy claros y se basan en los sistemas de Abastecimiento más comunes en nuestro país.

La tesis puede ser de gran utilidad para los estudiantes ya que contiene todo lo necesario para aprender a diseñar sistemas de Abastecimiento de Agua Potable de una manera sencilla y con la gran ventaja de que no será necesario preocuparse por la bibliografía, a menos que se necesite profundizar en algún tema específico.

Debido a la relación que existe entre los sistemas de Abastecimiento de Agua Potable y los de Alcantarillado, a continuación se muestran diferencia y semejanzas entre ellos:

Diferencias.

Agua Potable

- Agua limpia.
- Flujo de agua hacia la población.
- Se emplean diámetros menores.
- Red de tuberías a presión (bombeo ó gravedad).
- Tuberías más usuales: Asbesto-Cemento y P.V.C.
- Unión de tuberías, deflexiones y cambios de diámetro mediante piezas especiales.
- La pendiente de la tubería no influye en nada en su funcionamiento.

Sistemas de Alcantarillado

- Agua no tan limpia.
- Flujo de agua hacia afuera de la población.
- Se emplean diámetros mayores.
- Red de tuberías parcialmente llenas (sin presión, trabajan por gravedad).
- Tuberías más usuales:
 - 20 a 45 cm diámetro --> Concreto simple.
 - 61 cm de diámetro o mayores --> Concreto reforzado.
- Unión de tuberías, deflexiones y cambios de diá-

metro mediante pozos de visita.

- La pendiente de las tuberías determina su funcionamiento.

Semejanzas

- Cálculo hidráulico: Fórmula de Manning y Ecuación de la Continuidad.
- La tubería que sirve para llevar el agua a la localidad o para llevar el agua lejos de la localidad puede funcionar por bombeo y/o gravedad.
- Las tuberías principales son las únicas que se calculan hidráulicamente.

1.- PANORAMA NACIONAL.

1.1 Información estadística sobre población con servicios de agua potable; índices epidemiológicos.

Nuestro país enfrenta muy graves problemas con el suministro de agua potable, motivados por su mala distribución en el territorio nacional, la explosión demográfica, la concentración de la población en las grandes ciudades y las situaciones de conflicto surgidas por los diferentes usos del agua.

El suministro de servicios de agua potable y alcantarillado, es una prioridad que se atiende para elevar el nivel de vida y la salud de la población. El conjunto de acciones y programas, que en la materia llevan a cabo los tres niveles de gobierno (federal, estatal y municipal), y los organismos operadores de los servicios, junto con la participación de los sectores social y privado, permitieron alcanzar una cobertura a nivel nacional de 70.67 por ciento en agua potable, y de 51.00 en alcantarillado.

Los cuadros 1.1 y 1.2 nos darán información sobre las viviendas con servicio de agua potable en el país, con lo que nos daremos cuenta de las necesidades de la población y de la importancia del estudio del abastecimiento de agua potable.

Otro problema muy grave es la falta de Alcantarillado ya que esta es mayor que la del Agua Potable (Cuadro 1.3 y 1.4), por esta razón es muy importante relacionar los sistemas de Agua Potable y los sistemas de Alcantarillado; donde haya Agua Potable debe haber Alcantarillado.

Estos problemas traen como consecuencia la falta de higiene de la población lo que ocasiona epidemias. Otro factor que origina epidemias es la inadecuada potabilización del agua y en algunos casos la falta de esta. El índice de epidemias en la República Mexicana la podemos observar en los cuadros 1.5 y 1.6

1.2 Economía y Administración. Renglones de presupuesto destinado a los abastecimientos de agua. Dependencias relacionadas con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable.

La falta de abastecimiento de agua y alcantarillado es una preocupación del gobierno, por lo que estos últimos años(1986-1990), se han tomado medidas para mejorar los sistemas existentes y surtir a las poblaciones de este preciado líquido.

En 1989 se realizaron 25 estudios de factibilidad para ampliación y mejoramiento de los sistemas en igual número de ciudades, 13 de ellos, que incluyen los de Mexicali, Gómez Palacio-Lerdo, Cuautla, Mazatlán y Mérida servirán para tramitar créditos ante el Fondo de Inversiones Financieras para Agua Potable y Alcantarillado (FIFAPA); el resto se entregará a gobiernos locales, como sustento a sus tareas de ampliación y rehabilitación.

En apoyo a la gestión de los gobiernos locales, se elaboraron 9 proyectos integrales para el inicio de obras de ampliación y mejoramiento de los sistemas de diversas ciudades,

entre ellas Gómez Palacio, Lerdo, Chilpancingo, Cuautla y Villahermosa; con igual fin se desarrolló un proyecto ejecutivo en Cuernavaca(1989).

De los proyectos elaborados para atender la conservación del medio ambiente, destaca el proyecto ejecutivo para la rehabilitación de las plantas de tratamiento de Tecate, Piedras Negras, Villa de Alvarez y Ojinaga, así como el estudio de mecánica de suelos, y adecuaciones a las plantas de tratamiento de Morelia y Quiroga.

En coordinación con el gobierno del estado de Michoacán se realiza el saneamiento del Lago de Pátzcuaro que, con una inversión de 4,700 millones de pesos, contempla concluir la primera fase de las plantas de tratamiento de Pátzcuaro, Quiroga y Erongaricuaro, en beneficio de más de 35 mil habitantes.

En complemento a las acciones que realizan los gobiernos locales, para dotar de servicios de agua potable y alcantarillado a los centros de integración urbano-rural y a las zonas más deprimidas, se ejercieron 293 millones de pesos, principalmente para ampliación y mantenimiento de sistemas de comunidades rurales.

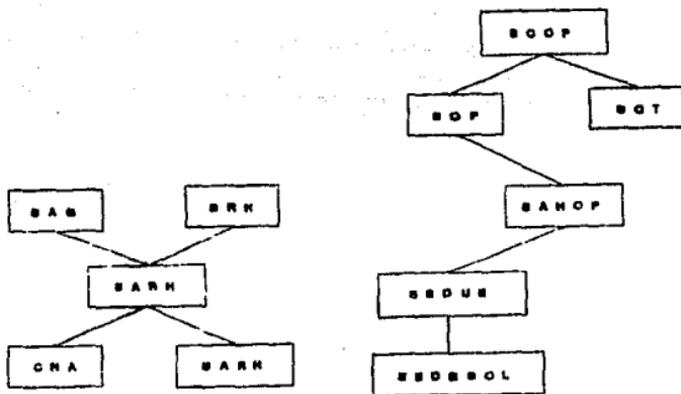
A través del programa FIFAPA, se canalizaron importantes recursos a ciudades medias, privilegiando la terminación de obras en proceso de beneficio inmediato. Así, se concluyeron las obras de ampliación y rehabilitación de los sistemas de agua potable y alcantarillado en las ciudades de Acapulco, Culiacán, Mazatlán, Matamoros y Tampico; continúan en proceso las de Manzanillo, Irapuato, Morelia, Los Mochis, Reynosa y Tepic y se iniciaron las de Chihuahua, Chilpancingo, Cuernavaca, Nogales, León, Monclova, Torreón y Saltillo.

Se realizaron acciones de apoyo a la autosuficiencia técnica, financiera y administrativa de los organismos operadores, tales como, los estudios tarifarios para el cobro de cuotas de agua, y el programa de desarrollo de manuales y modelos para la operación y conservación de sistemas de agua potable y alcantarillado, estas acciones permiten fortalecer la operación de los organismos, lo cual beneficia también a las haciendas municipales.

En las localidades de Acapulco, Lázaro Cárdenas, Puerto Vallarta y Tampico-Altamira, que enfrentan problemas críticos de infraestructura y urbanización, propiciados por su acelerado crecimiento, se realizaron acciones de servicios básicos, vivienda, reservas territoriales y saneamiento, con una inversión de 12,758 millones de pesos, ejercida por los fideicomisos locales respectivos. El Fideicomiso Puerto Vallarta se transfirió al Gobierno del Estado de Jalisco, en congruencia con la política de desconcentración de atribuciones y recursos.

A fin de mantener el abasto suficiente de este vital líquido a los habitantes de la capital, se continuó la construcción de la segunda etapa del Acueducto Perimetral: se construyeron 4.4 kilómetros de líneas primarias de distribución y 44.6 en la red secundaria; se terminaron, repusieron y rehabilitaron varios pozos; y se operaron 175 plantas de bombeo; 326 plantas potabilizadoras y cloradoras, 847 pozos de agua potable y 240 tanques de almacenamiento. Se inició un programa de uso eficiente del agua que incluye el cambio de muebles de baño actuales, por otros que consumen una tercera parte del líquido.

+ Entidades Responsables.



SCOP .- SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y OBRAS PUBLICAS

SAG .- SECRETARIA DE AGRICULTURA Y GANADERIA

SRH .- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SOP .- SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

SCT .- SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

SARH .- SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

SAHOP.- SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

SEDUE.- SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA

CNA.- COMISION NACIONAL DEL AGUA

SEDESOL.- SECRETARIA DE DESARROLLO SOCIAL

La SCOP se crea en el año de 1981 y en 1958 se divide en la SOP y la SCT; la SOP conservó su nombre hasta 1976 y se le asignó el nombre de SAHOP.

La SAHOP amplía su competencia cambiando su denominación a SEDUE en 1982. Las atribuciones de esta dependencia son fomentar el desarrollo de los sistemas de agua potable, drenaje y alcantarillado en los centros de población y apoyar técnicamente a las autoridades locales en su proyección, construcción, administración, operación y conservación a partir de los sitios determinados con la SARH.

La SAG se creó en 1947 y la SRH en 1958 y se fusionan para formar la SARH en 1976.

La Comisión Nacional del Agua se crea en el año de 1989 como órgano administrativo desconcentrado de la SARH. La CNA tendrá a su cargo:

- Proponer la política hidráulica del país, formular y mantener actualizado el Programa Nacional Hidráulico, y ejecutar el Sistema de Programación Hidráulica.

- Fijar los criterios y lineamientos que permitan dar unidad y congruencia a los programas y acciones del Gobierno Federal en materia de agua.

- Establecer y, en su caso, proponer las bases para la coordinación de acciones de las unidades administrativas e instituciones públicas que desempeñen funciones relacionadas al agua.

- Administrar y regular, en los términos de la ley, las aguas nacionales, la infraestructura hidráulica y los recursos que se le destinen.

- Estudiar, programar y proyectar las obras de drenaje, control de ríos y aprovechamiento de los recursos hidráulicos de la Cuenca del Valle de México, así como

construir las obras de drenaje o aprovechamiento hidráulico y realizar las acciones que para su desarrollo se requieran.

CUADRO 1.1

VIVIENDA SEGUN DISPONIBILIDAD DE AGUA POTABLE POR ENTIDAD FEDERATIVA

ENTIDAD FEDERATIVA	DISPONEN DE AGUA ENTUBADA		
	TOTAL DE VIVIENDAS PARTICULARES	TOTAL DE VIVIENDAS CON AGUA	SIN AGUA ENTUBADA
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	12,074,609	8,533,164	3,541,445
AGUASCALIENTES	83,791	73,563	10,228
BAJA CALIFORNIA NORTE	238,603	186,328	52,275
BAJA CALIFORNIA SUR	39,671	30,597	9,074
CAMPECHE	75,879	45,350	30,529
COAHUILA	282,705	239,904	42,801
COLIMA	64,270	54,186	10,084
CHIAPAS	370,319	161,588	208,731
CHIHUAHUA	391,464	305,452	86,012
DISTRITO FEDERAL	1,747,102	1,628,415	118,687
DURANGO	198,378	145,348	53,030
GUANAJUATO	474,800	324,972	149,428
GUERRERO	377,847	179,977	197,870
HIDALGO	272,162	160,179	111,983
JALISCO	776,809	609,465	167,344
MEXICO	1,281,270	1,044,366	236,904
MICHOCAN	494,638	329,743	164,895
MORELOS	175,397	135,635	40,032
NAYARIT	132,440	94,513	37,927
NOEVO LEON	461,105	403,453	57,652
OAXACA	448,665	198,276	250,389
PUEBLA	509,485	354,411	155,074
QUERETARO	120,503	79,197	41,306
QUINTANA ROO	44,440	25,765	18,675
SAN LUIS POTOSI	283,031	143,118	139,913
SINALOA	319,834	214,237	105,597
SONORA	276,848	229,644	47,204
TABASCO	180,929	75,559	105,370
TAMAULIPAS	379,476	272,143	107,333
TLAXCALA	92,327	65,608	26,719
VERACRUZ	1,015,323	514,507	500,816
YUCATAN	200,966	100,861	100,105
ZACATECAS	184,132	106,654	77,478

FUENTE: X CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA 1980
RESUMEN ABEVVIADO

CUADRO 1.2

DISTRIBUCION PORCENTUAL DE LAS VIVIENDAS SEGUN LA DISPONIBILIDAD DE AGUA POTABLE POR ENTIDAD FEDERATIVA.

ENTIDAD FEDERATIVA	DISPONEN DE AGUA ENTUBADA	SIN AGUA ENTUBADA
	%	%
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	70.67	29.33
AGUASCALIENTES	87.79	12.21
BAJA CALIFORNIA NORTE	78.09	21.91
BAJA CALIFORNIA SUR	77.13	22.87
CAMPECHE	59.77	40.23
COAHUILA	84.86	15.14
COLIMA	84.31	15.69
CHIAPAS	49.63	50.37
CHIHUAHUA	78.03	21.97
DISTRITO FEDERAL	83.21	16.79
DURANGO	73.27	26.73
GUANAJUATO	68.44	31.56
GUERRERO	47.82	52.18
HIDALGO	58.85	41.15
JALISCO	78.46	21.54
MEXICO	81.51	18.49
MICHOACAN	66.66	33.34
MORELOS	77.33	22.67
NAYARIT	71.36	28.64
NUEVO LEON	87.50	12.50
OAXACA	44.19	55.81
PUEBLA	60.12	39.88
QUERETARO	65.72	34.28
QUINTANA ROO	57.98	42.02
SAN LUIS POTOSI	50.57	49.43
SINALOA	66.66	33.02
SONORA	82.95	17.05
TABASCO	41.76	58.24
TAMAULIPAS	71.72	28.28
TUXCALA	71.28	28.72
VERACRUZ	50.67	49.33
YUCATAN	50.19	49.81
ZACATECAS	57.92	42.08

FUENTE: X CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA 1980
RESUMEN ABREVIADO

VIVIENDA SEGUN DISPONIBILIDAD DE DRENAJE POR ENTIDAD FEDERATIVA

ENTIDAD FEDERATIVA	DISPONEN DE DRENAJE		
	TOTAL DE VIVIENDAS PARTICULARES	TOTAL DE VIVIENDAS CON DRENAJE	SIN DRENAJE
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	12,074,609	6,158,095	5,916,514
AGUASCALIENTES	83,791	59,718	24,073
BAJA CALIFORNIA NORTE	238,603	147,811	90,792
BAJA CALIFORNIA SUR	39,671	17,100	22,571
CAMPECHE	75,879	25,535	50,344
COAHUILA	282,705	155,102	127,603
COLIMA	64,270	37,510	26,760
CHIAPAS	370,319	90,783	279,536
CHIHUAHUA	391,464	206,245	185,219
DISTRITO FEDERAL	1,747,102	1,485,286	261,816
DURANGO	198,378	71,473	126,905
GUANAJUATO	474,800	222,593	252,207
GUERRERO	377,847	89,390	288,457
HIDALGO	272,162	73,254	198,908
JALISCO	776,809	517,358	259,451
MEXICO	1,281,270	846,201	435,069
MICHOACAN	494,638	208,359	286,279
MORELOS	175,397	86,111	89,286
NAYARIT	132,440	45,048	87,392
NUEVO LEON	461,105	306,889	154,216
OAXACA	448,665	65,470	383,195
PUEBLA	589,485	212,726	376,759
QUERETARO	120,503	43,839	76,664
QUINTANA ROO	44,440	14,290	30,150
SAN LUIS POTOSI	283,031	88,093	194,938
SINALOA	319,834	112,705	207,129
SONORA	276,848	137,013	139,835
TABASCO	180,329	71,292	109,037
TAMAULIPAS	379,476	195,714	183,762
TLAXCALA	92,327	26,186	66,141
VERACRUZ	1,015,323	387,908	627,415
YUCATAN	200,966	62,621	138,345
ZACATECAS	184,132	48,462	135,670

FUENTE: X CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA 1980
RESUMEN ABREVIADO

CUADRO 1.4

DISTRIBUCION PORCENTUAL DE LAS VIVIENDAS, SEGUN DISPONIBILIDAD DE DRENAJE POR ENTIDAD FEDERATIVA.

ENTIDAD FEDERATIVA	CON DRENAJE %	SIN DRENAJE %	NÓ ESPECIFICADO %
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	51.00	42.84	6.16
AGUASCALIENTES	71.27	26.21	2.52
BAJA CALIFORNIA NORTE	61.95	31.10	3.95
BAJA CALIFORNIA SUR	43.10	52.61	4.29
CAMPECHE	33.65	54.64	11.71
COAHUILA	54.86	40.85	4.29
COLIMA	59.36	38.63	3.01
CHIAPAS	24.52	65.53	9.95
CHIHUAHUA	52.69	42.75	4.56
DISTRITO FEDERAL	85.01	13.79	1.20
DURANGO	36.03	56.25	7.72
GUANAJUATO	46.89	45.97	7.24
GUERRERO	23.66	64.97	11.37
HIDALGO	26.92	63.89	9.19
JALISCO	66.60	29.45	3.95
MEXICO	66.05	29.65	4.30
MICHUACAN	42.12	51.45	6.43
MORELOS	49.09	45.35	5.56
NAYARIT	34.01	62.79	3.20
NUEVO LEON	66.56	30.88	2.56
OAXACA	14.59	71.89	13.52
PUEBLA	36.08	55.60	8.12
QUEREYARO	36.38	59.38	4.24
QUINTANA ROO	32.16	56.83	11.01
SAN LUIS POTOSI	31.12	59.70	9.18
SINALOA	35.24	56.73	8.03
SONORA	49.49	46.22	4.29
TABASCO	39.40	51.79	8.81
TAMAULIPAS	51.56	43.48	4.94
TLAXCALA	28.36	63.80	7.84
VERACRUZ	38.20	51.35	10.45
YUCATAN	31.16	51.41	17.43
ZACATECAS	26.32	70.31	3.37

FUENTE: X CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA 1960
RESUMEN ABREVIADO

CUADRO 1.5

MORBILIDAD GENERAL, RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO

CAUSAS	S.S.A. Y I.M.S.S. CASOS
Enfermedades infecciosas intestinales.	2,984,884
Otras enfermedades infecciosas y parasitarias y efectos tardíos de las mismas.	938,526
Enfermedades de las vías respiratorias superiores.	6,422,224
Otras enfermedades del aparato respiratorio.	215,321

FUENTE: Dirección General de Epidemiología S.S.A. 1984.

CUADRO 1.8**MORTALIDAD GENERAL RELACIONADA CON EL SANEAMIENTO BASICO**

CAUSA PRINCIPAL DE MUERTE	S.S.A. Y I.M.S.S. CASOS
Enfermedades infecciosas intestinales.	71.550
Otras enfermedades infecciosas y parasitarias y efectos tardíos de las mismas.	4.447
Enfermedades de las vías respiratorias superiores.	2.316
Otras enfermedades del aparato respiratorio.	95.824

FUENTE: Dirección General de Epidemiología S.S.A. 1984.

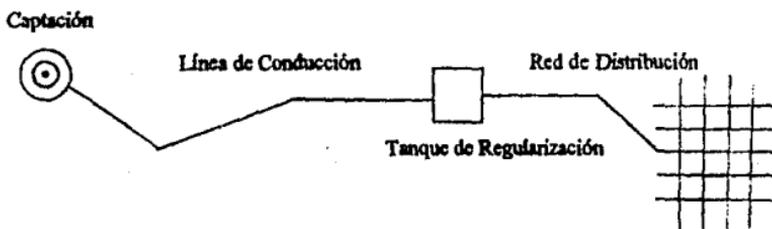
2.- DESCRIPCION GENERAL DE LOS ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE.

2.1 Componentes de los sistemas. Fuentes de Abastecimiento, Conducciones, Tratamientos de Potabilización, Regularización y Distribución.

Los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable comprenden generalmente:

- 1) Fuentes de Abastecimiento y Obras de Captación.
- 2) Línea de Conducción.
- 3) Potabilización o desinfección.
- 4) Tanque de Regularización.
- 5) Red de Distribución.

Un caso típico de un sistema de abastecimiento de agua potable es el que se muestra a continuación:



2.2 Función de los Componentes.

+ Fuentes de Abastecimiento y Obras de Captación.

Para entender la diferencia entre una fuente de abastecimiento y una obra de captación, es necesario saber que una fuente de abastecimiento es un elemento natural que proporciona agua y una obra de captación es una obra humana para aprovechar la fuente de abastecimiento.

Fuentes de abastecimiento	Obras de Captación
Aguas Subterráneas	Pozo Profundo
Manantial	Caja Colectora
Río o corriente superficial	Toma directa

+ Obras de Conducción.

Es la parte del sistema constituida por tubería y obras accesorias destinados a transportar el agua procedente del lugar de captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, una planta potabilizadora o la red de distribución.

+ Potabilización o Desinfección.

En caso de aguas superficiales se requerirá una planta potabilizadora.

En cualquier caso aunque las aguas, según los análisis Físico-Químico y Bacteriológico satisfagan todas las normas para considerarlas potables deberá aplicarse cloro como desinfección preventiva.

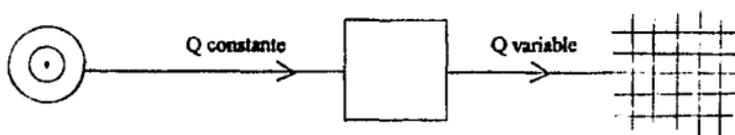
El cloro en cantidades demasiado pequeñas es ineficaz; en cantidades demasiado grandes causa problemas de sabor y olor. La operación del clorador debe ser automática, esto es, la cantidad de cloro alimentada al agua debe ser proporcional al volumen de flujo y a la demanda de cloro del agua. El cloro debe aplicarse en un punto del sistema de agua tal que se asegure una buena mezcla del cloro con el agua; y este punto debe estar localizado de modo que el periodo de contacto entre el cloro y el agua sea de 20 a 30 min antes de servir al primer consumidor. Este periodo de contacto cumple el doble fin de proporcionar el tiempo necesario para destruir los organismos patógenos del agua y reducir el efecto de una posible sobredosis de cloro con los efectos acompañantes de sabor y olor. El periodo de contacto necesario es también una función de la cantidad de residuo, que es el remanente de cloro después de su contacto inicial con el agua; con un residuo abajo, es necesario un periodo de contacto mayor.

Todas estas consideraciones pueden ser inefectivas si no se tiene una operación y mantenimiento apropiados después de la instalación. Es, por tanto, necesaria una buena operación, además de buen equipo y buena instalación, si se va a proporcionar una salvaguarda continua para la calidad del agua.

El cloro se utiliza en el tratamiento de agua no sólo para su desinfección, sino también para otros fines, tales como el control de algas o de otros organismos en los depósitos y en las tuberías.

+ Tanque de Regularización.

Los tanques de regularización sirven como su nombre lo dice para regularizar el régimen constante de llegadas de la captación y el régimen variable de salidas a la red de distribución.



+ Red de distribución.

Es el conjunto de tuberías válvulas y piezas especiales dentro de la localidad, para llevar el agua a los usuarios.

La capacidad del sistema de distribución debe ser suficiente para satisfacer las demandas más altas que puedan ocurrir en la fecha del proyecto. Las demandas que se deben satisfacer incluyen domésticas, extinción de incendios e industriales. Es especialmente necesario pensar en límites más lejanos a los presentes en la comunidad y tener visión de las nuevas unidades de vivienda y de los desarrollos industriales futuros. Por

lo tanto, los tubos que transporten el agua a las secciones en las que se espera un desarrollo extensivo, ya sea dentro o fuera de los límites de la comunidad, deben diseñarse con un criterio generoso.

3. ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO.

3.1 Investigación Regional, disponibilidad de cartas y planos adecuados con cartas topográficas, vías de comunicación, hidrología, climatología.

+ Topografía.

Inicialmente en cualquier proyecto de agua potable por abordar, se requiere el conocimiento topográfico del terreno donde habrá de erigirse determinada obra, por lo que habrá de contarse con lo siguiente:

1. Plano topográfico del lugar en donde se realizarán las obras de conducción y distribución, en planta a escala 1:2000 o 1:2500, mostrando curvas de nivel a cada metro.

2. Planos de detalle de las zonas donde se localicen las diversas estructuras a escalas que pueden variar de 1:20 a 1:100.

+ Vías de Comunicación.

En un proyecto de Agua Potable es muy importante conocer las vías de comunicación con las que cuenta la localidad y la distancia a localidades importantes

+ Hidrología.

Conocer la hidrología del lugar es muy importante ya que esta nos da información de la lluvia y otras formas de precipitación; sus causas, origen, ocurrencia, magnitud, distribución y variación.

La hidrología de las aguas superficiales trata sobre el escurrimiento o flujo de corrientes y sus variaciones; almacenamiento en estanques, lagos y depósitos; características físicas de los sistemas de lagos y ríos; y el origen y comportamiento de aguas superficiales en general.

La hidrología de las aguas subterráneas considera el origen, naturaleza y ocurrencia del agua subsuperficial, su infiltración al suelo, el pasaje o percolación a través de formaciones abiertas y su desprendimiento de ellas.

Todos estos datos son muy importantes, para poder conocer nuestras fuentes de abastecimiento y saber si estas nos serán de utilidad.

+ Climatología.

Se deberá obtener información relativa a variaciones de la temperatura en el ambiente de la localidad; a las estaciones o regímenes de lluvias y su intensidad.

3.2 Investigación Local. Datos censales aspectos sociales y económicos. Fuentes probables, estudios de afectaciones, disponibilidad de ejecución y posibilidades de funcionamiento hidráulico.

+ Requerimientos para la elaboración de un proyecto de agua potable:

1.- Nombre completo de la localidad, municipio y Estado a que pertenece.

2.- Censo actual de habitantes.

3.- Clima.

4.- Comunicaciones.

5.- Aspecto de la localidad indicando tipo de edificaciones.

6.- Localización en un plano de vías de comunicación.

+ Servicio actual de agua potable.

Descripción de las partes componentes del sistema, estado de conservación y grado de aprovechamiento de las mismas.

1. Fuente(s) de abastecimiento.

- a) Ubicación con respecto a la localidad: Distancia y niveles.**
- b) Gasto de explotación y potencial.**
- c) Calidad del agua: Análisis físicos, químicos y bacteriológicos.**
- d) Obra de captación: Plano detallado.**

2. Conducción.

Plano(s) de planta y perfil con indicaciones de gasto conducido, diámetro, clase y estado de conservación de la tubería y accesorios.

3. Bombeo(s).

- a) Planos de localización y de detalle.**
- b) Número y características de bombas, motores y subestaciones eléctricas y estado de conservación.**

4. Potabilización.

- a) Planos actualizados de localización y de detalle.**
- b) Descripción y características de las unidades.**
- c) Gasto tratado, capacidad de proyecto y eficiencia.**
- d) Estado de conservación de las unidades de proceso y del equipo.**

e) Productos químicos utilizados en el período de operación de la planta y consumos actuales.

f) Costos unitarios de potabilización: máximo, medio y mínimo.

5. Regularización

Planos de localización y de detalle del o de los tanques.

Estado de conservación.

6. Distribución. Plano actualizado de la red indicando:

a) Escala.

b) Nombres de calles.

c) Longitudes, diámetros y clase de tubería.

d) Válvulas.

e) Hidrantes para toma pública.

f) Hidrantes contra incendio.

g) Estado de conservación de tuberías y accesorios.

h) Presión manométrica en las horas de máximo y mínimo consumo en diferentes puntos de la red.

7. Tomas.

a) Cantidad (con medidor y sin medidor)

b) Características.

- c) Tarifas.
- d) Estado de conservación.

8. Estado financiero.

+ Información adicional para el proyecto.

1. Fuente(s) de abastecimiento.

- a) Estudio geohidrológico.
- b) Plano de detalle de la zona.
- c) Aforos.
- d) Envío de muestras de agua al laboratorio para análisis físico, químico.
- e) Anteproyecto de captación propuesta.

2. Conducción.

- a) Plano detallado de localización de la línea.

Planta a escalas 1:1000 a 1:5000.

Perfil a escalas 1:100 a 1:500.

- b) Plano topográfico y de detalle de cruzamientos de la línea de conducción con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, arroyos y canales.
- c) Costos de las afectaciones ocasionadas por la localización de la línea.
- d) Clasificación del terreno para estimar costos de terracerías.

3. Bombeo, potabilización y regularización.

- a) Planos de detalle de la o las zonas donde se localicen las plantas o tanques, a escalas de 1:20 a 1:100.
- b) Costo del terreno para su adquisición y nombre del propietario.
- c) Clasificación del terreno para estimación de terracerías.
- d) Resistencia del terreno para cimentación.

4. Distribución.

- a) Plano topográfico actualizado de la localidad, a escalas 1:2000 a 1:5000.
 - 1. Nombre de calles.
 - 2. Longitud de crucero a crucero de calles.
 - 3. Elevación de todos los cruceros.
 - 4. Localización de industrias indicando su fuente de abastecimiento y gastos medio y máximo requeridos.
- b) Plano predial en que se localicen edificios públicos, jardines y lugares notables.
- c) Plano con las distintas zonas de población en cuanto a densidad.
- d) Plano de pavimentos y banquetas.
- e) Clasificación de terreno para estimación de terracerías.

5. Tomas.

a) Cantidad de tomas existentes que deberán sustituirse por nuevas, indicando sus diámetros.

b) Cantidad de tomas nuevas.

c) Longitud promedio de la toma.

6. Hidrantes para toma pública.

Localización y justificación.

7. Energía eléctrica.

a) Localización de la línea de transmisión.

b) Voltaje.

c) Frecuencia.

d) Nivel de corto circuito.

e) Medición en baja y en alta tensión.

f) Carga trifásica máxima que se puede conectar a la red de distribución en baja tensión.

g) Potencia máxima a que se puede arrancar a tensión completa en el punto de utilización.

h) Tarifa.

i) Longitud de la línea de transmisión y características generales y topográficas de la zona que atraviesa, incluyendo estimación de costo.

8. Costos de materiales y mano de obra en la localidad.

Prestaciones sociales en el lugar.

9. Plano de conjunto actualizado en que se muestren obras existentes y ampliaciones.

4.- DATOS BASICOS DE PROYECTO.

+Datos básicos de proyecto.

Para efectuar los proyectos de las obras que integran un sistema de abastecimiento de agua potable para localidades urbanas, se deben establecer claramente los datos de proyecto como se indica a continuación:

Población según el último censo oficialHab.

Población actualHab.

Población de proyectoHab.

Dotaciónlt/Hab/día.

Gasto mediol.p.s.

Gasto máximo diariol.p.s.

Gasto máximo horariol.p.s.

Coefficientes de variación diaria y horaria

4.1 Vida útil de las obras.

Es el tiempo en que los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable, es decir las tuberías, los equipos de bombeo, las piezas especiales, los tanques de regularización, etc., funcionan eficientemente. Esta vida varía dependiendo del componente y del material del que está fabricado, en algunos componentes la vida útil llega a ser mayor al periodo económico y en otros casos mucho menor.

4.2 Periodo económico de diseño.

Se tomarán en cuenta los siguientes valores:

1. Para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes de proyecto, de 6 a 10 años.
2. Para localidades urbanas de 15,000 o más habitantes de proyecto, hasta 15 años, de acuerdo con el estudio de factibilidad técnica y económica que se haga.

4.3 Población de proyecto.

Para la estimación de la población de proyecto se deberá tomar en cuenta un periodo económico de proyecto de 6 a 15 años, de acuerdo con la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras. Para el cálculo de la población se utilizarán los métodos establecidos (aritmético, exponencial, porcentaje de crecimiento, etc.).

Para ejemplificar los métodos de predicción de población y observar los distintos resultados utilizaremos los siguientes datos:

Villahermosa, Tabasco.

Censo Oficiales.

Año	Población (hab)
1940	25,144
1950	33,578
1960	52,262
1970	99,565
1980	164,594

+ Método Aritmético

Calcular la población de Villahermosa del año 2005.

$$P = P_o + \& (n)$$

P = Población en habitantes

P_o = Población inicial en hab.

& = Incremento anual de población.

n = Número de años.

$$\& = \frac{P - P_o}{n}$$

Calculando &

$$\& = (164,594 - 99,565) / 10 = 6,503 \text{ hab/año.}$$

Para calcular las poblaciones de proyecto sustituimos en la fórmula.

$$P = 164,594 + 6,503 (n)$$

$$P_{1990} = 164,594 + 6,503 (10) = 229,624 \text{ hab.}$$

$$P_{2000} = 164,594 + 6,503 (20) = 294,654 \text{ hab.}$$

$$P_{2005} = 164,594 + 6,503 (25) = 327,169 \text{ hab.}$$

+ Método Exponencial.

Calcular la población de Villahermosa en el año 2003.

$$P(t) = P(i) \times e^{ct}$$

t = Núm. de años posterior al año inicial del censo.

i = Población inicial.

c = Constante.

Datos:

Villahermosa, Tab.

Año	Población(hab.)
-----	-----------------

1940	25,114
------	--------

1980	164,594
------	---------

Sustituyendo

$$164,594 = 25,114 \times e^{c(40)}$$

$$e^{c(40)} = 6.5539$$

$$c(40) = \text{Ln}(6.5539)$$

$$c = 0.047$$

Sustituyendo la constante en nuestra fórmula obtenemos:

$$P(1990) = 25,114 \times e^{0.047(50)} = 263,333 \text{ hab.}$$

$$P(2005) = 25,114 \times e^{0.047(65)} = 532,949 \text{ hab.}$$

+ Método de Porcentaje de Crecimiento.

Datos:

Villahermosa, Tab.

Año Población(hab.)

1940 25,114

1980 164,594

$$\frac{164,594}{25,114} \times 100 = 655.387 \%$$

$$\frac{\%}{\text{Núm. de décadas (100)}} = \frac{655.387}{4 (100)} = 1.6385 \text{ factor}$$

Sustituyendo

$$\text{Para 1990} = 164,594 (1.6385) = 269,687 \text{ hab.}$$

$$2000 = 269,687 (1.6385) = 441,882 \text{ hab.}$$

$$2010 = 441,882 (1.6385) = 724,023 \text{ hab.}$$

$$2005 = 441,882 + ((724,023 - 441,882) / 10) \times 5 = 582,953 \text{ hab.}$$

+ Método Geométrico por porcentajes.

Villa Hermosa, Tab.

Año	Población(hab.)	Incremento	%
1940	25,114	8,464	33.70
1950	33,578		
1960	52,262	18,684	55.64
1970	99,565	47,303	90.51
1980	164,594	65,029	65.31
			<u>245.16</u>

$$\text{Promedio} = \frac{245.16}{4 \text{ Décadas}} = 61.29 \% \text{ por década}$$

$$P 1990 = 164,594 \times (1.6129) = 265,474 \text{ hab.}$$

$$P 2000 = 265,474 \times (1.6129) = 428,182 \text{ hab.}$$

$$P 2010 = 428,182 \times (1.6129) = 690,616 \text{ hab.}$$

$$P 2005 = 428,182 + ((690,616 - 428,182)/10) \times 5 = 559,399 \text{ hab.}$$

+ Método Geométrico por incremento medio total. (Interes compuesto)

$$P = P_0 \times (1 + r)^n$$

P = Población en hab.

P₀ = Población inicial en hab.

r = Porcentaje de interés compuesto

n = Número de años

Villa Hermosa, Tab.

Año	Población(hab.)
1940	25,114
1980	164,594

$$164,594 = 25,114 \times (1 + r)^{40}$$

$$1 + r = \left[\frac{164,594}{25,114} \right]^{1/40} = 1.0481$$

$$P_{2005} = 164,594 \times (1.0481)^{25} = 532,699 \text{ hab.}$$

4.4 Consumos de dotaciones y variaciones.

+ Dotación.

Para determinar la cantidad de agua que se requiera para las condiciones inmediatas y futuras de la localidad, se recomienda adoptar los siguientes valores para la dotación, en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto.

Tabla 4.1

POBLACION DE PROYECTO habitantes	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado L/hab/día	Frio
De 2 500 a 15 000	150	125	100
De 15 000 a 30 000	200	150	125
De 30 000 a 70 000	250	200	175
De 70 000 a 150 000	300	250	200
De 150 000 o más	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades de la localidad y a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas, de acuerdo con el estudio específico que se realice en cada localidad.

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades de la localidad y a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas, de acuerdo con el estudio específico que se realice en cada localidad.

+ Coeficientes de variación diaria y horaria.

Los coeficientes de variación diaria y horaria se fijarán en función de un estudio específico realizado en la localidad. Cuando no sea posible obtener estos datos, se recurrirá a información en localidades de características similares. Los valores más frecuentemente usados son de 1.2 a 1.5 respectivamente. Sin embargo, el ámbito de variación puede ser el siguiente:

Coeficiente de variación diaria. 1.2 a 1.5

Coeficiente de variación horaria. 1.5 a 2.0

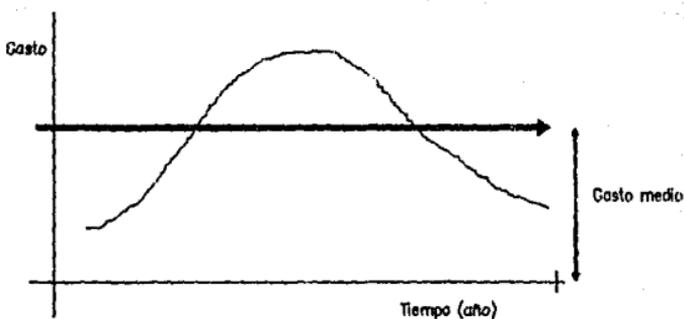
4.5 Gastos de Diseño.

+ Gasto Medio.

Es el caudal que requiere la población, en la unidad de tiempo (seg), en promedio durante el año.

$$Q_m = \frac{\text{Pob. Proy. (Dotación)}}{86,400}$$

86,400 = Núm de segundos en un día.



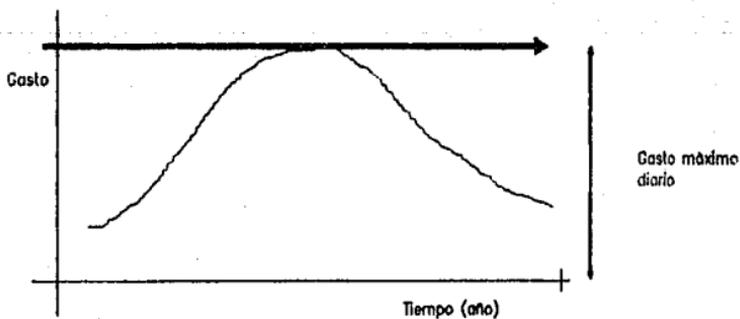
+ Gasto Máximo Diario.

Es el caudal que requiere la población en la unidad de tiempo, en el día de mayor consumo.

$$Q_{md} = (\text{Coef. variación diaria}) Q_m$$

Si no se hace un estudio de consumo en la localidad:

$$Q_{md} = 1.2 Q_m$$



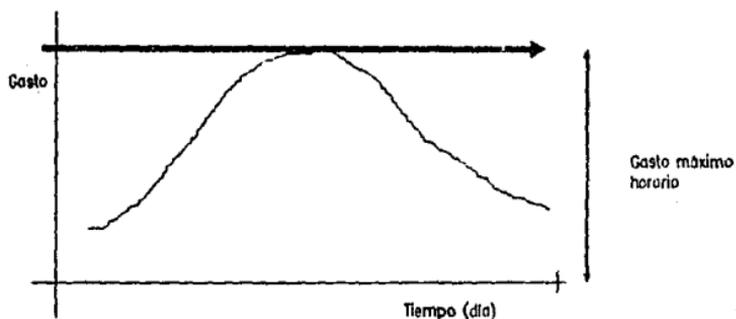
+ Gasto Máximo Horario.

Es el caudal que requiere la población en la unidad de tiempo, en el día de mayor consumo, en la hora de mayor demanda.

$$Q_{mh} = (\text{Coef. variación horaria}) Q_{md}$$

Si no se hace un estudio de consumo en la localidad:

$$Q_{mh} = 1.5 Q_{md}$$



Para calcular la capacidad del tanque se utilizará la siguiente fórmula: (La deducción se verá en el capítulo correspondiente)

$$\text{Cap. Reg. (m}^3\text{)} = 14.58 Q_{md} \text{ (l.p.s.)}$$

Ejemplos.-

1.- Determinar datos de proyecto.

Población = 40,000 hab.

Clima = Templado

De la tabla 4.1 obtenemos la dotación que va a ser igual a:

Dotación = 200 L/H/D.

$$Q_m = (200 * 40,000) / 86,400 = 92.6 \text{ lps.}$$

$$Q_{md} = 1.2 (92.6) = 111.1 \text{ lps.}$$

$$Q_{mh} = 1.5 (111.1) = 166.7 \text{ lps.}$$

Cap. Reg. = 14.58 (111.1) = 1620 m³ --> Para fines constructivos se consideran 1600 m³

2.- Determinar datos de proyecto.

Población = 1'100,000 hab.

Clima = Cálido.

Obtenemos Dotación = 350 L/H/D.

$$Q_m = (350 * 1'100,000) / 86,400 = 4,456 \text{ lps.}$$

$$Q_{md} = 1.2 (4,456) = 5,347 \text{ lps.}$$

$$Q_{mh} = 1.5 (5,347) = 8,021 \text{ lps.}$$

Cap. Reg. = 14.58 (5,347) = 78,000 m³ --> En este caso, dado el tamaño de la localidad se

supone que se requerirán varios tanques, con esta capacidad.

5.- CAPTACION.

La fuente o fuentes de abastecimiento deberán proporcionar en conjunto el gasto máximo diario; sin embargo, en todo proyecto se deberán establecer las necesidades inmediatas de la localidad siendo necesario que, cuando menos, la fuente proporcione el gasto máximo diario para esa etapa, sin peligro de reducción por sequía o cualquier otra causa.

5.1 De aguas subterráneas.

1. Captación por medio de pozos.

+ Pozos profundos.

El sitio elegido para la perforación de un pozo estarán basados en un estudio geohidrológico el cual nos indicará la profundidad a la cual se encuentra el manto freático y el tipo de suelo que encontraremos cuando realicemos la perforación.

El proyecto de entubación estará de acuerdo con el corte geológico del pozo ya perforado. El diámetro del ademe estará en función del diámetro de los tazones del equipo de bombeo que garanticen el gasto de explotación. Terminado el desarrollo y limpia del pozo se efectuará el aforo para un bombeo continuado de cuando menos 72 horas; los resultados se deberán representar en una gráfica de gastos-abatimientos para poder determinar el gasto de explotación.

+ Pozos someros.

Se construirán cuando se crea conveniente explotar el agua freática. El diámetro mínimo del pozo, cuando sea circular, será de 1.50 m. y deberá permitir que su construcción sea fácil. Cuando la sección sea rectangular, la dimensión mínima será de 1.50 m. Para pozos con ademe de concreto, y cuando se usa el procedimiento de construcción llamado de "tipo indio", los anillos que queden situados en el estrato permeable llevarán perforaciones dimensionadas de acuerdo a un previo estudio granulométrico; en caso de carecer de estos datos, se recomienda que el diámetro de las perforaciones sea de 25 a 50 mm. Para pozos con ademe de mampostería de piedra o tabique, se dejarán espacios sin juntar en el estrato permeable, procurando apearse a la consideración anterior.

2. Captación en manantiales.

Para la captación en manantiales es necesario la construcción de una caja, donde queden aislados los afloramientos, procurando que éstos descarguen libremente. La caja protegerá los afloramientos contra posibles contaminaciones.

Es necesaria la construcción de un vertedor de demasías para evitar que se ahogue el manantial, además, se hará una zanja alrededor de la caja para interceptar el agua superficial que pueda escurrir hacia la caja.

No es recomendable alterar el sitio de afloramiento con el objeto de aumentar su producción.

5.2 De aguas superficiales.

1. En ríos y corrientes superficiales.

a) La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de cualquier descarga de aguas residuales.

b) La clave de la tubería se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente. La velocidad del agua a través de la rejilla deberá ser de 0.10 a 0.15 m/s, para evitar, hasta donde sea posible, el arrastre de materiales flotantes.

c) Si se hace necesaria la construcción de una presa de derivación se deberán tomar en cuenta las normas de proyecto de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

2. En presas de almacenamiento.

Se proyectará la obra de toma de manera de tener varias entradas situadas a diferentes niveles, a fin de poder tomar el agua más próxima a la superficie.

Cada toma deberá tener una rejilla formada por barras o alambres, con un espacio libre de 3 a 5 cm.

La velocidad del agua en la entrada de la toma no deberá ser superior a 0.60 m/s.

5.3 Equipos de bombeo.

El bombeo es la característica esencial de la mayor parte de las obras para aguas subterráneas. Un funcionamiento satisfactorio requiere que la altura de la succión, incluyendo las pérdidas a la entrada y en las tuberías, se mantenga a menos de 7.6 m. Cuando el nivel freático se encuentra a mayores profundidades que ésta, el tubo o ducto colector que conduce a la bomba, y la unidad misma de bombeo deberán colocarse bajo el nivel del suelo, o los pozos deberán dotarse individualmente con bombas de pozo profundo. Las galerías filtrantes conducen sus aguas por gravedad a los pozos de bombeo; desde éstos se eleva el agua a las obras de purificación o directamente a la comunidad.

En el mercado se encuentran muchos tipos de bombas para satisfacer la amplia variedad de requerimientos de capacidad, profundidades del agua y fuentes de potencia.

Los sistemas de alta capacidad se equipan normalmente con bombas centrífugas o de turbina, accionados mediante motores eléctricos. Se monta un número suficiente de tazonas de bomba, uno sobre otro, que proporcione la presión necesaria para vencer las cargas estáticas o dinámicas a los niveles más bajos de agua. La fig. 5.1 muestra una bomba de turbina instalada en un pozo. La fig. 5.2 presenta la instalación de un motor para accionar una bomba desde la superficie. Para cantidades y elevaciones moderadas se introducen en el pozo bombas y motores sumergibles, ensamblados en una sola unidad. El agua que se bombea, enfría los motores compactos normalmente usados. Los pozos de alta capacidad deberán dotarse de dispositivos medidores adecuados. Los registros continuos de niveles de agua y gastos de consumo proporcionan medios para comprobar la condición del equipo y el comportamiento de la fuente de suministro.

Figura 5.1

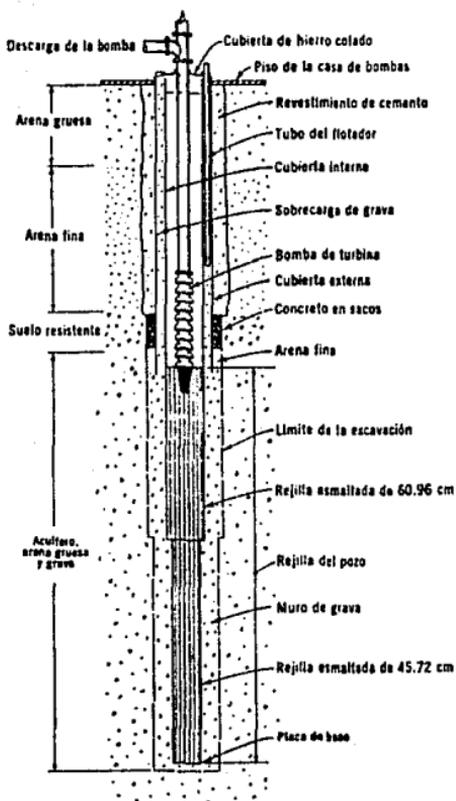
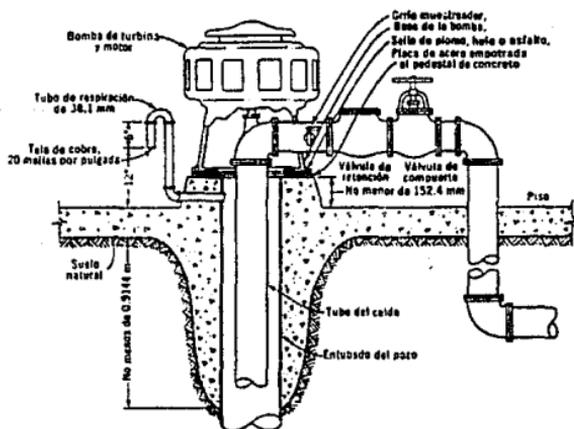
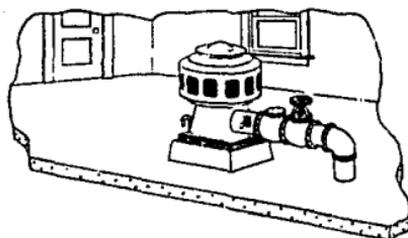


Figura 5.2



6.- 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, una planta potabilizadora, o la red de distribución. Su capacidad se calculará con el gasto máximo diario.

Las tuberías para la conducción de agua deberán ser:

1) Durables, de modo que las fallas y las composuras necesarias sean muy de vez en cuando.

2) Herméticas, para evitar pérdidas de agua por filtración.

3) Deberán tener juntas que eviten las fugas en las conexiones.

Las tuberías deberán tener buenas cualidades hidráulicas y deberán conservarse durante sus años de servicio.

Las tuberías más empleadas en nuestro medio, en líneas de conducción son las de Asbesto-Cemento.

+ Tubería de Asbesto-Cemento.

El tubo de *Asbesto-Cemento* está hecho de una mezcla de fibra de asbesto, cemento portland y sílice formado bajo una gran presión. Es resistente a la tuberculación, corrosión del suelo y tiene excelentes propiedades hidráulicas. Se utiliza una junta especial; consiste de anillos de hule o plástico a compresión que aseguran el hermetismo.

+ Clasificación de las tuberías de Asbesto-Cemento.

A- 5	El número corresponde a la presión
A- 7	de trabajo en atmósferas.
A-10	1 atm = 1.033 kg/cm ²
A-14	En la práctica se considera
	1 atm = 1 kg/cm ²
	1 atm = 10 m.c.a.

+ Solución general de las líneas de conducción.

1.- Investigar si la línea requiere o no válvula de flotador.

2.- Si se requiere válvula de flotador, seleccionar su diámetro.

A) En líneas de conducción por gravedad

$hf_vf < \text{Desnivel} : \text{Verificar } V_{vf} < 7.62 \text{ m/seg}$

B) En líneas de conducción por bombeo:

Rigurosamente, se tendría que llenar una tabla para encontrar el diámetro más económico de la válvula de flotador.

3.- Seleccionar el diámetro o combinación de diámetros de la tubería.

4.- Mostrar en un plano la línea en perfil, con su línea piezométrica, con características de funcionamiento hidráulico y diámetro(s) propuesto(s).

6.1 Diseño económico de líneas de conducción.

6.1.1 Por gravedad.

1.- Si se trata de canales a cielo abierto, deberán localizarse siguiendo curvas de nivel que permitan una pendiente apropiada, a fin de que la velocidad del agua no produzca erosiones ni azolves. Este tipo de conducción no se recomienda debido a la contaminación a la que es expuesta el agua.

2.- Tuberías.- El empleo de tuberías en conducciones (caso más común) permite hacer el análisis hidráulico de los conductos trabajando a presión, dependiendo de las características topográficas que se tengan. En cualquier caso la velocidad mínima de escurrimiento será de 0.5 m/s, para evitar el asentamiento de partículas que arrastre el agua. La velocidad máxima permisible para evitar erosión será la que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 6.1

TUBERIAS	M/S
De concreto simple hasta 0.45m. de diámetro.....	3.00
De concreto reforzado de 0.60m. de diámetro o mayores.....	3.50
De asbesto-cemento.....	5.00
De acero galvanizado.....	5.00
De acero sin revestimiento.....	5.00
De acero con revestimiento.....	5.00
De polietileno de alta densidad.....	5.00
De P.V.C. (policloruro de vinilo).....	5.00

3.- El cálculo hidráulico de la tubería trabajando como canal se hará empleando la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}, \text{ en donde:}$$

V = velocidad del agua, en m/s
 n = coeficiente de rugosidad
 R = radio hidráulico, en m.
 S = pendiente

Los coeficientes de rugosidad que se recomiendan para el proyecto son los siguientes:

Asbesto-cemento.....	n = 0.010
Concreto liso.....	n = 0.012
Concreto áspero.....	n = 0.016
Acero galvanizado.....	n = 0.014
Fierro fundido.....	n = 0.013
Acero soldado sin revestimiento.....	n = 0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de Epoxy.....	n = 0.011
Plástico P.V.C.....	n = 0.009

4.- 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 emplearán las siguientes fórmulas:

Sum. de h_f = desnivel h_f = pérdidas por fricción en m.

En la mayoría de los casos es necesario combinar 2 diámetros calculando la longitud de uno de ellos con:

$$S_1 = K_1 \times Q^2 \quad h_{f1} = S_1 \times L_1 \quad L_1 + L_2 = L$$

$$S_2 = K_2 \times Q^2 \quad h_{f2} = S_2 \times L_2 \quad h_{f1} + h_{f2} = H$$

Por lo tanto:

$$(S_1 \times L_1) + (S_2 \times L_2) = H$$

$$L_1 = L - L_2$$

entonces:

$$S1 \times (L - L2) + (S2 \times L2) = H$$

$$(S1 \times L) - (S1 \times L2) + (S2 \times L2) = H$$

$$(S2 \times L2) - (S1 \times L2) = H - (S1 \times L)$$

obteniendo:

$$L2 = \frac{H - (S1 \times L)}{S2 - S1} \qquad L1 = \frac{H - (S2 \times L)}{S1 - S2}$$

Donde:

L = longitud total.

S1 = pendiente del tramo 1.

S2 = pendiente del tramo 2.

L1 = longitud del tramo 1.

L2 = longitud del tramo 2.

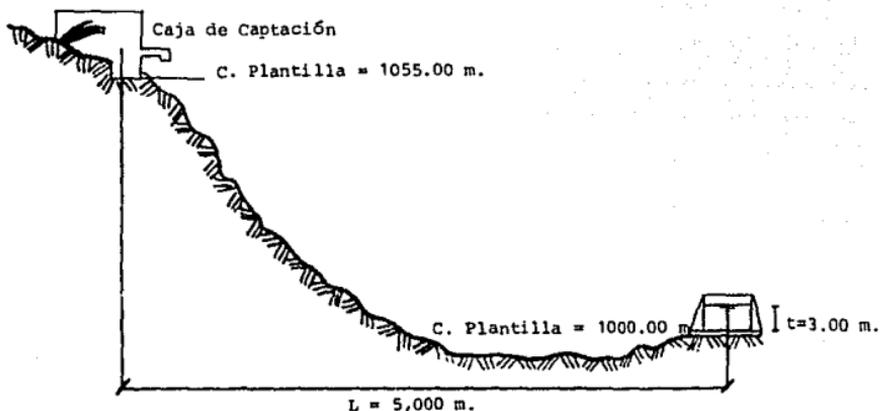
En las tablas 6.3 a 6.10, se dan los valores de K para tuberías de acero. En la tabla 6.2 se dan valores de K para tuberías de Asbesto-Cemento y en la tabla 6.15 los valores de K para tuberías de PVC. Estas tablas se encuentran al final de éste capítulo.

En el perfil de la conducción, se hará el trazo de la línea piezométrica que corresponde a los diámetros que satisfagan la condición de que la carga disponible sea igual a la pérdida que carga por fricción. Cuando la topografía es accidentada se localizarán válvulas de aire en los sitios más elevados del perfil; cuando la topografía es más o menos horizontal se localizarán en puntos situados cada 2 km. como máximo y, naturalmente en los puntos más altos del perfil de la línea ya instalada. El diámetro de las válvulas de aire se determinará en función del gasto de conducción.

Ejemplo.- **Proyectar la Línea de Conducción por Gravedad.**

Datos: Población de Proyecto = 20,000 hab.

Clima = Cálido.



Calculo:

Desnivel = 55.00 mts.

Dotación = 200 l/v/d (Tabla 4.1)

H = 52.00 mts.

Este es el nivel que se utilizará ya que considera el tirante.

$$H = 1055.00 - 1000.00 - 3.00 \text{ (tirante)} = 52.00 \text{ mts.}$$

$$Q_m = 200 (20,000) / 86,400 = 46.3 \text{ lps.}$$

$$Q_{md} = 1.2 (46.3) = 55.6 \text{ lps.}$$

$$\text{Cap. Reg.} = 14.58 (55.6) = 810 \text{ m}^3$$

Por lo tanto se propone tanque de 800 m³

Se calcula la pendiente:

$$S = H / L = 52 / 5000 = 0.0104$$

Se calcula la K necesaria:

$$K = S / Q^2 = 0.0104 / (0.05560)^2 = 3.3642$$

$$K \text{ teórica} = 3.3642$$

Buscamos en la tabla 6.2 dos diámetros que tengan una K parecida:

$$\text{Diam. 8"} \quad K = 5.053771$$

$$\text{Diam. 10"} \quad K = 1.537312$$

Se calcula la pendiente para cada diámetro:

$$S_{8"} = 5.053771 (0.0556)^2 = 0.015623$$

$$S_{10"} = 1.537312 (0.0556)^2 = 0.004752$$

Se calcula ahora la longitud de cada diámetro:

$$L_8 = H - (S_{10}) L / S_8 - S_{10} =$$

$$= 52 - (0.004752) (5000) / 0.015623 - 0.004752 =$$

$$= 2598 \text{ mts.}$$

$$L_{10} = 5000 - 2598 = 2402 \text{ mts.}$$

Se checa el desnivel H

$$H8 = (2598) (0.015623) = 40.59 \text{ mts.}$$

$$H10 = (2042) (0.004752) = 11.41 \text{ mts.}$$

52.00 mts. OK.

Se checan ahora la velocidad permisible:

$$V8 = Q / A8 = 0.0556 / 0.0324292 = 1.71 \text{ m/s} < 5.00 \text{ m/s}$$

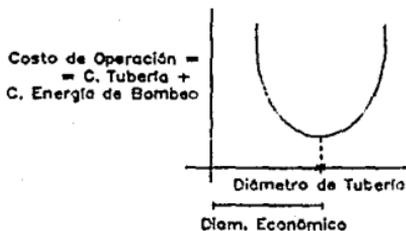
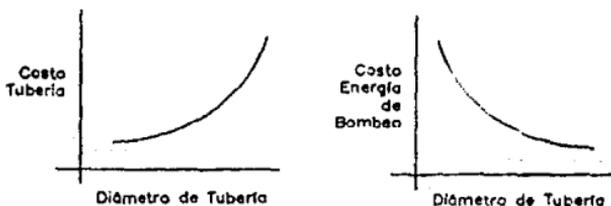
$$V10 = Q / A10 = 0.0556 / 0.0506707 = 1.10 \text{ m/s} < 5.00 \text{ m/s}$$

Por lo tanto se aceptan la tuberías de 8" y 10"

6.1.2 Por bombeo

El cálculo hidráulico se basa en la fórmula $hf = KLQ^2$ cuyo significado ya se dio anteriormente.

En la línea de conducción se hará el estudio del diámetro más económico, determinando el costo total de operación anual (costo de tubería y energía de bombeo), para varias alternativas de diámetros cuyo valor mínimo será el que fije el diámetro económico. A continuación se muestran gráficas donde se observarán los costos antes mencionados.



Los cálculos se deben presentar como se indica en la tabla 6.12, en el que se toma en cuenta la sobrepresión producida por el golpe de ariete. De acuerdo a las nuevas teorías del golpe de ariete consultaremos el manual de Diseño de Conductos a Presión.

Para protección del equipo de bombeo y de la tubería de la conducción contra la sobrepresión por golpe de ariete, se recomienda utilizar válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación o tanques neumáticos en las líneas por impulsión, también se colocarán válvulas de aire y desagües, de acuerdo con las mismas recomendaciones dadas para las conducciones a gravedad.

Con el objeto de asegurar un servicio continuo se deberá tener un mínimo de dos equipos de bombeo en operación.

+ Tabla de Diámetro Económico. (Tab. 6.12)

Consta de 4 grandes renglones:

- 1.- Se obtiene V, hf, potencia requerida para vencer hf.
- 2.- Se propone una clase de tubería \rightarrow H golpe de ariete
 \rightarrow 20 % H (tubería) \rightarrow Carga normal de operación
 \rightarrow Presión total.
- 3.- Corresponde a un presupuesto de las tuberías.
- 4.- Resumen

+ Instructivo para el llenado de la Tabla de Diámetro Económico (Tabla 6.12).

1.1 = Diámetro nominal (redondeado)

Diám. menor

Diám. intermedio

Diám. mayor

Estos diámetros se seleccionan calculando el área necesaria con la velocidad económica (1.10 m/seg) y el gasto.

1.2 = Diámetro nominal (pulgadas) = Diámetro interior

1.3 = Copiar de la tabla 6.2

1.4 = $Q \text{ md (m}^3\text{/seg)}$ (4 o 3 decimales)

1.5 = $V = 1.4 / 1.3$

1.6 = Longitud de la Línea

1.7 = 1.4^2

1.8 = $n = 0.010$

1.9 = K copiar de la tabla 6.2

1.10 = $hf = K L Q^2 = 1.9 * 1.6 * 1.7$

1.11 = 0.05 (1.10)

1.12 = (1.10) + (1.11)

1.13 = Trabajo = $Kgf \cdot m$

= 1000 (1.4) (1.12)

Potencia = $kgf \cdot m / s = lts \cdot m / s = Q \times H$

1.14 = Usualmente se considera $n = 80\%$

$$76 n = 76 (0.8) = 60.8$$

1.15 = $1.13 / 1.14$

2.1 = Se deberá proponer una clase comercial

5, 7, 10 ó 14

Clase	Presión de trabajo	
	kg/cm ²	M.C.A.
A- 5	5	50
A- 7	7	70
A-10	10	100
A-14	14	140

Desnivel (constante para los 3 diámetros) =

$$= \text{Desnivel Topográfico} + \text{Tirante} + hf \text{ valv. flot.}$$

Carga normal de operación = Desnivel (cte) + hf tubo

H = Sobrepresión debida al golpe de ariete

20 % H → Tubería

80 % H → Válvula Aliviadora de Presión

$$\text{Presión Total} = \text{C.N.O.} + 20\% H$$

Lo que podemos hacer es estimar un valor tentativo del 20 %

de H → 20 % H = 25 mts.

$$\text{Presión Total} = \text{C.N.O.} + 25 \text{ (tentativo)}$$

2.2 = 2.54 (1.2)

2.3 = De acuerdo con la clase propuesta (Tabla 6.14)

$$2.4 = \text{Copiar vel de 1.5}$$

$$2.5 = 145 \times (2.4)$$

$$2.6 = 20,670 \times (2.2)$$

$$2.7 = 328,000 \times (2.3)$$

$$2.8 = 2.6 / 2.7$$

$$2.9 = 1 + (2.8)$$

$$2.10 = 2.9$$

$$2.11 = 2.5 / 2.10$$

$$2.12 = 0.8 \times (2.11)$$

$$2.13 = 0.2 \times (2.11)$$

$$2.14 = \text{C.N.O.} = \text{Desnivel (calculado)} + 1.12$$

$$2.15 = 2.13 + 2.14$$

Checar si corresponde a la clase propuesta:

Si \rightarrow Continuar 3er Renglón

No \rightarrow Proponer otra clase y repetir el cálculo

3.1 = Copiar 1.1 y 1.2

Clase: Clase resultante del 2º renglón

A-5, A-7, A-10, A-14

Caso especial: Si al final del 2º renglón se obtuvo una presión total > 151.85 (14 atm. + 5% de holgura).

Se anotará Clase: Acero y ese diámetro queda fuera de competencia debido al alto costo de esta por lo que se dejará en blanco el resto de la tabla.

3.2 = Cantidad = Longitud de la línea en metros

3.3 = P.U. <-- Tabla 6.14 o Catálogo de precios.

Importe = Longitud * P.U.

3.4 = Sum. importes M.O y Mat.

4.1 = Copiar 2.1

4.2 = Copiar 1.1

4.3 = Copiar 1.2

4.4 = Copiar 1.15

4.5 = Potencia en Kwh = 0.7457 (4.4)

4.6 = Costo por hora bombeo = 4.5 (\$/Kwh)

4.7 = Costo Horario * Núm. de horas/año

4.6 (87,760)

4.8 = Copiar 3.4

4.9 = Amortización anual de la obra = Costo total de la construcción * anualidad

4.8 x (a)

a = Anualidad = Cantidad que deberá pagarse anualmente para reembolsar un peso en "n" años al "r" % de interes compuesto.

$$a = r + \frac{r}{(1+r)^n - 1}$$

4.10 = Costo anual (total) = 4.7 + 4.9

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION POR BOMBEO

Diametro Nom.	Area en	Gasto en	Velocidad	Long. Línea	Q ³	Constante de Fricción Manning	Constante de Manning	Pérdida por Fricción	5% de Otras Pérdidas	N ₁₀	Q ₁₀	T ₁₀	HP=2K			
m m	pie ²	[A]	[V]	[L]				m ² L ⁵ /K ⁴ s		m + 5% m	m ³ /s	s	749			
1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4			
GOLPE DE ARIETE																
Pérdida en tubería	Diametro	Espesor pared tubo	V en m/seg	145 V	E ₁₀₀	E ₁₀	$\frac{E_{100}}{E_{10}}$	$\frac{E_{100}}{E_{10}}$	$\frac{V + E_{100}}{E_{10}}$	Sobrepresión en V	Sobrepresión en R.P.	Sobrepresión en tubería	Carga normal de operación	Pérdida total 20% h + carga normal de operación		
Kg/cm ²	mm	mm								Kg/cm ²	R.P. = 0.025 h	20% h	(m)	20% h +		
2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.5	2.7	2.8	2.9	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15		
V = Velocidad inicial del agua (m/s) - E ₁₀₀ = Módulo de elasticidad del agua (2070 Kg/cm ²) - E ₁₀ = Módulo de elasticidad de los pozos del tubo (para este tubo concreto = 328,000, para el acero = 2,100,000, para PVC = 28,100 Kg/cm ²)																
CONCEPTO				DIAMETRO 3.1 mm () CLASE				DIAMETRO 3.1 mm () CLASE				DIAMETRO 3.1 mm () CLASE				
Costo	Unid.	Precio U.	Importe	Costo	Unid.	Precio U.	Importe	Costo	Unid.	Precio U.	Importe	Costo	Unid.	Precio U.	Importe	
Costo de tubería		3.2	m	3.3		3.2	m	3.3		3.2	m	3.3		3.2	m	3.3
Costo total de bomb.	⊕			3.4				3.4				3.4				3.4
RESUMEN																
Pérdida de tubería	DIAMETRO NOMINAL	H.P. ⊕	K.W. h. ⊕	Costo por hora bombeo ⊕	Carga anual de bombeo ⊕	Costo total de construcción ⊕	Carga anual de amort. factor de construcción) ⊕	Costo anual de bombeo para operación de 169 días ⊕								
Kg/cm ²	mm	pie ²														
4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9								
Costo de K.W.h. =		⊕ - ⊕ = 0.7457		⊕ - ⊕ =		⊕ - ⊕ = 8760		⊕ - ⊕ = amortizaci		1		⊕ - ⊕ = ⊕				

NOTA: El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna ⊕

Ejemplo 4.2.- Proyectar la línea de conducción por bombeo y gravedad.

Datos:

Población de Proyecto = 40,000 hab.

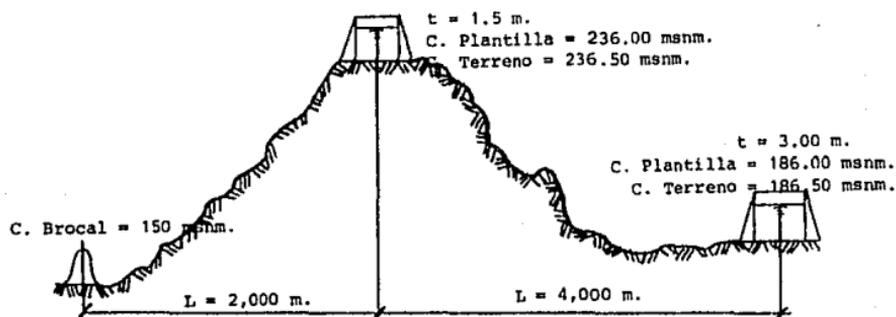
Clima = Cálido

Calculos:

Dotación = 200 l/h/d De tabla 4.1

$$Q_m = 200 (40,000) / 86,400 = 92.6 \text{ lps.}$$

$$Q_{md} = 1.2 (92.6) = 111.1 \text{ lps.}$$



+ Conducción por bombeo:

$$Q_{md} = 111.1 \text{ lps.} \quad \text{Veconómica} = 1.10 \text{ m/s}$$

Para determinar los 3 diámetros necesarios calculamos

el área necesaria con la velocidad y el gasto.

$$A = Q / V = 0.111 / 1.10 = 0.101 \text{ m}^2$$

De la tabla 6.2 encontramos que los diámetros con área aproximada son:

$$12'' = 0.0730 \text{ m}^2$$

$$14'' = 0.0993 \text{ m}^2$$

$$16'' = 0.1297 \text{ m}^2$$

Checamos las velocidades contra la velocidad económica que es de 1.10 m/seg.

D 12"

$$V = Q/A = 0.111 / 0.0730 = 1.52 \text{ m/s OK}$$

D 14"

$$V = 0.111 / 0.0993 = 1.11 \text{ m/s OK}$$

D 16"

$$V = 0.111 / 0.1297 = 0.85 \text{ m/s OK}$$

Seleccionamos válvula de flotador en la tabla 6.13

Para un gasto de 111.1 lps. encontramos que el diámetro adecuado es:

$$10'' \rightarrow hf_{vf} = 1.4 \text{ m que es aproximado a } 1.00 \text{ m}$$

Calculando el desnivel:

Desnivel = D. Topográfico + Tirante + hf válvula flotador

$$D = (236.5 - 150) + 1.50 + 1.4 = 89.40 \text{ mts.}$$

Presión total = 89.40 + 25.00 mts (valor tentativo) =

$$= 114.40 \text{ mts.}$$

Por lo tanto se propone Clase A-14

La tabla 6.14 nos da los precios de Suministro e Instalación actualizados a diciembre de 1990.

Cargo anual de amortización

Si se logra un financiamiento a 15 años al 30 % anual calcularemos:

$$a = 0.30 + \frac{0.30}{(1 + 0.30)^{15} - 1} = 0.305978$$

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION POR BOMBEO

Diámetro Nom.		Área en m ²	Costo en \$/ft	Velocidad en m/seg	Long. Línea en m	Q ²	Coeficiente de Fricción Manning	Constante de Manning (K)	Presión por Fricción MILDIN en m	5% H ₀ OTRAS Pérdidas	H ₀ + 5% H ₀	Q H ₀ (gal. por seg.)	75% Q ²	H ₀ + 75% Q ²
mm	in.	(A)	(B)	(V)	(L)		n							
300	12	0.0710	0.111	1.52	2000	0.0123	0.010	0.55141	14.30	0.20	14.50	1667.22	60.8	27.42
350	14	0.0993	0.111	1.12	2000	0.0123	0.010	0.25527	6.28	0.31	6.59	731.49	60.8	17.02
400	16	0.1297	0.111	0.86	2000	0.0123	0.010	0.12537	3.08	0.35	3.70	461.53	60.8	5.00

GOLPE DE ARIETE															
Presión de Impacto en tubería Kg/cm ²	Diámetro tubería (cm)	Espesor pared tubo (cm)	V en m/seg	145 V	Ecc	Ets	Ecc Ets	Ecc Ets	$\sqrt{Ecc + Ets}$	Sobrepresión en 145 V $\frac{V + Ecc}{Ets}$	Sobrepresión calculada por fórmula R.P. 100% h	Sobrepresión calculada por tubería 20% h	Carga normal de operación (en m)	Presión total 20% h = carga normal de operación	
14	30.48	4.2	1.52	220.4	630	221.60	377.600	0.46	1.46	1.20	181.64	146.92	36.73	161.70	140.47
14	35.56	4.9	1.12	162.4	735	225.21	407.200	0.46	1.46	1.20	135.33	108.26	27.04	95.68	122.74
14	40.64	5.6	0.86	124.7	840	228.81	436.800	0.46	1.46	1.20	103.91	83.19	20.78	92.48	113.26

V = Velocidad inicial del agua (m/s) - E = Módulo de elasticidad del agua (20670 Kg/cm²) - E_t = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para asbesto cemento = 328,000, para el acero 2,000,000, para PVC = 28100 Kg/cm²)

CONCEPTO	DIAMETRO = 300 mm (12") CLASE A-14			DIAMETRO = 350 mm (14") CLASE A-14			DIAMETRO = 400 mm (16") CLASE A-14					
	Cost.	Unid.	Presión U	Imperio	Cost.	Unid.	Presión U	Imperio	Cost.	Unid.	Presión U	Imperio
Inst. tubería y prueba tubería	2000	m	7.242	14,284.000	2000	m	8.377	16,754.000	2000	m	9.589	19,196.000
Costo de tubería	2000	m	118.650	237,100.000	2000	m	165.450	330,900.000	2000	m	199.400	418,800.000
Costo total de conduct. (1)				251,784.000				347,654.000				477,996.000

RESUMEN											
Presión de trabajo Kg/cm ²	DIAMETRO NOMINAL		H.P. (1)	K.W.H. (2)	Costo por hora bombeo \$ 240 (3)	Carga anual de bombeo \$ (4)	Costo total de conducción \$ (5)	Carga anual de operación (conducción) \$ años al 1% anual (6)	Costo anual de bombeo para operación de 365 días (7)	Costo total de bombeo para operación de 365 días (8)	
14	300	12	27.42	20.45	4,908.00	42,094.000	251,784.000	77,620.720	120,014,806.00		
14	350	14	12.03	8.97	2,152.00	18,751.520	347,654.000	106,347.359	125,198,870.00		
14	400	16	5.40	4.40	1,056.00	9,250.560	477,996.000	133,992.076	131,231,536.00		

Costo de K.W.H. = (1) = 0.7437 (2) = 240 (3) = 0.7650 (4) = anualidad (5) = 3059 (6) = (7) = (8)

Tabla 6.12 Resúmenes para el ejemplo.

NOTA: El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (8)

Como podemos observar el diámetro más económico es el de 12", pero si en un futuro se necesitará ampliar el sistema, esta tubería no sería de utilidad y como la tubería de 14" no varía mucho en el costo (\$ 5'184,073.00), se recomienda utilizarla.

Por lo tanto se utilizará tubería de 14"

- Verificación del golpe de ariete según manual de Diseño Hidráulico de Conductos a Presión.

$$H_o = \text{Desnivel} + H_f$$

$$H_f = K L Q^2$$

$$\text{Desnivel} = (236.5 - 150.0) + 1.50 = 88 \text{ m.}$$

$$H_f = K L Q^2 = 0.255527 (2000) (0.111) = 6.31 \text{ m.}$$

$$\text{C.N.O.} = \text{Desnivel} + h_f = 88 + 6.31 = 94.31 \text{ m.} = H_o$$

Datos para calcular las envolventes de cargas extremas de golpe de ariete.

$$H_o = 94.31 \text{ m.}$$

$$H_f = 6.31 \text{ m.}$$

$$Q_o = 0.111 \text{ m}^3/\text{s} = \text{Gasto inicial}$$

$$n_o = 0.84 = \text{Eficiencia}$$

$$N_o = 1770 \text{ r.p.m.} = \text{Velocidad}$$

$$P_n = 900 \text{ H.P.} = \text{Potencia nominal}$$

Solución: De acuerdo con la ecuación

$$a = \frac{1.482}{1 + \sqrt{\frac{K_a D}{c}}}$$

Donde $K_a = 0.0106$, 0.091 y 1.993 para conductos de acero, asbesto-cemento y P.V.C. respectivamente.

$D =$ Diámetro de la tubería

$c =$ Espesor

La celeridad de las ondas de presión para los tramos de la tubería de asbesto-cemento, clases A-7 y A-10 respectivamente se calculan como:

$$a_1 = \frac{1,482}{1 + \sqrt{\frac{(0,091)(0,355)}{0,025}}} = 979 \text{ m/seg}$$

$$a_2 = \frac{1,482}{1 + \sqrt{\frac{(0,091)(0,355)}{0,035}}} = 1,069 \text{ m/seg}$$

Como la tubería tiene un diámetro constante resulta:

$$V_e = V_o = \frac{Q_o}{A} = \frac{0.111}{0.0993} = 1.11 \text{ m/seg}$$

$$ac = \frac{\sum Lk}{\sum ak} = \frac{1000 + 1000}{\frac{1000}{979} + \frac{1000}{1069}} = 1022.02$$

De las ecuaciones siguientes se obtiene:

$$Jc = \frac{ac \times Ve}{g} = \frac{1,022.02 \times (1.11)}{9.81} = 116 \text{ m.}$$

$$z_c = c = \frac{Jc}{Ho} = \frac{116.00}{94.31} = 1.23$$

$$I = \frac{150}{g} \times \frac{(Pn)^{1.435}}{(no)} = \frac{150}{9.81} \times \frac{900^{1.435}}{1,770} =$$

$$I = 5.80 \text{ kg m seg}^2$$

$$hf = \frac{6.31}{94.31} = 0.067$$

$$KbT = \frac{1,800 \times Qo \times Ho \times L}{no \times I \times (Pi \times No)^2 \times ac}$$

$$KbT = \frac{1,800 \times 1000 \times 0.111 \times 94.31 \times 2000}{0.84 \times (580) \times (3.14 \times 1770)^2 \times 1,022} =$$

$$KbT = 0.24$$

$$ae = \frac{Lk}{ak} = \frac{1000 + 1000}{\frac{1000}{979} + \frac{1000}{1069}} = 1022.02$$

De las ecuaciones siguientes se obtiene:

$$Jc = \frac{ae \times Ve}{g} = \frac{1,022.02 \times (1.11)}{9.81} = 116 \text{ m.}$$

$$2 \quad c = \frac{Jc}{Ho} = \frac{116.00}{94.31} = 1.23$$

$$I = \frac{150}{g} \times \frac{(Fn)^{1.435}}{(no)} = \frac{150}{9.81} \times \frac{900^{1.435}}{1,770} =$$

$$I = 5.80 \text{ kg m seg}^2$$

$$hf = \frac{6.31}{94.31} = 0.067$$

$$KbT = \frac{1,800 \times Qo \times Ho \times L}{no \times I \times (Pi \times No)^2 \times ac}$$

$$KbT = \frac{1,800 \times 1000 \times 0.111 \times 94.31 \times 2000}{0.84 \times (580) \times (3.14 \times 1770)^2 \times 1,022} =$$

$$KbT = 0.24$$

Entonces de las gráficas 6.a y 6.b para se obtiene:

Para $H_f = 0$

$$h_{\max} = 1.40 \text{ y } h_{\min} = 0.50$$

Para $H_f = 0.15$

$$h_{\max} = 1.25 \text{ y } h_{\min} = 0.35$$

Si se acepta una variación lineal de las cargas extremas obtenidas para $h_f = 0$ y $h_f = 0.15$, se tendrá que:

$$h_{\max} = \frac{1.4 + 1.25}{2} = 1.33$$

$$h_{\min} = \frac{0.5 + 0.35}{2} = 0.43$$

$$\text{Por lo tanto } H_{\max} = (1.33) \times (94.31) = 125.43 \text{ m.}$$

$$H_{\min} = (0.43) \times (6.31) = 2.71 \text{ m.}$$

Luego con la siguiente ecuación resulta que:

$$HE(x) = H_0 - H_f + [HE(0) - H_0 + H_f] \sqrt{1 - \frac{x}{L}}$$

Donde:

$HE(x)$ = Carga piezométrica extrema (máxima o mínima)

$HE(0)$ = Carga piezométrica extrema en la sección $x = 0$, en m.

Sustituyendo:

$$H \max (x) = 94.31 - 6.31 + (125.43 - 94.31 + 6.31) \sqrt{1 - \frac{x}{L}}$$

$$H \max (x) = 88.00 + 37.43 \sqrt{1 - \frac{x}{L}} \quad \dots (1)$$

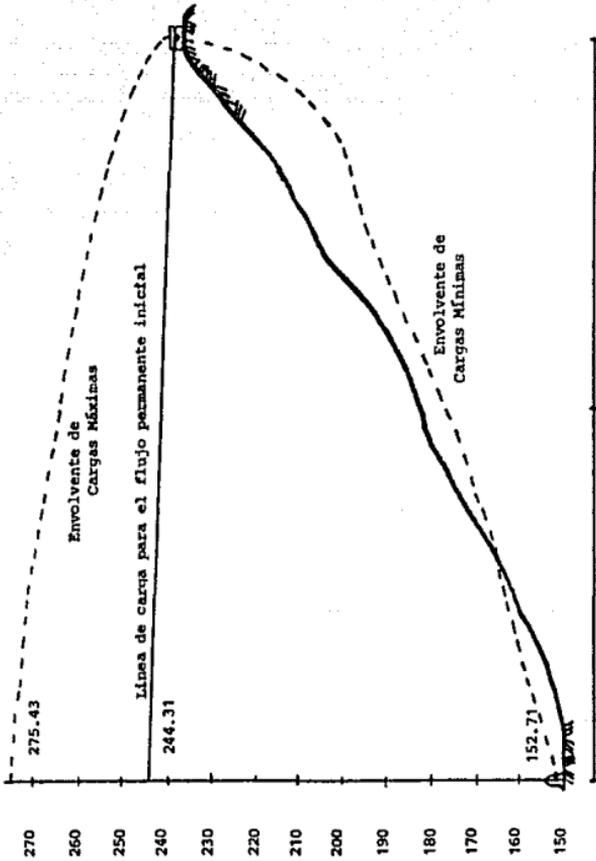
$$H \min (x) = 94.31 - 6.31 + (2.71 - 94.31 + 6.31) \sqrt{1 - \frac{x}{L}}$$

$$H \min (x) = 88.00 - 85.29 \sqrt{1 - \frac{x}{L}} \quad \dots (2)$$

De acuerdo con las ecuaciones (1) y (2) se obtiene la siguiente tabla, donde $L = 2000$ m.

x (m)	H max (m)	H min (m)	Carga Piezométrica (msnm)	
			Máxima	Mínima
0	125.43	2.71	275.43	152.71
250	123.00	8.21	273.00	158.21
500	120.41	14.13	270.41	164.13
750	117.60	20.57	267.60	170.57
1000	114.46	27.70	264.46	177.70
1250	110.92	45.35	256.71	195.35
1750	101.23	57.84	251.23	207.84
2000	88.00	88.00	238.00	238.00

Los resultados de la tabla se observarán en la siguiente figura:



Elevación Terreno	Distancia al origen
150.00	0 + 000
170.00	0 + 250
175.00	0 + 500
190.00	0 + 750
200.00	0 + 1000
209.80	0 + 1250
225.00	0 + 1500
230.20	0 + 1750
236.50	0 + 2000

+ Conducción por gravedad:

Cota de plantilla Caja de Trancisión = 236.00 mts.

Cota de plantilla Tanque de Regulación = 186.00 mts.

Tirante = 3.00 mts.

$$H = 236 - (186 + 3.00) = 47.00 \text{ mts.}$$

Se propone válvula de flotador de 6"

$$H_{fvf} = 10 \text{ mts.}$$

$$V = Q / A = 0.111 / 0.0182 = 6.09 \text{ m/s} < 7.62 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Sum. H}_{\text{ftub}} = 47 - 10 = 37 \text{ mts.}$$

Se calculan los diámetros:

$$S = H / L = 37 / 4000 = 0.0093$$

$$S = K Q^2 \quad K = S / Q^2 = 0.0093 / (0.111)^2 = 0.75$$

Se proponen 10" y 12"

$$S_{10"} = 1.537312 (0.111)^2 = 0.018941$$

$$S_{12"} = 0.581383 (0.111)^2 = 0.007163$$

$$L_{10"} = 37 - (0.007163) (4000) / 0.018941 - 0.007163 = 708.80 \text{ mts.}$$

$$L_{12"} = L_{\text{total}} - L_{10"} = 4,000 - 708.80 = 3,291.20 \text{ mts.}$$

Checando:

$$H_{10} = 708.80 (0.018941) = 13.43 \text{ mts}$$

$$H_{12} = 3291.20 (0.007163) = 23.57 \text{ mts}$$

$$H = 37.00 \text{ mts.} \rightarrow \text{OK}$$

TABLA 6.2

VALORES DE K PARA TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO (n = 0.010)

DIAMETRO PULG.	NOMINAL MM.	AREA INTERIOR M2	K
2.0	50	0.0020	8215.897964
2.5	60	0.0032	2498.899388
3.0	75	0.0046	945.036956
4.0	100	0.0081	203.755276
6.0	150	0.0182	23.439885
8.0	200	0.0324	5.053771
10.0	250	0.0507	1.537312
12.0	300	0.0730	0.581383
14.0	350	0.0993	0.255513
16.0	400	0.1297	0.125349
18.0	450	0.1642	0.066882
20.0	500	0.2027	0.038130
24.0	610	0.2919	0.014420
30.0	760	0.4560	0.004386
36.0	915	0.6567	0.001659

TABLA 6.3

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n = 0.011	n = 0.012	n = 0.013	n = 0.014	n = 0.015	n = 0.016
mm.	Pulg.	mm.	Fulg.	m ²	K	K	K	K	K	K
114.3	4 1/2	3.18	1/8	0.0092	178.432	212.349	249.215	289.031	331.795	377.509
		3.58	9/64	0.0090	185.772	221.083	259.466	300.919	345.443	393.037
		3.96	5/32	0.0089	192.980	229.662	269.534	312.595	358.847	408.268
		4.37	11/64	0.0088	201.038	239.252	280.788	325.648	373.831	425.336
		4.78	3/16	0.0088	209.499	249.321	292.606	339.353	389.564	443.237
		5.16	13/64	0.0085	217.817	259.221	304.224	352.828	405.032	460.837
		5.56	7/32	0.0084	227.127	270.299	317.226	367.908	422.343	480.532
		6.02	0.237	0.0082	238.170	283.442	332.651	385.796	442.878	503.897
		6.35	1/4	0.0081	246.544	293.408	344.346	399.360	458.449	521.614
		7.14	9/32	0.0079	267.964	318.900	374.264	434.058	498.281	566.933
		7.92	5/16	0.0078	291.631	347.065	407.320	472.394	542.290	617.005
168.3	6 5/8	3.18	1/8	0.0206	20.5267	24.4285	28.6696	33.2499	38.1695	43.4285
		3.58	9/64	0.0204	21.0851	25.0930	29.4494	34.1544	39.2078	44.6098
		3.96	5/32	0.0202	21.6250	25.7356	30.2035	35.0290	40.2118	45.7521
		4.37	11/64	0.0200	22.2191	26.4426	31.0333	35.9913	41.3166	47.0091
		4.78	3/16	0.0198	22.8327	27.1728	31.8904	36.9853	42.4576	48.3073
		5.16	13/64	0.0196	23.4263	27.8793	32.7194	37.9468	43.5614	49.5632
		5.56	7/32	0.0194	24.0798	28.6570	33.6322	39.0054	44.7766	50.9458
		6.35	1/4	0.0190	25.4087	30.2384	35.4881	41.1578	47.2475	53.7572
		7.14	0.28	0.0186	26.7783	31.8584	37.4011	43.3764	49.7944	56.6549
		7.92	5/16	0.0182	28.3875	33.7835	39.6486	45.9830	52.7866	60.0595
		8.74	11/32	0.0179	30.0047	35.7081	41.9075	48.9027	55.7939	63.4811

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 64

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n = 0.011	n = 0.012	n = 0.013	n = 0.014	n = 0.015	n = 0.016
mm.	Pulg.	mm	Pulg.	m2	K	K	K	K	K	K
219.1	8 5/8	4.78	1/8	0.0345	5.18516	6.17196	7.24348	8.40072	9.64368	10.9724
		5.16	9/64	0.0342	5.29476	6.30120	7.39516	8.57664	9.84563	11.2021
		5.56	5/32	0.0340	5.39904	6.42530	7.54080	8.74555	10.0395	11.4228
		6.35	11/64	0.0335	5.62976	6.69987	7.86305	9.11927	10.4686	11.9109
		7.04	3/16	0.0330	5.83358	6.94244	8.14772	9.44943	10.8476	12.3421
		7.92	13/64	0.0324	6.11099	7.27258	8.53518	9.89879	11.3634	12.9290
		8.18	7/32	0.0323	6.19311	7.37031	8.64989	10.0318	11.5161	13.1028
		8.74	0.237	0.0319	6.36988	7.58066	8.89675	10.3181	11.8448	13.4767
		9.52	1/4	0.0314	6.65086	7.91507	9.28922	10.7733	12.3673	14.0712
273.0	10 3/4	4.78	1/8	0.0545	1.52930	1.82000	2.13597	2.47722	2.84375	3.23555
		5.16	9/64	0.0542	1.55471	1.85023	2.17146	2.51837	2.89099	3.28931
		5.56	5/32	0.0539	1.57899	1.87912	2.20536	2.55770	2.93613	3.34066
		6.35	11/64	0.0532	1.63229	1.84257	2.27982	2.64405	3.03526	3.45345
		7.09	3/16	0.0526	1.68246	2.00227	2.34988	2.72531	3.12854	3.55958
		7.8	13/64	0.0520	1.73264	2.06199	2.41997	2.80659	3.22186	3.66576
		8.74	7/32	0.0513	1.79980	2.14191	2.51377	2.91538	3.34673	3.80784
		9.27	1/4	0.0509	1.84236	2.19256	2.57322	2.98432	3.42588	3.89789
		9.52	0.28	0.0507	1.86210	2.21606	2.60079	3.01630	3.46259	3.93965

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 6.5

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n=0.011	n=0.012	n=0.013	n=0.014	n=0.015	n=0.016
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	m2	K	K	K	K	K	K
323.8	12 3/4	4.78	3/16	0.0776	0.596741	0.710171	0.833465	0.966622	1.10964	1.26253
		5.18	3/8	0.0770	0.608711	0.724416	0.850183	0.988011	1.13190	1.28785
		5.58	7/32	0.0768	0.612941	0.729451	0.856091	0.992863	1.13977	1.29680
		6.35	1/4	0.0760	0.630214	0.750007	0.880217	1.02084	1.17189	1.33335
		7.14	9/32	0.0753	0.647502	0.770581	0.904362	1.04885	1.20403	1.36992
		7.92	5/16	0.0745	0.665356	0.791828	0.929298	1.07777	1.23723	1.40769
		8.38	0.33	0.0741	0.675990	0.804485	0.944152	1.09499	1.25701	1.43019
		8.74	11/32	0.0737	0.683797	0.813775	0.955055	1.10764	1.27152	1.44671
		9.52	3/8	0.0730	0.703473	0.837191	0.982537	1.13951	1.30811	1.48834
		10.31	13/32	0.0722	0.723179	0.860643	1.01006	1.17143	1.34475	1.53003
168.3	6 5/8	4.78	3/16	0.0941	0.357204	0.425102	0.498905	0.578611	0.664222	0.755737
		5.33	0.21	0.0934	0.363705	0.432838	0.507984	0.589141	0.676310	0.769491
		5.56	7/32	0.0932	0.365999	0.435569	0.511168	0.592857	0.680576	0.774344
		6.35	1/4	0.0923	0.375348	0.446695	0.524246	0.608002	0.697961	0.794125
		7.14	9/32	0.0915	0.384677	0.457797	0.537276	0.623113	0.715308	0.813862
		7.92	5/16	0.0907	0.394282	0.469229	0.550692	0.638672	0.733170	0.834184
		8.74	11/32	0.0898	0.404174	0.481001	0.564508	0.654655	0.751564	0.855112
		9.52	3/8	0.0890	0.414696	0.493522	0.579203	0.671738	0.771128	0.877373
		10.31	13/32	0.0881	0.425200	0.506023	0.593874	0.688754	0.790661	0.899597

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 6.6

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n=0.011	n=0.012	n=0.013	n=0.014	n=0.015	n=0.016
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	m ²	K	K	K	K	K	K
405.4	16	4.78	3/16	0.1237	0.172065	0.204772	0.240322	0.278717	0.319956	0.364038
		5.16	13/64	0.1232	0.173957	0.207023	0.242964	0.281781	0.323473	0.366040
		5.56	7/32	0.1227	0.175752	0.209160	0.245472	0.284690	0.326812	0.371840
		6.35	1/4	0.1217	0.179657	0.213807	0.250926	0.291015	0.334074	0.380102
		7.14	9/32	0.1208	0.183539	0.218427	0.256348	0.297303	0.341292	0.388314
		7.92	5/16	0.1198	0.187521	0.223165	0.261909	0.303753	0.348696	0.396738
		8.74	11/32	0.1188	0.191606	0.228026	0.267614	0.310369	0.355291	0.405380
		9.52	3/8	0.1178	0.195933	0.233177	0.273659	0.317380	0.364339	0.414537
		10.31	13/32	0.1169	0.200237	0.238299	0.279670	0.324351	0.372342	0.423642
		11.13	7/16	0.1159	0.204653	0.243554	0.285838	0.331505	0.380554	0.432966
457.2	18	4.78	3/16	0.1574	0.0905164	0.107722	0.126424	0.146622	0.168316	0.191506
		5.56	7/32	0.1563	0.0922336	0.109766	0.128822	0.149403	0.171509	0.195139
		6.35	1/4	0.1552	0.0940469	0.111924	0.131355	0.152340	0.174881	0.198975
		7.14	9/32	0.1541	0.0958441	0.114062	0.133865	0.155252	0.178222	0.202778
		7.92	5/16	0.1530	0.0976822	0.116250	0.136432	0.158229	0.181640	0.206686
		8.74	11/32	0.1519	0.0995622	0.118487	0.139056	0.161274	0.185136	0.210644
		9.52	3/8	0.1508	0.101548	0.120851	0.141832	0.164491	0.188829	0.214846
		10.31	13/32	0.1497	0.103517	0.123194	0.144582	0.167681	0.192491	0.219012
		11.13	7/16	0.1486	0.105532	0.125591	0.147355	0.170844	0.196236	0.223273
		11.91	15/32	0.1475	0.107593	0.128044	0.150274	0.174282	0.200069	0.227634
		12.7	1/2	0.1464	0.109771	0.130636	0.153316	0.177810	0.204119	0.232242

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 67

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n = 0.011	n = 0.012	n = 0.013	n = 0.014	n = 0.015	n = 0.016
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	m2	K	K	K	K	K	K
508.0	20	4.78	3/16	0.1952	0.0510244	0.0607233	0.0712655	0.0826511	0.0948801	0.107952
		5.56	7/32	0.1939	0.0518928	0.0617567	0.0724783	0.0840577	0.0964948	0.109790
		6.35	1/4	0.1927	0.0528076	0.0628454	0.0737560	0.0855396	0.0981959	0.111725
		7.14	9/32	0.1915	0.0537121	0.0639219	0.0750194	0.0870048	0.099878	0.113639
		7.92	5/16	0.1902	0.0546352	0.0650204	0.0763086	0.0884999	0.101594	0.115592
		8.74	11/32	0.1890	0.0555771	0.0661413	0.0776242	0.0900257	0.103346	0.117585
		9.52	3/8	0.1878	0.0565697	0.0673226	0.0790105	0.0916335	0.105192	0.119685
		10.31	13/32	0.1866	0.0575514	0.0684999	0.0803817	0.0932237	0.107017	0.121762
		11.13	7/16	0.1854	0.0585534	0.0696834	0.0817812	0.0948458	0.108880	0.123882
		11.91	15/32	0.1842	0.0595762	0.0709006	0.0832097	0.0965036	0.110782	0.126045
		12.7	1/2	0.1829	0.0606543	0.0721836	0.0847155	0.0982500	0.112787	0.128326
558.8	22	5.56	7/32	0.2356	0.0308786	0.0367481	0.0431280	0.0500183	0.0574189	0.0653300
		6.35	1/4	0.2342	0.0313120	0.0373353	0.0438171	0.0508175	0.0583364	0.0663738
		7.14	9/32	0.2329	0.0318589	0.0379148	0.0444972	0.0516062	0.0592418	0.0674041
		7.92	5/16	0.2315	0.0323549	0.0385050	0.0451899	0.0524096	0.0601640	0.0684533
		8.74	11/32	0.2302	0.0328600	0.0391061	0.0458954	0.0532278	0.0611033	0.0695220
		9.52	3/8	0.2288	0.0333913	0.0397334	0.0466374	0.0540884	0.0620912	0.0706460
		10.31	13/32	0.2275	0.0339157	0.0403625	0.0473699	0.0549379	0.0630864	0.0717556
		11.13	7/16	0.2261	0.0344500	0.0409983	0.0481161	0.0556032	0.0640598	0.0728859
		11.91	15/32	0.2248	0.0349942	0.0416450	0.0488762	0.0566849	0.0650719	0.0740374
		12.7	1/2	0.2235	0.0355668	0.0423274	0.0495759	0.0576123	0.0661366	0.0752487

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 65

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n=0.011	n=0.012	r=0.013	n=0.014	n=0.015	n=0.016
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	m ²	K	K	K	K	K	K
609.6	24	5.56	7/32	0.2814	0.0192403	0.0228979	0.0269733	0.0311667	0.0357780	0.0407075
		6.35	1/4	0.2798	0.0195218	0.0232325	0.0272659	0.0316220	0.0363006	0.0413022
		7.14	9/32	0.2784	0.0197989	0.0235622	0.0276528	0.0320707	0.0368159	0.0418883
		7.92	5/16	0.2769	0.0200804	0.0238974	0.0280462	0.0325270	0.0373397	0.0424842
		8.74	11/32	0.2754	0.0203659	0.0242383	0.0284463	0.0329910	0.0378723	0.0430903
		9.52	3/8	0.2739	0.0206677	0.0245962	0.0288664	0.0334782	0.0384316	0.0437267
		10.31	13/32	0.2724	0.0209641	0.0249490	0.0292805	0.0339584	0.0389829	0.0443538
		11.13	7/16	0.2710	0.0212656	0.0253078	0.0297016	0.0344468	0.0395435	0.0449917
		11.91	15/32	0.2695	0.0215723	0.0256728	0.0301299	0.0349435	0.0401138	0.0456405
		12.7	1/2	0.2680	0.0218944	0.0260561	0.0305797	0.0354653	0.0407127	0.0463220
		14.27	9/16	0.2652	0.0225348	0.0268183	0.0314742	0.0365027	0.0419036	0.0476769
		660.4	26	6.35	1/4	0.3295	0.0126280	0.0150283	0.0176374	0.0204552
7.14	9/32			0.3279	0.0127930	0.0152247	0.0178679	0.0207225	0.0237886	0.0270661
7.92	5/16			0.3263	0.0129606	0.0154241	0.0181019	0.0209940	0.0241002	0.0274207
8.74	11/32			0.3247	0.0131308	0.0156267	0.0183397	0.0212697	0.0244167	0.0277808
9.52	3/8			0.3231	0.0133092	0.0158391	0.0185839	0.0215588	0.0247486	0.0281584
10.31	13/32			0.3215	0.0134849	0.0160482	0.0188343	0.0218433	0.0250752	0.0285300
11.13	7/16			0.3199	0.0136633	0.0162605	0.0190835	0.0221323	0.0254070	0.0289075
11.91	15/32			0.3183	0.0138445	0.0164762	0.0193366	0.0224259	0.0257440	0.0292909
12.7	1/2			0.3167	0.0140346	0.0167024	0.0195021	0.0227338	0.0260974	0.0296931
14.27	9/16			0.3136	0.0144118	0.0171512	0.0201289	0.0233447	0.0267988	0.0304911
15.88	5/8			0.3104	0.0146074	0.0176221	0.0206515	0.0239856	0.0275345	0.0313281

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 6.9

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n = 0.011	n = 0.012	n = 0.013	n = 0.014	n = 0.015	n = 0.016
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	m ²	K	K	K	K	K	K
711.2	28	6.35	1/4	0.3832	0.00844189	0.0100465	0.0117907	0.0136745	0.0156977	0.0178605
		7.14	9/32	0.3815	0.00854413	0.0101682	0.0119335	0.0138401	0.0158878	0.0180768
		7.92	5/16	0.3797	0.00864784	0.0102916	0.0120784	0.0140081	0.0160807	0.0182963
		8.74	11/32	0.3797	0.00864784	0.0102916	0.0120784	0.0140081	0.0160807	0.0182963
		9.52	3/8	0.3763	0.00886325	0.0105480	0.0123792	0.0143570	0.0164812	0.0187520
		10.31	13/32	0.3746	0.00897158	0.0106769	0.0125305	0.0145325	0.0166827	0.0189612
		11.13	7/16	0.3728	0.00908148	0.0108077	0.0126841	0.0147105	0.0168871	0.0192137
		11.91	15/32	0.3711	0.00919299	0.0109404	0.0128398	0.0148911	0.0170944	0.0194496
		12.7	1/2	0.3694	0.00930981	0.0110794	0.0130030	0.0150804	0.0173116	0.0196968
		14.27	9/16	0.3650	0.0095412	0.0113548	0.0133261	0.0154552	0.0177419	0.0201863
		15.88	5/8	0.3626	0.0097833	0.0116430	0.0136643	0.0158474	0.0181922	0.0206966
762.0	30	6.35	1/4	0.4410	0.00560537	0.00690887	0.00810833	0.00940374	0.0107951	0.0122824
		7.14	9/32	0.4391	0.00587088	0.00698683	0.00819982	0.00950986	0.0109169	0.0124210
		7.92	5/16	0.4373	0.00593727	0.00706584	0.00829255	0.00961739	0.0110404	0.0125615
		8.74	11/32	0.4373	0.00593727	0.00706584	0.00829255	0.00961739	0.0110404	0.0125615
		9.52	3/8	0.4335	0.00607495	0.00722970	0.00848485	0.00984042	0.0112964	0.0128528
		10.31	13/32	0.4317	0.00614409	0.00731198	0.00858142	0.0099524	0.0114250	0.0129991
		11.13	7/16	0.4299	0.00621417	0.00739537	0.00867929	0.0100659	0.0115553	0.0131473
		11.91	15/32	0.4280	0.00628520	0.00747990	0.00877850	0.0101810	0.0116873	0.0132976
		12.7	1/2	0.4261	0.00635953	0.00756836	0.00888232	0.0103014	0.0118256	0.0134549
		14.27	9/16	0.4225	0.00650654	0.00774332	0.00906764	0.0105395	0.0120989	0.0137659
		15.88	5/8	0.4188	0.00666007	0.00792604	0.00930209	0.0107882	0.0123844	0.0140907

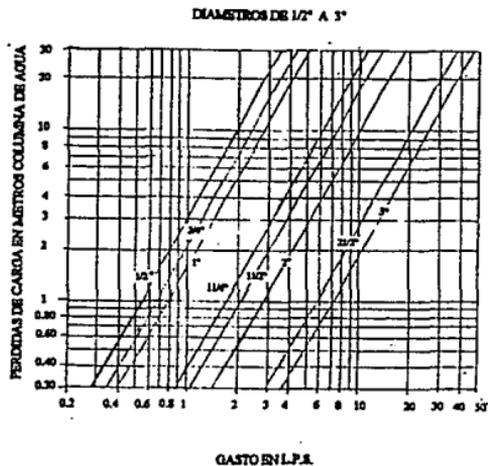
CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICION EN TUBERIAS DE ACERO

TABLA 6.10

DIAMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE PARED		AREA INTERIOR	n = 0.011	n = 0.012	n = 0.013	n = 0.014	n = 0.015	n = 0.016
mm	Pulg.	mm	Pulg.	m ²	K	K	K	K	K	K
812.8	32	6.35	1/4	0.5028	0.00409158	0.00486932	0.00571469	0.00662769	0.00760831	0.00865657
		7.14	9/32	0.5008	0.00413480	0.00492076	0.00577505	0.00669770	0.00768868	0.00874801
		7.92	5/16	0.4988	0.00417858	0.00497284	0.00583618	0.00676858	0.00777006	0.00884060
		8.74	11/32	0.4969	0.00422288	0.00502557	0.00589807	0.00684037	0.00785246	0.00893435
		9.52	3/8	0.4948	0.00426921	0.00508071	0.00596278	0.00691541	0.00793861	0.00903238
		10.31	13/32	0.4929	0.00431467	0.00513481	0.00602627	0.00698905	0.00802314	0.00912855
		11.13	7/16	0.4909	0.00436070	0.00518960	0.00609057	0.00706362	0.00810875	0.00922595
		11.91	15/32	0.4890	0.00440732	0.00524508	0.00615568	0.00713913	0.00819543	0.00932458
		12.7	1/2	0.4869	0.00445607	0.00530309	0.00622376	0.00721809	0.00828608	0.00942771
		14.27	9/16	0.4831	0.00452235	0.00541767	0.00635824	0.00737405	0.00846511	0.00963141
		15.88	5/8	0.4791	0.00465272	0.00553712	0.00649843	0.00753664	0.00865175	0.00984377
863.6	34	6.35	1/4	0.5687	0.00294651	0.00350660	0.00411538	0.00477287	0.00547906	0.00623395
		7.14	9/32	0.5665	0.00297577	0.00354141	0.00415624	0.00482025	0.00553346	0.00629584
		7.92	5/16	0.5645	0.00300537	0.00357664	0.00419758	0.00486820	0.00558850	0.00635847
		8.74	11/32	0.5624	0.00303532	0.00361228	0.00423942	0.00491672	0.00564419	0.00642184
		9.52	3/8	0.5602	0.00306661	0.00364952	0.00428312	0.00496740	0.00570238	0.00648804
		10.31	13/32	0.5581	0.00309729	0.00368603	0.00432597	0.00501710	0.00575942	0.00655294
		11.13	7/16	0.5560	0.00312833	0.00372297	0.00436932	0.00506738	0.00581715	0.00661862
		11.91	15/32	0.5539	0.00315975	0.00376036	0.00441320	0.00511827	0.00587556	0.00668506
		12.7	1/2	0.5518	0.00319257	0.00379942	0.00445904	0.00517143	0.00593659	0.00675452
		14.27	9/16	0.5477	0.00325731	0.00387647	0.00454947	0.00527631	0.00605699	0.00689151
		15.88	5/8	0.5435	0.00332471	0.00395668	0.00464360	0.00538548	0.00618231	0.00703410

CONSTANTES PARA PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS DE ACERO

PERDIDAS DE CARGA EN VALVULAS DE FLOTADOR



NOTA: ESTAS GRAFICAS SE CALCULARON CONVIRTIENDO AL SISTEMA METRICO DECIMAL, LAS GRAFICAS EN UNIDADES DEL SISTEMA INGLÉS, DEL BOLETIN # 104 DE VALVULAS DE FLOTADOR MARCA "ROSI".

CALCULO: ING. JOAQUIN CHAVEZ ZURIGA.

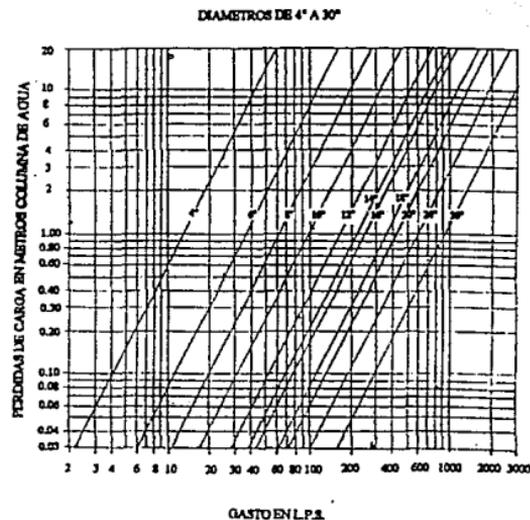


TABLA 6.14

DIAMETRO NOMINAL		ESPESOR (MM.)		INSTALACION		SUMINISTRO	
PULG	MM.	A-5 A-7	A-10 A-14	A-5 A-7	A-10 A-14	A-5 A-7	A-10 A-14
2.5	60	11	14	2,187.00	2,224.00	8,700.00	12,300.00
		11	14	2,187.00	2,431.00	9,450.00	13,050.00
3	75	11	14	2,195.00	2,312.00	11,850.00	13,950.00
		12.5	17	2,303.00	2,554.00	12,750.00	14,850.00
4	100	11	14	2,312.00	2,554.00	12,900.00	16,200.00
		12	17	2,447.00	2,654.00	14,250.00	19,800.00
6	150	12	16.5	2,574.00	2,865.00	23,250.00	31,500.00
		13.5	21	2,666.00	3,104.00	24,000.00	40,050.00
8	200	14	20	2,873.00	3,136.00	28,800.00	38,250.00
		15.5	28	2,960.00	3,606.00	29,700.00	51,150.00
10	250	15	25	3,085.00	4,914.00	38,550.00	59,850.00
		18	35	4,367.00	5,456.00	43,500.00	81,450.00
12	300	17	30	4,475.00	5,954.00	50,250.00	81,600.00
		21	42	4,814.00	7,242.00	58,500.00	118,650.00
14	350	20	35	5,153.00	7,678.00	81,150.00	128,700.00
		25	49	5,280.00	8,377.00	93,000.00	165,450.00
16	400	22	40	5,392.00	9,521.00	100,050.00	161,550.00
		28	58	6,707.00	9,589.00	116,100.00	209,400.00
18	450	24	45	6,664.00	10,063.00	120,450.00	196,350.00
		32	60	7,373.00	12,191.00	144,300.00	258,600.00
20	500	27	50	7,735.00	12,606.00	153,450.00	242,100.00
		35	68	9,102.00	14,367.00	174,750.00	310,350.00
24	600	30	60	8,963.00	15,694.00	196,800.00	340,800.00
		42	81	11,800.00	16,363.00	246,600.00	439,350.00
30	750	39	61	13,180.00	19,524.00	277,950.00	469,350.00
		56	80	16,507.00	20,525.00	342,900.00	604,800.00
36	900	47	73	15,973.00	23,569.00	403,950.00	689,700.00
		68	95	19,389.00	24,965.00	494,100.00	881,400.00

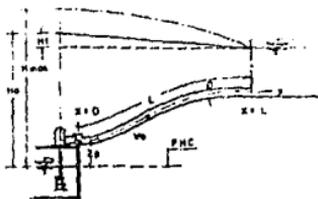
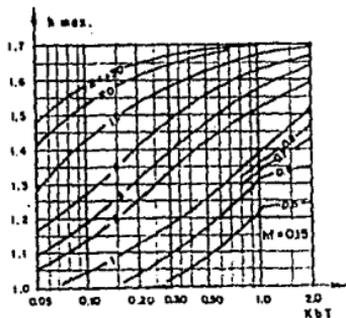
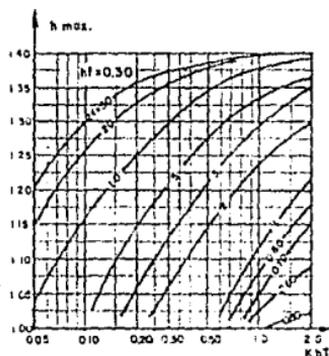
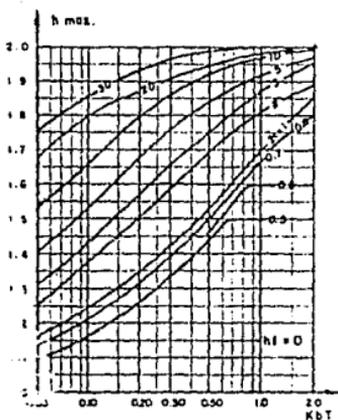
PRECIOS ENERO 1992

TABLA 6.15

CONSTANTES PARA TUBERIAS DE P.V.C. SERIE METRICA (COLOR AZUL)					
DIAM. NOMINAL= DIAM EXTERIOR mm.	CLASE	ESPESOR mm.	DIAMETRO INTERIOR mm.	CONSTANTE DE MANNING K n=0.009	AREA INTERIOR m ²
50	10	1.8	46.4	10787.8	0.001691
63	7	1.5	60	2738.76	0.002827
	10	2.2	58.6	3106.27	0.002697
80	5	1.5	77	724.008	0.004657
	7	2	76	776.285	0.004536
	10	2.8	74.4	869.57	0.004347
100	5	1.8	96.4	218.415	0.007299
	7	2.5	95	236.139	0.007088
	10	3.5	93	264.516	0.006793
160	5	2.8	154.4	17.7109	0.01872
	7	3.9	152.2	19.1197	0.01819
	10	5.5	149	21.4141	0.01744
200	5	3.5	193	5.38751	0.02926
	7	4.9	190.2	5.82422	0.02841
	10	6.9	186.2	6.52332	0.02723
250	5	4.4	241.2	1.64065	0.04599
	7	6.1	237.8	1.76969	0.04441
	10	8.6	232.8	1.98206	0.04257
315	5	5.6	303.8	0.479246	0.07249
	7	7.7	299.6	0.516183	0.0705
	10	10.9	293.2	0.579187	0.06752

Grafica 6.a

CARTA PARA DETERMINAR LA CARGA PIEZOMETRICA MAXIMA EN UNA PLANTA DE BOMBEO CUANDO SE PRESENTA UNA INTERRUPCION INSTANTANEA EN EL SUMINISTRO DE POTENCIA Y EXISTE UNA VALVULA DE NO RETORNO EN LA TUBERIA DE DESCARGA. $0.05 \leq K_b T \leq 2$



$$Z = \frac{J}{H_0} \quad ; \quad J = \frac{v_0 v_0}{g}$$

$$h_{max} = \frac{H_{max}}{H_0} \quad ; \quad h_f = \frac{H_f}{H_0}$$

$$K_b T = \frac{1800 \gamma Q_0 H_0 L}{\eta_0 I (\gamma_0 \rho_0)} \quad ; \quad h_f = I \frac{L}{D} \frac{V_0^2}{2g}$$

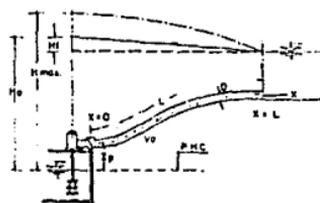
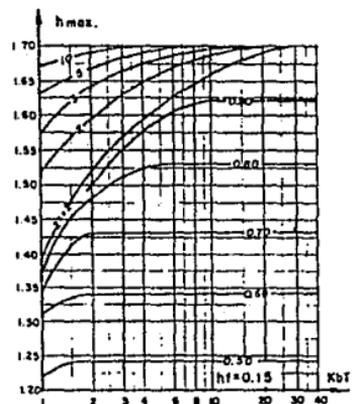
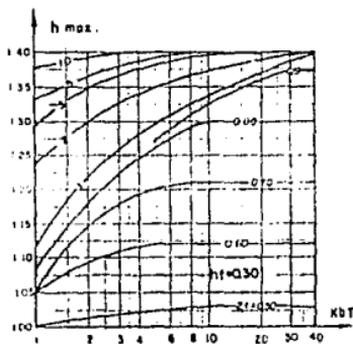
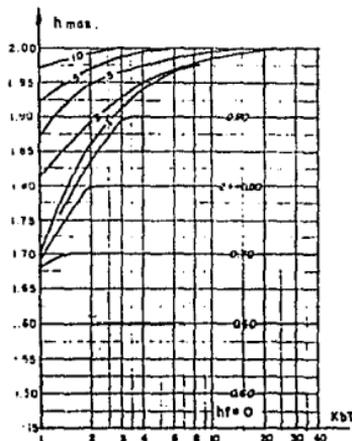
$$I = \frac{190}{g} \left(\frac{P_0}{\rho_0} \right)^{1.435}$$

$$H_0 h_{min} + \frac{P_0}{\gamma} - Z_p > \frac{P_0}{\gamma}$$

Elaborado por: *[Signature]*
 Revisado por: *[Signature]*
 INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

Gráfica 6.c

CARTA PARA DETERMINAR LA CARGA PIEZOMETRICA MAXIMA EN UNA PLANTA DE BOMBEO CUANDO SE PRESENTA UNA INTERRUPCION INSTANTANEA EN EL SUMINISTRO DE POTENCIA Y EXISTE UNA VALVULA DE NO RETORNO EN LA TUBERIA DE DESCARGA. $1 \leq K_bT \leq 40$



$$Z = \frac{J}{H_0} \quad J = \frac{gV_0}{g}$$

$$h_{max} = \frac{H_{max}}{H_0} \quad hf = \frac{Hf}{H_0}$$

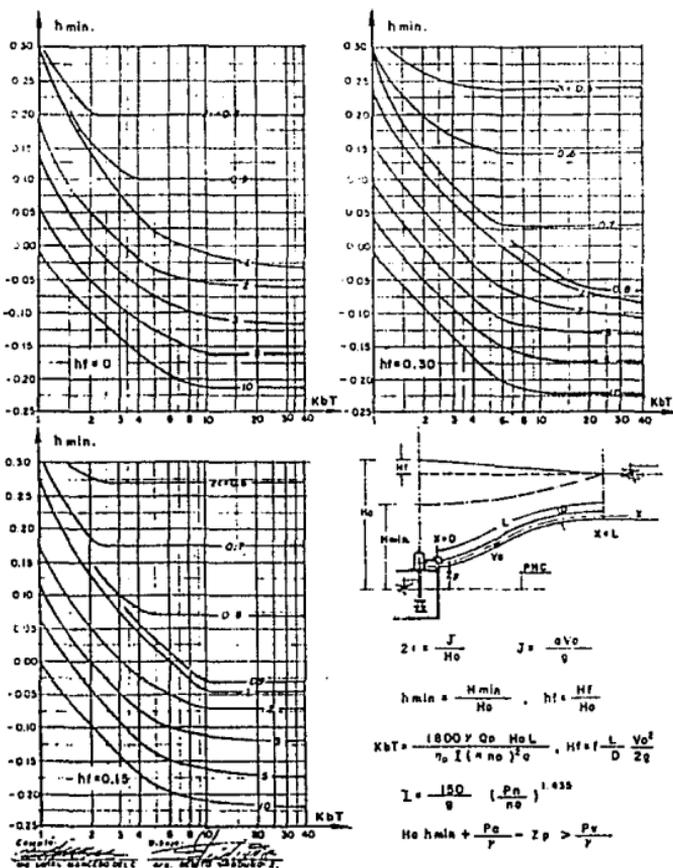
$$K_bT = \frac{1800 \sqrt{g_0} H_0 L}{V_0 (n \cdot 10^3)^2} \quad Hf = f \frac{L}{D} \frac{V_0^2}{2g}$$

$$I = \frac{180}{g} \left(\frac{P_0}{\rho D} \right)^{1.435}$$

Calculo: *[Signature]* D. Ing. *[Signature]*
 Ing. WILLY RAMIRO DEL C. Ing. WILLY RAMIRO DEL C.

Gráfica 6.d

CARTA PARA DETERMINAR LA CARGA PIEZOMETRICA MINIMA EN UNA PLANTA DE BOMBEO CUANDO SE PRESENTA UNA INTERRUPCION INSTANTANEA EN EL SUMINISTRO DE POTENCIA Y EXISTE UNA VALVULA DE NO RETORNO EN LA TUBERIA DE DESCARGA. $1 \leq KbT \leq 40$



6.1.3 Piezas especiales y accesorios para las tuberías.

Las piezas especiales y accesorios tienen diversas funciones en las líneas de conducción como lo es el desalojar aire, absorber parte del golpe de ariete, drenar secciones para pruebas de inspección, para dar servicio de limpieza, etc.

La simbología de estas piezas especiales las podemos observar en las tablas 6.16 y 6.17.

TABLA 6.16

SÍGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES

Válvula reductora de presión _____	
Válvula de altitud _____	
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 _____	
Correte de f.f. con brida (corta y larga) _____	
Extremidad de f.f. _____	
Tapa con cuerda _____	
Tapa ciega de f.f. _____	
Junta Gibault _____	

PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

Válvula Valflex J.J. (con 2 juntas universales G.P.B.) _____	
Válvula Valflex B.J. (con una brida y una junta universal) _____	
Válvula reducción Valflex 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) _____	

TABLA 6.17

SIGNOS CONVENCIONALES PARA PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

CRUZ _____	
TE _____	
EXTREMIDAD CAMPANA _____	
EXTREMIDAD ESPIGA _____	
REDUCCION CAMPANA _____	
REDUCCION ESPIGA _____	
COPE DOBLE _____	
ADAPTADOR CAMPANA _____	
ADAPTADOR ESPIGA _____	
TAPON CAMPANA _____	
TAPON ESPIGA _____	
CODO DE 90° _____	
CODO DE 45° _____	
CODO DE 22°30' _____	
ADAPTADOR AC-PVC _____	

7.- REGULARIZACION.

+ Tanques de regularización:

- Superficiales.- Muros de mampostería y losas de concreto reforzado.

Concreto reforzado.

- Elevados.- Metálicos (acero).

Concreto reforzado.

Consideraciones generales:

1. El tipo de materiales con los que se proyecta construir obras de regularización, deben seleccionarse de acuerdo con un estudio técnico económico de anteproyectos estructurales, tomando en consideración los materiales de construcción disponibles en el lugar, la calidad de la mano de obra, sin descuidar las características sociales de la comunidad.

2. Para obtener leyes de demanda y aportación de caudal, deben instalarse medidores en las tomas domiciliarias y en la captación.

3. En aquellos casos en que el sistema sea por gravedad, y cuando la fuente tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario puede eliminarse el tanque

regulador, sin embargo, debe hacerse un estudio económico que permita definir si puede sustituirse el tanque regulador por una conducción capaz de llevar dicho caudal.

4. Para el cálculo estructural de los diferentes tipos de tanques, sin perjuicio de su eficiencia, seguridad y sin perder el punto de vista económico, deben emplearse las especificaciones adoptadas por la Comisión Nacional del Agua contenidas en:

- a) El Reglamento para las Construcciones, del Departamento del Distrito Federal.
- b) El Código del Instituto Americano del Concreto (ACI)
- c) Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.
- d) Manual de Altos Hornos de México, S.A.
- e) Las especificaciones de la Asociación Americana de Soldaduras (AWS).
- f) Las especificaciones de la Asociación Americana de Obras de Agua (AWWA).

5. Todos los tanques deberán proyectarse con algún indicador de nivel.

7.1 Tipos de depósitos, funcionamiento.

+ Tanques superficiales.

De preferencia se debe procurar tener un depósito a nivel de terreno. Se situará en una elevación natural que se tenga en la proximidad de la zona urbana.

La estructuración del tanque se efectuará básicamente de acuerdo con las características del terreno, tirante máximo de agua, capacidad y tipo de tanque por construir. Cuando se tenga que hacer su desplante en terreno que pueda presentar asentamientos diferenciales relativamente altos, lo indicado es emplear losa de cimentación.

+ Tanques elevados.

Se justifica la instalación de un tanque elevado cuando no es posible construir un tanque superficial por no tenerse en la proximidad de la zona urbana una elevación natural adecuada, también puede ser en localidades donde sí haya cerros cercanos, pero no puede disponer de ellos el propietario. De preferencia, el tanque elevado conviene situarlo en una zona opuesta al punto de alimentación de la red.

La altura de la torre del tanque podrá ser de 10, 15 y 20 metros como máximo, de acuerdo con la elevación de terreno en el sitio en que se elija su construcción.

Los tanques metálicos se pueden construir en zonas donde la corrosión sea mínima, no siendo recomendables en las costas.

7.2 Capacidad de tanques.

+ Capacidad de un tanque de regularización para diferentes horas de bombeo.

Para conocer la capacidad necesaria de un tanque de regularización es necesario realizar una tabla donde se muestren las horas de bombeo y la demanda, estas se presentarán en porcentajes. Con estos resultados podremos obtener un coeficiente de capacidad que se multiplicará por el gasto máximo diario.

Para obtener el Coeficiente de capacidad se utilizará la siguiente fórmula:

$$\text{Capacidad de Reg.} = \frac{(\text{Dif. Acum. Mayor} + \text{Dif. Acum. Menor}) \cdot 3600}{100 \cdot X \cdot 1000 \text{ l/m}^3} \cdot X \cdot Q_{md}$$

3600 = Segundo en una hora.

Para las diferencias acumuladas se considera solamente el valor absoluto.

A continuación se obtendrán los coeficientes para los casos más comunes de horas de bombeo.

1er Caso : 24 Horas de bombeo.

Horas	Bombeo %	Demanda %	Diferencia %	Dif. Acumulada %
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 Máximo
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 Mínimo
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

$$\text{Cap. Reg.} = \frac{(325 + 80) \times 3,600}{100 \times 1000} \times \text{Qmd}$$

$$\text{Cap. Reg.} = 14.58 \times \text{Qmd}$$

2o Caso: Bombeo de 20 horas diarias.

Horas	Bombeo %	Demanda %	Diferencia %	Dif. Acumulada %
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	120	45	75	-105
5-6	120	60	60	-45
6-7	120	90	30	-15
7-8	120	135	-15	-30
8-9	120	150	-30	-60
9-10	120	150	-30	-90
10-11	120	130	-30	-120
11-12	120	140	-20	-140
12-13	120	120	0	-140
13-14	120	140	-20	-160
14-15	120	140	-20	-180
15-16	120	130	-10	-190
16-17	120	130	-10	-200 Mínimo
17-18	120	120	0	-200
18-19	120	100	20	-180
19-20	120	100	20	-160
20-21	120	90	30	-130
21-22	120	90	30	-100
22-23	120	80	40	-60
23-24	120	60	60	0 Máximo

$$\text{Cap. de Reg.} = \frac{(0 + 200) \times 3,600}{100 \times 1000} \times \text{Qmd}$$

$$\text{Cap. de Reg.} = 7.2 \times \text{Qmd}$$

3er Caso: Bombeo de 8 horas diarias.

Horas	Bombeo %	Demanda %	Diferencia %	Dif. Acumulada %
0-1	300	45	255	255
1-2	300	45	255	510
2-3	300	45	255	765
3-4	300	45	255	1020 Máximo
4-5	0	45	-45	975
5-6	0	60	-60	915
6-7	0	90	-90	825
7-8	0	135	-135	690
8-9	0	150	-150	540
9-10	0	150	-150	390
10-11	0	150	-150	240
11-12	0	140	-140	100
12-13	0	120	-120	-20
13-14	0	140	-140	-160
14-15	0	140	-140	-300
15-16	0	130	-130	-430
16-17	0	130	-130	-560
17-18	0	120	-120	-680
18-19	0	100	-100	-780
19-20	0	100	-100	-880 Mínimo
20-21	300	90	210	-670
21-22	300	90	210	-460
22-23	300	80	220	-240
23-24	300	60	240	0

$$\text{Cap. de Reg.} = \frac{(1,020 + 880) \times 3,600}{100 \times 1000} \times \text{Qmd}$$

$$\text{Cap. de Reg.} = 68.4 \times \text{Qmd}$$

Resumiendo en la siguiente tabla:

Tiempo de Bombeo	Suministro al Tanque (Horas)	Gasto de Bombeo	Capacidad del Tanque m ³
De 0 a 24	24	Q.M.D.	$C=14.58 * Q.M.D.$
De 4 a 24	20	Q.M.D. $\frac{24}{20}$	$C= 7.20 * Q.M.D.$
De 20 a 4	8	Q.M.D. $\frac{24}{8}$	$C=68.40 * Q.M.D.$

La capacidad de regularización deberá determinarse de acuerdo con el estudio económico del conjunto de las obras que integran el sistema. Es conveniente que esa capacidad se ajuste a la de los planos tipo establecidos por la Comisión Nacional del Agua.

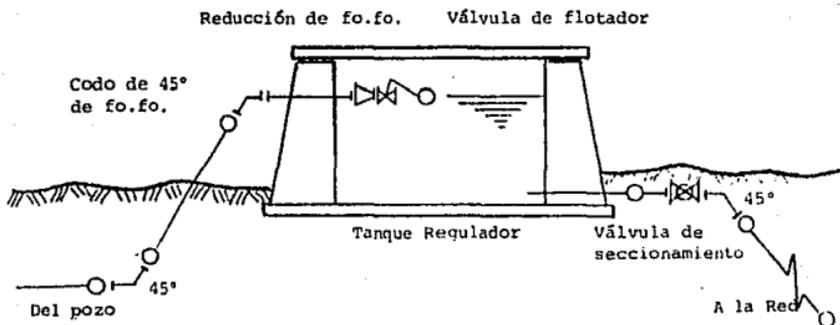
En la memoria descriptiva y el plano de proyecto del tanque, se deberá indicar el horario de bombeo considerado para el cálculo de la capacidad de regularización del tanque. En general el horario más recomendable de bombeo es el de 24 horas.

+ Capacidad del tanque para demanda de incendio.

Para ciudades donde se justifique considerar demanda para incendio, la capacidad adicional del tanque regulador se determinará como se indica a continuación:

Capacidad de incendio: 2 horas o más, de acuerdo al estudio realizado en cada caso
del consumo para incendio, en m³.

+ Conexiones en un tanque superficial con entrada y salida independiente.



8.- DISTRIBUCION.

8.1 Tipos de distribución.

Las redes de distribución se dividen por su geometría o por su funcionamiento.

Por su geometría se dividen en:

- Redes de Circuitos (Fig. 8.1)
- Redes de Ramales abiertos (Fig. 8.2)

Figura 8.1

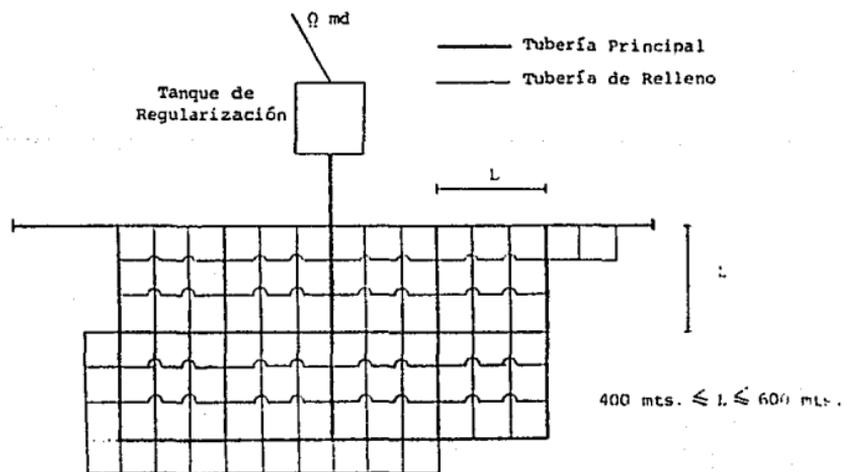
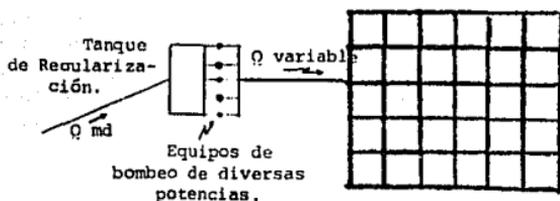


Figura 8.4



+ Tuberías en la red de distribución.

Las tuberías se clasifican de la siguiente manera según la magnitud de sus diámetros:

- 1.- Líneas de Alimentación.
- 2.- Tuberías principales o troncales.
- 3.- Líneas secundarias o de relleno.

- Líneas de Alimentación.

Es una tubería que suministra agua directamente a la red de distribución y que, partiendo generalmente de un tanque de regularización, termina en el punto donde se hace la primera derivación. En el caso que haya más de una línea de alimentación, la suma de los gastos deberá ser igual al gasto máximo horario.

- Tuberías principales o troncales.

Son las tuberías en las cuales circulan los mayores gastos de la red. A éstas tuberías están conectadas las líneas secundarias.

Lo más recomendable es que la tubería principal forme una malla que permita proyectar circuitos, a éstas redes se les denomina "de circuitos".

Si no es posible lo anterior ya que la traza de las calles es muy irregular a la red se le denomina red de líneas abiertas.

El diámetro mínimo a utilizar será de 100 mm.

- Líneas secundarias o de relleno.

Para cubrir la totalidad de las calles se utilizan las tuberías de relleno.

El diámetro de las tuberías secundarias para localidades urbanas pequeñas será de 50 a 60 mm. y para grandes ciudades de 75 a 100 mm.

Estas líneas por lo general no se calculan hidráulicamente.

+ Metodología para el cálculo de la red de distribución.

1.- Planeación.

2.- Cuantificación de gastos:

+ Gasto específico

$$q = \frac{Q \text{ mh}}{L_t}$$

L_t = Leng. total
de la red.

+ Consumo por nudo.

3.- Proposición de diámetros.

El diámetro adecuado no es constante para todas las redes, esta variación es debida a la extensión de la red, a la topografía de la localidad, etc.

En un caso general podría recomendarse:

$h_f < 1.00$ mt. Por cada 100 mts. de longitud.

4.- Cálculo hidráulico.

- Método de cross.

- Otros métodos.

5.- Válvulas de Seccionamiento.

El objetivo de estas válvulas es la de aislar una parte de la red, sin afectar al resto de la localidad.

Son necesarias en caso de rupturas de tuberías, ampliaciones de la red, conexión de tomas domiciliarias nuevas, etc.

6.- Diseño de Crucceros.

Piezas especiales:

- Crucceros con tuberías de Asbesto-Cemento, se utilizan piezas de Fo.Fo.
- Crucceros en tubería de A-C y P.V.C., se utilizan piezas de Fo.Fo.
- Crucceros con tubería de P.V.C.
 - * Crucceros sin válvulas, se utilizan piezas de P.V.C.
 - * Crucceros con válvulas se utilizan piezas de Fo.Fo. o de P.V.C.

8.2 Métodos de cálculo y de comprobación del funcionamiento hidráulico de redes.

+ Método de secciones.

Este es un método aproximado que consiste en seccionar la red, para que de ésta manera disminuya el número de tramos y el cálculo sea más rápido. Allen Hazen lo desarrolló como una rápida comprobación de los sistemas de distribución.

El método de secciones es particularmente útil 1) en estudios preliminares de sistemas de distribución grandes y complicados; 2) como una comprobación sobre otros métodos de análisis; y 3) como una base para investigaciones adicionales y cálculos más exactos.

+ Método de los tubos equivalentes.

En este método, se reemplaza un sistema complejo de tubos por una línea sencilla hidráulicamente equivalente. El método no puede ser aplicado directamente a sistemas con tubería de cruces o salidas. Sin embargo, es posible con frecuencia, mediante una estructuración juiciosa de la red, obtener información eficiente sobre la cantidad y presión del agua disponible en los puntos importantes, o reducir el número de circuitos para ser considerados. Al reducir el sistema a un esqueleto operable, el analista puede ser guiado por el hecho de que los tubos contribuyen poco al flujo: 1) cuando son pequeños, o sea de 6 pulg (150 mm) y menores en la mayoría de los sistemas y tan grandes como 8 ó 10 pulg (200 ó 250 mm.) en los sistemas grandes; y 2) cuando los tubos se encuentran en ángulos rectos a la dirección general del flujo y no existe una diferencial de presión apreciable entre sus uniones en el sistema.

8.2.1 Método de cross.

Consiste en efectuar correcciones sucesivas a los gastos, hasta obtener un error de cierre pequeño.

Para efectuar estas correcciones es necesario utilizar la tabla 8.3.

+ Llenado de la Tabla 8.3

1) Se recomienda utilizar tubería de PVC para diámetros menores o iguales a 8 pulgadas y tubería de Asbesto-Cemento para tuberías de 10 pulgadas en adelante.

2) La convención de signos para los gastos es la siguiente:



3) Las pérdidas Hf se calculan con la fórmula:

$$H_f = K L Q^2 \quad Q = m^3$$

4) Las correcciones se calculan con la fórmula:

$$\Delta Q = - \frac{\Delta H_f}{2 \sum (H_f/Q)}$$

Deducción de la fórmula:

$$\sum K L Q^2 = \Delta H$$

$$\sum K L (Q + \Delta Q)^2 = 0$$

$$\sum K L Q^2 + 2 \sum K L Q (\Delta Q) + \sum K L (\Delta Q)^2 = 0$$

Si ΔQ es pequeño $\rightarrow (\Delta Q)^2$ se desprecia

$$\sum K L Q^2 + 2 \sum K L Q (\Delta Q) = 0$$

$$\Delta Q = - \frac{\sum K L Q^2}{2 \sum K L Q} = - \frac{\sum K L Q^2}{2 \sum K L Q^2 / Q}$$

$$\Delta Q = - \frac{\Delta H}{2 \sum H/Q}$$

5) Las correcciones de un circuito se suman al gasto; cuando hay que hacer corrección de un circuito común se resta la corrección del circuito común.

6) Cuando el error de cierre final resulta del mismo signo en 2 circuitos vecinos no conviene hacer compensaciones en el tramo común, ya que se beneficia a uno de los circuitos y se perjudica a otro.

7) Cuando el error de cierre final, resulta de signos contrarios en 2 circuitos vecinos se conviene compensar tuberías en el tramo común.

8) No se efectuará corrección:

Si en cualquier iteración $H < 0.10$ m.

Para entender mejor el método de Cross realizaremos un ejemplo en el cual se podrá observar la metodología de este.

Ejemplo.-

Datos:

Población: 36.000 Hab.

Clima: Templado.

Cálculos:

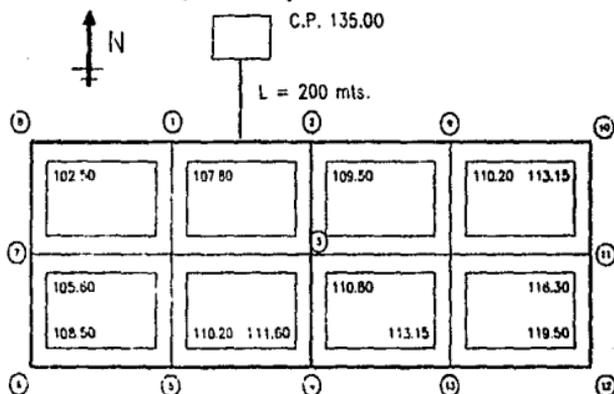
Dotación = 200 l/hab. (Tabla 4.1)

$$Q_m = (200 \times 36,000) / 86,400 = 83.33 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{md} = 1.2 \times 83.33 = 100 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{mh} = 1.5 \times 100 = 150 \text{ l.p.s.}$$

La red se calculará con el $Q_{mh} = 150 \text{ l.p.s.}$



— Tubería Principal
 - - - Tubería de Relleno

+ Longitud de las calles:

$$NS = 200 \text{ mts.}$$

$$EW' = 250 \text{ mts.}$$

$$\text{Total} = 10 \times 200 = 2000$$

$$12 \times 250 = 3000$$

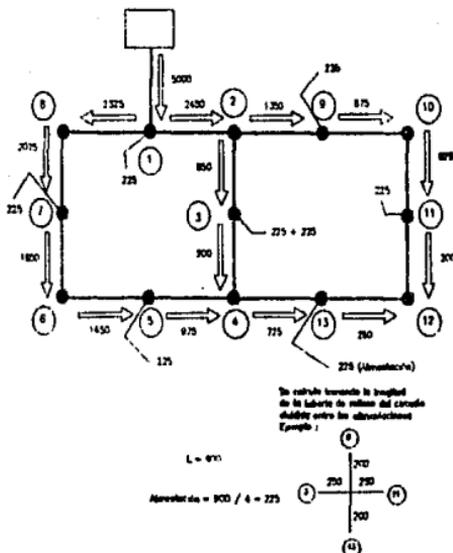
$$\hline 5000$$

Tub. Principal

Tub. de Relleno

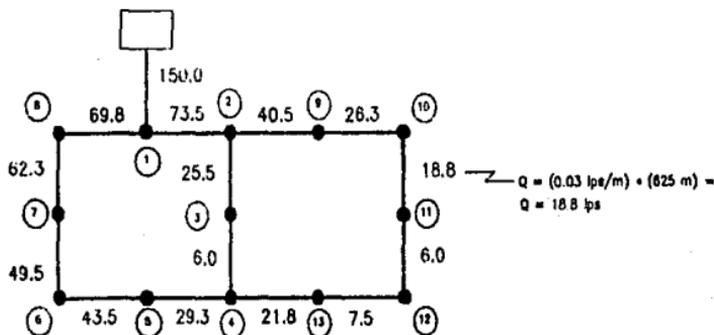
+ Croquis de Cálculo

- Longitud acumulada



- Cálculo de gastos por tramo.- Se calcula el gasto específico de la red y se multiplica por la longitud del tramo.

$$\text{Gasto específico} = Q \text{ m/h} / \text{Longitud total} = 150 / 5000 = 0.03 \text{ lps/m.}$$



A continuación se procederá al llenado de la tabla 8.3

- Proposición de diámetros.

Se recomienda:

$$h_f < 1.00 \text{ mt. por cada } 100 \text{ mts.}$$

Notas: - Se utilizará tubería de P.V.C. cuando el diámetro sea menor o igual a 200 mm. (8").

- Se utilizará tubería de Asbesto- Cemento cuando el diámetro sea mayor a 200 mm. (8").

- La tubería de P.V.C. se mostrará en mm. y la de Asbesto-Cemento en pulgadas.

- La constante de manning K para las tuberías de P.V.C. se tomará de la tabla 6.15 y para las de Asbesto-Cemento de la tabla 6.2 .

En el llenado de la tabla es necesario calcular ΔQ cuya formula es la siguiente:

$$\Delta Q = \frac{\text{SUM } H_f}{2 \text{ SUM } (H_f / Q)}$$

Tabla 8.3 Resuelva para el ejemplo

TABLA 8.1

METODO DE CROSS
 TABLA DE CALCULO Y DE COMPARACION DEL FUNDAMENTO HIDRAULICO DE REDES

CICLO		L	Q	ESMA	H ₁	H ₁ - Q	COMPRESION	Q1	H1	H1 - Q1	COMPRESION	Q2	H2	H2 - Q2	CARGA			NOTAS	
PROPIO	COMUN	TIEMPO	PM	(P.P.S)	(M)	(M)		(P.P.S)	(M)			(P.P.S)	(M)		PREMÉTICA	TEPARENO	DISPONIBLE		
		Tempo																	
		Y-1	250	150.8	1.4	1.15									175.00	136.00	0.00	1.00	
															133.95	187.81	76.85	1	
1	1	1.8	250	77.5	10"	7.00	0.01428	6.77	80.20	8.40	0.02990	-1.67	78.4	2.48	2.30	131.46	109.50	21.96	2
1	2	7.7	200	75.5	20"	8.70	0.02745	6.77	37.80	15.4	0.04651	-1.87	34.2	1.28	1.70	142.12	118.80	23.32	3
1	2	3.4	200	5.8	20"	8.04	0.00833	6.77	15.30	8.36	0.01882	-1.67	8.13	0.26	0.26	129.91	111.60	18.31	4
					SUM	2.82							SUM	2.05	3.84				
1	4	4.4	250	29.3	18"	8.33	0.01126	6.77	32.30	8.19	0.02862	-1.67	24.8	0.33	0.21	130.12	110.70	19.42	5
1	4	8.0	250	43.5	18"	8.73	0.01278	6.77	38.70	8.52	0.03116	-1.67	30.5	0.57	0.55	120.87	108.50	22.37	6
1	6	6.7	250	49.5	12"	8.75	0.01518	6.77	42.70	8.98	0.03511	-1.67	34.5	0.81	0.68	133.24	105.60	27.64	7
1	6	7.0	200	47.1	12"	11.8	0.01318	6.77	46.50	8.73	0.03171	-1.67	37.4	0.81	0.99	117.75	102.60	25.15	8
1	6	4.1	250	49.8	12"	13.37	0.02675	6.77	43.00	16.3	0.05427	-1.67	44.8	1.62	1.68	133.85			
					SUM	4.87	0.01518						SUM	4.84	1.94				
					H	2.05			H	8.63			H	0.19				121.46	
2	2	7.8	250	40.5	20"	2.21	0.00467	-6.50	24.90	1.84	0.00496	1.70	6.7	1.61	1.77	129.65	119.20	10.45	9
2	2	9.8	250	26.3	20"	8.53	0.00306	-6.50	20.70	8.58	0.02799	1.70	22.5	3.88	0.84	124.85	113.15	11.70	10
2	2	18.1	250	18.8	20"	8.30	0.00221	-6.50	12.20	8.19	0.01437	1.70	13.0	1.74	0.22	124.83	116.30	12.53	11
2	2	11.2	200	8.6	20"	8.04	0.00467	-6.50	8.40	8.00	0.00888	1.70	2.3	0.31	0.01	129.82	119.60	9.22	12
					SUM	3.58							SUM	7.74	2.84				
2	2	12.13	250	7.5	20"	8.08	0.01067	-6.50	13.80	8.23	0.01738	1.70	11.3	0.17	0.19	125.87	113.15	12.72	13
2	2	13.4	250	21.8	20"	8.64	0.02936	-6.50	17.30	10.1	0.03809	1.70	25.6	0.64	0.90	123.81			
2	1	4.3	250	4.4	20"	8.14	0.00567	-6.50	18.30	8.36	0.01292	1.70	14.7	0.71	0.25	132.17			
2	1	7.2	250	25.8	20"	8.39	0.02148	-6.50	17.40	15.4	0.04649	1.70	14.2	1.28	1.25	131.46			
					SUM	1.48	0.01888						SUM	1.84	2.54	2.64			
					H	2.13			H	8.73			H	0.2					

8.2.2 Otros métodos.

+ Analogía eléctrica.

Camp y Hazen construyeron el primer analizador eléctrico diseñado específicamente para el análisis hidráulico de sistemas de distribución de aguas. Los analizadores eléctricos utilizan resistores no lineales, llamados fluistores en el analizador de McIlroy, para simular resistencias de tubos. Para cada rama del sistema, la ecuación del tubo, $H_f = K L Q^2$, se reemplaza por una ecuación eléctrica $V = K_e \times I^{1.85}$, en donde V es la caída de voltaje en el ramal, I es la corriente y K_e coeficiente del resistor no lineal adecuado al coeficiente k del tubo, para las relaciones de escalas seleccionadas para la caída de voltaje (pérdida de carga) y el amperaje (flujo de agua). Si las entradas y salidas de corriente se hace proporcionales al agua que fluye hacia el interior y exterior del sistema, las pérdidas de carga serán proporcionales a las caídas de voltaje medidas. Algunas comunidades grandes, de rápido desarrollo, han encontrado económico adquirir analizadores eléctricos adecuados a su propio sistema.

8.2.3 Aplicación de computadoras en la resolución de sistemas de distribución.

Las computadoras son de gran ayuda en la resolución de problemas de redes de distribución, debido a que en la mayoría de los casos las redes son muy grandes y sin el uso de está ocupariamos mucho tiempo en el cálculo y habría posibilidad de errores.

8.3 Tomas domiciliarias, medidores é hidrantes.

Corresponde a la parte de la red por medio de la cual el usuario dispone del agua en su propio predio. La elección del tipo de toma por usarse más adecuado quedará a criterio de la Comisión Nacional del Agua, siendo las más recomendables las mostradas en las figuras 8.5, 8.6 y 8.7.

En todas las localidades urbanas, en las tomas para servicio doméstico, comercial, industrial y público, se instalará medidor, cuya capacidad será fijada por el Organismo Operador. Para servicio doméstico el medidor será de 15 mm., de diámetro nominal, con capacidad de 3 m³/hora, con conexiones de 13 mm., de diámetro; tipo de velocidad de chorro múltiple, con el mecanismo de relojería que indica la lectura trabajando en seco; es decir, de esfera seca. La presión de trabajo será no menor de 10.5 kg/cm². La transmisión podrá ser mecánica o magnética.

La red debe verificarse en las localidades en que se considere conveniente hacerlo, para satisfacer los gastos de incendio, sumando al gasto medio diario el que corresponda por el uso simultáneo de los hidrantes de incendio, de acuerdo con el siguiente criterio:

POBLACION	HIDRANTES DE INCENDIO EN USO SIMULTANEO	LOCALIZACION DEL HIDRANTE
Miles de hab.	lps.	
De 20 a 50	2 de 12.6	Uno en el sitio más alejado al punto de alimentación de la red y otro en la zona comercial.
De 50 a 200	1 de 31.5	Uno en la zona comercial o en el sitio más alejado al punto de alimentación de la red.
Más de 200	2 de 31.5	Uno en la zona comercial y otro en el sitio más alejado al punto de alimentación

+ Prestiones.

La mínima en cualquier hidrante no será inferior a 3 m., cuando se esté extrayendo agua, considerando que se tenga equipo móvil contra incendio.

+ Diámetros.

Los hidrantes contra incendio deberán conectarse a tuberías principales cuyo diámetro mínimo sea de 100 mm. Ver figura 8.8.

La válvula del hidrante será de 108 mm. de diámetro.

MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.

- 1- Sujetador P.T. de 13 mm. # _____ 2 pza.
 2- Tubo de polietileno HDP-RD-9 de 13mm. # _____ 2 a 9 m.
 3- Cople roscado de 13mm. # _____ 1 pza.
 4- Tubo de acero galvanizada CED. 40 tipo A _____ 2.80 m.
 5- Codo de acero galvanizado de 90° x 13 mm # _____ 4 pza.
 6- Medidor de 15 mm. para conexiones de 13 mm. _____ 1 "
 7- Llave de globo de bronce, rosca hembra _____ 1 "
 8- Te de acero galvanizada _____ 1 "
 9- Llave de bronce para mangueras con rosca exterior _____ 1 "
 10- Tapón macho _____ 1 "

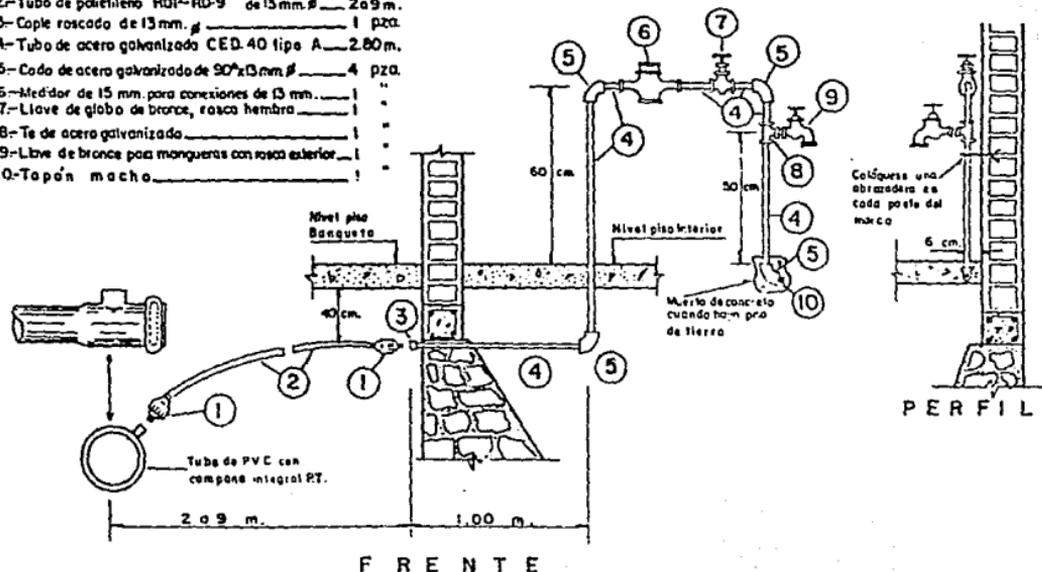


Figura B.5

MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.

- | | |
|---|----------|
| 1- Abrazadera de PVC. | 1 pza. |
| 2- Sujetador P.T de 13 mm \varnothing | 2 |
| 3- Tubo de polietileno HDP-RD-9 de 13 mm. | 2 a 9 m. |
| 4- Copla roscada de 13 mm \varnothing | 1 pza. |
| 5- Tubo de acero galvanizado CED. 40 tipo A. - 2.80 m. | |
| 6- Codo de 90° 13 mm \varnothing de acero galvanizado - 4 | pza. |
| 7- Medidor de 15 mm para conexiones de 13 mm | 1 |
| 8- Llave de globo de bronce, rosca hembra | 1 |
| 9- Ts de acero galvanizado | 1 |
| 10- Llave de bronce para mangueras de rosca exterior | 1 |
| 11- Tapón macho | 1 |

\varnothing De 50 mm. (2") a 100 mm. (4")

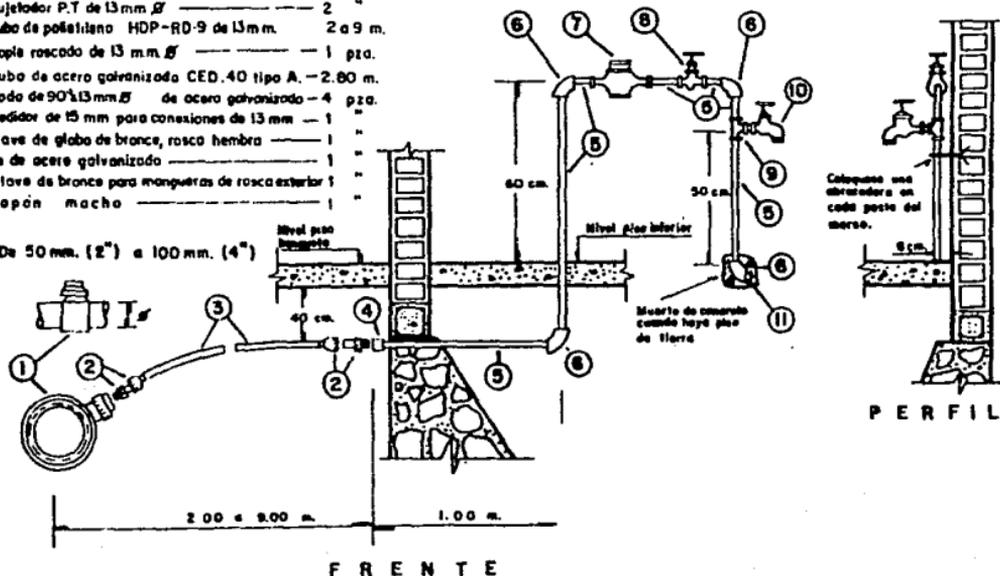


Figura 8.6

MATERIALES PARA TOMA DE 3 mm.

- 1.- Alrazadora de inserción de file para tubo de A.C. _____ 1 pza.
- Alrazadora de PVC. para tubo de P.V.C. _____ 1 pza.
- 2.- Interior resaca de bronce con tuercas para tubería de plomo (tubo A.C.) _____ 1 pza.
- Director d'apuntador P.T. para polietileno W.D.P. (tubo P.V.C.) _____ 1 pza.
- 3.- Tubo de plomo flexible al galvánico de alta densidad _____ 2 a 3 m.
- 4.- Codo combinado de polietileno o acero galvanizado _____ 1 pza.
- 5.- Tubo de acero galvanizado _____ 180 cm.
- 6.- Codo de 90° de acero galvanizado _____ 3 pza.
- 7.- Llave de globo de bronce, resaca hembra _____ 1 pza.
- 8.- Medidor de 3 mm para conexiones de 13 mm _____ 1 pza.
- 9.- Te de acero galvanizado _____ 1 pza.
- 10.- Llave de bronce para manguera _____ 1 pza.
- 11.- Tapa mecánica _____ 1 pza.

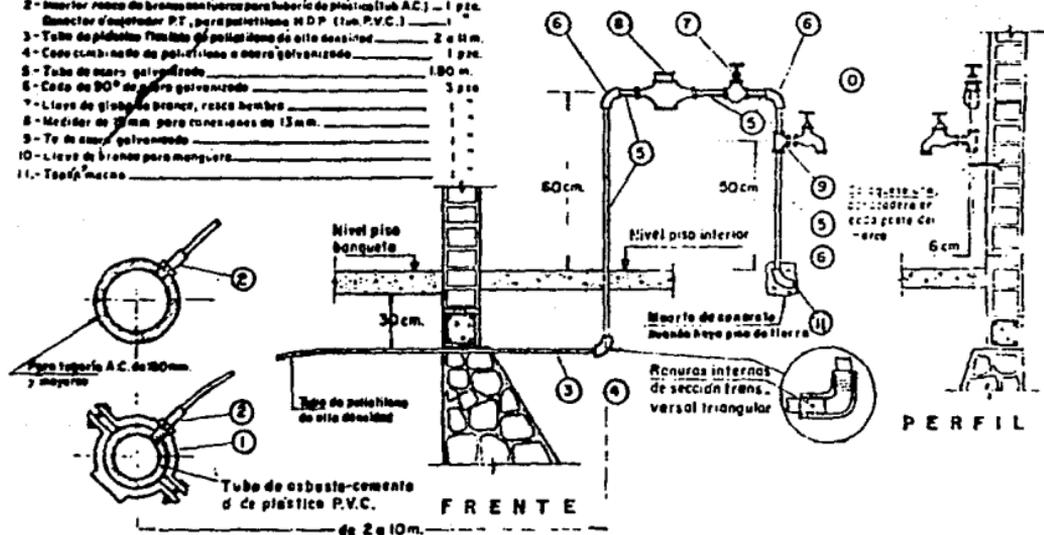


Figura 8.7

9.- DATOS BASICOS DE CONSTRUCCION.

9.1 Instalación de tuberías, válvulas y accesorios, zanjas, rellenos.

El manejo de la tubería y los diversos materiales necesarios para la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, deberán ser depositadas en almacenes y lugares donde serán usados, esta operación debe hacerse con todo cuidado para evitar golpes que puedan provocar daños y fracturas en las tuberías. Estas deberán estibarse formando pilas de 1.20 mts. a 2.00 mts. de altura como máximo, según se trate de tubería de asbesto-cemento , concreto y P.V.C. Para evitar que las campanas se apoyen unas contra otras, se cuatrpearán las campanas con los extremos lisos de los tubos, separando cada capa con tablonces de 0.019 a 0.025 mts. de espesor por 0.203 a 0.305 mts. de ancho espaciados a 0.90 mts. como máximo de eje a eje. Se deberán poner cuñas de madera a los extremos de las pilas para asegurar estos contra cualquier movimiento.

Las bridas y conexiones se colocarán sobre tarimas de madera, los accesorios menores se manejarán y guardarán en cajas de madera.

En la instalación la tubería se empleará por tramos enteros y solamente se permitirán cortes cuando la longitud de la misma rebase la dimensión comercial, los cortes se harán en ángulo recto con respecto al eje longitudinal de la tubería, empleando herramienta apropiado para cada caso.

Cuando el peso de la tubería y la profundidad de la zanja no permitan bajarse a maño podrá hacerse con dispositivos especiales de tal manera, que no sufra daños o roturas, esto deberá colocarse de manera que el extremo liso del tubo conecte con la

campana del último tubo colocado, o sea que la campana del tubo deberá colocarse hacia aguas arriba, cuidando que no penetre tierra en el interior de la misma.

El tendido de la tubería se hará de acuerdo con el alineamiento, cotas y pendientes fijadas en el proyecto; para lo cual se utilizarán las niveletas con las que se aprobó la excavación de la zanja. Durante el tendido, la cepa deberá estar completamente seca. Se evitarán los puntos de concentración de esfuerzos colocando la tubería de tal forma que descanse a lo largo de su superficie. Para lo cual, antes de bajarla a la zanja o durante su instalación, deberá excavar en los lugares en que quedarán las juntas.

Al terminar de colocar cada tramo se deberá verificar que las niveletas permanezcan en su posición correcta y comprobar que la tubería colocada está correcta tanto en planta como en elevación, para lo primero se mandará estirar hilos dentro de la zanja, paralelamente al eje de la tubería, para la segunda se valdrá de un escantillón que se colocará en ambos extremos de cada tramo de tubo. La tolerancia de colocación de la tubería en planta será de 0.010 mts. para tubos de 0.70 a 1.20 mts de diámetro.

+ Excavación.

El trazo de las líneas de agua potable se hará sobre el terreno marcándolo por medio de estacas sobre el eje de la línea a distancias convenientes y con suficiente anticipación para no entorpecer los trabajos de construcción.

Antes de que se efectúe la excavación de la zanja para alojar la tubería, se deberá cuidar el trazo de la línea, debiendo reponer cualquier estaca que sea movida o destruida.

Antes de proceder a la excavación se deberá romper los pavimentos en el caso de que existan, sin dañar el pavimento adyacente, de acuerdo a los trazos señalados en el proyecto.

Los niveles de las líneas de agua potable se fijarán de acuerdo con el proyecto, y deberán ser referidos a un banco de nivel correctamente localizado.

El eje de excavación deberá estar alineado siguiendo el trazo estacado.

La excavación de la zanja deberá efectuarse con el equipo apropiado, el cual puede ser: una retroexcavadora, a mano, etc..

Las raíces que se encuentren en la excavación deben ser extraídas y no se mezclarán con el material de relleno de la zanja.

Se deberá contar con un equipo de bombeo adecuado para garantizar la conservación de la excavación seca durante el tiempo de colocación de la tubería.

La excavación totalmente terminada, deberá de ir precedida cuando menos en 10 metros atrás con la colocación de tubos.

+ Relleno.

Una vez efectuada la prueba hidrostática (la cual se explicará más adelante), comprobando que no hay fugas en la tubería y que su posición es la correcta, se procederá al relleno de las cepas con material producto de la misma excavación, libre de piedras y raíces con los siguientes requisitos:

La primera parte del relleno se hará teniendo especial cuidado en la compactación desde el fondo de la cepa y a ambos lados de la tubería (relleno acostillado), hasta un nivel de 0.30 metros arriba del lomo superior del tubo. Después se continuará el relleno colocándolo en capas de 0.20 metros de espesor como máximo. Estas especificaciones corresponden a zona urbana, para líneas de conducción en el campo, la segunda parte del relleno se realiza a volteo.

El relleno de la cepa deberá hacerse dentro de las 24 horas siguientes al bajado de la tubería, para prevenir la posible flotación de la tubería en caso de inundación de la zanja, así como evitar daños a la misma.

9.2 Pruebas de presión hidrostática.

Una vez construida parcial o totalmente la tubería, la impermeabilidad de los tubos de drenaje y las juntas, se probarán de la manera siguiente:

En fábrica, las tuberías deben probarse a 3 veces su presión de trabajo, en la construcción se prueban a vez y media su presión de trabajo.

10.- OPERACION Y CONTROL DE SISTEMAS.

10.1 Control Hidráulico.

Para que los sistemas de abastecimiento de agua potable tengan un buen control hidráulico, es necesario entregar al organismo encargado de realizar el control los planos de obra terminada y las memorias descriptivas de la localidad y del proyecto ya que esto facilitará el control del sistema.

Es necesario capacitar al personal que se hará cargo del mantenimiento, ya que en la actualidad muy poco personal es debidamente capacitado lo que ocasiona problemas que a largo plazo no podrán ser controlados.

10.2 Planos especiales.

Se deberán entregar los siguientes planos:

- Plano de la obra de captación.
- Plano de la línea de conducción.
- Plano de la obra de potabilización.
- Plano de los tanques de regularización y reserva.
- Plano de la red de distribución.
- Plano de cruceros de la red.

10.3 Estudios pitométricos.

Los estudios pitométricos sirven para verificar presiones, gastos y así poder tener un mejor control del sistema, se deberán instalar en varias tuberías, por lo general en tuberías principales.

10.4 Control de Calidad del Agua.

El agua que debe suministrarse a la población debe ser:

- 1) Higiénicamente segura.
- 2) Estéticamente atractiva y de buen gusto.
- 3) Económicamente satisfactoria para los usos proyectados.

CONCLUSIONES

El temario de la materia de Abastecimiento de Agua Potable es muy completo, pero sería conveniente agregar conocimientos acerca del proceso constructivo de los sistemas de Abastecimiento, ya que en realidad la mayor parte de los ingenieros civiles se dedican a la rama de la construcción, además el cálculo y la construcción tienen la misma importancia en la realización de una obra.

En lo que respecta al cálculo de los sistemas, estos apuntes explican de una manera adecuada y basada a nuestro medio el cálculo de líneas, tanques, redes, etc.

Esta tesis será de gran ayuda para los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil, ya que facilitará sus estudios y les dará mayor tiempo para comprender y aplicar los conocimientos que adquirirán.

La tesis auxiliará también a los profesores que imparten esta clase ya que les ahorrará problemas como lo son, el poco tiempo de clase y la preocupación de que los alumnos tengan apuntes donde apoyarse.

Por último esta tesis puede ser útil y práctica para cualquier ingeniero civil, ya que se manejan términos básicos para la elaboración de un proyecto de Abastecimiento de Agua Potable.

BIBLIOGRAFIA:

+ **Abastecimiento de aguas y remoción de aguas residuales.**

Volúmen I.

Gordon Maskew Fair, John Charles Geyer, Daniel Alex Okun.

Editorial Limusa.

1989.

+ **Ingeniería Sanitaria.**

W. A. Hardenbergh y Edward B. Rodie.

Editorial Continental, S. A. de C. V.

1987.

+ **Ingeniería Sanitaria.**

E. Murguía Vaca.

Editorial Autor.

1965.

+ Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana.

S A H O P.

- Primer Informe de Gobierno.

Lic. Carlos Salinas de Gortari.

1989.

+ Información estadística de asentamientos humanos subsector: Agua Potable y Saneamiento.

INEGI.

+ X Censo General de Población y Vivienda 1980.

INEGI.

+ Guía de Diseño Estructural para obras de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario.

S A H O P.