



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

“Obras de Captación y Conducción de Agua en México”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N
SANDRA CASTAÑEDA DEL CASTILLO
JOSAFATH HERNANDEZ ALBUERNE

MEXICO, D.F .

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.

Capítulo 1.	Antecedentes	1
1.1	Historia de las captaciones y conducciones de agua en México	5
1.2	Descripción de las obras más importantes de México	5
1.3	Sistema hidráulico actual del Distrito Federal	6
1.4	Importancia del agua potable	6
Capítulo 2.	Captaciones	9
2.1	Cantidad de agua disponible y gasto de diseño	9
2.2	Tipos de captación según la fuente	17
2.3	Obras de control y excedencia	34
2.4	Tanque desarenador	40
Capítulo 3.	Conducciones a presión	46
3.1	Tipos y disposición de tubería	52
3.2	Tuberías de diámetro comercial	70
3.3	Tuberías de gran diámetro	77
3.4	Solicitaciones a las que está sometida una tubería	110
3.5	Diseño del espesor	115
3.6	Diseño de atraques	116
Capítulo 4.	Conducciones a superficie libre	120
4.1	Geometría de los canales	120
4.2	Clasificación de flujos	126
4.3	Ecuaciones fundamentales de la hidráulica	134
4.4	Distribución de velocidades, sección de un canal	138
4.5	Cálculo hidráulico de tirantes de un canal	140
4.6	Salto hidráulico	156
4.7	Diseño de un canal	164

Capítulo 5.	Ejemplo de aplicación	
5.1	Datos de proyecto	194
5.2	Diseño de la caja de captación del manantial	195
5.3	Determinación del diámetro económico	195
5.4	Cálculo del gradiente hidráulico	196
5.5	Caja rompedora de presión	199
5.6	Diseño de cruceros	200
5.7	Resumen	201
Capítulo 6.	Conclusiones y recomendaciones	
6.	Conclusiones y recomendaciones	203

Índice de figuras**Capítulo 2**

2.1	Ciclo hidrológico	10
2.2	Tipos de captación	25
2.3	Captación por medio de pozos	27
2.4	Revestimiento en pozos, terreno de buena cohesión	28
2.5	Revestimiento de pozos, terreno de mala cohesión	29
2.6	Condiciones hidráulicas de un pozo	32
2.7	Ubicación del tanque desarenador	41

Capítulo 3

3.1	Ecuación de la energía	51
3.2	Carga estática succión (+)	86
3.3	Carga estática succión (-)	86
3.4	Válvula eliminadora de aire	92
3.5	Válvula de admisión de aire	93
3.6	Válvula de compuerta	94
3.7	Válvula de retención (check)	95
3.8	Válvula de mariposa	95
3.9	Válvula de globo	96
3.10	Válvula aliviadora de presión	97
3.11a	Ubicación de las válvulas en una línea a gravedad y en una planta de bombeo	98
3.11b	Ubicación de válvulas propuesta por un fabricante	98'
3.12	Tanque unidireccional	100
3.13	Tanque de oscilación simple	102
3.14a	Tanque de oscilación con orificio diferencial	103
3.14b	Tanque de oscilación con orificio diferencial	103
3.15	Tanque de oscilación Johnson	104
3.16	Pozo con diafragma	105
3.17	Pozo vertedor	105
3.18	Cámara de aire	109
3.19	Dimensiones de zanja por normas	113
3.20	Atraques en piezas especiales	116

Capítulo 4

4.1	Sección transversal de un canal natural	121
4.2	Canal de sección rectangular	122
4.3	Canal de sección trapecial	123
4.4	Canal de sección triangular	124
4.5	Canal de sección circular	124
4.6	Relación pendiente-terreno con el tirante	125
4.7	Flujo permanente	127
4.8	Flujo no permanente	128
4.9	Flujo uniforme	129
4.10	Flujo no uniforme	130
4.11	Flujo laminar	131
4.12	Flujo turbulento	132
4.13	Tirantes-gastos	133
4.14	Ecuación de la energía	136
4.15	Ecuación del impulso y cantidad y movimiento	137
4.16	Distribución de velocidades en un canal natural	139
4.17	Distribución de velocidades sección transversal	140
4.18	Pendiente positiva	142
4.19	Pendiente negativa	142
4.20	Pendiente cero	143
4.21	Perfil de flujo tipo "S"	145
4.22	Perfil de flujo tipo "M"	147
4.23	Perfil de flujo tipo "C"	148
4.24	Perfil de flujo tipo "H"	150
4.25	Curvas momentum y energía del salto hidráulico	159
4.26	Salto hidráulico claro	163
4.27	Salto hidráulico barrido	163
4.28	Salto hidráulico ahogado	164
4.29	Características generales de la sección trapecial	166
4.30	Sección hidráulicamente óptima	168
4.31	Altura de revestimiento y bordo libre	171
4.32	Distribución de esfuerzos en plantilla y talud	179

Indice de tablas

Capitulo 1

1	Principales presas de México	5
---	------------------------------	---

Capitulo 2

2	Período de diseño	14
3	Dotación	15
4	Gasto de diseño	16
5	Ventajas y desventajas de las fuentes de agua	17
6	Reguladores de velocidad	45

Capitulo 3

7	Coefficiente de rugosidad de manning "n"	47
8	Coefficiente de pérdidas por piezas especiales	50
9	Tipos de apoyo para tubería de acero	55
10	Presiones de trabajo para tubería de asbesto-cemento	57
11	Presiones de trabajo para tubería de polietileno	63
12	Presiones de trabajo para pvc	66
13	Dimensiones de zanja para tubería de pvc	69
14	Características generales de la tubería de acero	71
15	Características generales de la tubería de asbesto-cemento	72
16	Características generales de la tubería de concreto reforzado	73
17	Características generales de la tubería concreto preesforzado	74
18	Características generales de la tubería de polietileno	75
19	Características generales de la tubería de pvc	76
20	Módulo de elasticidad	82
21	Tipo de bomba	87
22	Diámetro para la válvula eliminadora de aire	92
23	Dimensiones de zanja para tubería de a-c y pvc	114
24	Dimensiones de zanja para tubería de polietileno	114
25	Dimensiones de atraques para piezas especiales	119

Capitulo 4

26	Tipo de flujo dependiendo del no. de Reynolds	131
27	Tipos de perfil	143
28	Longitud del salto para canales rectangulares	161
29	Coefficiente para la ecuación de Sienchin	162
30	Velocidades permisibles en materiales no cohesivos	187
31	Velocidades medias permisibles para suelos cohesivos	188
32	Valor del talud k	174

33	Borde y altura de banquetta para canales revestidos	189
34	Angulo de reposo de un suelo no cohesivo	190
35	Esfuerzo tangencial crítico contra relación de vacíos	191
36	Esfuerzo tangencial crítico en un suelo no cohesivo	192
37	Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el talud	193
38	Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo	193
39	Pérdidas para longitud total	198

Ejemplos

1. Cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete	83
2. Determinación del tipo y potencia de bomba	89
3. Cálculo del diámetro de un pozo de oscilación simple	107
4. Esfuerzos a los que quedará sujeta la tubería	111
5. Cálculo del espesor de pared del tubo	115
6. Cálculo del volumen de concreto para un atraque	117
7. Cálculo del tirante normal	153
8. Diseño de un canal trapecial	171
9. Diseño de un canal	174
10. Diseño de la sección de un canal	183

INTRODUCCION

El programa de la asignatura de Captaciones y Conducciones fue aprobado el 30 de agosto de 1990 por el Consejo Técnico de la Facultad de Ingeniería. Tiene un valor crediticio de 7 puntos y una duración de 72 horas de clase (16 semanas) distribuidas por semana en dos y media horas de teoría y dos horas de práctica.

El curso tiene como objetivo: "Diseñar hidráulica y estructuralmente las obras principales de una captación en una presa derivadora, en un río o en un campo de pozos y las conducciones hasta el sitio de utilización, considerando las condiciones topográficas, geológicas, procedimientos de construcción, disponibilidad y demanda de agua". El programa se compone de 5 temas

- I Aspectos generales.
- II Captaciones.
- III Presas derivadoras.
- IV Conducciones a presión.
- V Conducciones a superficie libre.

Para el desarrollo del contenido de la tesis se evaluó el presentado por el programa de la asignatura y se decidió eliminar el tema III, presas derivadoras, como capítulo, incluyendo su contenido dentro del capítulo II, obras de captación. Esta modificación se hizo en base a que las presas derivadoras son obras de captación. El contenido de la tesis se dividió en los siguientes seis capítulos.

- 1 Antecedentes.
 - 2 Obras de captación.
 - 3 Conducciones a presión.
 - 4 Conducciones a superficie libre.
 - 5 Ejemplo de aplicación.
 - 6 Conclusiones y recomendaciones.
-

Es importante recalcar que este trabajo es una recopilación de información y su contenido engloba conceptos básicos de las materias que conforman el área hidráulica del plan de estudios, hidráulica básica, hidráulica de canales, hidromecánica, hidrología y abastecimiento de agua potable, haciéndolo así un texto completo.

Con el fin de ilustrar algunos conceptos se incluyen figuras, las cuales se enumeran de acuerdo al capítulo en que se encuentran y al número de figura que le corresponde. Las tablas presentadas han sido enumeradas en forma ascendente sin incluir el número del capítulo, considerando que algunas pueden aplicarse en diferentes temas.

A lo largo de la tesis se presentan ejemplos de aplicación, los cuales pretenden reafirmar los conocimientos adquiridos durante el proceso de estudio. En el capítulo 5 se incluye un ejemplo para realizar el diseño de una captación y una conducción, éste es un problema real de diseño.

En el capítulo 3 se presentan fotografías del acueducto Chapala-Guadalajara que ilustran los conceptos de cámara de aire y tanque unidireccional, las cuales fueron tomadas por nosotros durante la visita que se hizo a este acueducto en el semestre en que fuimos alumnos de la materia de Captaciones y Conducciones.

Se pretende que el alumno a lo largo de la tesis se adentre en el diseño de obras de captación y conducción y al final de la lectura de ésta, sea capaz de resolver cualquier problema que se le presente.

OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es el de conjuntar en su contenido el material correspondiente al desarrollo del programa de la materia de captaciones y conducciones constituyendo un auxiliar en el proceso de enseñanza aprendizaje.

MOTIVO

Más allá de la pretensión de obtener un título, surge en nosotros el interés de ofrecer a quienes se adentran en el estudio de la Ingeniería Civil, un material sencillo y accesible que contenga el desarrollo del programa de la materia de captaciones y conducciones.

Sabemos que tanto la geografía mexicana como el crecimiento demográfico han hecho necesario captar y conducir el agua desde cuencas lejanas, lo que ha generado que México se distinga por sus grandes obras hidráulicas; de aquí que sea un área en la cual los egresados de la carrera de Ingeniería Civil deben tener sólidas bases.

Esperamos que esta tesis sea útil para conducir el aprendizaje de los alumnos de esta asignatura; que les permita conocer y valorar los esfuerzos que se realizan para captar y conducir el agua y los capacite para participar en el diseño de obras de captación y conducción hidráulica.

Capítulo 1

ANTECEDENTES

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

El agua, definida como "cuerpo líquido, transparente, inodoro, incoloro e insípido en estado de pureza, compuesto de un volumen de oxígeno y dos de hidrógeno" es un elemento vital e indispensable para todos los seres vivos.

Es el agua el componente principal de nuestro planeta. Más de tres cuartas partes de él están formadas por agua.

De igual manera, el agua es el componente más importante de los seres vivos. De la constitución humana, entre 60 y 70% es agua; en algunos animales, como las medusas, el agua puede representar hasta el 97% de su peso total.

El agua constituye así un vital elemento para nuestro planeta y para la vida que en él se desarrolla.

Como dijimos, en el cuerpo de los seres vivos es el componente principal. Se encuentra en el interior de las células, en el plasma sanguíneo y en el líquido intersticial. Resulta imprescindible para que se realicen las funciones metabólicas.

Al ser el agua el recurso indispensable para la vida, los individuos se han preocupado no sólo por estar cerca de ella, sino que han desarrollado los más diversos mecanismos para aprovecharla, conservarla, conducirla y distribuirla. Grandes recursos se han destinado a esta tarea, desde vivir cerca de ríos y lagos, hasta el uso de la tecnología más moderna para captarla y conducirla a los lugares más lejanos.

Este es el tema que nos ocupa, el diseño de obras de ingeniería que permitan la captación y conducción de agua, para hacerla accesible a los individuos.

Previo al desarrollo de el diseño de una obra de captación y/o de una conducción de agua es importante conocer la situación que en este rubro prevalece en nuestro país, es decir, la historia de las captaciones y conducciones hidráulicas en México, las obras existentes más importantes, la reglamentación que en cuanto al agua se refiere, así como la importancia del agua potable para el ser humano.

1.1 Historia de las captaciones y conducciones de agua en México

En nuestro país la aplicación de técnicas para obtener y dirigir el agua data de épocas muy remotas. Las culturas prehispánicas, habiéndose desarrollado en torno a ríos y lagos aplicaron diversas formas de hacerlo.

Tenochtitlan, la capital azteca, fue construida sobre dos islotes situados al occidente del lago de Texcoco, provocando entre sus habitantes una característica forma de vida que generó una constante lucha por el agua y contra ella. Era notable la escasez en épocas de secas, como también lo eran las graves inundaciones provocadas en épocas de lluvia.

Durante la época prehispánica fueron construidas, en diversas ciudades, obras notables para el riego y el abastecimiento de agua potable. Sobresalen más de 380 obras de este tipo en las ciudades de Cholula, Texcoco, Tenochtitlan y algunos centros ceremoniales mayas.

También se registran en esa época frecuentes inundaciones. Hacia 1449 la Gran Tenochtitlan sufre una de las más graves. A causa de ello el rey azteca Moctezuma Ilhuicamina solicita a Nezahualcoyotl, rey de Texcoco, el diseño y construcción de una pared de piedra o albaradón, para proteger a Tenochtitlan de siniestros similares.

Este dique o albaradón que partía de norte a sur, medía 16 km de longitud y 4m de ancho; era de piedra y tierra, defendido en los flancos con una estacada para evitar la erosión y regular la entrada y salida del agua así como el tránsito de canoas. Se le dotó de compuertas.

La necesidad de abastecer a la ciudad azteca de agua potable propició que Netzahualcoyotl mandara construir el acueducto Chapultepec, que conducía el agua hasta la ciudad.

Años mas tarde, en 1498, durante el reinado de Ahuizotl se construyó un acueducto para conducir agua del manantial Acuecuexcath a la capital azteca. El acueducto resultó un fracaso por el excedente de agua que conducía y que inundó por completo la ciudad, destruyendo calles y edificios. Este desastre provocó miles de muertes, entre ellas la del rey Ahuizotl.

Durante los tres siglos de dominación española se construyeron numerosas obras hidráulicas con fines de riego, de abastecimiento de agua potable y para satisfacer las necesidades de la industria minera.

Como ejemplos de obras hidráulicas importantes para riego en esa época pueden citarse las presas de mampostería Antigua Pabellón de 23 metros de altura y 180 metros de longitud, la presa Los Arquitos de 12 metros de altura y 250 metros de longitud, ambas en el estado de Aguascalientes, así como la construcción del dique de Taramatacheo diseñado para aprovechar la laguna de Yuriría en Guanajuato, este funcionaba como presa de almacenamiento.

En la época de la Colonia se dió un incremento en el número e importancia de las obras de abastecimiento de agua potable, tales como los acueductos de Otumba, Querétaro, Morelia, la Ciudad de México y Zacatecas. Entre las obras hidráulicas notables de este período se encuentran las del desagüe del Valle de México mediante el túnel de Nochistongo. La construcción de este túnel fue propuesta por Enrico Martínez ya que los escurrimientos del río Cuautitlán en los años de 1604 y 1607 habían ocasionado grandes daños y numerosas muertes. Con esta obra la cuenca contó con su primera salida artificial.

La construcción del túnel de Nochistongo se realizó en menos de un año pero por falta de recubrimiento en sus paredes sufrió graves derrumbes que lo hicieron inútil. Tras este fracaso, un tajo de zanja sustituyó al túnel. La construcción del tajo duró 160 años pero permitió, a partir de 1789, dar salida permanente a las aguas del río Cuautitlán.

Hacia 1856 las inundaciones en el Valle de México se hicieron frecuentes y alarmantes por lo que se realizaron nuevas obras de desagüe, una de ellas es el túnel de Tequisquiac, que representó la segunda salida artificial del Valle; otra, el Gran Canal del desagüe. Ambas obras fueron planeadas por el Ing. Francisco de Garay e inauguradas en 1900 por el Presidente Díaz.

En el período que va de 1880 a 1910 se construyeron 36 presas con una capacidad conjunta de almacenamiento de 125 millones de metros cúbicos y se pusieron en operación 22 plantas hidroeléctricas con una potencia instalada de casi 170 mil kilowatts; entre las hidroeléctricas destacaba la planta de Necaxa (1905) con 115 kilowatts de capacidad.

Varias ciudades se beneficiaron con obras de abastecimiento de agua durante esos 30 años, tales como Guadalajara, Guanajuato, San Luis Potosí, Monterrey, Córdoba, Salina Cruz, Chihuahua y Mazatlán.

Con el paso del tiempo surge en el Valle de México, el problema de la gran cantidad de población por atender y la disminución del caudal de los manantiales que, al resultar insuficientes provocaron un incremento en la perforación de pozos. El aumento desmedido de éstos propició, a finales del siglo, el

hundimiento de la ciudad y se hizo necesario buscar nuevas fuentes de obtención de agua. 1900 es el año que marca el inicio de la transferencia de agua potable desde cuencas lejanas al Valle de México.

Durante el periodo del presidente Cárdenas (1934 - 1940) principia el desarrollo moderno y nacionalista del país y, por lo tanto, el de la ingeniería civil mexicana. Durante ese lapso se inició la construcción de las presas Marte R. Gómez (El Azúcar), La Angostura y el Palmito.

A partir de 1940 comienza una etapa que permite consolidar el desarrollo económico de México. Durante los siguientes 30 años la construcción de obras y la infraestructura hidroeléctrica recibe fuerte impulso, la Comisión Federal de Electricidad se dedica a la construcción de presas y plantas.

El periodo 1950 - 1960 se caracteriza por la realización de obras de infraestructura hidroagrícola e hidroeléctrica equivalentes a la totalidad de las estructuras construidas hasta los principios de la década. Hubo proyectos de la magnitud de las presas Alvaro Obregón de 4 mil 200 millones de metros cúbicos y Falcón de 5 mil millones de metros cúbicos.

En el lapso de 1960 - 1970 se realizan los mayores incrementos en la capacidad hidráulica registrados en la historia del país, esto es, la construcción de presas como La Amistad de 7 mil millones de metros cúbicos, Miguel Alemán de 8 mil millones de metros cúbicos, Infiernillo de 12 mil 500 millones de metros cúbicos y 1 millón de kilowatts, así como Malpaso de 13 mil millones de metros cúbicos y 1 millón de kilowatts. Estas obras permiten satisfacer aceleradamente demandas de riego, generación de energía y defensa contra inundaciones.

Durante la década de los 70 las obras hidráulicas que destacan son las presas Vicente Guerrero de 5 mil 500 millones de metros cúbicos, La Angostura de 900 mil kilowatts y Chicoasén que es la quinta presa más alta del mundo (265 metros de cortina) y una potencia de 2.4 millones de kilowatts para generación de electricidad.

El momento actual en el Valle de México se caracteriza por el inicio de transferencias de agua desde cuencas lejanas, como la que se efectúa mediante el sistema de la cuenca del río Cutzamala, en donde el agua tiene que conducirse 127 km y vencer un desnivel de 1,200 metros para llegar a la ciudad.

Así, las demandas de agua de la ciudad de México, que abarca el Distrito Federal y una porción del Estado de México, requieren de grandes acciones, mismas que al ser satisfechas generan la necesidad de desalojar mayores volúmenes de aguas residuales, lo que ha ocasionado problemas como insalubridad, contaminación de ríos, y el grave peligro de la contaminación de los acuíferos.

El alto costo, la dificultad para incrementar la cantidad de agua suministrada y la carencia de fuentes de abastecimiento, han enfocado los esfuerzos en acciones encaminadas a disminuir los consumos de los usuarios sin detrimento de su calidad de vida ni de las actividades productivas, así como a diseñar e implantar acciones orientadas a utilizar de manera más eficiente los recursos disponibles para el suministro necesario.

1.2 Descripción de las obras más importantes de México

Con la finalidad de cerrar los canales de ríos para embalsar agua en períodos de abundancia y utilizarla cuando escasea, el hombre ha construido presas. Las presas se utilizan también para generar energía eléctrica.

México es un país con gran riqueza en cuanto a obras hidráulicas se refiere. En la tabla 1 se presentan algunas de las presas más importantes que trabajan como centrales hidroeléctricas, clasificadas por su altura de cortina.

Tabla 1
Principales presas de México

Presa	Río de afluencia	Localización	Altura de cortina metros	Potencia instalada MW	Generación de energía media anual GWh	Capacidad de almace- namiento Mm ³
Chicoasén	Grijalva	Chiapas	251	1500	5200	--
Aguamilpa	Santiago	Nayarit	187	960	2130	6950
Infiernillo	Balsas	Michoacán	149	1000	3160	12000
Angostura	Grijalva	Chiapas	147	900	2200	20150
Malpaso	Grijalva	Chiapas	138	1080	2800	12960
Comedero	Sn Lorenzo	Sinaloa	134	--	--	Riego 3400
El Caracol	Balsas	Guerrero	126	594	1480	--
Bacurato	Sinaloa	Sinaloa	115	--	--	2900

1.3 Sistema hidráulico actual del Distrito Federal

Actualmente, la infraestructura del agua potable que se emplea para suministrar los servicios a la población del Distrito Federal está formada básicamente por 847 pozos profundos, 490 km de líneas de conducción, 241 tanques de almacenamiento y regulación cuya capacidad conjunta es de 1,500 millones de litros; 183 plantas de bombeo, 571 km de red primaria (conductos cuyo diámetro varía entre 0.5 y 1.83 metros), más de 10,000 kilómetros de red secundaria (conductos cuyo diámetro es inferior a 0.50 metros); 4 plantas potabilizadoras y 326 dispositivos de cloración. La infraestructura enunciada, muestra que el sistema hidráulico del Distrito Federal se caracteriza por su complejidad y magnitud.

1.4 Importancia del agua potable

El agua es un elemento vital para el hombre, pero si no es potable, es decir, si no se encuentra libre de impurezas en suspensión (bacterias; algas, minerales, protozoarios, fango) y de impurezas disueltas, como sales, gases e incluso organismos fecales, puede ser la causante de enfermedades graves (cólera, tifoidea, disentería, enteritis, parásitos intestinales etc.).

El agua debe someterse a un tratamiento de potabilización es decir, a todos aquellos procesos que alteran favorablemente sus condiciones con el fin de hacerla potable, apta para ser bebida, sin que provoque efectos nocivos a la salud.

El abastecimiento de agua potable toma una gran importancia para toda sociedad, teniendo como principales objetivos los siguientes.

-protección de la salud pública, abatiendo el índice de enfermedades gastrointestinales de origen hídrico, y la

-preservación del medio ambiente para evitar la contaminación y degradación de los acuíferos.

La Secretaría de Salud ha fijado cantidades máximas aceptables de las sustancias que puede contener el agua para ser considerada potable, las cuales

se encuentran en el "Reglamento de la Ley General de Salud en materia de control sanitario de actividades, establecimientos, productos y servicios", título tercero, capítulo I llamado agua, el cual se reproduce a continuación.

Reglamento de la Ley General de Salud. Capítulo I

Artículo 209. Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no causa efectos nocivos a la salud. Se considera que no causa efectos nocivos a la salud, cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas y cumple además con los requisitos que se señalan en este Título y en la norma correspondiente.

Artículo 210. Para considerar que el agua es potable, la investigación bacteriológica se realizará de acuerdo a las normas respectivas y deberá dar como resultado lo siguiente:

I. El número de organismos coliformes totales, deberá ser, como máximo, de dos organismos en 100 ml, según las técnicas del número más probable (NMP) o de la de filtro de membrana, y

II. No contendrá organismos fecales.

Artículo 211. Los requisitos organolépticos y físicos, se establecerán atendiendo a las siguientes características: aspecto, pH, sabor, olor, color, turbiedad del agua y en su caso, los demás que señale la norma.

Artículo 212. Se considerará que el agua es potable, en lo relativo a las características organolépticas y físicas, cuando se encuentre dentro de los límites siguientes:

Aspecto:	Líquido
pH:	De 6.9 a 8.5
Sabor:	Característico
Olor:	Característico
Color:	Hasta 20 unidades de la escala de platino cobalto, o su equivalente en otro método
Turbiedad:	Hasta 10 unidades de la escala de sílice, o su equivalente de otro método.

Artículo 213. El contenido, expresado en miligramos por litro, de elementos, iones y sustancias, no excederá los límites permisibles que a continuación se expresan.

Alcalinidad total expresada como CaCO ₃	400,000
Aluminio	0,200
Arsénico	0,050
Bario	1,000
Cadmio	0,005
Cianuro expresado como ión CN	0,050
Cobre	1,500
Cloro libre: en agua clorada	0,020
Cloro libre: en agua sobre clorada	1,000
Cromo hexavalente	0,050
Dureza de calcio expresada como CaCO ₃	300,000
Fenoles o compuestos fenólicos	0,001
Fierro	0,030
Floruros expresados como elemento	1,500
Magnesio	125,000
Mercurio	0,001
Nitratos expresados como nitrógeno	5,000
Nitritos expresados como nitrógeno	0,050
Nitrógeno proteico	0,010
Oxígeno consumido en medio ácido	3,000
Plomo	0,050
Selenio	0,050
Sulfatos, expresados como ión	250,000
Zinc	5,000
SAAM (Sustancias activas al azul de metileno)	0,500
ECC (Extractables Carbón - Cloroformo)	0,300
ECA (Extractables Carbón - Alcohol)	1,500

Actualmente los servicios de agua potable en nuestro país, resultan insuficientes para satisfacer las necesidades de toda la población. El Plan Nacional Hidráulico tiene como meta para el año 2000 dotar de agua potable al 95% de la población urbana y al 70% de la población rural. Esta medida requiere de un gran esfuerzo de la población para hacer un uso eficiente del agua.

Capítulo 2

CAPTACIONES

CAPITULO 2

CAPTACIONES

La necesidad de agua potable hace al hombre buscar nuevas fuentes de aprovisionamiento, para ello se realizan estudios geohidrológicos que permitan conocer las características de las posibles fuentes de captación.

Una obra de captación se realiza con el fin de reunir adecuadamente las aguas aprovechables de una fuente de abastecimiento. La obra de captación puede variar de acuerdo a la naturaleza de la fuente, donde se localiza y su magnitud.

2.1. Cantidad de agua disponible y gasto de diseño

Para diseñar una obra de captación es necesario saber cuanta agua se requiere (gasto de diseño) y con cuanta agua se cuenta (agua disponible).

Agua disponible

Para determinar con cuanta agua se cuenta es necesaria la aplicación de la hidrología, es decir, el estudio de la ocurrencia y distribución de las aguas naturales en el globo terrestre.

La hidrología se apoya en el proceso conocido como ciclo hidrológico que comprende las fases de evaporación - condensación - lluvia - movimiento - evaporación. Este ciclo se lleva a cabo por efecto del calor del sol, que produce que el agua de los ríos, lagos, lagunas y mares se evapore. Cuando esta evaporación llega a un nivel de altura por el cambio, se condensa, formando nubes de las cuales el agua se precipita en forma de lluvia, de esta precipitación dos terceras partes regresan a la atmósfera por evaporación de las superficies del agua, suelo, vegetación y por la transpiración de las plantas, el tercio restante regresa a los ríos, lagos, lagunas y mares a través de conductos superficiales o subterráneos, permitiendo que el ciclo continúe.

En forma de diagrama el ciclo hidrológico puede esquematizarse como se muestra en la figura 2.1

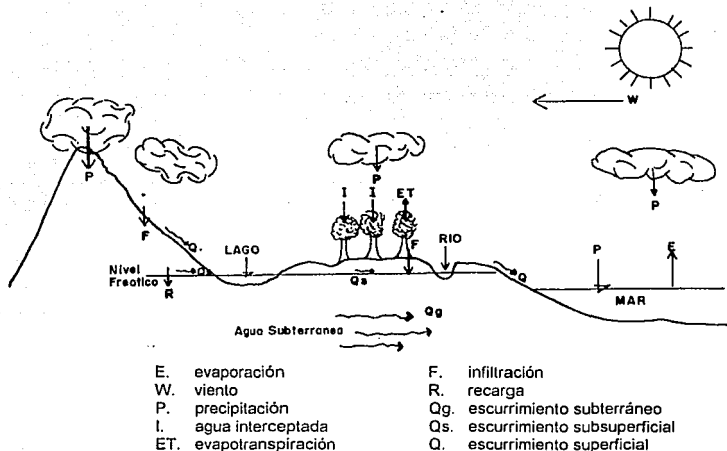


Figura 2.1 Ciclo hidrológico

Gasto de diseño

Para determinar cuanta agua se requiere para abastecer una localidad es necesario involucrar aspectos sociales, económicos y los propios de ingeniería, por tanto deberán realizarse estudios básicos indispensables para determinar el gasto de diseño que requerirá la obra de captación.

Los estudios a realizar se dividen en cuatro etapas: generalidades, investigación directa, estudios complementarios y elaboración integral del estudio.

2.1.1 Generalidades

Dentro de las generalidades, el fin es conocer la exacta ubicación del proyecto y recabar los datos estadísticos de la población:

- Ubicación del proyecto

Debe conocerse perfectamente el sitio para el cual se está realizando el proyecto, por tanto es importante recabar la información que a continuación se menciona:

Nombre de la población, municipio y estado al que pertenece; información regional, planos orográficos, hidrológicos, geohidrológicos, geológicos, topográficos, usos del suelo, fotogramétricos, el sistema hidráulico actual, etc. Distribución de la población.

- Datos estadísticos

Es necesario contar con los datos estadísticos de la región a fin de conocer su crecimiento demográfico a futuro. Los datos requeridos son los siguientes:

Censos de población, variables demográficas, datos de clima. Datos regionales tales como: económicos, sociológicos, culturales, de comunicaciones, de recursos naturales (cantidad de agua superficial y subterránea), agricultura, etc.

2.1.2 Investigación directa

Esta investigación consiste en visitar la localidad con el fin de realizar una memoria descriptiva y verificar los datos obtenidos anteriormente.

2.1.3 Estudios complementarios

Los estudios complementarios son los siguientes: geohidrológicos, hidrométricos y fotogramétricos.

- Geohidrológicos

Estudios que permiten conocer la ubicación de las fuentes de abastecimiento (superficiales o subterráneas) de una localidad y su disponibilidad para ser aprovechadas.

Una vez obtenida esta información puede diseñarse la forma de captación. Si se trata de una fuente subterránea debe realizarse una investigación hidrogeológica, con el fin de determinar la potencialidad, permeabilidad y cantidad de agua subterránea en el acuífero.

- Hidrométricos

Son estudios que permiten cuantificar las posibles fuentes de agua aprovechables para el abastecimiento de una localidad.

Si se trata de fuentes superficiales deberán realizarse mediciones (aforos), en distintas épocas del año para determinar el caudal mínimo disponible.

En caso de fuentes subterráneas deberán realizarse pruebas de bombeo, aforos y determinaciones de comportamiento de los acuíferos para precisar la capacidad y posibilidad de explotación de dicha fuente.

- Fotogramétricos

La fotogrametría son planos obtenidos con el método de la aerografía (fotografía aérea), a través de ella pueden apreciarse detalles importantes de la localidad.

La elaboración de los estudios complementarios permite determinar la factibilidad del proyecto, ya que al conocer la disponibilidad y capacidad de las fuentes de abastecimiento y conjugarla con el gasto demandado por la población en estudio, se determina si la realización del proyecto será conveniente.

2.1.4 Elaboración integral del estudio

En esta etapa se tiene completa toda la información previa al proyecto por realizar, por tanto se procede a calcular los gastos de diseño que requerirán cada una de las partes del sistema de abastecimiento de agua potable.

Para el cálculo de los gastos de diseño es necesario determinar ciertos factores como el factor de consumo, periodo económico de diseño y dotación.

- Factor de consumo

Los factores de consumo son algunas características que determinan el caudal de agua que requiere una población.

Algunos factores de consumo se enlistan a continuación:

- Tamaño de la población. Mientras más grande es una población más agua requiere.
- Actividad básica y costumbres de la población.
- Clima. A mayor temperatura mayor consumo.
- Nivel económico de la población. A mayor nivel económico mayor consumo.
- Alcantarillado. Si existe se presenta mayor demanda
- La modernidad del abastecimiento genera más consumo.
- A mayor calidad del agua mayor demanda.
- Si la presión en la red es elevada se presentan importantes pérdidas de agua.
- Cuando el usuario del servicio debe pagar el volumen de agua utilizado, se presenta una disminución en el consumo.
- A mayor costo del agua, menor consumo. Factor que cambia con el tiempo.

- Período económico de diseño

Se llama periodo económico de diseño al lapso de tiempo para el cual se prevee y espera que la obra funcione adecuadamente y sirva para los propósitos para los cuales fue diseñada, sin que los gastos de operación y mantenimiento sean muy elevados.

Para la determinación de el período de diseño debe establecerse, una población de proyecto, es decir, una estimación de la población futura, basada en los valores históricos de crecimiento de población y proyectándolos hacia un futuro

de 5 a 20 años, dependiendo de la magnitud y características de la localidad por abastecer y del costo probable de las obras, este cálculo se obtiene por los métodos establecidos como son el aritmético, geométrico, incrementos diferenciales, etc.

Las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana recomienda los siguientes valores periodos de diseño.

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

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.

Otras investigaciones proponen los valores mostrados en la tabla 2

Tabla 2
Periodo de diseño

Poblaciones de proyecto	Periodo de diseño
Hasta 4,000 habitantes	5 años
De 4,001 a 15,000 habs.	10 años
De 15,001 a 70,000 habs.	15 años
Más de 70,001 habs.	20 años

- Dotación

Se llama dotación a la cantidad de agua que se asigna a cada habitante de una localidad, esta comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual, tomando en cuenta todos los factores de consumo.

Existen estudios para determinar la dotación de una localidad en función del clima y de su número de habitantes. El resumen se muestra en la tabla 3.

Tabla 3
Dotación en (litros / hab x día)

Número de habitantes	Clima		
	cálido	templado	frío
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor a 150,000	350	300	250

- Gasto de diseño

El cálculo de los gasto de diseño se basa en los datos de población y dotación de la localidad.

Gasto medio (Q med)

Se llama gasto medio anual al producto de la dotación por la población dividido entre las 24 horas de un día convertidas a segundos (24 hrs x 60 min x 60 seg)

$$Q_{med} = \frac{\text{dotación} \times \text{población}}{86,400} \quad [\text{ps}] \quad \text{---} \quad 2.1$$

Gasto medio diario y horario (Q_{MD} y Q_{MH})

El gasto medio anual puede variar por situaciones extraordinarias, por lo tanto se afecta por coeficientes de variación diaria y de variación horaria (CVD y CVH), los valores de estos coeficientes oscilan entre los siguientes rangos:

CVD de 1.2 a 1.5 comunmente se emplea 1.2
 CVH de 1.5 a 2.0 comunmente se emplea 1.5

El coeficiente de variación diaria (CVD) significa que el día de máximo consumo del año la población consumirá un 20% más del gasto medio anual y el coeficiente de variación horaria (CVH) significa que en la hora de máximo consumo de un día la población consumirá un 50% más del gasto medio anual.

Por lo tanto el gasto máximo diario resulta de multiplicar el gasto medio anual por el coeficiente de variación diaria, quedando la expresión siguiente:

$$Q_{MD} = Q_{med} \times CVD \quad [lps] \quad \text{---} \quad 2.2$$

El gasto máximo horario resulta del producto del gasto medio anual por el coeficiente de variación horaria y por el coeficiente de variación diaria o de multiplicar el gasto medio diario por el CVH.

$$Q_{MH} = Q_{med} \times CVH \times CVD \quad \text{ó} \\ Q_{MH} = Q_{MD} \times CVH \quad [lps] \quad \text{---} \quad 2.3$$

Un sistema de abastecimiento se compone de diferentes etapas, cada una de éstas requiere un gasto de diseño; la relación componente del sistema y gasto de diseño se muestra en la tabla 4.

Tabla 4
Gasto de diseño

Compónente del sistema de abastecimiento	Gasto de diseño
Fuente y obra de captación	Q_{MD}
Conducción	Q_{MD}
Conducción para alimentación a la red	Q_{MH}
Tanque de regularización	Q_{MD}
Red de distribución	Q_{MH}

Por lo tanto y en base a los datos de esta tabla, el gasto requerido para el diseño de la fuente de captación debe satisfacer el volumen del gasto máximo diario.

2.2 Tipos de captación según la fuente.

Una obra de captación tiene como finalidad reunir las aguas aprovechables de una fuente de abastecimiento. De acuerdo a su naturaleza, localización y magnitud, será la obra civil y en su caso, el equipo electromecánico que se requiera.

Debido al proceso de ciclo hidrológico, en la naturaleza se encuentran disponibles las aguas superficiales, subterráneas, saladas y de lluvia. Para obras de captación el agua salada tiene el inconveniente de requerir para su potabilización un alto costo de inversión, operación y mantenimiento; la atmosférica requiere una obra civil importante para recolectar y almacenar las cantidades requeridas, siendo útil sólo en poblaciones pequeñas. Por lo anterior las fuentes de agua superficial y subterránea son las dos grandes fuentes de abastecimiento que se utilizan para las captaciones.

Las aguas superficiales son aquellas que se encuentran visibles -ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados-.

Las aguas subterráneas son aquellas que se encuentran bajo la tierra en un estrato llamado capa impermeable o capa acuífera, por tanto no son visibles.

La tabla 5 presenta las ventajas y desventajas de las fuentes de abastecimiento de agua potable superficiales y subterráneas.

Tabla 5
Ventajas y desventajas de las fuentes de abastecimiento

Fuentes superficiales		Fuentes subterráneas	
Ventajas	Desventajas	Ventajas	Desventajas
Disponibilidad	Facilmente contaminadas	Protección	Alto sulfuro de hidrógeno
Visibles	Calidad variable	Bajo color	Alto sulfuro de hidrógeno
Limpiables	Alta turbiedad	Baja turbiedad	Inaccesibles
Bajo fierro y manganeso	Olor y color biológico	Calidad constante	No limpiables
Bajo sulfuro de hidrógeno	Alta materia orgánica	Baja corrosividad	
Baja dureza		Bajo contenido de materia orgánica	

2.2.1 Captación de agua de lluvia

Esta captación se lleva a cabo en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales o subterráneas de buena calidad y el régimen de lluvias es importante. Para esta captación se utilizará alguna superficie impermeable para recolectar el agua debiendo conducirse a sistemas con capacidad para ello. Las dimensiones de la captación dependerán del gasto requerido por la localidad y del régimen pluviométrico.

2.2.2 Captación de aguas superficiales

Las aguas superficiales son aquellas que se encuentran visibles, puede mencionarse a los ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados, esta característica permite que sean fácilmente utilizadas para el abastecimiento, pero las hace susceptibles a contaminarse, cabe mencionar que pueden sanearse con relativa facilidad.

Debido a que las aguas superficiales son variables en cantidad es necesario determinar si el volumen de agua en la fuente en estudio satisficará la demanda requerida (gasto máximo diario), para lo cual será necesario obtener la siguiente información previa al diseño del tipo de captación.

- Gasto mínimo, medio y máximo. (gasto de diseño).
- Niveles de agua en la fuente: mínimo, normal y extraordinario. (agua disponible).
- Características de la cuenca; erosión y sedimentación.
- Estudio de inundaciones y arrastre de cuerpos flotantes.
- Naturaleza química y bacteriológica del agua.
- Estudio de impacto ambiental.

Una vez obtenida la información mencionada deberán generarse alternativas para el proyecto tomando como base que la mejor alternativa será la que cumpla con los siguientes aspectos económicos:

- la alternativa más económica que cumpla con los requerimientos técnicos
- la que genere menores costos de construcción, operación y mantenimiento
- menor costo en las obras de protección

Es importante recalcar que economía es realizar lo mejor al menor costo.

Si la fuente en estudio proporciona el gasto máximo diario requerido por el proyecto y la calidad del agua es la adecuada, debe procederse al diseño de la captación.

El manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana da las siguientes recomendaciones, necesarias para el diseño de las obras de captación.

-- Captación en ríos

La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo tanto de erosión como de cualquier descarga de aguas residuales, para aislarla lo más posible de las fuentes de contaminación.

La toma 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.

La estructura inmediata a la toma se proyectará para que la velocidad sea en esta parte de la obra de 0.60 m/s o mayor, a fin de evitar azolves. En el límite máximo de velocidad permisible estará fijado por las características del agua y el material del conducto.

- Captación en presas de almacenamiento

Una presa es una gran barrera, construida por el hombre con la finalidad de cerrar los canales de ríos para embalsar agua en los periodos que hay excedente y utilizarla cuando escasea.

Las funciones de una presa pueden ser: almacenar agua (presa de almacenamiento), levantar el nivel del agua (presa de derivación), o ambas.

La topografía de la superficie junto con la geología subsuperficial son las que determinan el diseño hidráulico y estructural de la presa.

Hidráulicamente la presa se opone a las mareas del agua, esto debido a la hermeticidad de la obra como conjunto y a la impermeabilidad relativa de su cimentación y empotramiento.

Estructuralmente la función de la presa es resistir la presión de las aguas contra su cara aguas arriba.

Las presas pueden clasificarse de la siguiente manera

- Por su uso

- Presa de almacenamiento: embalsa agua en los periodos en que sobra.
- Presa de derivación: proporciona la carga que requiere el agua para desviarla hacia algún sistema de conducción.
- Presa de regulación; retarda el escurrimiento de las avenidas. Almacena el agua temporalmente y deja salir por una obra de toma, un gasto determinado o almacena agua todo el tiempo posible y la deja infiltrar con la finalidad de recargar los acuíferos.

- Por su proyecto hidráulico

- Vertedoras; descargan sobre sus coronas sin ningún daño a la estructura.
- No vertedoras; se proyectan para que el agua no rebese su corona.

Es posible combinar los dos tipos de presas dando como resultado una estructura compuesta.

- Por los materiales empleados

- Materiales sueltos; presas de tierra y roca
- Materiales cementados: concreto y mampostería

Para seleccionar el sitio de construcción de una presa debe estudiarse la topografía y geología del lugar.

Las normas de agua potable dan las recomendaciones siguientes para proyectar presas:

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. y con una válvula de seccionamiento para la operación de la toma más adecuada.

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

El proyecto estructural estará sujeto a lo que se especifique en el proyecto general de la presa.

2.2.3 Captación de aguas subterráneas

Captación de agua subterránea es aquella instalación que permite poner a disposición de uso, el agua contenida en los acuíferos.

Las aguas subterráneas son aquellas que se encuentran bajo la tierra, por lo tanto no son visibles, este tipo de aguas constituyen una importante fuente de abastecimiento debido a que la calidad del agua y la cantidad son más seguras, pero es importante mencionar que si un acuífero se contamina no es posible limpiarlo.

La alimentación o recarga de los acuíferos se produce por infiltración, el rendimiento máximo de agua subterránea es directamente proporcional al tamaño del área de toma y a la diferencia entre la precipitación y la suma de la evapotranspiración y el escurrimiento de las tormentas.

Acuífero: Es un estrato del subsuelo que contiene volúmenes de agua dulce en cantidades tales que su extracción constituye un aprovechamiento hidráulico.

Existen diferentes tipos de acuíferos como:

- **Acuífero libre o no confinado:** En este acuífero el límite superior de saturación coincide con el nivel freático, esto es, la superficie del agua está a la presión atmosférica.
- **Acuífero cautivo o confinado:** En este acuífero el agua está en cualquier punto del mismo, a mayor presión que la atmosférica, por tanto, al efectuar una perforación el agua asciende hasta un nivel superior al del techo del acuífero. Está limitado por estratos impermeables que ofrecen mucha resistencia al flujo del agua.
- **Acuífero semicautivo o semiconfinado:** Es aquel que está limitado por estratos menos permeables que él, pero que puede recibir o ceder cantidades significativas de agua.

Previo a la determinación del tipo de captación es necesario realizar un estudio geohidrológico detallado, que tiene como finalidad la localización de los acuíferos y la determinación de sus características de granulometría, permeabilidad y factores de flujo.

Granulometría: Es la relación entre los tamaños de las partículas sólidas que lo constituyen, así como el porcentaje del peso total que representa cada porción de un cierto tamaño.

Permeabilidad: Facilidad con que un material deja pasar el agua a su través. Se expresa en metros por día (m/día).

Transmisividad: Es la capacidad de un medio para transmitir agua, resulta del producto de la permeabilidad por el espesor del acuífero. Se expresa en metros cuadrados por día (m²/día).

De acuerdo a su funcionamiento hidráulico, las obras de captación de aguas subterráneas pueden clasificarse en obras horizontales, verticales y mixtas, a continuación se detalla cada una.

2.2.3.1 Obras horizontales de captación subterránea

Se diseñan para acuíferos poco profundos, delgados y de débil permeabilidad horizontal, los cuales son: zanjas, manantiales, drenes y galerías.

- Zanjas

Son excavaciones rectilíneas en trinchera, generalmente de poca profundidad, poco usadas como captaciones. Su funcionamiento es similar al de drenes y galerías.

- Manantiales

El agua subterránea mana a la superficie a través de manantiales, con éstos se logra captar el flujo natural de un acuífero.

La captación de un manantial se hace por medio de una caja de captación.

Las normas de agua potable dan las recomendaciones siguientes:

El proyecto de captación subterránea deberá tomar en cuenta la protección de los afloramientos contra contaminaciones y también evitar que se obturen. Esto se logra con la construcción de una caja donde quedan aislados los afloramientos, procurando que descarguen libremente. Se colocarán los siguientes accesorios; un cedazo o rejilla en la entrada de la tubería de toma, un vertedor de demasías al nivel de los afloramientos, un-desagüe, un registro y una válvula de seccionamiento al principio de la conducción; además, se hará una zanja alrededor de la caja para interceptar el agua superficial que pueda escurrir hacia la caja y se construirá una cerca de alambre para evitar el acceso de animales y personas.

La zanja quedará situada de 5 a 10 m., de la caja y la cerca de alambre de 10 a 15 metros.

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

Las dimensiones de la caja dependerán del área de los afloramientos aceptándose como mínimo la de 1.0 x 1.0 metros.

- Drenes y galerías

Son perforaciones o instalaciones horizontales de sección circular, con una longitud mucho mayor que el diámetro. En este tipo de captación el agua penetra a lo largo de la obra creando un flujo aproximadamente paralelo y horizontal, que termina en un pozo colector o aflora a la superficie.

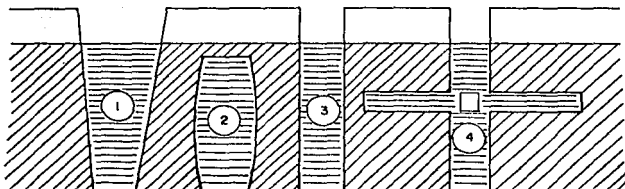
Para el proyecto de una galería filtrante, las normas de agua potable dan las siguientes recomendaciones.

Para el proyecto deberá contarse con un corte geológico del terreno, obtenido de varios sondeos hechos en el lugar que se elija para la construcción de la galería, de acuerdo con las características de las corrientes superficial y subterránea.

La tubería se colocará en el fondo de la zanja con pendiente hacia el cárcamo. Se utilizará tubería de acero tipo cedazo con ranuras de 4.78 a 6.35mm. El área de infiltración requerida se obtiene dividiendo el gasto entre la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras, considerando para ésta un valor de 1.0 cm/seg. La longitud de la tubería se obtendrá dividiendo el área obtenida entre el área por metro que corresponda al diámetro considerado.

La zona filtrante estará constituida por material pétreo lavado, con una granulometría adecuada en relación con la granulometría del terreno natural del acuífero. La última capa estará formada por material producto de la excavación.

La figura 2.2 esquematiza los principales tipos de obras de captación.



1. Trincheras 2. Galerías 3. Pozos ó sondeos completos
 4. Pozos con galerías de drenaje

Figura 2.2 Principales tipos de obras de captación

2.2.3.2 Obras verticales de captación subterránea

Las obras verticales de captación subterránea son convenientes en mantos de escasa, media y gran profundidad; potentes y con buena permeabilidad horizontal, los cuales son pozos someros y pozos profundos.

Un pozo es una perforación vertical, en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. La captación se realiza a lo largo de las paredes del pozo creando un flujo de tipo radial.

El diámetro, número y distribución de los pozos se determinará de acuerdo a la cantidad y profundidad del agua que va a extraerse, la hidrología e hidráulica de los acuíferos disponibles y los métodos de bombeo propuestos.

El método de construcción del pozo depende de la naturaleza del suelo o roca que va a penetrarse.

Los pozos se clasifican en: poco profundos o someros cuando su profundidad es menor a 30 m; en pozos profundos, aquellos que sobrepasan los 30 metros de profundidad.

La elección del sitio para la perforación de un pozo deberá estar apoyada en un estudio geohidrológico y en algunos casos será necesario complementarlo con un estudio geofísico.

- Pozos poco profundos o someros

Son aquellos cuya profundidad es menor a 30 m y permiten la explotación del agua freática. La construcción del pozo puede ser por diferentes métodos, a continuación se describen algunos.

· Pozos por excavación

La construcción de este tipo de pozos se realiza con pico y pala o con máquina excavadora. Los pozos tienen diámetros mínimos de 1.50 m y su profundidad no es mayor a 15 m; el recubrimiento o cubierta se realiza de ladrillo o concreto. La captación de agua en ellos es a través de las paredes del pozo para captarla se dejan perforaciones de 25 mm de diámetro con espacios entre 15 y 25 cm de centro a centro y por éstas penetra el agua.

La ventaja que proporcionan las dimensiones del pozo es permitir un almacenaje considerable que permite obtener un caudal grande en un periodo corto.

· Pozos por el método de entubado

La construcción de pozos entubados se realiza hincando un tubo para perforar el terreno; este tipo de pozos sólo puede hacerse en terrenos de material no muy consolidado y su diámetro varía de 25 a 75 mm.

· Pozos barrenados

Estos pozos tienen de 25 mm a 90 cm de diámetro, su construcción se realiza por barrenación en terrenos que no sean compactos. El revestimiento del pozo se coloca después de que la barrena alcance las arenas acuíferas.

Pozos profundos

Los pozos profundos tienen la ventaja de perforar capas acuíferas profundas y extensas cuyo origen se encuentra a muchos kilómetros, circunstancia que evita rápidas fluctuaciones en el nivel de la superficie piezométrica, dando como resultado un rendimiento uniforme y considerable.

El agua profunda generalmente proporciona una calidad sanitaria adecuada, a menos que estuviera contaminada por infiltraciones, cavernas o fisuras en las rocas que la recubren.

Los pozos profundos presentan como inconveniente el alto costo de construcción, operación y mantenimiento, aunado al hecho de que el largo recorrido subterráneo del agua, puede dar lugar a que se disuelvan en ella una gran porción de materiales minerales que la modifiquen haciéndola dura, corrosiva o inadecuada.

La captación por medio de pozos puede ser lateral, por el fondo o por los dos sitios a la vez. Como se ilustra en la figura 2.3

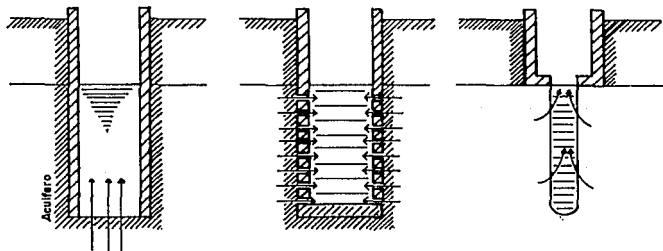


Figura 2.3 Captación por medio de pozos

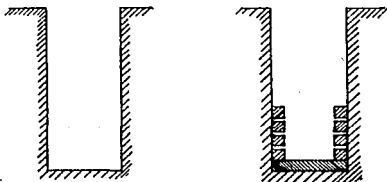
Tipos de construcción de pozos:

En función del material del terreno a excavar, será el tipo de construcción del pozo.

· Pozos penetrados por excavación

Este tipo de pozos se realiza en terrenos coherentes. Para su revestimiento pueden utilizarse dos procedimientos dependiendo de la cohesión de los terrenos atravesados y la importancia de las llegadas de agua.

En rocas de buena cohesión o con débiles llegadas de agua se excava en toda su profundidad y se reviste de abajo hacia arriba. Figura 2.4

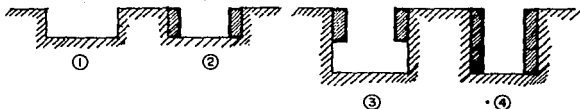


Perforación del pozo hasta la profundidad deseada.

Revestimiento de las paredes del fondo hacia lo alto.

Figura 2.4 Revestimiento de pozos en terrenos de buena cohesión

En los terrenos de mala cohesión el revestimiento se hace a medida que se avanza en la excavación. Figura 2.5



Primera perforación:
revestimiento

Segunda perforación:
revestimiento en la parte
recien excavada.

Figura 2.5 Revestimiento de pozos en terrenos de mala cohesión

· Pozos profundizados por revestimiento progresivo y pozos hincados.

Este tipo de pozos se usan en depósitos aluviales no consolidados.

Los pozos profundizados por revestimiento progresivo consisten en construir el revestimiento por anillos sucesivos de concreto armado prefabricado. Para el proceso se coloca el primer anillo y se excava en el interior, el anillo va bajando por su propio peso, el segundo anillo se coloca encima y se hunde igualmente por excavación y así sucesivamente. Este tipo de construcción presenta la desventaja de que la fricción con las paredes limita la profundidad del pozo a 20 o 30 metros.

Los pozos hincados consisten en introducir en el terreno, por medio de un gato hidráulico, un tubo de acero del número 10 a 14 de 60 cm de longitud, que hará la perforación y se extrae el material de su interior por medio de una cuchara para arena.

El diámetro mínimo de estos pozos es de 75 cm.

· Pozos por el método rotatorio.

Este método se emplea en terrenos no consolidados de textura fina.

La perforación se realiza haciendo girar un tubo que se equipa con una zapata perforadora en su extremo inferior y se introduce agua al pozo consiguiendo así arrastrar con ella el material desprendido. El agua inyectada después de ser utilizada se deja en un hoyo para que la arena y partículas pesadas que arrastra se sedimenten, después el agua vuelve a utilizarse.

En caso de un terreno más sólido se puede emplear este método pero siguiendo un procedimiento diferente, el cual consiste en hacer girar en el pozo un tubo con corona de diamantes que corta y desprende el material para producir el agujero del diámetro requerido. Una vez realizada la perforación se introduce una mezcla de agua y lodo bentonítico a través de la cavidad del vástago del taladro, la mezcla junto con el material desprendido se impele hacia arriba a través del tubo. El barro se deja en un estanque para que sedimenten las partículas más pesadas y se utiliza el agua nuevamente.

· Pozos por el método de inyección

Este método se emplea en terrenos arcillosos y finos.

El procedimiento consiste en inyectar agua por un tubo perforador el cual cuenta con una boquilla o taladro sujeto en el extremo inferior. El agua se envía a presión por el tubo y escapa a través del taladro, la corriente de agua desprende los materiales y arrastra las porciones más finas fuera del orificio. El tubo baja por su propio peso o por percusión.

Existen numerosos métodos para captar el agua en pozos, en este trabajo se hizo mención a los más representativos.

2.2.3.3 Obras mixtas de captación subterránea

Estas obras captan los mantos de escasa permeabilidad y heterogéneos. Las obras mixtas son pozos con drenes radiales o galerías drenantes laterales.

- Pozos con drenes radiales

Este tipo de obra consiste en un pozo revestido del que salen drenes horizontales en varias direcciones, el conjunto actúa como un pozo de gran diámetro.

Los pozos con drenaje radial se componen de un pozo central colector de diámetro grande, 3 a 4 m promedio, con paredes y fondo impermeable, lateralmente se adentran al acuífero drenes radiales, en uno o varios niveles. En general los drenes son tubos filtrantes de diámetro pequeño, de 100 a 300 mm, pudiendo alcanzar de 50 a 150 m de longitud, su abertura en el pozo está cerrada por una compuerta que puede ser maniobrada desde la cabeza del pozo.

2.2.4 Flujo de agua en un pozo

Antes de iniciar la extracción de agua en el pozo, ésta llegará hasta una altura D que corresponde con la del nivel piezométrico, mientras se efectúa la extracción el nivel del agua desciende hasta una nueva altura d y se ejerce una acción sobre el nivel piezométrico que baja en las proximidades del pozo, curvándose de tal modo que su pendiente sea la necesaria para producir el desplazamiento del agua subterránea hacia el pozo. R es el radio del círculo de influencia o la distancia del centro al punto sobre la superficie freática donde deja de percibirse la influencia del pozo. El radio del pozo es r .

En la figura 2.6 se representan con un diagrama las condiciones hidráulicas de un pozo.

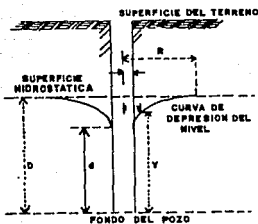


Figura 2.6 Condiciones hidráulicas de un pozo

2.2.5 Equipos de bombeo

Para la extracción del agua subterránea es necesario un equipo de bombeo, éste deberá seleccionarse en base a los requerimientos del proyecto.

Es importante el estudio de diferentes equipos de bombeo hasta elegir el que satisfaga la potencia necesaria combinada con el diámetro más económico.

La bomba seleccionada debe proporcionar la presión necesaria para vencer las cargas estáticas o dinámicas a los niveles más bajos de agua.

El cálculo de la potencia se hace con la ecuación 2.4.

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \quad [\text{HP}] \quad \text{---} \quad 2.4$$

donde:

- P = potencia de la bomba, en HP
- γ = peso específico del agua, 1000 kg/m³
- Q = gasto, en m³/s
- η = eficiencia de la bomba

La eficiencia de la bomba se obtiene de las curvas de isoeficiencia que proporciona el fabricante de cada marca. Para utilizar las curvas se relaciona el gasto contra la velocidad específica. El punto de intersección nos da la eficiencia en porcentaje.

2.3 Obras de control y excedencia

Las obras de excedencia son estructuras que tienen gran importancia en cualquier vaso almacenador o derivador ya que su finalidad es la de eliminar los volúmenes de agua excedente que no son aprovechables para el sistema del vaso, por lo tanto, las obras de excedencia son dispositivos de seguridad para una obra hidráulica.

Las obras de excedencia se diseñan de acuerdo a la avenida de diseño, que es la avenida más desfavorable que puede ocurrir en el vaso, esto es, que se presente un volumen de agua excesivo y pueda ser desalojado, su localización deberá ser tal que no afecte ninguna otra estructura de la presa. Su superficie debe ser resistente a la erosión para soportar las velocidades del agua. Si es necesario se debe prever la construcción de dissipadores de energía en el extremo inferior de la descarga.

La capacidad de una obra de excedencia esta dada por la avenida de diseño, siguiendo el principio de continuidad que dice:

Lo que entra es igual a lo que sale más lo que se almacena

Es conveniente también pensar en una obra auxiliar en caso de mantenimiento o reparación de la obra de excedencia de servicio.

2.3.1 Componentes de una obra de excedencia

De la avenida de diseño se obtienen, la carga máxima (H_{max}) y el gasto máximo (Q_{max}). Con estos datos se procede a dimensionar las diferentes estructuras que formarán parte de la obra de excedencia y que son las siguientes:

- Canal de acceso o de llamadas.

Este canal capta el agua del vaso y la lleva a la estructura de control. En cierto tipo de obra no es requerida como en el caso de una cortina vertedora, pero en vertedores laterales es muy necesaria.

Las velocidades de entrada, curvatura del canal y transiciones deberán ser graduales y de longitud mínima. Se busca que los flujos sean uniformes a todo lo largo del canal. Las velocidades recomendables fluctúan entre tres y cinco m/seg.

- Estructura de control

Las estructuras de control pueden ser de varios tipos: un umbral, un cimacio, un orificio o una tubería en diferentes colocaciones y formas. Las descargas pueden ser sumergidas o libres y su control se hace por compuertas o válvulas.

Una estructura de control fija requiere una cortina más alta que las estructuras controladas por válvulas o compuertas. Esta estructura ofrece las siguientes ventajas:

- Existe capacidad para almacenar parte de una avenida.
- Los gastos iniciales de mantenimiento y operación se eliminan.
- Tiene la habilidad de dejar pasar objetos flotantes sin interferencia.

Las estructuras controladas por compuertas son muy versátiles. Con un gran número de avenidas se podría controlar mejor la cantidad de agua almacenada, ya que, permite desalojar agua abatiendo el nivel del vaso y previniendo una avenida máxima desfavorable, o por el contrario, permite almacenar volúmenes de agua por encima del nivel de aguas normales.

La elección de un control fijo o con válvulas se hará por comparación de costos.

- Conductos de descarga

Estas estructuras tienen como objetivo conducir los volúmenes liberados por la estructura de control al cauce del río, aguas abajo.

Los conductos de descarga usados más frecuentemente son:

- Canales a cielo abierto.

· Conductos a través o bajo la cortina.

· Túneles laterales.

- Estructura terminal

La estructura terminal disipa la energía que posee el agua al llegar a ella, con el fin de evitar la erosión. Esto se hace por medio de tanques amortiguadores, cubetas disipadoras o cubetas de lanzamiento que expulsan el agua hacia adelante para evitar la erosión.

Es recomendable utilizar cubetas de lanzamiento siempre y cuando lo permita la topografía del lugar, ya que se ha demostrado gran reducción en la economía al utilizar estas estructuras.

- Canal de salida

El canal de salida capta el agua que proviene de la estructura terminal y conduce el agua hasta donde escurre en forma natural.

No siempre se requiere construir un canal de salida, dependerá de las condiciones topográficas, calidad de la roca, disposición de otra estructura, etc.

2.3.2 Tipos de obra de excedencia

Las diferentes clasificaciones que hay de las obras de excedencia son arbitrarias. Se hacen de acuerdo a las características de la obra o a su funcionamiento. Una clasificación general las divide en vertedores y sifones.

- Vertedores

Los vertedores son estructuras que funcionan como dispositivos de seguridad. Cuando existe agua en exceso los vertedores la dejan salir para evitar que la cortina falle por el aumento de presión. Existen gran variedad de vertedores según las necesidades o condiciones del lugar, algunos de ellos son los siguientes:

· Vertedor de caída libre.

Los encontramos por lo general en presas de arco y sección de gravedad vertedora. Se localizan en la parte superior del embalse. Se emplea cuando las paredes de concreto y la geometría no son buenas conductoras de la vena líquida desde el cimacio hasta la base, donde puede localizarse una estructura de disipación para la energía cinética del agua, en caso de requerirlo.

En caso de no tener la estructura de disipación la erosión produce un pozo, aplicándose la fórmula de Veronese (2.5) para calcularlo.

$$d_5 = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54} \quad [m] \quad \text{---} \quad 2.5$$

La fórmula anterior se obtuvo a través de datos experimentales.

donde:

d_5 = profundidad máxima abajo del nivel de agua del remanso, en m.

No interviene el diámetro de las partículas.

H_T = caída desde el vaso al nivel del remanso, en m.

q = gasto unitario, en $m^3 / s / m$.

Este vertedor es recomendado para caídas mayores de 10 m

· Vertedor en rápida o con caída rápida

Son aquellos que están constituidos de un cimacio recto normal a un canal, colocados en la parte superior del embalse. Se localizan en una sección reducida de una cortina tipo gravedad, por donde se permite el paso del flujo de agua.

Para un buen funcionamiento hidráulico deben evitarse los cambios bruscos de dirección de la plantilla; el ancho del canal, si se requiere debe ser gradual.

· Vertedor con canal lateral

En este tipo de vertedor, el canal de descarga es paralelo al de la sección vertedora.

Para el análisis hidráulico de un vertedor con canal lateral, se plantea que toda la energía del agua que pasa por el vertedor se disipa en turbulencia.

Con el vertido lateral se genera un remolino con eje paralelo al del canal que incrementa los tirantes y hace que el remolino se propague a lo largo del canal. Para que este fenómeno no afecte, se debe incrementar el coeficiente de rugosidad de Manning un 30% al especificado para el material de acabado del conducto. La tabla 7 presenta los coeficientes de rugosidad.

· Vertedor con tiro vertical o de embudo

Como su nombre lo indica en este tipo de vertedor encontramos en su descarga, un tiro vertical con entrada en embudo conectado a un túnel con una estructura disipadora de energía en su parte final. La estructura de control integra un cimacio de perfil especial siendo su cresta un circuito en planta.

El empleo de vertedores con tiro de embudo se requiere cuando el vaso de una presa se encuentra encañonado; debe cuidarse que el agua no contenga sólidos flotantes que obstruyan la entrada del embudo. Requieren gastos relativamente pequeños.

En México sólo existe un vertedor de este tipo en la presa Chihuahua, sobre el río Chuviscar.

· Vertedor Abanico

El nombre de este vertedor lo adquiere por el cimacio que es curvo cóncavo con respecto a la dirección media del escurrimiento y viéndolo en el sentido del mismo. Su descarga la hace en un tanque que por su geometría genera un resalto al pie del cimacio; el escurrimiento será lento.

El vertedor abanico se usará cuando el requerimiento de una longitud de cresta sea considerable y la topografía lo permita. El principal objetivo de dicho vertedor es el de reducir el costo de la estructura.

· Sifones vertedores.

Es una estructura en forma de U. El extremo que se coloca en el vaso de la presa normalmente se encuentra ahogado puesto que los niveles de almacenamiento del vaso y la cresta de la plantilla del conducto coinciden. Por lo que respecta al otro extremo puede o no estar ahogado.

El inconveniente principal de esta estructura es que con cierta facilidad se tapa la entrada con residuos sólidos que arrastra el agua.

La estructura de los sifones vertedores debe ser muy rígida para resistir los colapsos de las presiones negativas con las que trabaja el sifón. Debido a esto las juntas deben ser estacadas para evitar el agrietamiento del tubo, ayudado por el movimiento y asentamiento de la cimentación.

2.3.3 Diseño de vertedores de excedencia

La capacidad de descarga de una estructura de control tipo cimacio es en función de sus dimensiones; de la carga real sobre la estructura y de la geometría. Se deberá tomar en cuenta un coeficiente de descarga (C).

Para compuertas parcialmente abiertas u orificios, la descarga se determina con la expresión de Francis o fórmula general de vertedores:

$$Q = C L H^{3/2} \quad [m^3/s] \text{ --- } 2.6$$

donde:

- Q = descarga, en m³/s.
- C = coeficiente de descarga, en m^{1/2} / s
normalmente se usa 1.8
- L = longitud de cresta, en m
- H = carga efectiva sobre la cresta, en m

Expresión general para orificios

$$Q = C A \sqrt{2 g H} \quad [m^3/s] \text{ --- } 2.7$$

donde:

- Q = descarga, en m³/s
- C = coeficiente de descarga, en m^{1/2}/s
- A = área de orificio, en m²
- g = aceleración de la gravedad, en m/s²
- H = carga al centro del orificio, en m

La longitud efectiva de cresta está dada por la siguiente expresión:

$$L = L_0 - 2 (N K_p + K_B) H \quad [m] \text{ --- } 2.8$$

donde:

- L = longitud efectiva, en m
- L₀ = longitud real, en m
- N = número de pilas.
- K_p = coeficiente de contracción por pila.
- K_B = coeficiente de contracción por muros extremos.
- H = carga efectiva sobre la cresta, en m

2.4 Tanque desarenador

La finalidad del tanque desarenador es la de separar arena, gravilla, ceniza y cualquier otra materia pesada que pueda sedimentarse. El desarenador al eliminar los sólidos en suspensión que arrastra consigo el agua, trabaja como dispositivo de seguridad del equipo mecánico, protegiéndolo contra azolvamiento, desgaste, obstrucción en la tubería y reduce la frecuencia de la limpieza en los digestores por acumulación de materia. La ubicación del desarenador es antes de la planta potabilizadora, pero después de la captación.

En la figura 2.7 se muestra la ubicación del tanque desarenador.

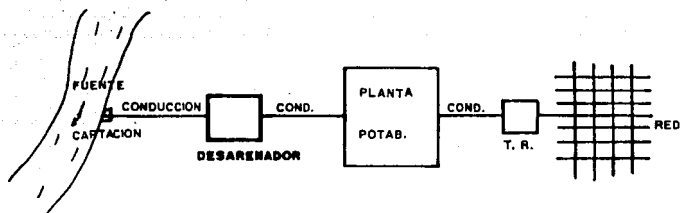


Figura 2.7 Ubicación del tanque desarenador

Antes del desarenador se deberán instalar unas rejillas, con el objeto de retener los sólidos de tamaño grande tales como: troncos, ramas, animales muertos, basura, etc., mismos que no pueden ser separados por el desarenador.

Las rejillas y los desarenadores hacen que se facilite la potabilización del agua en la planta de tratamiento al llegar a ella sin residuos sólidos de gran tamaño, lo que permite que los trenes de tratamiento sean eficientes.

2.4.1 Tipos de desarenadores

Los desarenadores se pueden clasificar como de flujo horizontal y aireadores.

En el tanque desarenador de flujo horizontal el agua lo atraviesa con una trayectoria horizontal, controlando la velocidad por medio de las dimensiones de la instalación o bien por secciones de control como puede ser un vertedor localizado aguas abajo del tanque desarenador.

El desarenador de tipo aireador se compone de un tanque de aireación con flujo espiral, donde la velocidad es controlada por las dimensiones del tanque y la cantidad de aire suministrada al mismo.

2.4.1.1 Desarenador de flujo horizontal

Estos tanques se proyectan para alcanzar velocidades lo más cercanas a 0,3 m/s ya que se ha visto que dicha velocidad arrastra la mayoría de las partículas a través del tanque, pero no deja pasar la arena, la cual por ser más pesada se sedimenta.

El diseño de los desarenadores de flujo horizontal debe hacerse para las condiciones más críticas, esto es, que la partícula más ligera de arena deba llegar al fondo antes de llegar a la salida. Generalmente, cuando se proyecta un desarenador se busca que el tamaño de la partícula de arena sea de diámetro de 0,21 mm, esto significa que las partículas queden retenidas en la malla número 65. La velocidad más recomendable para eliminar dicho tamaño de partícula es de 1.1 m/min.

La longitud del canal estará determinada según sea la sección de control y la profundidad de sedimentación. De acuerdo a la velocidad, se debe tomar en cuenta la turbulencia de entrada y salida para lo cual se adiciona cierta longitud utilizando el criterio de agregarla al doble de la profundidad del flujo o bien de la longitud teórica calculada; es decir adicionar el 50%. Ver fórmulas 2.7 y 2.8.

2.4.1.2 Desarenadores aireadores

Estos tanques se proyectan para que el flujo permanezca unos tres minutos en él a un caudal máximo. La velocidad juega un papel importante debido a que determina el tamaño de las partículas a eliminar. Con una velocidad rápida la arena puede ser arrastrada hasta salir del tanque y con una velocidad lenta ésta se sedimenta junto con la materia orgánica. La velocidad adecuada se obtiene según la cantidad de aire inyectado; así se asegura el asentamiento de la arena. Cabe aclarar que se entenderá por arena a las gravas, cenizas y toda materia que tenga velocidad de sedimentación.

Existen diversas formas para la recolección de las arenas en estos tanques como son las cucharas de mordazas, que van sobre un monorriel; cadenas de cangilones que se deslizan a todo lo largo de los canales de recolección; tornillos helicoidales; bombas de chorro; etc.

2.4.2 Diseño del tanque desarenador

Para diseñar el tanque desarenador deberán tomarse en cuenta las especificaciones de velocidad y calcular sus dimensiones de acuerdo al tamaño de las partículas del flujo.

2.4.2.1 Velocidad del agua en el desarenador

La velocidad del agua en el desarenador es del orden de 0.3 m/s (+, - 20%). Una velocidad inferior a 0.15 m/s causará el depósito de las partículas contenidas en el agua, una velocidad superior a 0.4 m/s permitirá el paso de éstas.

Para lograr que la velocidad sea constante se tendrá que proyectar el desarenador con una sección adecuada y un dispositivo controlador que en este caso será un vertedor, según la necesidad que se tenga.

2.4.2.2 Cálculo de dimensiones

La profundidad del agua en el desarenador para el gasto máximo se conoce a partir del controlador de la velocidad. Conocida la profundidad se calcula su longitud en función de la velocidad de sedimentación para la menor partícula a remover.

La dimensión del tanque desarenador depende de:

- Tamaño de la partícula, debe ser igual o superior a 0.2 mm.
- Peso específico de las partículas, 2.65 kg/m³
- Velocidad de sedimentación: partículas de 0.2 mm y peso específico de 2.65 sedimentan con velocidad de 2.4 cm/s.
- El ancho se obtiene con la ecuación de continuidad considerando una velocidad de 0.3 m/s. Ecuación 2.9
- El largo se obtiene según las fórmulas 2.10 y 2.11

Ecuación de continuidad $Q = Av$ si Area = $b h$
 y vel = 0.3 m/s

entonces

$$Q = 0,3 b h$$

despejando el ancho b

$$b = \frac{Q}{0.3 h} \quad [m] \quad \text{---} \quad 2.9$$

donde:

b = ancho del desarenador, en m

Q = gasto, en m^3/s

h = altura del agua, en m

Ecuación para la obtención del largo del desarenador

$$L = \frac{V}{v} D \quad [m] \quad \text{---} \quad 2.10$$

donde:

L = largo del desarenador, en m

V = velocidad del agua, en m/s

v = velocidad de sedimentación

D = profundidad, altura del agua.

ó

$$L = 15 D \quad [m] \quad \text{---} \quad 2.11$$

En la práctica se acostumbra aumentar el largo en un 50%, éste varía entre 17 y 36 veces la profundidad.

Tabla 6
Reguladores de velocidad (Vertedores)

Dispositivo regulador	Variación de Q con H	Forma que resulta para el desarenador	Perfil práctico
Vertedor Proporcional "Sutro"	$Q = K H$	Rectangular	Rectangular
Vertedor Parshall	$Q = K H^{1.58}$	Aproximadamente Parabólico	Trapezoidal
Vertedor Rectangular "Canal"	$Q = K H^{3/2}$	Parabólico	Trapezoidal

Capítulo 3

CONDUCCIONES A PRESION

CAPITULO 3

CONDUCCIONES A PRESION

Los conductos a presión son aquellos en los que la presión interna es diferente de la atmosférica. En esta clase de conductos las secciones transversales siempre son cerradas y el fluido las llena completamente, el movimiento se efectúa en uno u otro sentido del conducto.

Con frecuencia un conducto a presión es menos costoso que un canal o acueducto, porque puede seguir una ruta más corta; además se evitan pérdidas de agua por filtración y evaporación que se presentan en los canales abiertos.

Para el abastecimiento de agua potable es preferible un conducto a presión debido a que hay menores oportunidades de contaminación

Análisis hidráulico

El análisis hidráulico tiene como finalidad diseñar la tubería. A través del cálculo hidráulico del conducto se determinará el material a emplear en la tubería y el diámetro requerido para la línea de conducción. Para el análisis se utilizará la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción y las pérdidas secundarias. Para el cálculo aritmético se empleará la expresión de Manning:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{16.3}} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.1$$

donde:

- h_f = pérdida de carga por fricción, en m.
- n = coeficiente de rugosidad de la tubería
- Q = gasto por conducir, en m^3/s
- L = longitud de la línea de conducción, en m.
- D = diámetro de la tubería, en m.

Coefficiente de rugosidad (n)

Los coeficientes de rugosidad que recomienda el manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana, se muestran en la tabla 7.

Tabla 7
Coefficientes de rugosidad de Manning

Material del tubo	Coefficiente de rugosidad "n"
Acero con revestimiento interior	0.011
Acero sin revestimiento interior	0.014
Asbesto - cemento	0.010
Concreto preesforzado y reforzado	0.012
Poliétileno de alta densidad	0.009
Policloruro de vinilo (P.V.C.)	0.009

Gasto (Q)

El gasto de diseño será el gasto máximo diario.

Longitud (L)

La longitud de la línea se obtiene de los trazos altimétricos y planimétricos de la conducción.

Diámetro de la tubería (D)

Para la obtención del diámetro de la tubería se elige el material en base a las características propuestas para la línea de conducción. Para obtenerlo se despeja el diámetro "D" de la ecuación de Manning 3.1 y se obtiene la siguiente expresión:

$$D = \frac{10.3 n^2 Q^2 L^{3/16}}{h_f} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.2$$

El diámetro resultante de la aplicación de la fórmula 3.2 es un diámetro teórico, debido a que los fabricantes manejan diámetros comerciales determinados, deberá ajustarse el diámetro teórico al más próximo de los diámetros comerciales. Debe tomarse en cuenta que si se reduce el diámetro aumentan las pérdidas y no se cumple con la carga requerida en la descarga, por tanto se recomienda tomar un diámetro mayor al teórico.

Cabe aclarar que para todos los cálculos hidráulicos requeridos se empleará el diámetro interior de la tubería, ya que dicho diámetro es la sección efectiva por donde circula el agua.

Al aumentar el diámetro deben revisarse las pérdidas por fricción y la carga disponible aplicando la ecuación 3.1.

Velocidad del agua en la tubería (v)

El empleo de tuberías para conducciones permite hacer el análisis hidráulico de los conductos considerándolos como canal o a presión, lo que depende de las características topográficas del sitio en estudio. En cualquier caso la velocidad mínima de escurrimiento será de 0.5 m/s, con el fin de evitar el asentamiento de partículas que arrastre el agua. La velocidad máxima permisible para evitar la erosión de la tubería es de 3.5 m/s para tuberías de concreto reforzado de 0.60 m. de diámetro o mayores y de 5.0 m/s para las tuberías de acero, asbesto cemento, polietileno de alta densidad y pvc.

Velocidad mínima	0.5 m/s
Velocidad máxima para tubería de concreto	3.5 m/s
Velocidad máxima para las tuberías restantes	5.0 m/s

Es necesario revisar que la velocidad se encuentre dentro los límites permisibles para el material de tubería que se está empleando, lo cual se realiza con la ecuación de continuidad (3.3).

$$v = \frac{Q}{A} \quad [m/s] \text{ --- } 3.3$$

donde:

Q = gasto, en m³/s
A = área hidráulica del conducto, en m²

Si la velocidad es aceptable, se calcula la carga de velocidad con la expresión $v^2/2g$.

Pérdidas por fricción (h_f)

La carga hidráulica "H" se calcula con la ecuación de la conservación de la energía.

$$H = \frac{v^2}{2g} + h_f + h_m \quad [m] \text{ --- } 3.4$$

donde:

H = carga hidráulica disponible, en m
 $\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad, en m
 h_f = pérdida por fricción en la tubería, en m
 h_m = pérdidas menores en la tubería, en m

Las pérdidas menores se presentan en los codos, válvulas, bifurcaciones, etc. y se calculan con la expresión general (3.5).

$$h_m = k_p \frac{v^2}{2g} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.5$$

donde:

- h_m = pérdida de energía local, en m
- g = aceleración de la gravedad, en m/s^2
- k_p = coeficiente de pérdida en función del tipo de piezas especiales
- v = velocidad media del agua a la salida del cambio de geometría, en m/s

En la tabla 8 se enlistan algunos de los coeficientes de pérdida más comunes tomados del libro Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo del Ing. Humberto Gardea Villegas.

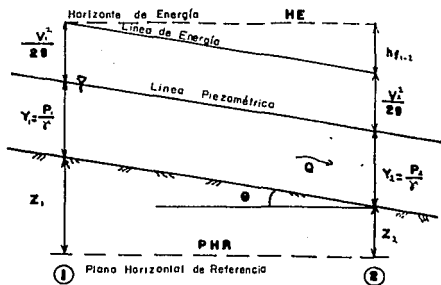
Tabla 8
Coefficiente de pérdidas menores

Concepto	k_p
codo standar de 90°	0.9
codo standar de 45°	0.4
válvula de globo abierta	10.0
válvula check abierta	1.5 a 2.5
válvula de compuerta abierta	0.2
pérdida por entrada brusca	0.8
pérdida por entrada gradual	0.2

Este tipo de pérdidas son muy pequeñas, por tanto pueden considerarse entre el 5 y 15 % de las pérdidas por fricción. Criterio basado en la experiencia en el cálculo de las mismas.

En la figura 3.1 se presenta la interpretación gráfica de la ecuación de la energía. En la cual se observan 3 líneas, la línea horizontal u horizonte de energía (HE), la línea de energía y la línea piezométrica. La obtención de cada una de ellas es la siguiente:

La línea horizontal es la suma de la carga de posición, la carga de presión y la carga de velocidad en la sección 1; en la sección 2 se le agregan las pérdidas por fricción y las pérdidas menores. La línea de energía se obtiene de la resta de las pérdidas por fricción y las pérdidas menores al horizonte de energía y la cota piezométrica resulta de la resta de la carga de velocidad a la línea de energía.



Representación gráfica de la ecuación de la energía
Figura 3.1

3.1 Tipos y disposición de tubería

Al realizar el diseño de una conducción de agua potable es necesario determinar el tipo de material que se empleará en la tubería. Esta determinación debe hacerse tomando en cuenta los diferentes materiales de tubos que existen en el mercado nacional y las diversas características de cada uno.

El criterio para elegir el material que se empleará en la tubería deberá basarse en las características topográficas que existan entre las fuentes de abastecimiento y las zonas de demanda, ya que éstas determinarán la presión a que estará sometida la tubería. El tubo seleccionado deberá soportar esa presión y el caudal a transportar requerido por la localidad.

En el mercado nacional se encuentran disponibles diferentes materiales de tubos, de los cuales se enuncian a continuación sus características, con el objetivo de dar un panorama que permita seleccionar correctamente el material que se empleará en la tubería. El término tubería se refiere a la unión de dos o más tubos, comprendiendo los sistemas de unión o acoplamiento entre tubo y tubo.

Los materiales de tubos comúnmente empleados en las conducciones de agua potable y existentes en el mercado nacional son:

- Acero
- Asbesto-cemento
- Concreto preesforzado
- Concreto reforzado
- Polietileno
- Polidioruro de vinilo (pvc)

3.1.1 Características de la tubería de acero

Debido a su gran resistencia estructural, la tubería de acero es recomendable para líneas de conducción en las que se presentarán altas presiones de trabajo.

Los tubos de acero se fabrican en México por dos métodos, el proceso de soldadura y el proceso sin costura, para el primero la presentación del acero es en placa o rollo y para el segundo lingotes y placas.

Comercialmente los tubos de acero se fabrican en diámetros de 4" a 48", este rango puede variar dependiendo del fabricante.

- Propiedades favorables

La tubería de acero ofrece las siguientes características favorables que justifican su empleo en líneas de conducción sometidas a altas presiones de trabajo:

- Gran resistencia estructural; es decir soporta cargas elevadas.
- Capacidad para deformarse y flexionarse bajo cargas, sin dejar de ofrecer resistencia total a la carga hidráulica expuesta.
- Capacidad de doblarse en campo sin romperse.
- Alta resistencia al impacto.
- Durabilidad (requiere mantenimiento).
- Adaptable fácilmente a cualquier tipo de montaje.
- Ductilidad, los tubos muestran alargamiento uniforme, deformación plástica o alargamiento total antes de su rotura final, generando una larga vida a la tubería aún cuando ésta sufriera algún aplastamiento notable.
- Se requieren espesores reducidos debido a su gran resistencia.
- Presenta facilidad en las maniobras de transportación e instalación.

- Propiedades desfavorables

- Los tubos de acero son susceptibles a la corrosión, por lo tanto se requiere revestirlos interior y exteriormente, lo que incrementa notablemente el costo de la tubería.

- Debido a que la tubería se encuentra instalada superficialmente se somete a grandes esfuerzos ocasionados por los cambios de temperatura lo que obliga a colocar dispositivos de dilatación.

- Características generales

Los tubos de acero se fabrican en longitudes de 10 a 12 m. y dependiendo del diámetro y grado del acero empleado en la fabricación, las presiones de trabajo que resiste la tubería son de 21 a 211 kg/cm² (210 mca a 2110 mca).

La tubería de acero resiste grandes esfuerzos. Estos pueden ser los provocados por cargas y fuerzas que resultan de altas presiones de trabajo, sobre presiones provocadas por golpe de ariete, zanjas profundas, terraplenes elevados, impacto, etc.

Se recomienda el empleo de tubería de acero cuando se trata de líneas de gran diámetro que originan que el trabajo de excavación sea muy costoso y/o sea necesario inspeccionarlas regularmente. La tubería de acero de gran diámetro se instala superficialmente, lo que facilita la ejecución de obras de ampliación o el mantenimiento de la línea.

- Tipos de apoyo

Por tratarse de una tubería superficial es importante definir el tipo de apoyo que se empleará para que la tubería soporte sin problemas los esfuerzos a que estará sometida.

Existen diferentes criterios para definir el tipo de apoyo. En la tabla 9 se presenta un criterio para el apoyo basado en el diámetro del tubo.

Tabla 9
Tipos de apoyo para tubería de acero

Diámetro del tubo	Tipo de apoyo
menor a 1 m. de diámetro.	sobre silletas, sin anillos atiesadores
de 1 a 2 m. de diámetro.	sobre silletas, con anillos atiesadores
mayores de 2 m. de diámetro.	sobre columnas o balancines, con anillos atiesadores.

- Piezas especiales

Las piezas especiales son aquellas que se emplean para adaptar la tubería a las formas que se presentan en el terreno. Para hacerlas se emplea soldadura para las juntas y piezas especiales que permiten dar cambios de geometría o dirección.

La fabricación de las piezas especiales se hace con pedazos de tubería unidos con soldadura.

- Aplicaciones

A lo largo de su uso, los tubos de acero han resultado satisfactorios en líneas de conducción a bombeo, sifones invertidos, tramos autosoportados, cruce de ríos, sobre puentes, cruzamientos bajo carreteras y vías de ferrocarril.

3.1.2 Características de la tubería de asbesto-cemento

La tubería de asbesto-cemento se emplea cuando se requieren diámetros superiores a las 6" (150 mm) y las presiones a que se someterá son menores de 14 kg/cm².

- Fabricación

Los tubos de asbesto-cemento se fabrican por enrollamiento continuo y a presión de una mezcla de cemento, fibras minerales y agua, sobre un molde de superficie muy lisa, cuyo diámetro exterior es el diámetro interior del tubo a producir. Las capas son muy delgadas por tanto se colocan las que se requieran hasta alcanzar el espesor deseado.

- Materias primas

Las materias primas de los tubos de asbesto-cemento son: fibras de asbesto, cemento tipo portland o portland puzolanico y sílice en pequeñas proporciones. La combinación de estos elementos da a la tubería de asbesto-cemento las características de gran resistencia a la tracción, flexibilidad, resistencia a la corrosión, resistencia a los ataques químicos y resistencia a las altas temperaturas

Comercialmente los tubos de asbesto-cemento se fabrican en diámetros de 4" a 24" (100 a 600 mm), este rango puede variar dependiendo del fabricante.

- Propiedades favorables

- No favorece la formación de nódulos que se incrusten en las paredes.
- Anticorrosiva.
- Larga vida de servicio.
- Mínimo mantenimiento.
- Inmune a la electrolisis.
- Bajo costo al sumar el suministro, la instalación y la conservación.
- Flujo constante por su tersa superficie interior.
- Fácil instalación.

- Propiedades desfavorables

- Es un material frágil que puede agrietarse o romperse durante las maniobras de transporte, manejo y almacenaje.

- Características generales

Los tubos de asbesto-cemento se suministran en longitud nominal de 4 m. para diámetros de 75 a 200 mm. y de 5 metros para diámetros de 250 a 900 mm. Las presiones que resiste la tubería dependiendo de la clase se muestran en la tabla 10.

Tabla 10
Presiones de trabajo para tubería de asbesto-cemento

Clase	kg/cm ²	mca
A - 5	5	50
A - 7	7	70
A - 10	10	100
A - 14	14	140

Este tipo de tubería se recomienda para diámetros entre 102 mm (4") y 762 mm (30") y cargas hasta de 140 metros de columna de agua (mca).

Por su tersa superficie interior, el coeficiente de rugosidad para la fórmula de manning es de $n = 0.010$.

Debido a que es frágil su resistencia debe ser suficiente para soportar las fuerzas combinadas de presión interna y carga externa en la zanja. Las condiciones bajo las cuales la tubería es instalada influyen en su capacidad para resistir estos esfuerzos.

Por su poco peso y su sistema de acoplamiento, no es necesario el empleo de equipo especial para su instalación. La conexión de tomas domiciliarias se hace directamente a los tubos, o bien, por medio de abrazaderas metálicas.

Las piezas especiales que se recomiendan son de fierro fundido para el diseño de cruceros. Para unir las se requieren juntas gibault.

La junta más usual está formada por coples con anillos de hule (de 2 a 3 dependiendo la recomendación del fabricante) para asegurar su hermeticidad.

Las condiciones de encamado deben ser grava o una base de arena apisonada.

- Piezas especiales

Para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno o a los cambios que se presentan en la geometría de la sección, se utilizan las piezas especiales, a las cuales se les podría llamar dispositivos para el control del flujo en la tubería.

Dentro de las piezas especiales pueden mencionarse los cambios de dirección, variación de diámetros, accesos a válvulas, etc. Los materiales de fabricación pueden ser de fierro fundido, asbesto-cemento o pvc, dependiendo del material de los tubos en la tubería.

Las piezas especiales de fierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de tuberías. Su unión con la tubería de asbesto-cemento se realiza por medio de la junta gibault, la cual permite conectar por una de sus bocas una extremidad de fierro fundido y por la otra la tubería de asbesto-cemento.

Las piezas especiales de asbesto-cemento se fabrican con segmentos de tubería que se pegan con una resina de gran adherencia pero que no logra tener alta resistencia a algún impacto considerable. Esto limita la fabricación de estas piezas a diámetros de 6" (150 mm) o menores.

- Aplicaciones

La tubería de asbesto-cemento requiere un manejo cuidadoso en su colocación y transporte pero una vez instalada presenta características favorables.

La tubería de asbesto-cemento es recomendable cuando se requieren diámetros mayores a 150 mm y presiones menores de 14 kg/cm²

3.1.3 Características de la tubería de concreto reforzado y presforzado

Las tuberías de concreto reforzado o presforzado se recomiendan para líneas de conducción que estarán sometidas a presiones de grandes volúmenes de agua.

La tubería de concreto reforzado se fabrica con concreto $f'c = 300$ kg/cm² y refuerzo con cilindro de acero o jaula de acero estructural, formada con anillos circulares y varillas longitudinales.

La tubería de concreto presforzado se fabrica con concreto $f'c = 500$ kg/cm² y el refuerzo es un cilindro de acero recubierto de concreto, el cual contiene un alambre al que se le aplica el preesfuerzo, o con alambres de acero que proporcionan el pretensado transversal (zunchado), y el pretensado longitudinal.

En ambos casos el cemento empleado debe ser tipo V o II para evitar que la tubería sea atacada por sulfatos.

- Propiedades favorables

Las tuberías de concreto presentan las siguientes ventajas:

- Su proceso de fabricación permite un control de calidad constante.
- Hermeticidad absoluta de los tubos y sus uniones.
- Elevada resistencia a las presiones y cargas requeridas.
- Permanente y elevado coeficiente hidráulico debido a su tersa pared interior obtenida por centrifugado. El coeficiente recomendado para la fórmula de Manning es $n = 0.012$.
- Por su junta autocentrable la instalación se hace sencilla
- Flexibilidad de la tubería permitida por los anillos de junta hechos a base de hule y por el perfil de los extremos.

- Bajo deterioro, gracias a la resistencia del concreto a la corrosión.
- Propiedades desfavorables
- Las tuberías de concreto tienen un alto costo de adquisición.
- Por su especializado proceso de fabricación, los tubos deben someterse a un estricto control de calidad, con el fin de prevenir que fallen
- Características generales

Los tubos de concreto reforzado tienen una longitud efectiva de 2.33 m., su diámetro generalmente es de 30 a 305 cm., rango que varía de acuerdo al fabricante. Las presiones de trabajo están calculadas para resistir presiones de trabajo hasta 12.5 kg/cm² (125 mca).

Los tubos de concreto preesforzado por el proceso de centrifugado tienen una longitud efectiva de 7.00 m y de acuerdo al fabricante sus diámetros varían, de 76 a 212 cm. Por el proceso de colado la longitud es de 5.00 m y los diámetros de 210 a 275 cm. Las presiones de trabajo para su fabricación están calculadas para resistir presiones de trabajo hasta 20 kg/cm² (200 mca).

Las tuberías de concreto se colocan en zanjas que tengan una base lisa y compacta.

- Piezas especiales

Las piezas especiales de concreto como codos, tees, bocas de registro con brida y tapa, tubos de bifurcación, conos de reducción, terminales, venturis, adaptadores, inserciones, juntas de acoplamiento flexibles, etc.; se componen de: un alma de lámina de acero, un armado de refuerzo consistente en espiras y generatrices de acero y un revestimiento de concreto -tanto interior como exterior- para proteger los armados correspondientes.

Aplicaciones

La tubería de concreto presforzado se recomienda en líneas de conducción que requieren diámetros superiores a 600 mm y presiones mayores a 10 kg/cm². Se emplea para la conducción de grandes volúmenes de agua.

Para conducciones con presiones de trabajo entre 14 y 20 kg/cm² se deberá hacer el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.

3.1.4 Tubería de polietileno de alta densidad

La tubería de polietileno de alta densidad es recomendada como un sistema de conducción de fluidos a presión, que no presenta fugas y es resistente a agentes químicos.

En México se fabrican principalmente los tubos de polietileno de mediana densidad debido a que la resina de polietileno de alta densidad es de importación.

Comercialmente los tubos de polietileno se fabrican en diámetros de 1/2 " a 8" (13 a 200 mm), estas dimensiones varían de acuerdo al fabricante.

- Propiedades favorables

La tubería de polietileno presenta las siguientes características favorables que justifican su empleo.

- Gran flexibilidad, lo cual permite que se adapte la tubería a trazos irregulares eliminando una cantidad importante de codos.
- Es muy ligera; más ligera que el asbesto-cemento.
- Puede instalarse en zanjas poco profundas sin plantilla.
- Su interior es liso, el coeficiente de rugosidad recomendado para la fórmula de manning es de $n=0.009$
- Gran hermeticidad lo cual da una probabilidad casi nula de que se presenten fugas.

- Propiedades desfavorables

- La presión de trabajo especificada puede alterarse al aumentar la temperatura exterior o interior.
- Se deteriora la tubería si se expone a la intemperie por periodos prolongados.

- Características generales

Su presentación comercial es en rollos de 150 m. de longitud para tuberías de hasta 2" de diámetro y de 10 m. para diámetros mayores.

Por su composición plástica la tubería de polietileno de alta densidad es resistente a todo tipo de corrosión y ataque de agentes químicos. En un principio la tubería de polietileno era susceptible al ataque de roedores lo cual se subsanó mediante la adición a la resina de un repelente que es una substancia que no afecta al sabor ni olor de los líquidos que se conduzcan por la tubería.

La tubería de polietileno presenta la ventaja de que sus perfiles de excavación son menores que los establecidos.

La resistencia mecánica de la tubería es grande ya que le permite soportar todo tipo de golpes sin estrellarse. Su unión por medio de termofusión la hace hermética y la unión es muy resistente.

Las presiones de trabajo para la tubería se presentan en la tabla 11.

Tabla 11
Presiones de trabajo para la tubería de
polietileno de alta densidad

RD	FS 3 Kg/cm ²	FS 4 Kg/cm ²
9	14.7	11.1
11	12.0	9.0
13.5	9.4	7.1
17	7.3	5.5
21	5.9	4.4
32.5	3.7	2.8
41	2.8	2.2

FS. Es un factor de seguridad de 3 o 4 veces la presión de trabajo para llegar a la presión de ruptura.

FS 3. Se aplicará en líneas subterráneas en terreno estable unidos por termofusión.

FS 4. Se aplicará en líneas expuestas a movimientos de terreno a tráfico pesado.

La tubería de polietileno es una tubería no rígida que tiene resistencia a la compresión y a la deflexión. Se deforma o comprime sin presentar un aumento proporcional de esfuerzo permitiendo que la presión interna se oponga a la externa gradualmente. Cabe aclarar que la deflexión que ocasione la carga no deberá exceder el límite elástico del material para evitar una deformación plástica (irreversible).

- Instalación

Las secciones de excavación requeridas difieren de las tradicionales con un ahorro aproximado del 40 al 50% ya que la unión de los tubos por termofusión se efectúa fuera de la zanja.

La tabla 24 muestra las secciones de zanjado recomendadas para zonas urbanas y suburbanas.

Para zonas suburbanas se considera la profundidad total de la zanja como la suma del diámetro de la tubería más un colchón de 20 cm; el ancho, como el diámetro más 5 cm por lado. Para zonas urbanas la profundidad es el diámetro más 50 cm. de colchón y el diámetro más 10 cm. por lado.

La tubería de polietileno no requiere plantilla, su flexibilidad le permite ajustarse al contorno del piso de la zanja.

El relleno de la zanja puede ser material de la excavación con la compactación que se requiera para proteger pisos que se coloquen sobre la excavación.

Por la tersa pared interna que tiene la tubería ofrece poca resistencia a la fricción por lo tanto el coeficiente de rugosidad recomendado para la fórmula de Manning es de $n=0.009$.

- Piezas especiales

La tubería de polietileno por su capacidad de comprimirse sin alterar sus propiedades elimina el empleo de válvulas de seccionamiento y por su flexibilidad elimina conexiones para cambios de dirección.

La sujeción proporcionada por los adaptadores bridados hacen innecesaria la presencia de atraques dentro de los componentes del sistema aún si intervinieran piezas especiales o válvulas de fo.fo., sólo que estas deben ser bridadas (con rosca).

- Aplicaciones

La aplicación de tubos de polietileno deben hacerse cuando se tienen problemas de fugas de agua y el costo de la excavación deber ser bajo.

La tubería de polietileno puede emplearse para renovación de líneas deterioradas.

3.1.5 Características de la tubería de policloruro de vinilo (PVC)

El policloruro de vinilo es conocido internacionalmente por las siglas PVC, ya que son las iniciales en el idioma inglés de "Poli-vinil-chloride".

La tubería de pvc ha tenido un desarrollo importante en los últimos años empleándose principalmente para la conducción de agua potable.

El pvc es un material plástico que pertenece al grupo de los termoplásticos, cuya característica es la particularidad de recuperar sus propiedades físicas y químicas cada vez que son sometidos a la acción del calor.

La fabricación de la tubería de pvc se hace en los equipos denominados extrusionadores, los cuales calientan al pvc y lo obligan a pasar a través de una boquilla especial, para darle forma tubular, seguida de un enfriamiento controlado para obtener las dimensiones requeridas.

- Propiedades favorables de la tubería de pvc

- Resistente a la corrosión. La tubería resiste el paso de los ácidos, bases y soluciones salinas.
- No la atacan los roedores.
- Bajo coeficiente de fricción. Por la tersa superficie interior el coeficiente de rugosidad recomendado para la fórmula de Manning es de $n=0.009$.
- No permite incrustaciones. Por el tipo de material no se presentan las incrustaciones.
- Es ligera. El peso de la tubería de pvc es 6 veces menor que el de las tuberías de asbesto - cemento del mismo diámetro y 10 veces menos que el de los tubos de acero. Su ligereza facilita su manipulación, instalación y almacenaje, lo cual genera bajos costos de transporte.
- Fácil instalación. Para instalar la tubería pueden emplearse tres métodos: cementado, roscado o el de unión con campana.
- Resistente al impacto. La tubería de pvc resiste las instalaciones donde se requieren esfuerzos mecánicos, resistencia a golpes y maltrato físico considerable, supera en esto a la tubería de asbesto-cemento.
- Costo de mantenimiento nulo. Su costo es nulo debido a que no requiere ninguna pintura protectora, ni protección galvánica.
- Auto extinguido. La tubería no forma llama ni facilita la combustión.

- No comunica olor ni sabor al fluido que conduce.
 - Instalación sencilla y económica. Debido a su ligereza en peso, facilidad de corte y rapidez de instalación, no se requiere de herramientas especiales para su instalación.
 - Resistencia a la electrólisis.
- Propiedades desfavorables de la tubería de pvc
- Cuando la tubería conduce agua a presión con temperatura superior a 25°C, disminuye la presión máxima de trabajo que puede soportar.
 - La exposición prolongada a los rayos solares afecta sus propiedades.
- Características generales

Las tuberías de pvc se clasifican de acuerdo a su relación de dimensiones "RD", que es igual al diámetro exterior del tubo entre su espesor de pared, dicho valor es constante en todos los tamaños nominales; de acuerdo al uso y presión permisible de trabajo, los "RD" más usuales se presentan en la tabla 12.

Tabla 12
Presiones de trabajo para tubería de pvc

RD	Presión máxima de trabajo	
	kg/cm ²	mca
26	11.2	112
32.5	8.7	87
41	7.1	71
64	4.5	45

Los espesores de pared de los tubos de pvc se calculan de acuerdo con la expresión estipulada para tubos de plástico que conducen fluidos a presión.

$$S = \frac{P(D - e)}{2e} \quad \text{[kg/cm}^2\text{]} \quad \text{--- 3.6}$$

donde:

- S = esfuerzo de diseño del material, 140 kg/cm²
- P = presión de trabajo, en kg/cm²
- D = diámetro exterior, en cm.
- e = espesor de pared mínimo, en cm

Para definir las presiones de trabajo en función de la relación de dimensiones "RD" con la expresión 3.7

$$RD = \frac{D}{e} \quad \text{--- 3.7}$$

donde:

RD = relación de dimensiones.

El esfuerzo S de diseño se considera de 140 kg/cm², para asegurar que el tubo trabaje dentro de su régimen elástico.

- Tipos de unión para tuberías de pvc

Se han desarrollado tres tipos de unión para la tubería de pvc, la utilización de cada uno de ellos depende de las condiciones de instalación y operación que se tengan, a continuación se describen.

Unión con campana. El acoplamiento de tuberías empleando este sistema es rápido y sencillo, no requiere herramientas, no requiere mano de obra especializada y la tubería puede ponerse en servicio inmediatamente después de instalada. Esta conexión es la ideal para instalaciones de agua potable en el campo con presiones de trabajo máximas de 11.2 kg/cm².

Unión cementada. En este sistema de unión se emplea un cemento especial, las uniones entre tubería y conexiones quedan en una sola pieza. Es un sistema recomendado para emplearse en tuberías que serán sometidas a grandes presiones de trabajo, es recomendable esperar 24 horas antes de poner en servicio la línea, para que el pegamento frague completamente, este tipo de unión se recomienda cuando se cuente con mano de obra capacitada y en sitios de preferencia cubiertos.

Unión roscada. Se recomienda en aquellas instalaciones en donde se requiera desmontar con frecuencia las tuberías para inspección o limpieza, sólo se debe emplear la tubería de tipo rosca, para este tipo de unión.

- Colocación de tubería con campana

Se deberá hacer una zanja lo más angosta posible para permitir la facilidad de maniobras. El acoplamiento de la tubería puede hacerse arriba de la zanja, dada su flexibilidad.

El fondo de la zanja no deberá tener ni piedras ni objetos filosos.

La profundidad mínima de la zanja propuesta por el fabricante deberá hacerse de acuerdo a las dimensiones mostradas en la tabla 13

Tabla 13
Dimensiones de zanja para tubería de pvc

Diámetro de tubo mm	Ancho de la cepa cm	Profundidad de la cepa cm
hasta 38	de 30 a 50	de 60 a 80
de 50 a 100	40 a 60	80 a 95
de 125 a 150	50 a 60	95 a 105
de 200	50 a 65	105 a 110

- Relleno

La zanja deberá rellenarse inmediatamente después de instalar la tubería, hasta una altura de 60 cm. mínimo arriba de la misma. La tubería no debe quedar expuesta a la intemperie.

El relleno debe ser de material seleccionado y colocarse alrededor de la tubería, apisonándolo hasta lograr la compactación adecuada, para proporcionar a la tubería un soporte firme y continuo.

Previo al relleno de la zanja es importante una supervisión visual a las juntas, para evitar en ellas separaciones que pueden presentarse debido a las contracciones normales del material.

- Almacenaje

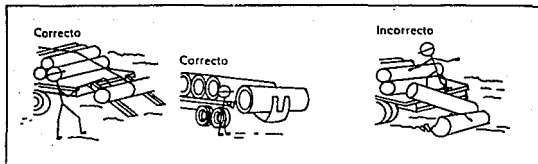
Para almacenar la tubería de pvc debe escogerse un lugar en el cual se evite que la tubería quede expuesta a los rayos solares por períodos prolongados, por lo que se requiere un lugar techado y no debe cubrirse la tubería con lonas o polietileno, pues éstos provocan un aumento de temperatura que puede causar deformaciones permanentes a la tubería que dificulten las futuras uniones entre sus tramos.

- Aplicaciones

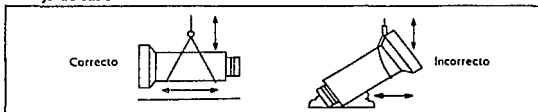
La tubería de pvc se recomienda para la conducción de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm.

INSTRUCTIVO DE COLOCACION DE LA TUBERIA

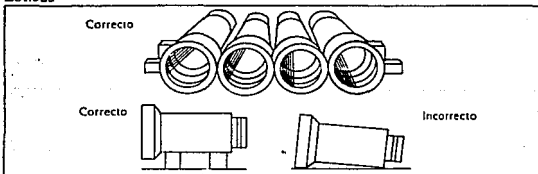
Descarga



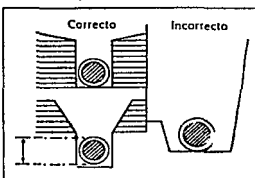
Manejo de tubo



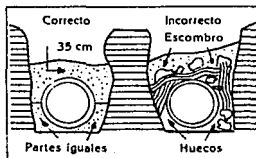
Estibas



Excavación y Preparación de Cepas



Sub-base



3.2 Tuberías de diámetro comercial

En las tablas siguientes se presentan las características generales de los diferentes tipos de tubos existentes en el mercado nacional.

Los datos fueron obtenidos de diferentes catálogos de fabricantes, de acuerdo a las especificaciones que ellos manejan.

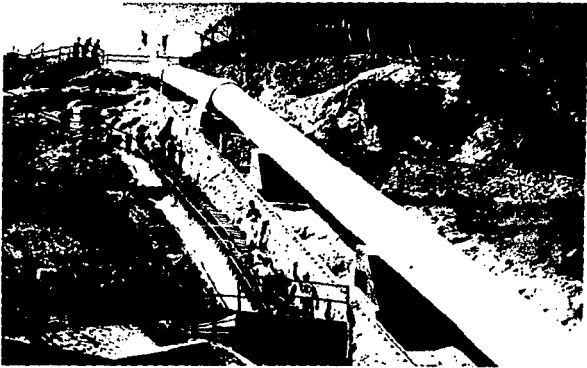


Tabla 14
Tubería de acero
Características generales

Diámetro nominal		Espesor de pared	Diámetro interior	Area interior	k para	k para
milímetros	pulgadas	mm	mm	m2	n=0.011	n=0.014
101.6	4	2.77	108.8	0.0093	171.139	277.217
101.6	4	3.18	107.9	0.0091	178.891	289.774
101.6	4	3.58	107.1	0.0090	186.134	301.506
101.6	4	3.96	106.4	0.0089	192.759	312.237
101.6	4	4.37	105.6	0.0088	200.676	325.062
101.6	4	4.78	104.7	0.0086	210.049	340.245
101.6	4	5.16	104.0	0.0085	217.700	352.638
101.6	4	6.02	102.3	0.0082	237.702	385.038
152.4	6	4.37	159.6	0.0200	22.175	35.920
152.4	6	4.78	158.7	0.0198	22.854	37.019
152.4	6	5.16	158.0	0.0196	23.399	37.903
152.4	6	5.56	157.2	0.0194	24.041	38.943
152.4	6	6.35	155.6	0.0190	25.389	41.127
152.4	6	7.11	154.1	0.0187	26.736	43.307
152.4	6	7.92	152.5	0.0183	28.266	45.786
152.4	6	8.74	150.8	0.0179	30.007	48.607
152.4	6	9.53	149.2	0.0175	31.764	51.453
152.4	6	12.70	142.9	0.0160	39.982	64.764
304.8	12	4.78	314.3	0.0776	0.597	0.968
304.8	12	5.16	313.6	0.0772	0.604	0.979
304.8	12	5.56	312.8	0.0768	0.613	0.993
304.8	12	6.35	311.2	0.0761	0.630	1.020
304.8	12	7.14	309.6	0.0753	0.647	1.049
304.8	12	7.92	308.1	0.0746	0.664	1.076
304.8	12	8.38	307.1	0.0741	0.676	1.095
304.8	12	8.74	306.4	0.0737	0.684	1.108
304.8	12	9.53	304.8	0.0730	0.704	1.140
304.8	12	10.31	303.3	0.0722	0.722	1.170
304.8	12	12.70	298.5	0.0700	0.786	1.274
508.0	20	6.35	495.3	0.1927	0.053	0.086
508.0	20	7.14	493.7	0.1903	0.055	0.088
508.0	20	7.92	492.2	0.1890	0.056	0.090
508.0	20	8.74	490.5	0.1877	0.057	0.092
508.0	20	9.53	488.9	0.1866	0.058	0.093
508.0	20	10.31	487.4	0.1841	0.060	0.097
508.0	20	11.91	484.2	0.1829	0.061	0.098
508.0	20	12.70	482.6	0.4373	0.006	0.010
762.0	30	7.92	746.2	0.4353	0.006	0.010
762.0	30	8.74	744.5	0.4353	0.006	0.010
762.0	30	9.53	742.9	0.4335	0.006	0.010
762.0	30	10.31	741.4	0.4317	0.006	0.010
762.0	30	11.91	738.2	0.4280	0.006	0.010
762.0	30	12.70	736.6	0.4261	0.006	0.011
762.0	30	14.27	733.5	0.4226	0.007	0.011
762.0	30	15.88	730.2	0.4188	0.007	0.011

Tabla 15
Tubería de asbesto-cemento
Características generales

Diámetro nominal		Espesor de pared				Diámetro interior	Area interior
mm	pulg	A - 5 mm	A - 7 mm	A - 10 mm	A - 14 mm		
76.2	3	10.5	12.0	13.5	16.5	75.00	0.0044
101.6	4	10.0	11.0	13.0	16.0	100.00	0.0079
152.4	6	10.5	12.0	15.0	19.5	150.00	0.0177
203.2	8	11.0	13.5	17.0	23.0	200.00	0.0314
254.0	10	16.5	19.0	21.5	29.0	250.00	0.0491
304.8	12	17.0	20.0	26.0	35.0	300.00	0.0707
355.6	14	18.0	23.5	32.0	41.0	350.00	0.0962
400.4	16	20.0	26.0	35.5	46.0	400.00	0.1257
457.2	18	22.0	28.5	39.0	51.0	450.00	0.1590
508.0	20	23.0	28.5	40.5	58.0	500.00	0.1964
609.6	24	27.5	34.5	49.0	69.5	600.00	0.2827
762.0	30	34.0	42.0	60.5	86.0	750.00	0.4418
914.4	36	40.0	50.0	72.0	102.5	900.00	0.6362

Tabla 16
Tubería de concreto reforzado
Características generales

Diámetro nominal		Espesor de pared mm	Largo total m	Largo útil m	Diámetro interior mm	Peso	
mm	pulg					Metro kg	Pieza kg
305.0	12	38.0	1.05	1.00	267.0	97.1	102
381.0	15	40.8	1.05	1.00	340.2	119.0	125
457.0	18	64.0	1.30	1.24	393.0	207.6	270
610.0	24	76.2	2.62	2.50	533.8	324.4	850
762.0	30	88.9	2.62	2.50	673.1	496.2	1300
914.0	36	101.6	2.62	2.50	812.4	671.8	1760
1067.0	42	112.0	2.62	2.50	955.0	870.2	2280
1219.0	48	130.0	2.62	2.50	1089.0	1221.4	3200
1524.0	60	152.0	2.62	2.50	1372.0	1751.7	4600
1829.0	72	190.0	2.55	2.44	1639.0	2509.8	6400
2134.0	84	203.2	2.55	2.44	1930.8	3854.9	9830
2438.0	96	216.0	2.56	2.44	2222.0	3906.3	10000
3048.0	120	300.0	2.12	2.00	2748.0	6709.9	14225

Tabla 17
Tubería de concreto preesforzado
· Características generales

Diámetro nominal		Espesor de pared	Largo total	Largo útil	Diámetro interior	Peso	
mm	pulg					mm	m
						kg	kg
CENTRIFUGADO							
762	30	84.0	7.115	7.00	678	650.0	4550
941	36	86.0	7.131	7.00	855	800.0	5600
1020	42	88.0	7.131	7.00	932	866.0	6000
1220	48	98.0	7.148	7.00	1122	1171.0	8200
1400	55	108.0	7.148	7.00	1292	1500.0	10500
1520	60	113.0	7.161	7.00	1407	1714.0	12000
1820	72	128.0	7.174	7.00	1692	2286.0	16000
2120	84	143.0	7.193	7.00	1977	3000.0	20000
COLADO							
2100	83	153.0	5.19	5.00	1947	3000.0	15000
2300	90	163.0	5.21	5.00	2137	3600.0	18000
2500	98	173.0	5.21	5.00	2327	4400.0	22000
2750	108	186.0	5.21	5.00	2564	5200.0	26000

Tabla 18
Tubería de polietileno de alta densidad
Características generales

Diámetro nominal		RD	Espesor de pared mm	Diámetro interior mm	Largo rollo M	Peso kg/ml
mm	pulg					
13.0	1/2	9.0	2.30	10.70	50 Y 150	0.14
19.0	3/4	9.0	3.00	16.00	50 Y 150	0.22
25.0	1	9.0	3.70	21.30	50 Y 150	0.35
32.0	1 ¼	13.5	3.10	28.90	50 Y 150	0.38
38.0	1 ½	13.5	3.60	34.40	50 Y 150	0.51
50.0	2	13.5	4.50	45.50	50 Y 150	0.79
50.0	2	17.0	3.50	46.50	10 Y 50	0.63
75.0	3	13.5	6.60	68.40	10 Y 50	1.71
75.0	3	17.0	5.20	69.80	10 Y 50	1.37
75.0	3	21.0	4.20	70.80	10	1.08
100.0	4	13.5	8.50	91.50	10	2.83
100.0	4	17.0	6.70	93.30	10	2.27
100.0	4	21.0	5.40	94.60	10	1.77
150.0	6	13.5	12.60	137.40	10	6.18
150.0	6	17.0	9.90	140.10	10	4.94
150.0	6	21.0	8.00	142.00	10	4.06
200.0	8	17.0	12.90	187.10	10	8.40
200.0	8	21.0	10.40	189.60	10	6.89

Tabla 19
Tubería de policloruro de vinilo (pvc)
Características generales

Diámetro nominal		RD	Espesor de pared mm	Diámetro Interior mm	Area Interior m ²	K para n=0.009
mm	pulg					
25.4	1	26	1.5	30	0.0007	110430.53
25.4	1	32.5	---	---	---	---
25.4	1	41	---	---	---	---
38.1	1 ½	26	1.9	44	0.0015	14321.49
38.1	1 ½	32.5	1.5	44.9	0.0016	12855.49
38.1	1 ½	41	---	---	---	---
50.8	2	26	2.3	55	0.0024	4356.47
50.8	2	32.5	1.9	55.9	0.0025	3995.21
50.8	2	41	1.5	56.9	0.0025	3634.72
63.5	2 ½	26	2.8	67	0.0035	1520.56
63.5	2 ½	32.5	2.2	68	0.0036	1405.04
63.5	2 ½	41	1.8	69	0.0037	1299.79
76.2	3	26	3.4	81.50	0.0052	534.85
76.2	3	32.5	2.7	83.00	0.0054	485.27
76.2	3	41	2.2	84.10	0.0056	452.37
101.6	4	26	4.4	105.00	0.0087	138.48
101.6	4	32.5	3.5	106.50	0.0089	128.39
101.6	4	41	2.8	108.00	0.0092	119.16
152.4	6	26	6.5	154.50	0.0187	17.65
152.4	6	32.5	5.2	157.00	0.0194	16.20
152.4	6	41	4.1	159.00	0.0199	15.15
203.2	8	26	8.4	201.30	0.0318	4.30
203.2	8	32.5	6.7	204.90	0.0330	3.92
203.2	8	41	5.3	206.5	0.0335	3.76
254.0	10	26	10.5	250.8	0.0494	1.33
254.0	10	32.5	8.4	255.2	0.0512	1.21
254.0	10	41	6.7	258.8	0.0526	1.13
304.8	12	26	12.5	297.5	0.0695	0.54
304.8	12	32.5	10.0	302.7	0.0720	0.49
304.8	12	41	7.9	307.30	0.0742	0.45

3.3 Tuberías de gran diámetro

Las tuberías de gran diámetro son generalmente tuberías a presión, es decir un conducto cerrado entre una bomba, turbina o válvula y el primer espejo de agua, aguas arriba; éste puede ser un río, canal, vaso de almacenamiento, pozo de oscilación, etc. con la condición de que el espejo de agua sea cuando menos la mitad del área de la tubería.

El diseño de tuberías de gran diámetro se centra en un diseño hidráulicamente eficiente que conserve la carga disponible y que sea estructuralmente seguro.

Los materiales usados para tuberías de gran diámetro son acero y concreto reforzado, preesforzado siendo el acero por su resistencia y flexibilidad el más conveniente para trabajar con la variación de presiones que provoca la operación de una bomba o válvula.

La tubería de gran diámetro debe diseñarse para soportar la totalidad de la presión interna y suministrar la rigidez necesaria durante su fabricación, transporte y colocación.

Las cargas de diseño se estimarán al centro de gravedad de la sección y serán iguales a la presión estática más la sobrepresión que provoque el golpe de ariete, el cual se presenta como resultado de la operación de turbinas o válvulas.

Las cargas exteriores corresponderán a las condiciones de trabajo de la tubería.

3.3.1 Determinación del diámetro de la tubería

Diámetro económico

El dimensionamiento de una línea de bombeo es un problema indeterminado, debido a que pueden presentarse situaciones como las siguientes:

- Si el bombeo se realiza con velocidades de escurrimiento bajas, resultan diámetros relativamente grandes, lo cual implica un costo elevado de tubería pero menor costo de bombeo ya que las pérdidas de carga son pequeñas, por tanto el costo de impulsión es bajo.
- En el caso de velocidades altas, se requieren diámetros pequeños, estos generan costos de tubería bajos, pero pérdidas de carga altas, en consecuencia

las alturas manométricas son grandes y se requieren equipos de bombeo más potentes para lograr vencer las pérdidas, por esta razón el costo de impulsión resulta muy elevado.

Para dar solución a este problema se busca el diámetro que combine el costo anual mínimo; se le llama diámetro económico de la línea de conducción.

Para una línea de conducción con caudal conocido deberán calcularse los costos de varias tuberías de diámetros diferentes, así como las pérdidas de carga que en cada caso se producen.

En el caso de una línea de conducción por bombeo, el diámetro será el que haga que el costo anual de bombeo sea mínimo. Este costo es igual al interés y depreciación sobre el costo de la estación y del bombeo.

En el manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana se muestra la hoja de cálculo para la obtención del diámetro más económico en líneas de conducción por bombeo.

En su libro Obras hidráulicas, el Ing. Francisco Torres Herrera propone para las condiciones de México y cargas mayores de 100 m. la siguiente expresión:

$$D = \sqrt[7]{\frac{6.6 Q^3}{H_t}} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.8$$

y para cargas menores de 100 m.

$$D = \sqrt[7]{0.066 Q^3} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.9$$

donde:

D = diámetro económico, en m

Q = gasto máximo en picos, en m³/seg

H_t = carga total = carga estática + sobrecarga por golpe de ariete, en m

3.3.2 Fenómenos transitorios

Uno de los aspectos más importantes en el diseño hidráulico de un conducto a presión, es el que toma en cuenta los fenómenos transitorios que pueden presentarse como consecuencia de las diversas condiciones de operación del sistema.

Para lograr un diseño hidráulico satisfactorio se deben conocer y entender los fenómenos transitorios que pueden presentarse con el fin de saber cuantificar sus efectos y diseñar los dispositivos de alivio necesarios:

Uno de los fenómenos transitorios más comunes es el golpe de ariete, éste se presenta como consecuencia de diversas condiciones de operación como: apertura y cierre de los órganos de control de gasto, válvulas instaladas en el conducto a presión y en el paro o arranque de los equipos de bombeo en condiciones de operación o por la interrupción de la energía eléctrica, si está se usa en los motores que impulsan a los equipos de bombeo.

El fenómeno llamado cavitación se presenta cuando alguna de las maniobras de operación producen oscilaciones de carga piezométrica de tal magnitud que en algún tramo se alcanzan presiones iguales a la de vaporización del agua. Puede también generarse el fenómeno de separación de columna de agua lo que llega a generar graves daños al conducto.

3.3.2.1 Golpe de ariete

Descripción del fenómeno

En el instante de accionar la válvula de una tubería que contenga un líquido sometido a presión, se altera la velocidad del mismo en la sección contigua al dispositivo provocando una transformación de energía cinética a energía de presión. Esto es, todas las partículas de agua que se dirigían a la válvula se comprimen al chocar contra ésta generando que se eleve la presión, lo que causa que una porción de tubería se estire. Al siguiente instante las partículas de agua que chocaron invierten su sentido encontrándose con las partículas que apenas se dirigen a la válvula. Este proceso se repite sucesivamente hasta que en un tiempo relativamente corto la onda de presión ha viajado de regreso al depósito y toda el agua en la tubería está en reposo.

Este fenómeno debe analizarse para determinar la magnitud de las presiones que genera y diseñar una tubería capaz de resistirlas.

Si se trata del cierre de un dispositivo se presenta una sobrepresión a la que denominamos golpe de ariete positivo. Si es una fase de apertura de la válvula, a la depresión producida se la llama golpe negativo.

Cálculo de los efectos

Las maniobras de operación que conducen a una variación del gasto se realizan en un tiempo determinado y de acuerdo a su magnitud se clasifican en rápidas y lentas.

- Tiempo de maniobra (τ)

Es el tiempo en segundos, que dura un cierre o apertura de una válvula.

- Período (T)

Es el tiempo en segundos, que tarda la onda de presión en ir de la válvula al vaso y reflejarse hasta la válvula; se valúa con la expresión siguiente:

$$T = \frac{2L}{a} \quad [s] \quad \text{---} \quad 3.10$$

donde

T = período, en s

L = longitud de la tubería de presión, en m

a = celeridad de onda, velocidad de propagación de la sobrepresión del golpe de ariete en los tramos con diámetro y espesor constantes, en m/s.

- Tipo de maniobra

- Rápida. Es aquella que se efectúa en un tiempo τ menor o igual al periodo del conducto, es decir, como máximo dura un período:

$$\tau \leq \frac{2L}{a} \quad [s] \quad \text{---} \quad 3.11$$

- Lenta. Es cuando el tiempo τ es mayor que dicho período:

$$\tau > \frac{2L}{a} \quad [s] \quad \text{---} \quad 3.12$$

- Tiempo de maniobra relativo (θ)

Es el número de periodos que dura la maniobra, por lo tanto:

$$\theta = \tau / T \quad \text{---} \quad 3.13$$

La severidad de los efectos del golpe de ariete será mayor para los casos de una maniobra o paro rápido, en rigor, el tiempo de maniobra determinante es θ .

- Celeridad o velocidad de onda (a)

La velocidad o celeridad con la que se propagan las ondas de presión en un conducto está dada por la expresión:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{Ea}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{Ea}{E} \frac{D}{e}}} \quad [m/s] \text{ --- } 3.14$$

donde:

- a = velocidad de la onda, en m/s
 Ea = módulo de elasticidad del agua, igual a $2.067 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$
 ρ = densidad del agua $\gamma / g = 102 \text{ kg/seg}^2/\text{m}^4$
 E = módulo de elasticidad del material de la tubería, en kg/m^2
 D = diámetro interior de la tubería, en m
 e = espesor de la pared de la tubería, en m

Tabla 20
Valores del módulo de elasticidad (E)

Material	Módulo de elasticidad (E) (10^8 kg/m^2)
Acero	21.00
Asbesto - cemento	2.45
P.V.C.	0.28
Concreto simple	1.25

El máximo incremento de carga se obtiene por la fórmula de Michaut para maniobras lentas:

$$H = \frac{2 L v}{g Tc} \quad [m] \text{ --- } 3.15$$

y para maniobras rápidas por Allievi puede emplearse la ec. 3.16 o la 3.16a

$$H = \frac{av}{g} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.16 a$$

donde:

- H = máximo incremento de carga, en m
- a = velocidad de la onda de presión, en m/seg
- L = longitud de la tubería, en m
- v = velocidad del flujo destruido, en m/s
- g = intensidad de la gravedad, en m/seg²

$$h = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{Ea D}{E e}}} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.16 b$$

donde:

- h = sobrepresión, en m
- v = velocidad de operación, en m/s
- Ea = Módulo de elasticidad del agua 20,670 kg/cm²
- E = Módulo de elasticidad de la tubería
- D = diámetro del tubo, en cm
- e = espesor de la pared del tubo, en cm

En el ejemplo 1 se realiza el cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete.

Ejemplo 1

Cálculo de los efectos de la sobrepresión por golpe de ariete en una tubería que conduce un gasto de 100 l/s, tiene un bombeo continuo por 24 hrs y la velocidad del agua es de 2.50 m/s.

Datos

- Q_{md} = 100 l/s = 1 m³/s
- bombeo continuo 24 hrs
- v = 2.50 m/s

Aplicando la expresión de continuidad

$$Q = v A$$

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} ; D = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}} ; D = \sqrt{\frac{4(0.4)}{\pi}} = 0.71 \text{ m} = 710 \text{ mm}$$

Suponiendo una tubería de asbesto-cemento de aproximadamente 750 mm de diámetro se corrige la velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{\frac{\pi (0.75)^2}{4}} = 2.26 \text{ m/s}$$

Por lo tanto para aplicar la ecuación 3.16 b se sustituyen los siguientes datos:

$$\begin{aligned} v &= 2.26 \text{ m/s} \\ E_a &= 20,670 \text{ kg/cm}^2 \\ D &= 75 \text{ cm} \\ E &= 245,000 \text{ kg/cm}^2 \\ e &= 5.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$h_i = \frac{145 (2.26)}{\sqrt{1 + \frac{(20,670)(75)}{(245,000)(5.6)}}} = 224.54 \text{ m} = 22.45 \text{ kg/cm}^2$$

Con este resultado podemos observar que es necesario la utilización de dispositivos de alivio, ya que la tubería de asbesto-cemento no resiste esta presión. Los dispositivos toman aproximadamente el 80 % de las presiones y la tubería el 20% restante.

3.3.2 Fenómeno de separación de columna de agua

Descripción del fenómeno

La separación de columna de agua se presenta en los puntos altos del perfil de un conducto a presión como consecuencia de una reducción súbita del gasto, generándose una onda negativa de presión, de tal forma que en estos puntos la carga de presión disminuye hasta alcanzar la de vaporización del agua. Es este el fenómeno de cavitación, que consiste en la formación de cavidades o burbujas de vapor; si la presión de carga se incrementa se condensan en forma violenta ocasionando graves daños al conducto, que pueden provocar la ruptura del mismo.

Si las cavidades o burbujas de vapor por su tamaño abarcan la totalidad de la sección transversal del conducto, tendrá lugar el fenómeno de separación de columna, una zona del conducto situada en la vecindad de los puntos altos es ocupada por vapor de agua y en sus fronteras existirán dos columnas de agua que se unirán en forma violenta cuando la carga de presión sea superior a la de vaporización del agua.

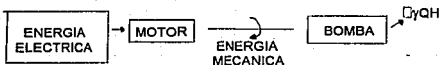
Cálculo de los efectos

La sobrepresión máxima que puede alcanzar este fenómeno es entre una y dos veces la del golpe de ariete, por tanto el diseño debe llevarse a cabo de tal manera que se evite la posibilidad de la existencia del fenómeno de separación de columna.

La admisión de aire en la tubería de descarga de una planta de bombeo puede dar origen a la generación de sobrepresiones en la tubería. Con el fin de evitar este problema puede colocarse una válvula de admisión de aire que impida la presencia de cargas de presión negativa.

3.3.3 Bombas

A una máquina hidráulica que transmite al agua energía se le llama bomba. Las bombas reciben energía mecánica originada generalmente por un motor eléctrico y crean una carga suficiente para impulsar un gasto deseado.



Existen básicamente dos formas de instalar una bomba y están relacionadas con su posición respecto a la toma. Se muestran en las figuras 3.2 y 3.3.

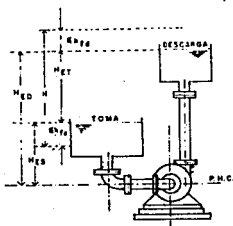


Figura 3.2 Carga estática de succión (+)

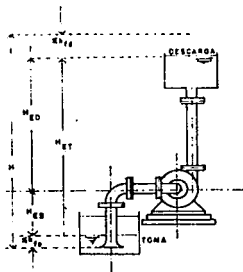


Figura 3.3 Carga estática de succión (-)

*Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo, Ing. H. Gardea Villegas

En la figura 3.3 el impulsor se encuentra sobre la superficie del agua en la toma y considerando que en las dos figuras la geometría de la instalación y el gasto que pasa por ellas es la misma, se tiene que la presión a la entrada del impulsor es menor en la instalación de la bomba de la figura 3.2 que en la figura 3.3.

Pueden presentarse bajas presiones en la rama de succión, que proporcionan la presencia del fenómeno de cavitación, por tanto, la forma clásica de evitar bajas presiones en la entrada al impulsor es cambiar la instalación de manera que la bomba se encuentre en un nivel inferior al de la superficie del agua en la toma.

3.3.3.1 Tipos de bombas

Las bombas se clasifican de acuerdo a la forma en que el líquido pasa a través del impulsor. Hay tres tipos: de flujo radial, mixto y axial.

Para determinar el tipo de bomba requerido puede recurrirse a la tabla 21, en la que se el tipo de bomba depende de los valores de la velocidad específica.

Tabla 21
Tipo de bomba dependiendo de la velocidad específica

Tipo de bomba	Velocidad específica (.rpm)
Radial	N's < 4000
Mixto	4000 < N's < 8000
Axial	N's > 8000

La velocidad específica para bombas se calcula de la siguiente manera:

$$N_s = \frac{N Q^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{[rpm]} \quad \text{---} \quad 3.17$$

donde:

- N_s = velocidad específica, en rpm
- N = velocidad de giro, en rpm
- Q = gasto, en gpm
- H = carga neta, en ft

3.3.3.2 Carga dinámica de la bomba

La carga dinámica es la presión que la bomba necesita para elevar el gasto deseado a la altura proyectada.

$$H = H_{ET} + h_{fS} + h_{fd} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.18$$

donde

H = carga dinámica. Carga total que debe crear la bomba, en m.
 H_{ET} = carga estática total. Cota de la superficie libre de descarga menos la cota de la superficie libre en la toma, en m.
 h_{fS} = pérdidas en la rama de succión, en m.
 h_{fd} = pérdidas en la rama de descarga, en m.

$$H_{ET} = H_{ED} - H_{ES} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.19$$

donde:

H_{ED} = carga estática de descarga. Cota de la superficie libre en la descarga menos la cota del ojo del impulsor, en m.
 H_{ES} = carga estática de succión. Cota de la superficie del agua en la toma menos la cota del ojo del impulsor. (negativa si el impulsor se encuentra sobre la toma, positiva en caso contrario), en m

$$h_{fS} = \sum_{i=1}^n k_{pi} \frac{v_s}{2g} + f \frac{l_s v_s}{d_s 2g} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.20$$

$$h_{fd} = \left(\sum_{i=1}^n k_{pi} + 1 \right) \frac{v_d}{2g} + f \frac{l_d v_d}{d_d 2g} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.21$$

Una vez calculada la carga dinámica se calcula la potencia que requerirá la bomba

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \quad \text{[HP] --- 3.21}$$

donde:

P = potencia de la bomba, en HP

γ = peso volumétrico del agua, en kg/m^3

Q = gasto, en m^3/s

H = carga máxima, en m.

η = eficiencia de la bomba. Puede considerarse de un 60 a un 80 %

Ejemplo 2

Con base en los siguientes datos determine el tipo de bomba a emplear y la potencia que se requiere. Considere una eficiencia de la bomba del 60 %.

Datos

n = 0.011

HET = 30 m

Q = 40 lps

HES = -1.50 m

h = 2340 msnm

N = 3,575 rpm

ds = 6 "

Descarga:

dd = 6"

ld = 100 m

1 codo de 90° y una válvula de compuerta abierta

a) TIPO DE BOMBA

$$Q = 40 \times 15.851 = 634.04 \text{ GPM}$$

Cálculo de las pérdidas locales

$$\text{Codo de } 90^\circ, \quad k=0.90$$

$$\text{Válvula compuerta.} \quad k=0.20$$

Cálculo del área

$$A = \frac{(d^2)}{4} = \frac{(0.0254 \times 6)^2}{4} = 0.0182 \text{ m}^2$$

Cálculo de la velocidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.040}{0.0182} = 2.19 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V^2 = \frac{(2.19)^2}{2(9.81)} = 0.244 \text{ m}$$

Cálculo del radio hidráulico

$$r = \frac{d}{4} = \frac{(0.254 \times 6)}{4} = 0.038 \text{ m}$$

$$r^2 = 0.113 \text{ m}$$

Cálculo de las pérdidas por fricción

$$h_f = (0.90 + 0.20 + 1.00)0.244 + 2.19 \times 0.018^2 \times 100 = 12.682 \text{ m}$$

0.113

Carga total

$$H = 30 + 2.50 + 12.68 = 45.18 \text{ m} = 45.18 \times 3.28 = 148.19 \text{ ft}$$

Cálculo de la velocidad específica

$$N_s = \frac{NQ^1}{H} = \frac{3575(634.04)}{(148.19)^3} = 2,119.43$$

De acuerdo a la tabla 21 se requiere una bomba de acción radial.

b) POTENCIA REQUERIDA

$$P = k Q H$$

$$P = \frac{9.81 \times 0.040 \times 45.18}{0.60} = 29.55 \text{ kw}$$

La potencia requerida por la bomba es de 29.55 kw

3.3.4 Dispositivos de alivio

La magnitud de los daños que puede ocasionar la ocurrencia de fenómenos transitorios en una tubería hace necesario contar con dispositivos de alivio para controlar su operación.

El diseño de un sistema hidráulico debe considerar un factor de seguridad que soporte las cargas extremas que se presenten como consecuencia de los fenómenos transitorios. Esto se obtiene con la instalación de dispositivos de alivio.

Con el fin de obtener la mejor solución técnica y económica es necesario analizar un número conveniente de alternativas de trazo del conducto y velocidad del flujo permanente.

Los dispositivos de alivio de uso más común son válvulas y, en algunos casos, cámaras de aire, pozos de oscilación y tanques unidireccionales.

Para saber colocar apropiadamente estos dispositivos en la línea; deben conocerse detalladamente por tanto se describen las principales características de cada uno.

- Juntas flexibles

La junta flexible absorbe algún movimiento ocasionado por el trabajo de la bomba o algún desalineamiento producido durante el montaje del conjunto. Generalmente se emplean juntas Dresser o Gibault, dependiendo del material de la tubería.

La unión de piezas especiales de fierro fundido (fo.fo.) con tubería de asbesto - cemento, se efectúa utilizando juntas Gibault. Las piezas de fo. fo. con pvc se unen por medio de una junta Dresser.

- Válvula eliminadora de aire

Esta válvula se instala con el objeto de expulsar el aire retenido en la succión cuando la bomba no trabaja. Este tipo de válvula se ubica generalmente a continuación de la junta flexible a la que puede acoplársele una válvula check para amortiguar el golpe del agua.

Las válvulas eliminadoras de aire también se instalan a lo largo de la línea de conducción en los puntos topográficos altos del perfil como se ilustra en la figura 3.4. En los puntos altos se acumula aire, que de no expulsarse produce una estrangulación de la sección, que puede llegar a interrumpir el flujo del agua, al formar una bolsa de aire.

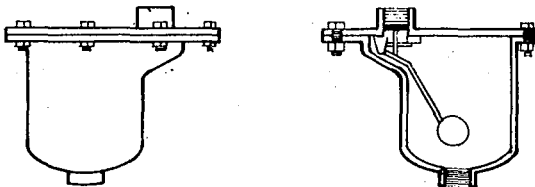


Figura 3.4 Válvula eliminadora de aire

La línea de conducción debe estar purgada, es decir, llena de agua con el fin de no tener una bolsa de aire en cada punto alto.

El diámetro de la válvula de expulsión de aire debe seleccionarse de acuerdo al diámetro de la tubería y del gasto que se conducirá. Pueden emplearse las reglas empíricas de la tabla 22, tomadas del libro de AP. del Ing. Enrique César Valdez.

Tabla 22
Diámetro para la válvula eliminadora de aire

Diámetro de la tubería	Gasto (lps)	Diámetro de la válvula
½" a 4"	0 a 12.6	½"
6" a 10"	12.7 a 50.4	1"
12" a 18"	50.5 a 201.6	2"
20" a 24"	201.7 a 472.5	3"
26" a 30"	472.6 a 819.0	6" a 8"

- Válvula de admisión de aire

Esta válvula cuenta con un orificio de admisión de aire, el cual se encuentra cerrado en condiciones de flujo permanente y se abre cuando la presión, en la sección donde se encuentra dicha válvula decae del límite establecido. Al abrirse permite la entrada de una determinada cantidad de aire que evita la formación de un vacío y previene el colapso del conducto. La válvula se cierra cuando la presión aumenta.

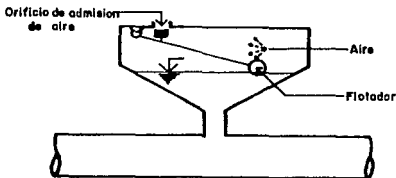


Figura 3.5 Válvula de admisión de aire

- Válvula de compuerta

La válvula de compuerta se utiliza para regularizar el escurrimiento en la tubería, aislando en un momento dado algún elemento o sección del sistema con el fin de efectuar una reparación, inspección o simplemente dar mantenimiento sin que se interrumpa totalmente el servicio.

La válvula de compuerta puede colocarse en el extremo inicial de una línea de conducción con el fin de vaciar la tubería cuando sea necesario. Puede instalarse en la descarga de cada bomba.

El diámetro de la válvula de compuerta para estos fines es la mitad del de la tubería de conducción.

Esta válvula está diseñada para operarse en caso de requerir un cierre o apertura total, no es recomendable como reguladora de gasto.

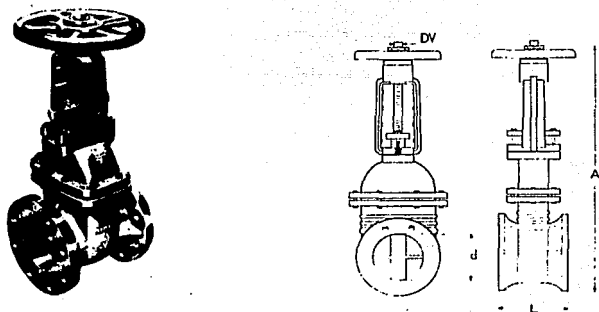


Figura 3.6 Válvula de compuerta

- Válvula de retención (Check)

Esta válvula se usa con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación, ya que permite únicamente escurrimiento en una dirección, y evita esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno de golpe de ariete. Cabe aclarar que no elimina los efectos, sólo los atenúa.

La instalación de válvulas de retención será sobre el lado de la descarga en una bomba que evita el remanso cuando se para la bomba.

La válvula check (figura 3.7) más simple es una hoja que se cierra bajo su propio peso cuando el escurrimiento en la dirección permisible cesa.

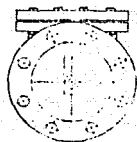
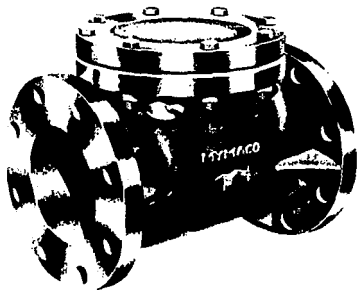


Figura 3.7 Válvula de retención

- Válvula de mariposa

Esta válvula puede sustituir a la de compuerta cuando se requiere para diámetros grandes y presiones bajas en la línea. Su operación puede ser manual, semiautomática o automática, empleando para ello dispositivos neumáticos, hidráulicos o eléctricos. Se ilustra en la figura 3.8

Puede emplearse como reguladora de gasto y en algunos casos para estrangular la descarga de una bomba.

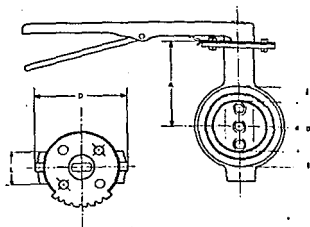


Figura 3.8 Válvula de mariposa

- Válvula de globo

Se trata de una válvula voluminosa que presenta alta resistencia al paso del agua. Se emplea en tuberías de diámetro pequeño, su función es la misma que la de la válvula de compuerta.



Figura 3.9 Válvula de globo

- Válvula aliviadora de presión

Las válvulas aliviadoras de presión se colocan como protección del equipo de bombeo, tuberías y elementos en la conexión, para evitar cambios bruscos de presión que se producen como consecuencia del paro o arranque del equipo de bombeo.

La válvula se abre automáticamente y descarga al exterior cuando la presión en el sistema es mayor a la prefijada, logrando con esto el abatimiento de la línea piezométrica. El cierre de la válvula también se realiza en forma automática cuando la presión en la línea llega a ser menor que la de ajuste o calibración.

El diámetro de la válvula se determina de acuerdo al gasto, a las presiones originadas por el golpe de ariete y a las pérdidas de carga ocasionadas por la válvula. Debe consultarse el catálogo de los fabricantes para determinar su diámetro.

Su ubicación debe ser después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga.

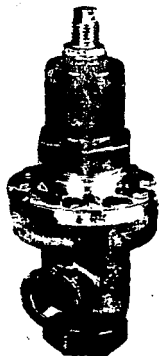


Figura 3.10 Válvula aliviadora de presión

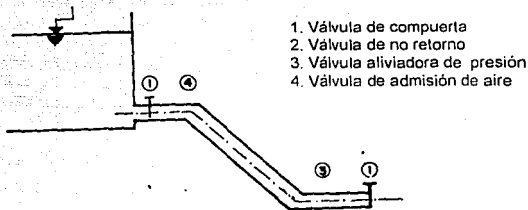
- Desagües

Se utilizan en los puntos más bajos del perfil, con el fin de desaguar la línea en caso de roturas durante su operación, o para el lavado de la línea. Para los desagües no es recomendable usar válvulas.

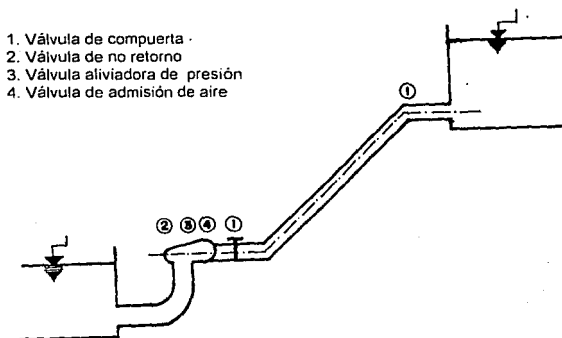
El desagüe puede formarse con una tee bridada, tapa ciega y dos juntas universales, todo de fo.fo., en caso de que la tubería sea de pvc los desagües se harán con conexiones del mismo material.

3.3.5 Instalación adecuada de las válvulas

En la figura 3.11 a y b se esquematiza la colocación de válvulas en una línea de conducción a gravedad, en una planta de bombeo y la propuesta por un fabricante.



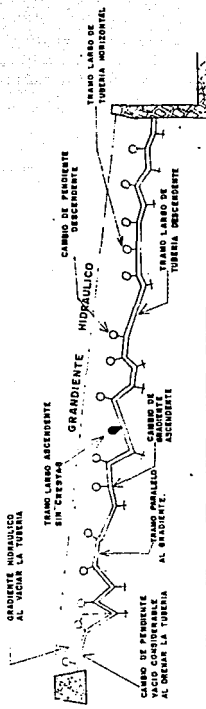
Línea a gravedad



a) Planta de bombeo

Figura 3.11 Instalación adecuada de válvulas

Con las válvulas o compuertas de seccionamiento puede regularse el gasto y efectuar trabajos de mantenimiento cuando éste lo requiera. Con la válvula de admisión de aire se evita la posibilidad de formación de un vacío cuando se cierra la válvula de seccionamiento.



○ VALVULAS COMBINADAS DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE CON ELIMINADORA DE AIRE

○ VALVULA DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE

⊥ VALVULAS DE DESFOQUE

- Tanque unidireccional

La función del tanque unidireccional es reducir la sobrepresión en caso de paro en el equipo de bombeo, ya que mantiene en la línea cierta presión mínima que corresponde aproximadamente a la altura del agua en el tanque.

El tanque unidireccional es un dispositivo de poca altura, abierto a la atmósfera y conectado a la línea de bombeo, cuenta con una válvula de retención para impedir el paso del agua de la línea al depósito.

El tanque unidireccional puede utilizarse para cualquier condición de presión de la línea y se localiza junto a la estación de bombeo o en las partes altas de la línea de conducción.

El tanque funciona en caso de paro del equipo de bombeo, con el fin de mantener lo mas posible, constante la presión mínima requerida; es decir, suple el gasto que se ha dejado de suministrar a la línea sin una variación acentuada del nivel.

El depósito unidireccional no tiene acción directa sobre la onda de sobrepresión, pero al suavizar la depresión inicial reduce la sobrepresión subsecuente y evita la ruptura de columna líquida en el caso de depresiones violentas.

La alimentación del tanque se realiza por la línea de bombeo y cuenta para su cierre automático con una válvula de flotador. Una serie de válvulas están conectadas al tanque y a la línea para permitir el abastecimiento de ésta cuando ocurre el paro del equipo de bombeo. La presión interna de la línea las mantiene cerradas bajo condiciones normales de operación.

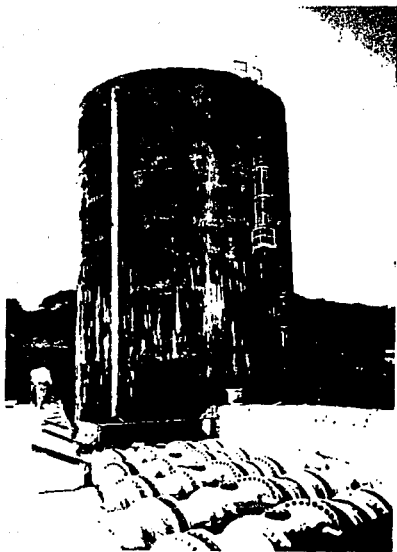


Figura 3.12 Tanque unidireccional

3.3.7 Tanques de oscilación

El tanque o pozo de oscilación es un dispositivo de alivio que se utiliza para reducir el efecto producido por el golpe de ariete. Este dispositivo frecuentemente se utiliza en estaciones hidroeléctricas y plantas de bombeo.

El pozo de oscilación tiene un orificio en la parte inferior y se encuentra en la sección del conducto inmediatamente aguas arriba o abajo de un órgano de control en el caso de una estación hidroeléctrica y de una válvula de no retorno. En el caso de una planta de bombeo debe existir en el otro extremo un depósito con nivel constante.

El funcionamiento del pozo en la estación eléctrica es el siguiente: al efectuarse un cierre total en el órgano de control, el nivel del agua en el tanque aumenta en forma gradual transformando la energía cinética del agua en potencial lo que reduce el efecto del golpe de ariete en el tramo del conducto aguas arriba del pozo. En el caso de apertura, el nivel del agua en el tanque desciende y contribuye, junto con el agua del conducto, a satisfacer la demanda de la turbina.

El funcionamiento para la planta de bombeo es similar: al presentarse una interrupción del suministro de energía o una falla mecánica en la bomba debido a la reducción de la carga de la bomba, el nivel de agua en el tanque desciende y contribuye a disminuir la variación del gasto en la tubería de descarga y del valor de la depresión que pudiera originarse en ella. Cuando posteriormente se invierte el flujo en la tubería y la válvula de no retorno cierra, el nivel del agua en el tanque asciende y transforma la energía cinética del agua en potencial reduciendo así la sobrepresión en la bomba y en la tubería de descarga.

En el caso del arranque de las bombas, en el tanque penetra gran parte del flujo inicial, lo que reduce tanto el aumento súbito del gasto en la tubería como el incremento de carga.

Los tanques de oscilación se clasifican en:

- Vertedores.- Este tipo de tanques tienen menor altura de la que alcanzaría el nivel máximo del agua, provocando el vertido de la misma.

No vertedores.- Este tipo de tanque tiene la altura suficiente para almacenar al nivel máximo del agua.

Dentro de los dos tipos de tanques existen varios modelos, algunos de ellos se describen a continuación.

- Tanque de oscilación simple

Este tanque es un cilindro abierto en la parte superior que se une con el conducto en la parte inferior, este pozo presenta las mayores oscilaciones y su estabilización es lenta, por lo que es conveniente emplearlo en centrales pequeñas donde estos factores no sean considerables.

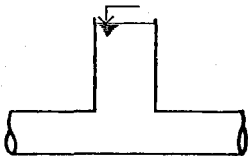


Figura 3.13 Tanque de oscilación simple

- Tanque de oscilación con orificio diferencial

Este tanque cuenta en la parte inferior con un orificio el cual produce pérdidas de carga, que son mayores cuando el agua entra al tanque que cuando sale, lo que produce que su operación sea más ventajosa (figura 3.14.a). En algunas ocasiones para hacer más eficiente este pozo, además del orificio diferencial existe una tubería de unión (figura 3.14.b).

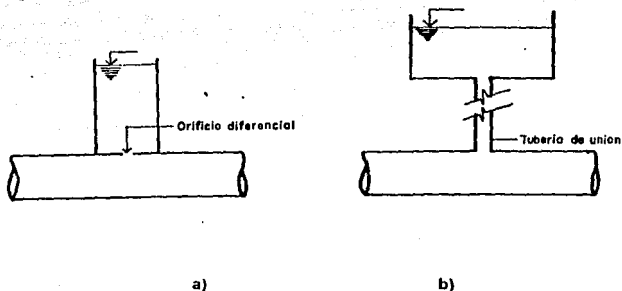


Figura 3.14 Tanque de oscilación con orificio diferencial

- Tanque de oscilación tipo Johnson

Este tanque está constituido por dos pozos cilíndricos concéntricos. El pozo interior está unido por medio de una estructura al pozo exterior y esta estructura funciona como diafragma.

El funcionamiento de este tanque es el siguiente: al presentarse un incremento de carga en el conducto el agua sube rápidamente en el tubo central y se vierte al principal, iniciándose un ascenso del agua con lentitud hasta llegar a un determinado nivel máximo. Así cuando se requiere el suministro instantáneo de agua en el conducto, el agua desciende rápidamente por el tubo central y la amortiguación de las oscilaciones se realiza en forma efectiva por el efecto del tanque principal.

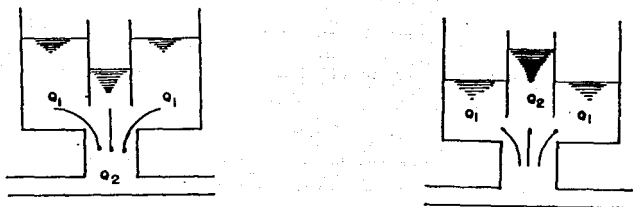


Figura 3.15 Tanque de oscilación tipo Johnson

3.3.8 Pozo con diafragma

El diafragma es una placa con orificios que se coloca a la entrada del pozo y funciona de la siguiente manera: al entrar el agua al pozo la presión es menor dentro de él comparada con la del conducto debido a que el diafragma genera una pérdida de energía.

El diafragma ayuda a que la línea de presiones se sobreleve más rápidamente que sólo por causa de las oscilaciones en el pozo, lo que conduce a una disminución más rápida del gasto y una reducción de la amplitud en las oscilaciones; con esto la turbina recibe con mayor rapidez el gasto demandado.

Este pozo es recomendable para gastos pequeños y cargas grandes.

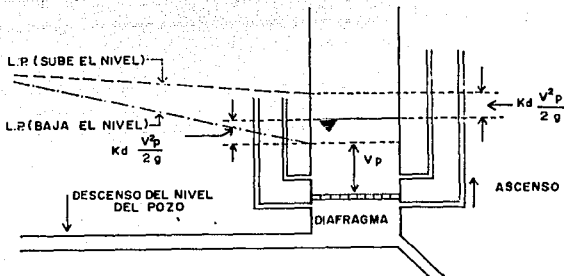


Figura 3.16 Pozo con diafragma

3.3.9 Pozo vertedor

El pozo vertedor cuenta en su parte superior con una cresta vertedora que permite el derrame del agua al sobrepasar un nivel determinado con lo cual disminuye la velocidad con que se eleva.

El vertedor ayuda a amortiguar las oscilaciones únicamente cuando el agua se elimina del sistema. El inconveniente de este pozo es que sólo puede usarse cuando en el sistema hay más agua de la necesaria y debe protegerse la zona de descarga para no correr el peligro de afectar la obra.

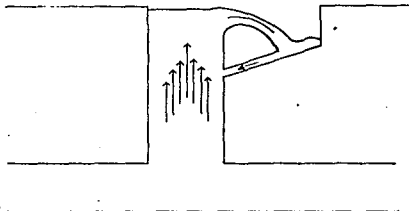


Figura 3.17 Pozo vertedor

3.3.10 Condiciones para la correcta operación de un tanque de oscilación

El tanque debe tener el área transversal suficiente para ser estable, es decir, que permita que las oscilaciones del nivel del agua en él se amortiguen durante el tiempo que dure la descarga.

El cálculo del área mínima para que el pozo sea estable puede obtenerse por medio de la siguiente expresión desarrollada por el investigador alemán Thoma:

$$A_{Tmin} = f_s \frac{LA}{Hf_1 (H_o - Hf_1)} \frac{v^2}{2g} \quad [m^2] \quad \text{---} \quad 3.23$$

donde

- A_{Tmin} = área mínima del tanque, en m^2
- f_s = factor de seguridad
- Hf_1 = pérdida de carga en el conducto, en m
- H_o = carga total, en m
- A = área del conducto, en m^2
- L = longitud del conducto, en m
- $\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad, en m

Esta fórmula es válida si la pérdida total desde el vaso hasta la bomba está en el rango:

$$hf < \frac{H_b}{3} \quad [m] \quad \text{---} \quad 3.24$$

donde

- hf = suma de las pérdidas de carga en el conducto, en m
- H_b = carga total, en m

La fórmula de Thoma se emplea con un factor de seguridad f_s , para pozos cilíndricos simples de 1.2 a 2.0. En pozos con diafragma se recomienda de 0.4 a 0.6, por lo tanto

$$A_T = f_s A_{Tmin} \quad [m^2] \quad \text{---} \quad 3.25$$

El tanque de oscilación debe situarse lo más cerca posible de la estación hidroeléctrica o planta de bombeo, ya que el efecto del golpe de ariete será de una intensidad mayor en el tramo comprendido entre el tanque y el órgano de control y la válvula de no retorno.

En el caso de un tanque no vertedor, la altura debe ser suficiente para evitar derrames en cualquier condición de operación.

El nivel máximo del agua en el tanque deberá estar unos 2 m arriba del conducto para no permitir el vaciado del tanque, evitando con esto la entrada de aire al conducto.

Ejemplo 3

Determinar el diámetro de un pozo de oscilación simple en una planta hidroeléctrica, con las siguientes características.

Datos:

Gasto	$Q = 130 \text{ m}^3/\text{s}$
Diámetro del conducto	$d_c = 6 \text{ m}$
Longitud del conducto	$l_c = 2000 \text{ m}$
Tubería de acero	$n = 0.011$
Factor de seguridad	$f_s = 1.5$
Carga total	$H_b = 45$

Cálculo del diámetro del pozo

$$A_c = \frac{\pi (6.0)^2}{4} = 28.27 \text{ m}^2$$

$$V_o = \frac{Q}{A} = \frac{130}{28.27} = 4.59 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_o^2}{2g} = \frac{(4.59)^2}{2(9.81)} = 1.074 \text{ m}$$

$$A_{\min} = f_s \frac{L \times A}{Hf1(H_o - Hf1)} \frac{v^2}{2g}$$

$$A_{\min} = 1.5 \frac{2000 \times 28.27}{4.03(45 - 4.043)} \frac{1.074}{2g} = 550.07 \text{ m}$$

$$Hf1 = z_o = kV_o^2$$

$$k = \left| \frac{n}{r^2} \right|^2 L_c + \frac{1}{2g}$$

$$k = \left| \frac{0.011}{(6/4)^2} \right|^2 2000 + \frac{1}{19.62} = 0.1919 \text{ Pérdida del pozo}$$

$$z_o = 0.1919(4.59)^2 = 4.043 \text{ m}$$

$$Hf1 = z_o$$

$$A_{\min} = 28.036 \text{ m}^2$$

$$A_p = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$d_p = \frac{4A}{\pi} = \frac{4(550.07)}{\pi} = 26.46 \text{ m}$$

$$A_p = 550 \text{ m}^2$$

3.3.11 Cámara de aire

La cámara de aire es un dispositivo eficaz para el control de las oscilaciones de carga que se originan en la planta de bombeo a causa de una falla en el suministro de energía. Este dispositivo se instala inmediatamente aguas abajo de una válvula de no retorno colocada en la tubería de descarga.

La parte inferior de la cámara contiene agua y la parte superior aire, que para las condiciones del flujo permanente inicial se encuentra comprimido bajo la carga de operación normal y almacena energía en forma análoga a un resorte. En el momento que ocurre la falla de energía, la presión en las bombas disminuye, el aire se expande y el agua sale de la cámara a través del orificio situado en el fondo, reduciendo con esto el cambio de velocidad y la caída de carga en la tubería. Cuando la válvula de no retorno cierra, al invertirse el flujo, el agua penetra en la cámara y el aire se comprime bajo una carga superior a la del flujo permanente inicial.

Debido a que una parte de aire comprimido se disuelve en el agua, la cámara de aire debe ser abastecida constantemente con pequeñas cantidades de éste, lo cual constituye su principal desventaja ya que es necesario instalar un sensor de presión que accione automáticamente un compresor.

Para que el funcionamiento de la cámara sea más efectivo, el orificio diferencial debe quedar centrado sobre el eje de la cámara debido a que es el punto donde el flujo de la tubería a la cámara proporciona una pérdida de carga 2.5 veces mayor que para el flujo en dirección opuesta, logrando un mejor amortiguamiento.

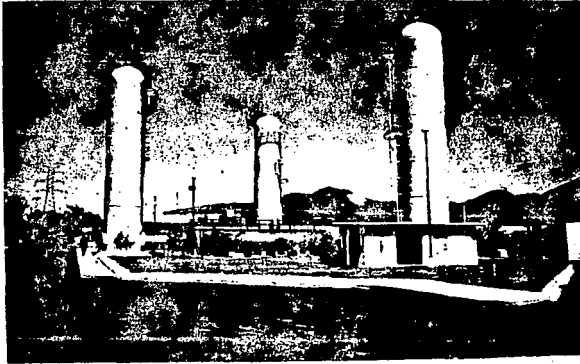


Figura 3.18 Cámara de aire

3.4 Solicitaciones a las que está sometida una tubería

Una tubería se encuentra sometida a diferentes esfuerzos que son creados por presiones internas y externas, cambios de temperatura (contracción y dilatación), flexión, compresión longitudinal, etc., por tanto la tubería debe diseñarse para resistir estos esfuerzos, es decir debe satisfacer los requisitos hidráulicos del proyecto.

3.4.1 Presión interna

La presión interna en una tubería es provocada por la presión estática del agua y por el efecto del fenómeno golpe de ariete, el efecto sobre la tubería es una tensión circunferencial en las paredes interiores del tubo. Para calcular los efectos de la presión interna puede emplearse la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{pr}{t} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{--- 3.26}$$

donde:

- σ = esfuerzo de tensión, en kg/cm^2
- p = presión estática más la sobrepresión por golpe de ariete
- r = radio interno de la tubería
- t = espesor de la tubería.

3.4.2 Fuerza en los codos y cambios en la sección transversal

Un cambio en la dirección o magnitud de la velocidad del escurrimiento va acompañado por un cambio en el impulso del fluido, lo cual produce un esfuerzo negativo en la tubería.

Para que pueda darse un cambio en el impulso es necesaria una fuerza que lo provoque, ésta se genera de la variación de presión dentro del fluido y de las fuerzas transmitidas hacia él por las paredes de la tubería.

La siguiente figura ejemplifica un cambio de sección en la que se representan la presión y la velocidad media en la tubería.

Para disminuir o eliminar los efectos de un cambio de dirección en la tubería debe colocarse un atraque, el cual resistirá y absorberá los esfuerzos. En el capítulo 3.6 se presenta la forma de diseñarlos.

3.4.3 Esfuerzos por temperatura

Los esfuerzos por temperatura se presentan si la tubería está expuesta a grandes cambios de temperatura.

Los esfuerzos que se desarrollan por temperatura son longitudinales, es decir acortamientos o alargamientos de la tubería por contracción o dilatación térmica.

Para valorar el esfuerzo longitudinal a que quedará sujeta la tubería por un cambio de temperatura, suponiendo que se encuentra empotrada en sus dos extremos, se usa la siguiente expresión.

$$\sigma = E \alpha \Delta t \quad [\text{kg/cm}^2] \text{ --- 3.27}$$

donde:

σ = esfuerzo longitudinal, en kg/cm²

E = módulo de elasticidad del material de la tubería, kg/cm²

α = coeficiente de expansión del material de la tubería

Δt = cambio de temperatura

Para aliviar este esfuerzo deben colocarse juntas de expansión.

Ejemplo 4

Se presenta una variación de temperatura de 28 °C en una tubería de acero, considerando que la expansión longitudinal es evitada por medio de una junta de expansión, calcular la compresión a que quedará sujeta la tubería.

Datos

$$E = 210 \times 10^6 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = 11.7 \times 10^{-6} \text{ m/m}^\circ\text{C}$$

$$\sigma = E \alpha \Delta t = 210 \times 10^6 \times 11.7 \times 10^{-6} \times 28 = 68796 \text{ kg/m}^2$$

3.4.4 Esfuerzo por flexión

La tubería si no tiene apoyo actúa como una viga, con cargas producidas por el peso del mismo tubo más el peso del agua y muchas cargas superpuestas, por este efecto resultan esfuerzos que pueden determinarse por los métodos usuales de análisis que se aplican a vigas.

3.4.5 Cargas externas en tuberías enterradas

Las tuberías normalmente se colocan en una zanja que es rellenada, esto representa una carga vertical hacia la tubería, la magnitud de esta carga depende de la rigidez del tubo, del material de la plantilla y del material del relleno.

Todas las tuberías enterradas deben colocarse sobre una plantilla que debe compactarse para soportar el peso de la tubería y no se deforme. El relleno (material que cubre la tubería) debe colocarse cuidadosamente y apisonarse completamente alrededor y arriba de la parte superior de la tubería. En caso de tubos flexibles la presión lateral del relleno contribuye en forma apreciable a la resistencia de la tubería y el material de la plantilla proporciona un mejor soporte fig 3.19

Las normas de agua potable presentan las siguientes consideraciones generales:

1. La tubería de asbesto-cemento debe alojarse en zanja para obtener la máxima protección y sólo en casos excepcionales se podrá instalar superficialmente.
2. Es deseable que las tuberías de cualquier material queden alojadas en zanjas para obtener la máxima protección. Las tuberías de acero o fierro fundido podrán instalarse superficialmente garantizando su protección y seguridad. Las tuberías de pvc siempre se instalarán en zanja.
3. Cuando el agua tenga características incrustantes se deberá estabilizar para evitar la incrustación de tuberías.

En la tabla 23 se presentan las dimensiones de zanja propuestas por las normas de agua potable para tuberías de asbesto-cemento y pvc y en la tabla 24 las dimensiones propuestas por el fabricante para tuberías de polietileno. La figura 3.19 esquematiza las dimensiones.

Figura 3.19 Dimensiones de zanja

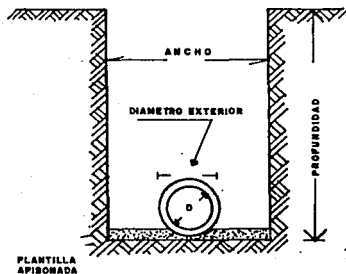


Tabla 23
Dimensiones de zanja para tubería de
asbesto-cementoy pvc

Diámetro nominal		Ancho cm	Profundidad cm	Volumen por m.l. m3
mm	pulg			
25	1	50	70	0.35
51	2'	55	70	0.39
64	2.5	60	100	0.60
76	3	60	100	0.60
102	4	60	100	0.60
152	6	70	110	0.77
203	8	75	115	0.86
254	10	80	120	0.96
305	12	85	125	1.06
356	14	90	130	1.17
406	16	100	140	1.40
457	18	115	145	1.67
508	20	120	150	1.80
610	24	130	165	2.15
762	30	150	185	2.78
914	36	170	220	3.74

Tabla 24
Dimensiones de zanja para
tubería de polietileno

Diámetro nominal		Ancho cm	Profundidad cm	Volumen por m.l. m3
mm	pulg			
102	4	40	60	0.28
152	6	40	75	0.30
203	8	40	75	0.30
254	10	60	80	0.48
305	12	60	85	0.51
356	14	65	90	0.59
406	16	70	90	0.63
457	18	75	95	0.71

3.5 Diseño del espesor

El diseño del espesor de pared de un tubo se basa en criterios que dependen de las condiciones a que estará sujeta la estructura de conducción, generalmente se realiza para las tuberías de gran diámetro, las cuales deben resistir esfuerzos de gran magnitud producidos por la presión interna.

En el caso de tuberías de menor diámetro basta revisar si el espesor del fabricante seleccionado soporta los esfuerzos a los que estarán trabajando los puntos críticos de la tubería.

El espesor diseñado debe tomar en cuenta los requisitos prácticos de fabricación, transporte e instalación y éste no debe ser inferior a un 0.50 % del diámetro de la tubería.

En el diseño del espesor deben considerarse las características de calidad del agua, las condiciones del terreno, la presión y la sobrepresión producida por el golpe de ariete.

El cálculo del espesor por presión interna (carga estática del agua + golpe de ariete) se realiza con la expresión siguiente:

$$t = \frac{pd}{2fs} \quad [\text{pulg}] \quad 3.28$$

donde:

- t = espesor, en pulgadas
- p = presión, en psi
- d = diámetro exterior, en pulgadas
- fs = esfuerzo de diseño, en psi

Ejemplo 5

Calcular el espesor de pared para una tubería de acero de diámetro exterior de 1.52 m (60 ") que resistirá una carga máxima de 342 mca (486.11 psi)

$$t = \frac{486.11 \times 60}{2 \times (42000 \times 5/9)} = 0.625 = \frac{5}{8} \text{ "}$$

por lo tanto el espesor será de 5/8" o 1.58 cm.

3.6 Atragues

Los atraques son apoyos de concreto que se emplean a lo largo de una línea de conducción para contrarrestar el efecto que genera el empuje de la presión interna sobre la tubería, es decir, el atraque absorbe y soporta las fuerzas que le son transmitidas y no permite que afecten a la sección de tubería siguiente.

La tubería debe anclarse con un atraque en codos, tees, válvulas, cambios de dirección, uniones, terminales, reducciones, etc.

En el caso de tramos rectos de tubería no es común usar atraques pero pueden emplearse para evitar juntas de expansión muy distantes entre sí o que la tubería sufra grandes esfuerzos por cambios de temperatura. En estos casos se considera como satisfactoria una distancia de 150 m. entre atraques.

La ubicación de los atraques en diferentes piezas especiales se ilustra en la figura 3.20

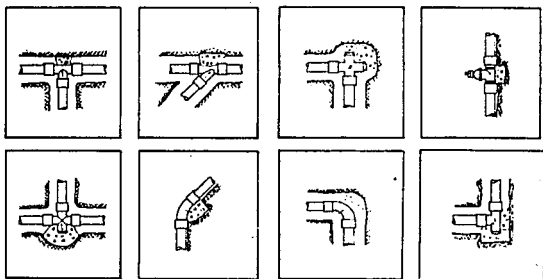


Figura 3.20 Atragues en algunas piezas especiales

En el caso de la tubería polietilileno de alta densidad no se requieren atraques debido a la integración de los materiales de la tubería, las conexiones realizadas por termofusión y la sujeción que proporcionan los adaptadores bridados, aún cuando intervinieran válvulas o piezas de fo.fo., siempre que éstas sean bridadas.

El diseño de un atraque se realiza al determinar la resultante de los empujes hidrostático y dinámico que actúan sobre las paredes de la tubería, ya que es esta fuerza la que se transmitirá al atraque.

La resultante del empuje dinámico e hidrostático para el caso de un cambio de dirección en el plano horizontal y a cualquier ángulo, se calcula por la ley de impulso, con la siguiente expresión.

$$F = 2 \frac{\gamma_c}{g} Qv + PS \sin \frac{E}{2} \quad [\text{kg}] \quad \text{---} \quad 3.29$$

donde:

- F = fuerza total sobre el codo, en kg
- γ_c = peso volumétrico del concreto, 24×10^6 kg/cm³
- S = área de la sección transversal, en m²
- P = presión en la tubería, en kg/m²
- V = velocidad del agua en la tubería, en m/s
- E = ángulo de deflexión de la tubería, en grados
- g = aceleración de la gravedad, en m/s²

Ejemplo 6

Diseñar el volumen de concreto requerido para el atraque de un codo de 45° en una tubería de 18" de diámetro. El gasto que conduce la tubería es de 350 lps y el codo se encuentra localizado a 1 km del tanque con 30 m de carga piezométrica, el coeficiente de capacidad hidráulica de la tubería es de C=140.

Debido a que la fórmula maneja todas las unidades en el sistema métrico, se hacen las transformaciones.

$$D = 18" = 0.45 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.45)^2}{4} = 0.16 \text{ m}^2$$

$$Q = 350 \text{ lps} = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

por la ecuación de continuidad

$$Q = v A ; v = \frac{Q}{A} = \frac{0.35}{0.16} = 2.13 \text{ m/s}$$

La presión interna de la tubería es la carga piezométrica menos las pérdidas por fricción.

Pérdidas por la fórmula de Hazen - Williams

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{Q}{0.0177436 C D^{2.63}}} L$$

donde:

- Q = gasto, en l/s
- D = diámetro, en pulgadas
- L = longitud, en metros

$$hf = 0.54 \sqrt{\frac{350}{0.0177436 (140)(18)^{2.63}}} (1 \times 1000)$$

$$hf = 7.34 \text{ m}$$

Por lo tanto la presión es :

$$P = CP - hf = 30 - 7.34 = 22.65 \text{ m} = 22650 \text{ kg/m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 3.6.1

$$F = 2(0.16) \frac{22650 + 1000(2.13)^2}{9.81} \frac{\text{sen } 45}{2}$$

$$F = 339.37 \text{ kg} \times \text{F.S.} = 339.37 \times 1.2 = 407.24 \text{ kg}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$$

$P = F / \text{ángulo de fricción entre el material del suelo y el atraque.}$

$$P = \frac{407.24}{\tan 30^\circ} = 705 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{705}{2400} = 0.29 \text{ m}^3 \text{ de concreto.}$$

La tabla 25 presenta el dimensionamiento de los atraques de concreto para piezas especiales de fierro fundido de acuerdo al manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana. Las dimensiones que su muestran serán aplicables exclusivamente en tuberías alojadas en zanjas y las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques, los que deberán quedar perfectamente apoyados al fondo y pared de la zanja.

Tabla 25
Dimensiones de los atraques de concreto
para piezas especiales de fierro fundido

Diámetro nominal de la pieza especial		Altura	Lado A	Lado B	Volumen de Concreto
mm	pulg	cm	cm	cm	m ³
76	3	30	30	30	0.027
102	4	35	30	30	0.032
152	6	40	30	30	0.036
203	8	45	35	35	0.055
254	10	50	40	35	0.07
305	12	55	45	35	0.087
356	14	60	50	35	0.105
406	16	65	55	40	0.143
457	18	70	60	40	0.168
508	20	75	65	45	0.219
610	24	85	75	50	0.319
762	30	100	90	55	0.495
914	36	115	105	60	0.725
1067	42	130	120	65	1.014
1219	48	145	130	70	1.32

Capítulo 4

CONDUCCIONES A SUPERFICIE LIBRE

CAPITULO 4

CONDUCCIONES A SUPERFICIE LIBRE

Las estructuras encargadas de conducir un líquido (principalmente agua) con la superficie libre a presión atmosférica son los canales.

Los canales se clasifican en dos grandes grupos.

- Canales no prismáticos o naturales. Son aquellos que existen en la naturaleza como ríos y arroyos.
- Canales prismáticos o artificiales. Son aquellos que existen por fabricación del hombre, tales como canales de riego, canales de excedentes, canales de navegación, etc.

4.1 Geometría de los canales

La geometría de un canal natural es por lo general de forma irregular a lo largo de toda su sección. Los canales artificiales por el contrario son de geometría regular, con secciones de formas geométricas trapezoidales, rectangulares, triangulares y circulares principalmente.

Comunmente la sección rectangular se emplea en canales revestidos, la trapezoidal en los no revestidos, la triangular en canales pequeños o en cunetas de carretera y los circulares en colectores, alcantarillas y túneles.

Los elementos geométricos que nos permiten determinar las características hidráulicas de un canal, ya sea natural o artificial, son los siguientes:

- Tirante (y) que es la distancia vertical desde el punto más bajo del canal hasta la superficie libre del agua.
- Área hidráulica (A) es el área vertical del canal ocupada toda por líquido.
- Perímetro mojado (P) es el límite en la sección vertical que tiene el líquido con la fontera del canal, sin tomar en cuenta la superficie libre del agua.
- Superficie libre (B) es el ancho de la superficie libre del agua, esto es, la parte en contacto con la presión atmosférica.

- Radio hidráulico (RH) es la relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado $RH = A / P$.
- Tirante hidráulico (Y) es la relación que existe entre el área hidráulica y la superficie libre. $Y = A / B$

4.1.1 Canales naturales o no prismáticos

No existen fórmulas establecidas para la obtención de las características hidráulicas para este tipo de canales, por lo tanto, se tiene que hacer un levantamiento en el lugar para obtener los datos de tirante hidráulico, curvas topográficas para el perfil del cauce, ancho de la superficie libre del canal y otras. Con esta información se trabaja en gabinete y auxiliados con papel milimétrico o con planímetro, se calculan las características hidráulicas faltantes.



Figura 4.1 Sección de un canal natural

La simbología empleada en la figura 4.1 representa:

- y = tirante, en m
- P = perímetro mojado, perímetro de la sección del canal en contacto con el agua, en m
- B = ancho de la superficie libre del agua, en m
- A = área hidráulica, es el área de la sección transversal ocupada por el agua, en m^2
- R_H = radio hidráulico A/P , en m
- Y = tirante hidráulico A/B , en m

4.1.2 Canales artificiales o prismáticos

Los canales prismáticos son de secciones muy variadas, ya que se contruyen de acuerdo a las necesidades que se tengan, tales como económicas, hidrológicas y topográficas; de acuerdo a ellas se escoge el tipo de sección más conveniente.

A continuación se ilustran las cuatro secciones de canales más comunes indicando en cada una de ellas sus características hidráulicas y las fórmulas para calcularlas.

- Sección rectangular

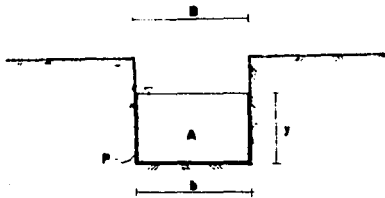


Figura 4.2 Canal de sección rectangular

Fórmulas para obtener las características hidráulicas de la sección rectangular

b	= ancho de la plantilla	
A	= área hidráulica	$= b y$
B	= superficie libre del agua	$= b$
P	= perímetro mojado	$= b + 2y$
R_H	= radio hidráulico	$= by / (b+2y)$
Y	= tirante hidráulico	$= by / b = y$

- Sección trapecial

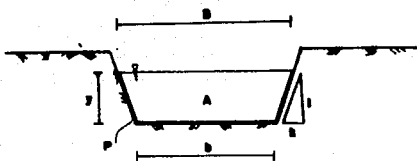


Figura 4.3 Canal de sección trapecial

Fórmulas para obtener las características hidráulicas de la sección trapecial

k = talud, distancia horizontal que hay que recorrer para ascender una unidad.

$$A = \text{área} = by + k y^2 \sqrt{1 + k^2}$$

$$P = \text{perímetro mojado} = b + 2 y \sqrt{1 + k^2}$$

$$B = \text{superficie libre} = b + 2 k y$$

$$R_H = \text{radio hidráulico} = A / P$$

$$Y = \text{tirante hidráulico} = A / B$$

- Sección triangular

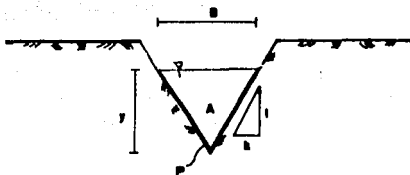


Figura 4.4 Canal de sección triangular

Fórmulas para obtener las características hidráulicas de la sección triangular

$$\begin{aligned}
 A &= ky^2 \\
 P &= 2y\sqrt{1+k^2} \\
 B &= 2ky \\
 R_H &= A/P \\
 Y &= A/B
 \end{aligned}$$

- Sección circular

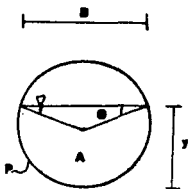


Figura 4.5 Canal de sección circular

Fórmulas para obtener las características hidráulicas de la sección circular

$$\begin{aligned}\theta &= \arccos [1 - 2y / D] \\ A &= D^2 / 4 [\theta - \text{sen } \theta \cos \theta] \\ P &= \theta D \\ B &= D \text{ sen } \theta\end{aligned}$$

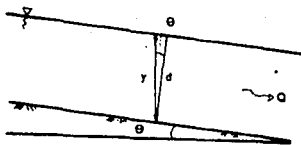
Consideraciones para el tirante.

En la figura 4.6 se ilustra la consideración de que la distancia (d) puede considerarse igual al tirante (y) de la sección normal a la plantilla, si se cumplen las condiciones siguientes:

$$\cos \theta = d / y \quad \Rightarrow \quad d = \cos \theta \ y$$

si

$$\begin{aligned}(\theta &\leq 10 \text{ grados}) \\ S &\approx \tan \theta \approx \text{sen } \theta \\ \cos \theta &\approx 1 \quad \therefore \quad d = y\end{aligned}$$



S = pendiente. Inclinación de la plantilla del canal por unidad de longitud en dirección del flujo.

Figura 4.6 Relación de la pendiente del terreno con el tirante

4.2 Clasificación de flujos

Por la característica de los canales de tener una superficie libre a presión atmosférica se presentan diferentes tipos de flujo a lo largo de su sección. Esto es debido a que el agua que fluye se ve afectada por diferentes fuerzas, tales como: la fuerza de gravedad, de tensión superficial, de fricción, fuerzas de inercia internas (debidas a la naturaleza turbulenta del flujo), y de presión normal a las paredes y plantilla del canal y ocasionalmente fuerzas debidas al movimiento del sedimento. La interacción de estas fuerzas da lugar a la complejidad del flujo a superficie libre, por tanto se realizan una serie de simplificaciones y generalizaciones para entender la mecánica de los fluidos.

Existen diferentes criterios para hacer la clasificación de los flujos, estos son principalmente cuatro; en cuanto al tiempo, al espacio, a la viscosidad y a la gravedad.

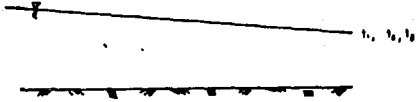
4.2.1 Flujos según el tiempo

- Flujo permanente

Se tiene un flujo permanente cuando en diferentes tiempos ($t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$) se miden en un mismo punto (P), la velocidad (v) y el tirante (y) y ambos resultan ser iguales.

En este tipo de flujo la variación de velocidad con respecto al tiempo es igual a cero, por lo tanto no existe cambio.

$$\delta v / \delta t = 0$$



$$\text{en } t_1, t_2, t_3: \quad v_1 = v_2 = v_3 \\ y_1 = y_2 = y_3$$

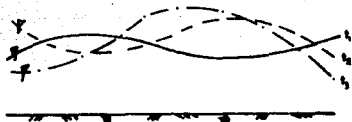
Figura 4.7 Flujo permanente

- Flujo no permanente

Si se mide en un mismo punto (P) en tiempos diferentes y el registro de datos muestra cambios, entonces el flujo es transitorio o no permanente.

En este caso la variación de la velocidad con respecto al tiempo es diferente de cero, y por lo tanto se presentan cambios en el flujo.

$$\delta v / \delta t \neq 0$$



h_1, h_2, h_3 ; características = variables (mareas)

Figura 4.8 Flujo no permanente

4.2.2 Flujos según el espacio

- Flujo uniforme

Este flujo sólo se presenta en canales artificiales.

Si en un canal se toman los datos de velocidad y tirante en una sección (1) y en otra sección (2) y ambos resultan ser iguales, se tiene un flujo uniforme.

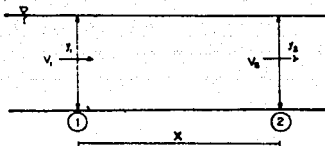
En este caso la variación de la velocidad con respecto al espacio es cero.

$$\delta v / \delta s = 0$$

Como consecuencia de la definición en este flujo la pendiente del terreno (s_0) y la pendiente de la superficie libre del agua (s_a) son iguales.

$$s_0 = s_a = s$$

El tirante correspondiente a este flujo se conoce como tirante normal (y_n).



$$v_1 = v_2$$

$$y_1 = y_2$$

Figura 4.9 Flujo uniforme

- Flujo no uniforme

Si la variación de la velocidad con respecto al espacio, es diferente de cero, o bien, la sección (1) muestra diferentes datos de la sección (2), se tiene un flujo no uniforme.

$$\delta v / \delta s \neq 0$$

En este caso la pendiente del terreno es diferente a la de la superficie libre del agua.

$$s_0 \neq s_B$$

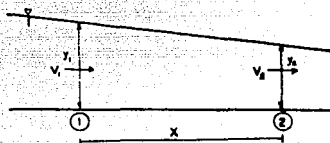


Figura 4.10 Flujo no uniforme

4.2.3 Flujos según su viscosidad

El flujo uniforme en un canal puede ser laminar o turbulento y está determinado por las fuerzas viscosas y de gravedad con relación a las fuerzas internas del flujo.

La viscosidad en un flujo se define como la propiedad de resistir la fuerza cortante que actúa en él, y es debida principalmente a la interacción entre las moléculas del mismo fluido. El tipo de flujo se define a través del número de Reynolds el cual se obtiene con la ecuación 4.1. La escala para definir el flujo se muestra en la tabla 26.

$$Re = VL / \nu \quad \text{--- 4.1}$$

donde:

Re = número de Reynolds

V = velocidad, en m/s

ν = viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

L = longitud, en m

Dependiendo del tipo de conducción la longitud toma las consideraciones siguientes:

$L = D$ para tuberías

$L = R_H$ para canales

Tabla 26
Tipo de flujo dependiendo del número de Reynolds

Tipo de flujo	Número de Reynolds
Flujo laminar	$Re < 500$
Flujo de transición	$500 \leq Re \leq 2,000$
Flujo turbulento	$Re > 2,000$

- Flujo laminar

Se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas, perfectamente definidas no necesariamente paralelas como se ilustra en la figura 4.11.

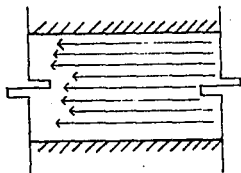


Figura 4.11 Flujo laminar

- Flujo turbulento

Se caracteriza porque las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido, como se muestra en la figura 4.12.

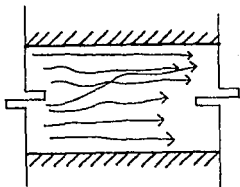


Figura 4.12 Flujo turbulento

4.2.4 Flujo según la gravedad

Evaluando el número de Froude y comparándolo con la unidad se conocerá en que estado o régimen se encuentra el flujo. Los diferentes tipos de régimen pueden ser:

- Subcrítico
- Crítico
- Supercrítico

donde:

Fr = N° de Froude

V = velocidad, en m/s

g = gravedad, en m/s^2

l = longitud característica, en m

si

$Fr < 1$	régimen subcrítico	$V < (g l)$
$Fr = 1$	régimen crítico	$V = (g l)$
$Fr > 1$	régimen supercrítico	$V > (g l)$

- Régimen crítico

El régimen crítico en la sección de un canal existe cuando el tirante y la velocidad adquieren valores críticos para un gasto (Q) dado, la pendiente de plantilla (s_0) necesaria para que esto ocurra recibe el nombre de pendiente crítica (s_c).

- Régimen subcrítico

Este régimen se presenta cuando el tirante es mayor que el crítico y por tanto la velocidad es menor que la crítica para el gasto (Q) dado. En este caso la pendiente (s_0) es menor que la crítica ($s_0 < s_c$), a esta nueva pendiente se le llama subcrítica o suave.

- Régimen supercrítico

Este régimen se presenta si el tirante es menor que el crítico, por tanto la velocidad es mayor que la crítica para el gasto (Q) dado. En este caso la pendiente (s_0) es mayor que la crítica ($s_0 > s_c$), a esta nueva pendiente se le llama supercrítica o pronunciada. En la figura 4.13 se muestra la relación tirante gasto en un canal.

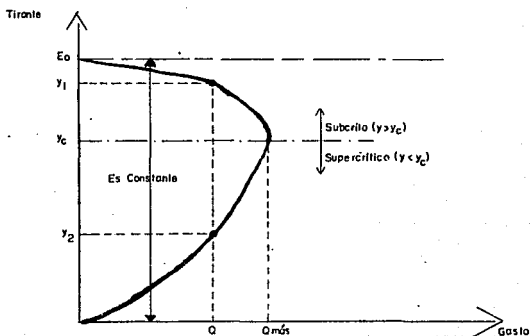


Figura 4.13 Tirantes - gastos

4.3 Ecuaciones fundamentales de la hidráulica

Las ecuaciones fundamentales de la hidráulica se desprenden de los principios básicos del medio continuo y son:

- ecuación de continuidad
- ecuación de la energía
- ecuación de impulso y cantidad de movimiento

Para el diseño de un canal el empleo de una u otra ecuación depende del flujo de que se trate, de las hipótesis que se consideren o de lo que se desee calcular, en este caso se presentan las ecuaciones particularizadas para flujo unidimensional permanente.

4.3.1 Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad esta basada en el principio de la conservación de la materia, por lo tanto; de una masa de fluido que en una unidad de tiempo entra a un volumen especificado dentro del flujo, una parte se queda almacenada en su interior y el resto sale del volumen. Si se conoce la forma y magnitud del volumen en estudio, el almacenaje puede determinarse ya que lo que entra menos lo que sale es igual a lo que se almacena.

$$\text{Entra} - \text{Sale} = \text{Almacena}$$

Basado en el principio de la conservación de la materia si se calculan el área y la velocidad en una sección (1) y se obtiene el producto de ambas, éste deberá ser igual al producto de la velocidad por el área de una sección (2). Algebraicamente se muestra en la ecuación 4.3.

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \text{cte.} \quad [m^3/s] \text{ --- } 4.3$$

4.3.2 Ecuación de la energía

La ecuación de la energía se emplea para resolver problemas de flujo a superficie libre en que se conoce el tirante de las dos secciones extremas del tramo en estudio. Esta ecuación permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del fluido.

La ecuación de la energía se ejemplifica en la figura 4.14, en la que cada término indica una longitud o carga. El término (z) medido desde un plano de horizonte de referencia se le conoce como carga de posición, el término (p/γ) es la carga de presión, $(\alpha v^2/2g)$ es la carga de velocidad y (h_f) la pérdida de carga. En la figura 4.14 la línea que une los puntos de carga de velocidad se llama línea de energía y la que une los puntos de carga de presión (P/γ) se llama línea de cargas piezométricas. La ecuación de la energía es escalar ya que el resultado indica una magnitud.

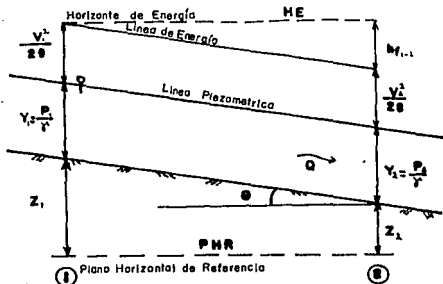


Figura 4.14 Ecuación de la energía

La ecuación de la energía se expresa algebraicamente en las ecuaciones 4.4a y 4.4b, donde la suma de las cargas en la sección 1 es igual a las de la sección 2 más las pérdidas internas de energía entre las dos secciones.

$$z_1 + p_1 / \gamma + \alpha_1 v_1^2 / 2g = z_2 + p_2 / \gamma + \alpha_2 v_2^2 / 2g + h_{f(1-2)}$$

$$[m] \quad \text{---} \quad 4.4.a$$

para el caso de $\theta > 10^\circ$

$$z_1 + y_1 \cos^2 \theta + \alpha_1 v_1^2 / 2g = z_2 + y_2 \cos^2 \theta + \alpha_2 v_2^2 / 2g + h_{f(1-2)}$$

$$[m] \quad \text{---} \quad 4.4.b$$

4.3.3 Ecuación de impulso y cantidad de movimiento

La ecuación de impulso y cantidad de movimiento permite determinar las fuerzas que produce el flujo.

Esta ecuación se aplica a un volumen determinado el cual se le llama volumen de control. Dicho volumen se trata como un cuerpo libre y deberá estar lleno de líquido. La ecuación de impulso y cantidad de movimiento es vectorial ya que su resultado indica una dirección y sentido, en la figura 4.15 se ilustra una sección de control con los elementos que deben considerarse, donde el término $\Sigma(Q \beta v)$ corresponde a las cantidades de movimiento y las ΣF serán las fuerzas mismas que pueden ser estáticas o dinámicas.

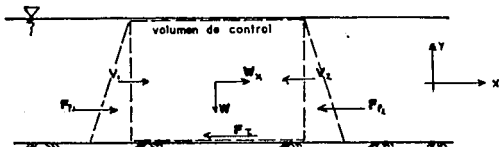


Figura 4.15 Ecuación del impulso y cantidad de movimiento

Para el volumen de control que se muestra en la figura 4.15 las ecuaciones son:

$$\Sigma F = F_p + F_c + F_f = \gamma / g \Sigma (Q \beta v)$$

$$F_{p1} - F_{p2} + w_x - F_f = \gamma / g Q (v_2 - v_1) \quad [\text{kg}] \quad \dots 4.5$$

donde:

F_p = fuerza debida a la presión, en kg

$F_c = w_x$ = fuerza de cuerpo, debidas al peso propio del volumen de control, en Kg

F_r = fuerza debido a la resistencia de las paredes al movimiento del líquido, en Kg

β = coeficiente de Boussinesq

v = velocidad media, m/s

4.4 Distribución de velocidades en la sección de un canal

La distribución de velocidades en la sección de un canal se ve afectada por algunos factores como son:

- La forma del canal
- la rugosidad de la superficie
- el gasto y la acción de corrientes secundarias
- la presencia de cambios de dirección

La figura 4.16 muestra la distribución de velocidades en la sección típica de un canal por medio de curvas que unen puntos de igual velocidad. Se observa que la velocidad mínima ocurre en la proximidad de la pared y que el punto de velocidad máxima queda ligeramente abajo de la superficie libre del agua.



Figura 4.16 Distribución de velocidades sobre la vertical de un canal

El instrumento que nos sirve para medir la velocidad en un canal es un molinete, el cual funciona por medio de una hélice que al paso del agua gira, las revoluciones mandan una señal que es escuchada por un operador a través de unos audífonos; dependiendo de la velocidad en el canal será la señal que se esté transmitiendo

Los criterios para determinar la velocidad media (v_m) son:

- Debe localizarse a una profundidad de 60% del tirante a partir de la superficie libre del agua (SLA)

$$v_m = a \text{ 0.6 del tirante normal: } 0.6Y$$

- Obtener un promedio de velocidades a 0.2y y a 0.8y;

$$v_m = (v_{0.2y} + v_{0.8y}) / 2$$

- Debe encontrarse en entre 0.8 y 0.95 de la velocidad superficial.

$$v_m = 0.8 v_{\text{superficie}} \quad \text{a} \quad v_m = 0.95 v_{\text{superficie}}$$

La figura 4.17 muestra la distribución de las velocidades sobre un corte transversal de la sección del canal.

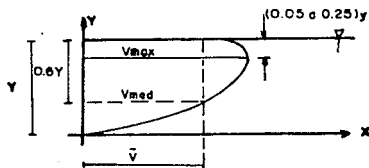


Figura 4.17 Distribución de velocidades en un corte transversal

La velocidad máxima se encuentra sobre la superficie libre del agua o a una distancia de 0.05 a 0.25 del tirante desde la SLA hacia abajo.

Como resultado de la distribución no uniforme de las velocidades en un canal, experimentalmente se ha determinado el coeficiente de Boussinesq el cual varía entre 1.01 y 1.12.

4.5 Cálculo hidráulico de tirantes de un canal

Para el cálculo de los tirantes hidráulicos en un canal existen varios métodos, algunos de ellos son los siguientes:

- Incrementos diferenciales
- Integración gráfica
- Método por pasos

Se desarrollará únicamente el método de incrementos finitos por ser el de mayor aplicación tanto para canales prismáticos como no prismáticos.

Previo a la explicación del método se hará un recordatorio de conceptos básicos.

4.5.1 Perfiles de flujo

- Perfiles hidráulicos

Se llama perfil hidráulico a la forma que toma la superficie libre del agua en un canal, en función de la pendiente (S_0) y del lugar donde el perfil se localice.

- Clasificación de perfiles

Para la clasificación de los perfiles nos auxiliaremos con la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado (FGV).

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} \quad \text{---} \quad 4.6$$

donde:

- S_0 = pendiente del canal
- S_f = pendiente de energía
- F_r = número de Froude (ecuación 4.2)

La pendiente de la plantilla se clasificará como:

Pendiente positiva (+) si el fondo desciende en la dirección del flujo.



$$S_o > 0 \text{ positiva}$$

Figura 4.18 Pendiente positiva

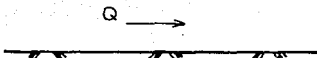
Pendiente negativa (-) si el fondo asciende en la dirección del flujo.



$$S_o < 0 \text{ negativa}$$

Figura 4.19 Pendiente negativa

Pendiente cero (0) si el fondo es horizontal



$S_0 = 0$ horizontal

Figura 4.20 Pendiente cero

Al comparar la pendiente del canal con la pendiente crítica se puede determinar el perfil del canal. en la tabla 27 se muestra la relación pendiente-perfil.

Tabla 27
Tipos de perfil

Pendiente	Tipo de perfil
$S_0 > S_c$	[S] Pendiente Severa
$S_0 < S_c$	[M] Pendiente Suave
$S_0 = S_c$	[C] Pendiente Crítica

donde:

S_0 , pendiente del canal

S_c , pendiente crítica

[], nomenclatura del perfil

La altura del tirante normal (y_n) y del tirante crítico (y_c) dividen al espacio en donde se desarrolla el perfil de flujo en tres zonas:

- Zona 1 Es la línea superior hacia arriba.
- Zona 2 Es el espacio que esta entre la línea superior y la inferior.
- Zona 3 Es la línea inferior al fondo del canal (plantilla)

Estas tres zonas siempre estarán referidas a la plantilla del canal sin que se vean afectadas por el gasto, sección, ni rugosidad.

Existen diferentes formas para el perfil de la superficie libre en flujo gradualmente variado, las cuales se obtendrán a continuación basadas en la ecuación del flujo gradualmente variado y el número de Froude.

- Perfil tipo " S "

El perfil S corresponde a una pendiente severa y el tirante normal es menor que el crítico, por lo cual se tendrán las 3 zonas de flujo.

$$S_0 > S_c \quad y_n < y_c$$

Perfil tipo "S1"

Se aloja en la zona 1 y se presenta porque su número de Froude es menor que 1 y la pendiente de la línea de energía (S_f) es menor que la pendiente de plantilla (S_0).

La ecuación dinámica del flujo gradualmente variado se simplifica como dy / dx , lo que representa la pendiente de la superficie libre del agua (S_a) referida a la plantilla del canal. Los signos que presenta nos darán la forma del perfil.

$$Fr < 1 \quad S_f < S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

el tirante diverge a la plantilla

· Perfil tipo "S2"

Este perfil se aloja en la zona 2

$$F_r > 1 \quad S_f < S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$$

el tirante converge a la plantilla

· Perfil tipo "S3"

Este perfil se aloja en la zona 3

$$F_r > 1 \quad S_f > S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

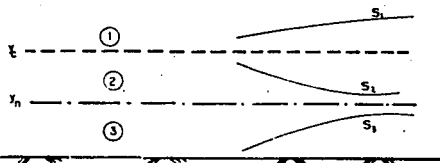


Figura 4.21 Perfil de flujo tipo "S"

- Perfil tipo "M"

Este perfil corresponde a una pendiente suave y el tirante normal es mayor que el crítico.

$$S_0 < S_c \quad y_n > y_c$$

· Perfil tipo "M1"

El perfil M1 se aloja en la zona 1, su número de Froude es menor que 1, la pendiente (S_f) es menor que la de plantilla (S_0) y por la ecuación del flujo gradualmete variado se obtiene que el perfil diverge de la plantilla

$$F_r < 1 \quad S_f < S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

· Perfil tipo "M2"

Se localiza en la zona 2

$$F_r < 1 \quad S_f > S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$$

el tirante converge: a la plantilla

· Perfil tipo "M3"

Se localiza en la zona 3

$$F_r > 1 \quad S_f > S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

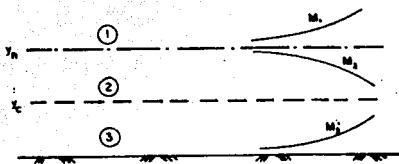


Figura 4.22 Perfil de flujo "M"

- Perfil tipo "C"

El perfil "C" corresponde a una pendiente crítica ya que la pendiente del terreno es igual a la crítica y el tirante normal coincide con el tirante crítico; por tanto sólo se tienen perfiles en dos zonas, la zona 1 y la zona 3, ya que la zona 2 corresponde al espacio entre el tirante normal y el crítico.

$$S_0 = S_c \quad y_n = y_c$$

· Perfil tipo "C1"

El perfil "C1" se aloja en la zona 1. Sus características se muestran a continuación:

$$F_r < 1 \quad S_f < S_o \quad \frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

· Perfil tipo "C3"

Se aloja en la zona 3 y sus características son:

$$F_r > 1 \quad S_f > S_o \quad \frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

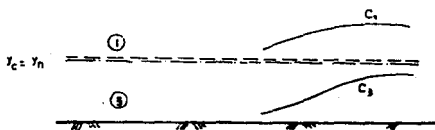


Figura 4.23 Perfil de flujo tipo "C"

- Perfil tipo " H "

Este perfil es el límite inferior de una pendiente suave (horizontal) y el tirante normal es infinito por lo cual sólo hay perfiles en las zonas 2 y 3. La zona 1 no existe porque su límite es infinito.

$$S_0 = 0 \quad \text{solo existe } y_c$$

· Perfil tipo " H2 "

Las características se presentan a continuación:

$$F_r < 1 \quad S_f > S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$$

el tirante converge a la plantilla

· Perfil tipo " H3 "

Se presenta en la zona 3 con las siguientes características:

$$F_r > 1 \quad S_f > S_0 \quad \frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$$

el tirante diverge a la plantilla

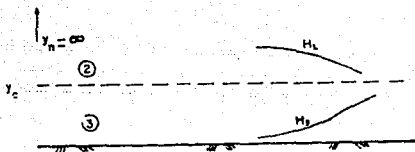


Figura 4.24 Perfil de flujo tipo "H"

4.5.2 Sección de control

La sección de control es el lugar, en la sección de un canal, donde se puede establecer la relación entre el tirante y el gasto ($y - Q$). Esta sección controla el flujo y se considera adecuada para una estación de aforos.

Las secciones de control pueden ser:

- Compuertas
- Vertedores
- Entradas y salidas de canales.

Retomando la explicación del cálculo hidráulico de tirantes de una canal, se presenta el método de incrementos finitos.

Método de incrementos finitos

Este método se emplea para conocer la longitud del canal. Tiene grandes aplicaciones por ser el adecuado para realizar el análisis de perfiles de flujo. Se inicia de una sección de control a partir de la cual se determinan sucesivamente los tirantes procediendo hacia aguas arriba de la sección de control en el caso de flujo subcrítico, o aguas abajo para el flujo supercrítico.

Para determinar el perfil se especifica el tirante desconocido y se calcula la distancia a que se encuentra la sección que posee dicho tirante con la ecuación 4.7, la cual se obtiene partiendo de la ecuación de la energía y algunas consideraciones.

De la ecuación de la energía. $z + p/\gamma + \alpha v^2/2g + h_f = 0$

si $p/\gamma + \alpha v^2/2g = \text{Energía (E)}$

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (A)$$

$$\text{si } S_0 = - \frac{dz}{dx}$$

$$S_f = - \frac{dh_f}{dx}$$

sustituyendo en (A)

$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f$$

despejando d_E

$$d_E = (S_o - S_f) dx$$

sustituyendo las diferenciales por incrementos se tiene que:

$$\Delta E = (S_o - S_f) \Delta x$$

$$\therefore \Delta x = \frac{\Delta E}{S_o - S_f} \quad [m] \quad \text{---} \quad 4.7$$

donde:

- Δx = incrementos diferenciales, en m
- ΔE = incrementos diferenciales, en m
- S_o = pendiente del canal
- S_f = pendiente de la línea de energía

Proceso de cálculo

1. En todos los tramos del canal se harán las consideraciones de tramos muy largos y de sección constantes.
2. Calcular el tirante crítico (y_c) y normal (y_n).
3. Clasificar el perfil e indicar la dirección de cálculo.

- Si es régimen subcrítico $F_r < 1 \therefore v < \sqrt{gy}$
el cálculo del perfil se hará hacia aguas arriba.
- Si es régimen supercrítico $F_r > 1 \therefore v > \sqrt{gy}$
el cálculo del perfil se hará en dirección aguas abajo.

4. Indicar uno de los dos tirantes conocidos (y_c o y_n según sea el régimen) hasta llegar al otro. Con la única condición de que la velocidad no exceda del 10% a la precedente.
5. Para cada valor de "y" calcular su energía (E)
6. Calcular la pendiente de fricción S_f ya que en las secciones (1) y (2) los tirantes serán conocidos.

$$S_f = \left[\frac{V_m n}{R_{Hm}^{2/3}} \right]^2 \quad \text{--- 4.8}$$

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad \text{[m/s] --- 4.9}$$

$$R_{Hm} = \frac{A_1 + A_2}{P_1 + P_2} \quad \text{[m] --- 4.10}$$

7. El incremento finito (Δx) se calculará de acuerdo a la ecuación 4.7

Ejemplo 7.

Calcular a que distancia de la sección del control del canal se presenta el tirante normal (y_n), si se tiene un canal rectangular de $b = 7$ m, $S_o = 0.00101$, $n = 0.038$ con un gasto de $Q = 15.66$ m³/s.

Sección.



Solución

1. Considerando tramos muy largos de sección constante.
2. Cálculo del tirante crítico y_c , con la expresión de canal rectangular.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{15,66^2}{7^2 (9,81)}}$$

$$y_c = 0.80 \text{ m}$$

3. Cálculo del tirante normal y_n , partiendo de la ecuación de continuidad

$$Q = A V$$

$$Q = \frac{A}{n} R_H^{2/3} S_0^{1/2}$$

$$\frac{Q_n}{S_o^{3/2}} = A R_H^{2/3}$$

$$\frac{15.66 (0.038)}{0.00101^{3/2}} = A R_H^{2/3}$$

$$18.72 = A R_H^{2/3}$$

Para obtenerlo se procederá por tanteos, es decir proponiendo tirantes a partir del (y_c) hasta que las relaciones $Q_n / S_o^{3/2}$ y $A R_H^{2/3}$ sean iguales.

Procedimiento por tanteos:

y	$A = y b$	$P = 2y + b$	$(R_H = A/P)^{2/3}$	$A R_H^{2/3}$	$Q_n / S_o^{3/2}$
$y_c = 0.80$	5.60	8.60	0.75	4.21	18.72
0.90	6.30	8.80	0.80	5.04	18.72
1.10	7.70	9.20	0.89	6.84	18.72
2.00	14.00	11.00	1.17	16.44	18.72
$y_n = 2.19$	15.33	11.38	1.22	18.70	18.72

$$\therefore y_n > y_c \quad \Rightarrow \quad S_o < S_c \quad \text{pendiente suave} \\ 2.19 > 0.80 \quad \text{perfil tipo M}$$

Como el tirante normal es mayor que el crítico y la pendiente del terreno menor que la pendiente crítica, se tiene un perfil tipo "M".

4. Se debe realizar el cálculo del perfil desde el tirante crítico $y_c = 0.80$ m hasta el tirante normal $y_n = 2.19$ m.

4.6 Salto hidráulico

El salto hidráulico es el cambio de régimen de supercrítico a subcrítico (de rápido a lento) pasando por un punto llamado crítico. Dicho fenómeno se puede obtener con un cambio de pendiente de severa a suave ocasionado por una reducción en el canal, la salida de una compuerta, un tanque amortiguador, etc.

La transición de régimen supercrítico a subcrítico se hace en forma violenta, la cual provoca gran turbulencia y pérdida de energía, se llega a un punto mínimo (crítico) para luego volverse a incrementar. Los tirantes en el salto hidráulico reciben el nombre de conjugados y será el conjugado menor en el régimen supercrítico (rápido) y el conjugado mayor en el régimen subcrítico (lento).

Los usos más comunes que se le pueden dar a un salto hidráulico son:

- Disipar la energía de una corriente cuando ésta sea muy fuerte, para evitar la erosión o socavación.
- Por su gran turbulencia es ideal para la mezcla de sustancias químicas en el tratado de aguas.
- En plantas de agua potable se puede utilizar para el aireamiento del agua en su fase final.

4.6.1 Análisis del salto hidráulico

Como ya se dijo, el salto hidráulico es la pérdida de energía que sufre un flujo. Debido a que se desconoce la magnitud de la pérdida de energía, se aplica la ecuación de impulso y cantidad de movimiento [$\Sigma f = \gamma / g (\Sigma Q \beta v)$] tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- El canal es horizontal ($S_0 \ll$) y de sección constante.
- Las pérdidas por fricción se desprecian ($h_f = 0$).
- Antes y después del salto la distribución de velocidad es uniforme ($\beta_1 = \beta_2 = 1$).

- La distribución de presiones es hidrostática
- No existen obstáculos entre las secciones 1 y 2.

Aplicando la ecuación de la energía se tiene:

$$p_1 - p_2 = \gamma Q / g [v_2 - v_1] \quad (I)$$

$$p_1 - p_2 = \frac{\gamma Q^2}{g} \left[\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right]$$

$$p = \gamma z_G A \quad (II)$$

donde:

- p = presión hidrostática, kg/m^2
- γ = peso volumétrico del agua, kg/m^3
- z_G = centro de gravedad, en m
- A = área, en m^2

al sustituir (I) en (II) tenemos:

$$\gamma z_{G1} A_1 - \gamma z_{G2} A_2 = \frac{\gamma Q^2}{g} \left[\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right]$$

dividiendo entre γ y ordenando términos se obtiene:

$$z_{G1} A_1 - z_{G2} A_2 = \frac{Q^2}{g} \left[\frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right]$$

$$z_{G1} A_1 + \frac{Q^2}{g A_1} = z_{G2} A_2 + \frac{Q^2}{g A_2} \quad \text{ecuación general del salto hidráulico}$$

La ecuación del salto hidráulico se puede expresar mediante la función llamada "momentum" (M) la cual se compone de 2 términos y se indica en la ecuación 4.11

La función momentum determina si se presentará un salto hidráulico, esto ocurre si las secciones antes y después del salto son iguales.

$$M = f(y)$$

$$M = z_G A + \frac{Q^2}{g A} \quad [m^3] \quad \text{---} \quad 4.11$$

donde:

z_G = empuje hidrostático por unidad de peso de líquido

Q^2

--- = cantidad de movimiento del flujo por unidad de tiempo

$g A$ y unidad de peso.

Si se cumple la condición de igualdad siguiente se presentará un salto hidráulico.

$$M_1 = M_2$$

La interpretación gráfica del salto hidráulico se presenta en figura-4.25

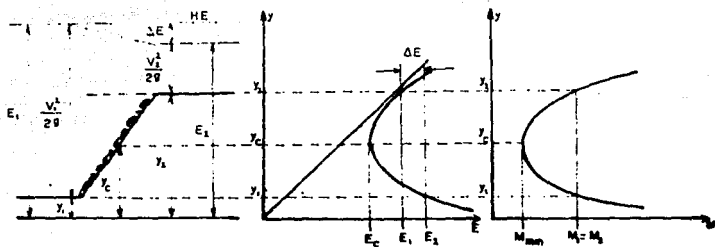


Figura 4.25 Curvas de momentum y energía específica para un salto hidráulico.

La ecuación momentum para un valor dado, tiene dos posibles tirantes y_1 y y_2 los cuales reciben el nombre de tirantes conjugados de un salto hidráulico y tienen como principal característica, que para cierto gasto (Q) al aumentar el conjugado menor (y_1), el conjugado mayor (y_2) disminuye.

En la figura 4.25 se observa que para el conjugado menor existe mayor energía que para el conjugado mayor y para ambos tirantes conjugados existe uno y sólo un momentum, siendo ésta la condición para que se presente un salto hidráulico ($M_1 = M_2$).

Para una sección rectangular el cálculo de los conjugados se hace con las siguientes fórmulas:

- Conocido el régimen supercrítico

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \quad [m] \quad \dots \quad 4.12$$

- Conocido el régimen subcrítico

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_{r2}^2} - 1 \right) \text{ [m]} \quad \text{--- 4.13}$$

Dichas fórmulas se obtiene a partir de la ecuación general para salto hidráulico, la cual se utiliza para el cálculo de los conjugados en las otras secciones hidráulicas.

4.6.2 Elementos del salto hidráulico.

Los ecuaciones para obtener los elementos del salto hidráulico se enumeran a continuación.

1. Pérdida de energía

$$\Delta E = E_1 - E_2 \quad \text{para todas las secciones}$$

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4(y_2 y_1)} \quad \text{para canal rectangular}$$

2. Pérdidas relativas

$$\Delta E_r = \frac{\Delta E}{E_1}$$

3. Eficiencia (η_s)

$$\eta_s = \frac{E_2}{E_1} \cdot 100$$

4. Longitud del salto (L)*

La longitud del salto es la distancia medida entre la sección de inicio y la sección inmediatamente aguas abajo en que termina la zona turbulenta del salto.

Según el Bureau of Reclamation, la longitud del salto para canales rectangulares varía de acuerdo a la tabla 28.

Tabla 28
Longitud del salto para canales rectangulares

F_{r1}	1.70	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	5.00	6.00	8.00	10.00
L / y_2	4.00	4.35	4.85	5.28	5.55	5.80	6.00	6.10	6.12	6.10

Según Sietchin la longitud del salto para canales trapeciales se obtiene con la ecuación que lleva su nombre

$$L = A (y_2 - y_1) \text{ ecuación de Sietchin}$$

donde:

A^* = coeficiente según el talud del canal. Obtenarlo de la tabla 29

$y_{1,2}$ = tirantes conjugados

Tabla 29
Coefficiente para la ecuación de Siénchín para
obtener la longitud del salto hidráulico

Talud k	0.00	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50
A*	5.00	7.90	9.20	10.60	12.60	15.00

* Apuntes de hidráulica II Ing. q. Soleto

Hsing propone para obtener la longitud del salto en un canal trapecial la siguiente expresión:

$$L = S y_2 \left(1 + 4 \sqrt{\frac{y_2 - y_1}{y_1}} \right) \quad \text{ecuación de Hsing}$$

5. Altura del salto hidráulico (h_j)

$$h_j = y_2 - y_1$$

Estos son básicamente todos los elementos del salto hidráulico.

4.6.3 Tipos de salto hidráulico

Dependiendo de dónde se presente el conjugado mayor (y_2), existen tres tipos de salto hidráulico, claro, barrido y ahogado. Se muestran a continuación las condiciones para que se presente cada uno de los saltos.

Caso I si $y_2 = y_2$ se presenta un salto claro



Figura 4.26 Salto hidráulico claro

Caso II si $y_2 < y_2$ se presenta un salto barrido o desplazado

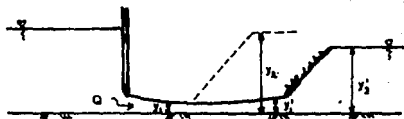


Figura 4.27 Salto hidráulico barrido o desplazado

Caso III si $y_2' > y_2$ se presenta un salto ahogado

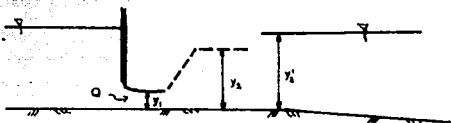


Figura 4.28 Salto hidráulico ahogado

4.7 Diseño de canales

En la captación y conducción del agua es importante realizar un diseño apropiado para tener los mayores beneficios. Es necesario un estudio de factibilidad, el cual muestre las ventajas y desventajas de las secciones que se estén proponiendo para el diseño de la conducción.

Infiltración, evaporación y pérdidas por operación son los tres puntos a estudiar con detalle para tener una máxima eficiencia en la conducción. Esto es, al reducir las pérdidas el diseño del canal será del tamaño óptimo, con costos menores de construcción y mantenimiento, logrando una ganancia en el costo del agua aprovechable.

4.7.1 Canales revestidos

Un canal revestido es aquel que tiene un tratamiento en la superficie mojada, es decir, un recubrimiento en la sección transversal excavada, entendiéndose por sección transversal a la geometría dada por el proyectista.

El objetivo del revestimiento es:

- Evitar infiltraciones
- Prevenir la erosión
- Disminuir la rugosidad del canal

Para diseñar un canal se emplea el criterio de la sección hidráulicamente óptima que tiene que cumplir algunos requisitos.

Criterio de diseño

Sección hidráulicamente óptima

Requisitos

Costo mínimo
Máxima eficiencia hidráulica

La máxima eficiencia hidráulica de una sección se presenta cuando, para una determinada área de sección, el perímetro mojado es mínimo. Con estas condiciones se logra tener una mínima resistencia al escurrimiento y un costo de revestimiento mínimo.

La sección hidráulicamente óptima para un gasto dado es aquella que optimiza tanto el área hidráulica (A) como el perímetro mojado (P), a pesar de que la velocidad se vuelve máxima.

Ecuaciones generales para la sección hidráulicamente óptima

La deducción de las ecuaciones se basa en la sección trapecial por ser la sección que proporciona el área y perímetro mojado mínimos.

La figura 4.26 muestra las condiciones consideradas para la obtención de la ecuación de la sección hidráulicamente óptima.

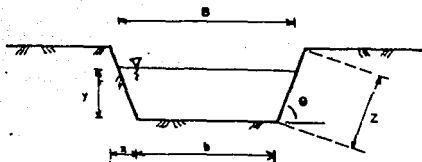


Figura 4.29 Características generales de la sección trapezoidal

Deducción de las ecuaciones generales de la sección hidráulicamente óptima para un canal.

$$\begin{aligned} \cot \theta &= x/y & \Rightarrow & \quad x = y \cot \theta \\ \text{sen } \theta &= x/z & \Rightarrow & \quad z = y / \text{sen } \theta \end{aligned}$$

si

$$\begin{aligned} A &= by + xy & \Rightarrow & \quad A = by + (y \cot \theta) y \\ P &= b + 2z & \Rightarrow & \quad P = b + 2(y / \text{sen } \theta) \end{aligned} \quad \begin{aligned} (I) \\ (II) \end{aligned}$$

despejando (b) de (II)

$$b = P - 2y / \text{sen } \theta \quad (III)$$

sustituyendo (III) en (I)

$$A = (P - 2y / \text{sen } \theta) y + y^2 \cot \theta$$

derivando con respecto al tirante (y)

$$dA / dy = 0 = P - 4y / \operatorname{sen} \theta + 2y \cot \theta \quad (IV)$$

sustituyendo (II) en (IV)

$$(b + 2y / \operatorname{sen} \theta) - 4y / \operatorname{sen} \theta + 2y \cot \theta = 0$$

identidad trigonométrica

$$\cot \theta = \cos \theta / \operatorname{sen} \theta$$

depejando (b)

$$b = 2y / \operatorname{sen} \theta - 2y \cot \theta$$

$$b = 2y / \operatorname{sen} \theta - 2y (\cos \theta / \operatorname{sen} \theta)$$

$$\therefore b = 2y [(1 - \cos \theta) / \operatorname{sen} \theta] \quad [m] \quad \text{---} \quad 4.14$$

Hidráulicamente

$$Q = AV$$

$$Q = A / n R_H^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q n / S^{1/2} = A R_H^{2/3}$$

$$\text{si} \quad R_H = A / P$$

$$Q n / S^{1/2} = A (A^{2/3} / P^{2/3})$$

$$Q n / S^{1/2} = (A^{5/3} / P^{2/3})$$

$$\text{si} \quad A = by + y^2 \cot \theta$$

$$P = b + 2y / \operatorname{sen} \theta$$

$$Q n / S^{1/2} = \frac{(by + y^2 \cot \theta)^{5/3}}{(b + 2y / \operatorname{sen} \theta)^{2/3}} \quad (VI)$$

sustituyendo (4.14) en (VI)

$$Q n / S^{3/2} = \frac{(2y [(1 - \cos \theta) / \operatorname{sen} \theta] y + y^2 \cot \theta)^{5/3}}{(2y [(1 - \cos \theta) / \operatorname{sen} \theta] + 2y / \operatorname{sen} \theta)^{2/3}}$$

$$Q n / S^{3/2} = \frac{[(2 - \cos \theta) / \operatorname{sen} \theta] y^{8/3}}{2^{2/3}}$$

$$y = (Q n / S^{3/2})^{3/8} (\operatorname{sen} \theta / 2 - \cos \theta)^{3/8} 2^{2/3} \quad [\text{m}] \quad \dots \quad 4.15$$

∴ para una sección hidráulicamente óptima se deben cumplir las ecuaciones 4.14 y 4.15.

Sección hidráulicamente óptima para un canal trapezoidal

La ecuación general de la sección hidráulicamente óptima para un canal trapezoidal es la 4.16 y se representa en la figura 4.30

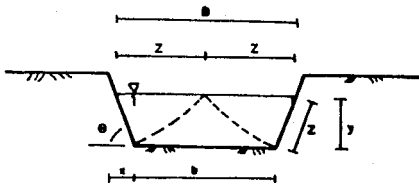


Figura 4.30 Sección hidráulicamente óptima para el canal trapezoidal

A partir de las ecuaciones generales

si

$$b = 2y [1 - \cos \theta] \quad 4.14$$

$$y = (Qn / S^{2/3})^{3/8} (\sin \theta / 2 - \cos \theta)^{3/8} 2^{1/4} \quad 4.15$$

sustituyendo (4.14) en (1)

$$A = by + y^2 \cot \theta = 2y^2 [1 - \cos \theta / \sin \theta] + y^2 \cot \theta$$

$$A = 2y^2 / \sin \theta - 2y^2 \cos \theta / \sin \theta + y^2 \cot \theta$$

$$\frac{A}{y} = \frac{2y}{\sin \theta} - y \cot \theta \quad (\text{VIII})$$

de la figura 4.30 se tiene que:

$$x = y \cot \theta$$

$$z = y / \sin \theta$$

$$A = By - xy$$

$$A = By - y^2 \cot \theta$$

$$\frac{A}{y} = B - y \cot \theta \quad (\text{IX})$$

al igualar las ecuaciones (VIII) y (IX) se obtiene lo siguiente:

$$2 y / \operatorname{sen} \theta - y \cot \theta = B - y \cot \theta$$

$$B = 2 y / \operatorname{sen} \theta$$

si

$$z = y / \operatorname{sen} \theta$$

la ecuación de la sección hidráulicamente óptima es:

$$B = 2 z \quad [m] \quad \text{---} \quad 4.16$$

Velocidad del agua en un canal revestido

La velocidad de un canal revestido depende del material de construcción, debido a que algunos materiales permiten velocidades mayores, tales como el concreto, asfalto, tabique, piedra, etc. por ser superficies duras. Los materiales gruesos como tierra compactada, mezcla de suelo con bentonita, etc. permiten velocidades menores, por esta razón los rangos de las velocidades máximas y mínimas dependerán del material de revestimiento.

Para cualquier tipo de recubrimiento es importante determinar su velocidad máxima y mínima, ya que una produce erosión y la otra azolvamientos.

Para controlar el nivel del flujo y evitar derrames superficiales, es necesario contar con un bordo libre (B.L.). El cual debe diseñarse como precaución contra la acumulación de azolve en el canal, reducción de la eficiencia hidráulica por crecimiento de plantas, acción del oleaje, asentamiento de los bordos y escurrimiento mayor al previsto para lluvias.

En la figura 4.31 se muestra la sección de un canal con la altura de revestimiento (h_r) y el bordo libre.



Figura 4.31 Altura de revestimiento y borde libre

Con el fin de reafirmar conocimiento se presenta el siguiente ejemplo:

Ejemplo 8

Determinar el ancho de plantilla para una sección trapezoidal con máxima eficiencia, considerando:

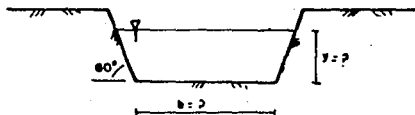
Datos

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0.003$$

$$n = 0.014$$

Sección:



Solución

Utilizando las ecuaciones de máxima eficiencia para una sección trapezoidal

$$y = (Qn / S^{3/2})^{3/8} (\sin \theta / 2 - \cos \theta)^{3/8} 2^{1/4}$$

$$b = 2y (1 - \cos \theta / \sin \theta)$$

sustituyendo datos:

$$y = [(20 \times 0.014) / 0.003^{3/2}]^{3/8} [\sin 60^\circ / 2 - \cos 60^\circ]^{3/8} 2^{1/4}$$

$$y = 1.84 \times 0.81 \times 1.19$$

$$y = 1.77 \text{ m}$$

$$b = 2 \times 1.77 [(1 - \cos 60^\circ) / \sin 60^\circ]$$

$$b = 3.54 \times 0.51$$

$$b = 1.80 \text{ m}$$

4.7.2 Canales no revestidos

Un canal no revestido es aquel canal excavado en terreno natural sin ningún tratamiento especial en la superficie mojada.

En este tipo de canales la velocidad debe ser más controlada, ya que como la superficie mojada no tiene ningún tipo de recubrimiento, las velocidades altas provocan erosión o por el contrario las velocidades bajas permiten el depósito de sedimentos en el canal.

Criterios de diseño

- Velocidad permisible (V_p)

- Fuerza tractiva

El objetivo de ambos criterios es el de evitar la erosión y sedimentación en el canal.

4.7.2.1 Velocidad permisible (V_p)

En este método el canal será diseñado para que por él corra una velocidad que no cause problemas de erosión al terreno. A esta velocidad se le da el nombre de velocidad máxima permisible y estará en función del tipo de material y del tirante.
 $V_p = f(\text{tipo de material, } y)$.

Secuencia de cálculo (datos: n, S, Q)

1. Obtener $R_H = [(V_p n) / S^{1/2}]^{3/2}$

V_p se obtiene de las tablas 30* ó 31* a partir de la proposición de un tirante.

2. Calcular $A = Q / V_p$

3. Perímetro mojado $P = A / R_H$

4. Se obtienen dos ecuaciones simultaneas

$$A = f(y, k, b)$$

$$P = f(y, k, b)$$

k se obtiene de la tabla 32

5. Resolver simultáneamente las ecuaciones anteriores

6. Añadir el bordo libre (B. L.) y ajustar los valores de números enteros. Tabla 33*

* Las tablas de diseño de canales, 30 a 38 se incluyen al final del capítulo.

Tabla 32
Obtención del talud (k^*)

Material	k (talud)
Roca sana no estratificada	0.00 a 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 a 0.50
Roca alterada, tepetate duro	1
Grava angular	1
Arcilla densa o tierra con revestimiento de concreto	0.50 a 1.00
Suelo limo - arenoso con grava gruesa	1.00 a 1.50
Arenisca blanca	1.50 a 2.00
Limo arcilloso	0.75 a 1.00
Limo arenoso	1.50 a 2.00
Material poco estable arena, tierra arenosa	2
Arcilla saturada	3

k^* Apuntes de hidráulica II Ing. G. Sotelo

Ejemplo 9

Diseñar un canal de grava gruesa (no cohesiva) con $d_{50} = 20$ mm, $S = 0.0015$,

Datos

$$d_{50} = 20 \text{ mm}$$

$$S = 0.0015$$

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.025$$

Partiendo del tirante supuesto se obtiene V_p de la tabla 30

$$y = 1 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad V_p = 1.4 \text{ m/s}$$

1. Obtener R_H

$$R_H = [(V_p n) / S^{3/2}]^{3/2}$$

sustituyendo

$$R_H = [(1.4 \times 0.025) / 0.0015^{3/2}]^{3/2}$$

$$R_H = 0.86 \text{ m}$$

2. Calcular A

$$A = Q / V_p$$

sustituyendo

$$A = 15 / 1.4$$

$$A = 10.71 \text{ m}^2$$

3. Perímetro mojado P

$$P = A / R_H$$

sustituyendo

$$P = 10.71 / 0.86$$

$$P = 12.45 \text{ m}$$

4. Obtención de k de la tabla 32

material: Grava suelta

$$k = 1$$

ecuaciones simultáneas

$$A = by + ky^2$$

$$P = b + 2y\sqrt{1-k}$$

si

$$A = 10.71 \text{ m}^2$$

$$P = 12.46 \text{ m}$$

sustituyendo

$$10.71 = b y + y^2 \quad (I)$$

$$12.45 = b + 2 y \sqrt{2} \quad (II)$$

5. Solución de las ecuaciones

despejando (b) de (II)

$$b = 12.45 - 2 y \sqrt{2} \quad (III)$$

sustituyendo (b) en (I)

$$10.71 = [12.45 - 2 y \sqrt{2}] y + y^2$$

$$10.71 = 12.45 y - 2 y^2 \sqrt{2} + y^2$$

$$10.71 = 12.45 y - 1.83 y^2$$

$$1.83 y^2 - 12.45 y + 10.71 = 0$$

al resolver la ecuación cuadrada se tiene:

$$y_1 = 5.79 \text{ m} \quad \text{no puede ser solución}$$

$$y_2 = 1.01 \text{ m} \quad \text{es la solución}$$

sustituyendo (y_2) en (III)

$$b = 12.45 - 2 \times 1.01 \times \sqrt{2}$$

$$b = 9.59 \text{ m}$$

6. Bordo libre (B.L.) de la tabla 33

si

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s} \quad \therefore \quad \text{B.L.} = 0.90 \text{ m}$$

Comprobación de la solución

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = by + ky^2 = 9.60 \times 1 + 1 \times 1^2 = 10.6 \text{ m}^2$$

$$Q = AV \Rightarrow V = Q / A$$

$$V = 15 / 10.6$$

$$V = 1.4 \text{ m/s}$$

con un tirante de $y = 1$ $\Rightarrow V_p \cong 1.3 \text{ m/s}$
 y un d_{50} de $d_{50} = 20 \text{ mm}$

$V > V_p$ \therefore no son aceptables estas dimensiones

Corrección

si

$$y = 1 \text{ m}$$

$$V_p = 1.3 \text{ m/s}$$

$$R_H = \frac{1.3 \times 0.025^{3/2}}{\sqrt{0.0015}} = 0.77 \text{ m}$$

$$A = Q / V_p = 15 / 1.3 = 11.54 \text{ m}^2$$

$$P = A / R_H = 11.54 / 0.77 = 15.00 \text{ m}$$

$$11.54 = by + ky^2 \quad (I)$$

$$15.00 = b + 2y\sqrt{1+k^2} \quad (II)$$

Despejando (b) de (II)

Despejando (b) de (II)

$$b = 15 - 2y\sqrt{2} \quad (III)$$

Sustituyendo (b) en (I)

$$11.54 = [15 - 2y\sqrt{2}]y + y^2$$

$$11.54 = 15y - 2y^2\sqrt{2} + y^2$$

$$11.54 = 15y - 1.83y^2$$

$$1.83y^2 - 15y + 11.54 = 0$$

$$y_1 = 7.34 \text{ m} \quad \text{no puede ser solución}$$

$$y_2 = 0.86 \text{ m} \quad \text{es la solución}$$

Sustituyendo (y_2) en (III)

$$b = 15 - 2(0.86)\sqrt{2}$$

$$b = 12.57 \text{ m}$$

Comprobación

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = b y + k y^2$$

$$A = 12.57(0.86) + 1(0.86)^2$$

$$A = 11.55 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A = 15 / 11.55 = 1.29$$

$$V < V_p \quad \therefore \text{Se acepta}$$

4.7.2.2 Fuerza tractiva

El criterio de la fuerza tractiva como ya se mencionó es para canales no revestidos.

Se le conoce también como fuerza de arrastre o fuerza tangencial y es la fuerza que actúa sobre la superficie (perímetro) del canal. Se produce por el agua que fluye sobre las partículas del perímetro.

Las ecuaciones que rigen el criterio de fuerza tractiva son:

$$F_T = \gamma ALS$$

$$R_H = A/P$$

$$\tau_o = \gamma R_H S$$

$$\tau_o = \gamma ALS/PL$$

Para canales anchos

$$R_H = y$$

En la figura 4.32 se esquematiza la distribución de esfuerzos en un canal.

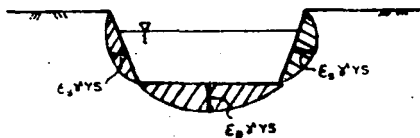


Figura 4.32 Distribución de esfuerzos en un canal

Las fuerzas que actúan sobre las partículas del suelo que descansan sobre la pendiente lateral de la sección de un canal, en el cual el agua fluye, son las siguientes:

Fuerza tractiva

$$F_T = a \tau_s$$

donde:

a = área de la partícula, en m^2

τ_s = esfuerzo del flujo sobre el talud, en kg/m^2

La componente de la fuerza de gravedad

$$F_{\text{peso}} = W_s \operatorname{sen} \theta$$

donde:

$$W_s = \text{peso sumergido en la partícula, en kg}$$

Dicho peso tiende a causar que la partícula ruede por el talud.

La resultante de ambas fuerzas será:

$$F_{\text{resultante}} = \sqrt{a^2 \tau^2 + w_s^2 \operatorname{sen}^2 \theta} = F_{\text{actuante}}$$

La resistencia de la partícula al movimiento es:

$$F_{\text{resultante}} = w_s \operatorname{con} \theta \tan \varphi$$

donde:

$$\tan \varphi = \text{Coeficiente de fricción (ángulo de reposo del material).}$$

∴ si

$$F_{\text{actuante}} > F_{\text{resultante}} \quad \text{la partícula se mueve}$$

Entonces la condición límite será:

$$F_{\text{actuante}} = F_{\text{resultante}}$$

$$\sqrt{a^2 \tau_s + w_s^2 \operatorname{sen}^2 \theta} = w_s \operatorname{con} \theta \tan \varphi$$

despejar τ_s y elevar al cuadrado ambos términos.

$$\tau_s = w_s / a \sqrt{\cos^2 \theta \tan^2 \phi [1 - \sin^2 \theta / (\cos^2 \theta \tan^2 \phi)]}$$

$$\tau_s = w_s / a \cos \theta \tan \phi \sqrt{1 - \tan^2 \theta / \tan^2 \phi} \quad \text{Esfuerzo en taludes}$$

en la plantilla el valor de $\theta = 0^\circ$

$$\tau_s = w_s / a \tan \phi \quad \text{Esfuerzo en plantilla}$$

al relacionar esfuerzos en taludes y en la plantilla se tiene que:

$$K = \tau_s / \tau_p = \cos \theta \sqrt{1 - \tan^2 \theta / \tan^2 \phi}$$

$$K = \sqrt{1 - \sin^2 \theta / \tan^2 \phi} \quad \text{--- 4.17}$$

$$\tau_s = K \tau_p \quad \text{[kg/m}^2\text{] --- 4.18}$$

Secuencia de cálculo para el criterio de fuerza tractiva [Datos: Q, S, γ]

1. De acuerdo al material y las características que presente se determinará ϕ (ángulo de reposo). Se obtiene de la tabla 34.

se elige un $\theta = 0^\circ$ por medio del talud.

$$K = 1 / \tan \theta \quad \begin{array}{c} \triangle \\ k \end{array} \quad \text{(talud)}$$

2. De la ecuación 4.17 calculamos

$$K = \tau_s / \tau_p = \sqrt{1 - \text{sen}^2\theta} / \text{sen}^2\theta$$

3. De las tablas 35 y 36 para suelos cohesivos y no cohesivos se determinan los esfuerzos permisibles τ_p sobre la plantilla.

4. Se calcula el esfuerzo permisible en el talud τ_s

$$\tau_s = K \tau_p$$

5. Suponiendo una relación de b/y se obtiene ξ_s y ξ_p . Tablas 37 y 38

6. De la condición límite: $\tau_s = \xi_s \gamma_s S$

despejando

$$y_s = \tau_s / (\xi_s \gamma S) \quad (\text{talud})$$

análogamente

$$y_p = \tau_p / (\xi_p \gamma S) \quad (\text{plantilla})$$

de los dos valores anteriores (y_s, y_p) de tirates se escoge el menor.

7. Conocido "y", de la relación b/y despejamos b

8. Con la geometría del canal, calculamos A. $R_H \Rightarrow Q'$

9. Si $Q' = Q$ continuar a paso 10
 $Q' \neq Q$ volver al paso 5 (suponer nueva relación b/y)

10. Obtener el bordo libre (B.L.), Tabla 33.

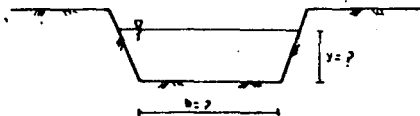
Ejemplo 10

Diseñar la sección de un canal trapecial el cual conducirá un gasto de $Q=15\text{m}^3/\text{s}$. El material del terreno donde se desplantará el canal son gravas redondeadas las cuales tienen las siguientes características:

$$d_{75} = 30 \text{ mm}$$

$$S = 0.0015$$

$$n = 0.025$$



Solución:

1. De la tabla 34

$$\varphi = \text{ángulo de reposo con } d_{75} = 30 \text{ mm}$$

$$\varphi = 34^\circ$$

$$\theta \leq \varphi$$

$$2 : 1$$

$$\theta = \text{ant tan } 1/2 = 26.56^\circ$$

$$\therefore (\theta \leq \varphi)$$

2. Relación de esfuerzos en plantilla y talud

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 26.56}{\sin^2 34}}$$

$$K = \sqrt{1 - (0.4052)^2 / (0.5090)^2}$$

$$K = \sqrt{1 - 0.6337}$$

$$K = 0.60$$

3. Esfuerzo en la plantilla

materiales no cohesivos tabla 36
para $d_{75} > 5 \text{ mm}$

$$\tau_p = d_{75} / 13 = 30 / 13 = 2.31 \text{ kg/m}^2$$

4. Esfuerzo en el talud

$$\tau_s = K \tau_p$$

$$\tau_s = 0.60 \times 2.31 = 1.38 \text{ kg/m}^2$$

5. Suponer una relación. Tablas 37 y 38

$$b/y = 2 \quad \xi_s = 0.75$$

$$\xi_p = 0.90$$

6. Obtener los tirantes a partir de la condición límite

$$\tau = \gamma y S \xi$$

$$y_s = \frac{\tau_s}{\xi_s \gamma S} = \frac{1.38}{0.75 \times 1000 \times 0.0015} = 1.23 \text{ m}$$

$$y_p = \frac{\tau_p}{\xi_p \gamma S} = \frac{2.31}{0.90 \times 1000 \times 0.0015} = 1.71 \text{ m}$$

se escoge el menor $\therefore y = 1.23 \text{ m}$

7. De la relación propuesta en el paso 5 obtenemos (b)

$$b/y = 2 \quad b = y \times 2$$

$$b = 1.23 \times 2 = 2.46 \text{ m}$$

8. Cálculo de A, P, R_H para obtener Q'

$$A = by + ky^2 = 2.46 \times 1.23 + 2 \times 1.23^2 = 6.05 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{k^2 + 1} = 2.46 + 2 \times 1.23 \sqrt{2^2 + 1} = 7.96 \text{ m}$$

$$R_H = A/P = 6.05/7.96 = 0.76 \text{ m}$$

9. Por Manning

$$Q' = \frac{A}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q' = \frac{6.05}{0.025} (0.76)^{2/3} (0.0015)^{1/2}$$

$$Q' = 7.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q' \neq Q$$

$$7.81 \neq 15 \quad \text{volver al paso 5 .}$$

Tabla resumen de cálculo

tanteo	b/y	ξ	p	y_s	y_p	A	P	Q'	Q=15
1	2	0.75	0.90	1.23	1.71	6.05	7.962	7.81	< 15
2	4	0.76	0.96	1.21	1.60	8.78	10.25	12.28	< 15
3	5.7	0.785	0.985	1.17	1.56	10.54	11.90	15.05	\approx 15

10. El bordo libre (B.L.) Tabla 33

de acuerdo al gasto de $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$
B.L. = 0.90 m

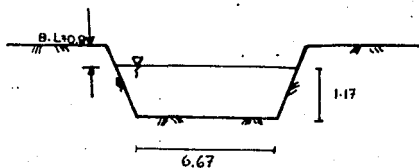


Tabla 30

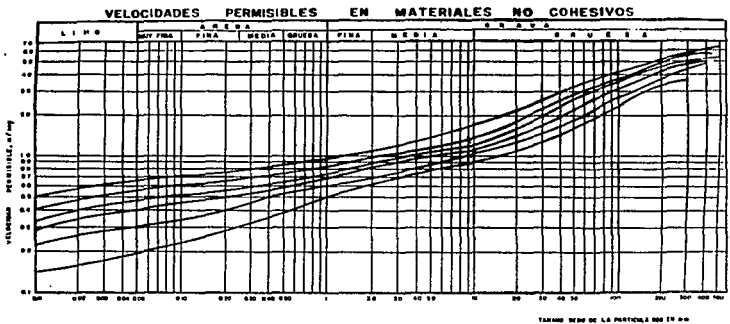


Tabla 31

VELOCIDADES MEDIAS PERMISIBLES INEROSIVAS PARA SUELOS COHESIVOS, en m/seg

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas		Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.65 ton/m ³				Suelos medianamente compactos, peso volumétrico del material seco, 1.20 a 1.65 ton/m ³				Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1.65 a 2.04 ton/m ³				Suelos muy compactos, peso volumétrico del material seco de 2.04-2.28 ton/m ³			
			Velocidades medias en m															
			C 0.005	0.005-0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0
Arcillas y limos muy grisesos	31-50	70-50	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
	20-30	80-70																
Tierras ligramentos arcillosas	10-20	90-30	0.35	0.4	0.45	0.5	0.85	0.8	0.9	1.0	0.85	1.2	1.4	1.8	1.4	1.7	1.9	2.1
Suelos de arenas y arcillas margosas							0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7
Tierras arenosas	5-10	20-40	Según fórmula de las Prescomat arenosas.															

Tabla 33

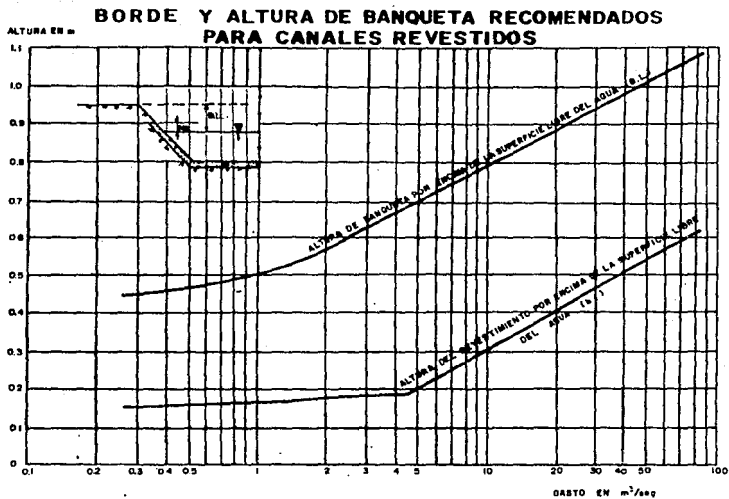
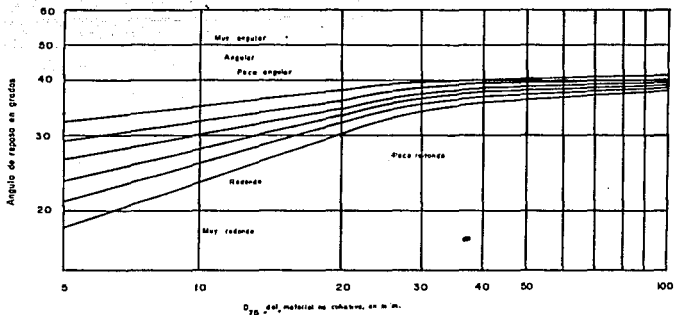


Tabla 34



Angulo de reposo de un suelo no cohesivo en
funcion del diámetro de sus partículas

Aparato de hidraulica II Ing. G. Serale

Tabla 35

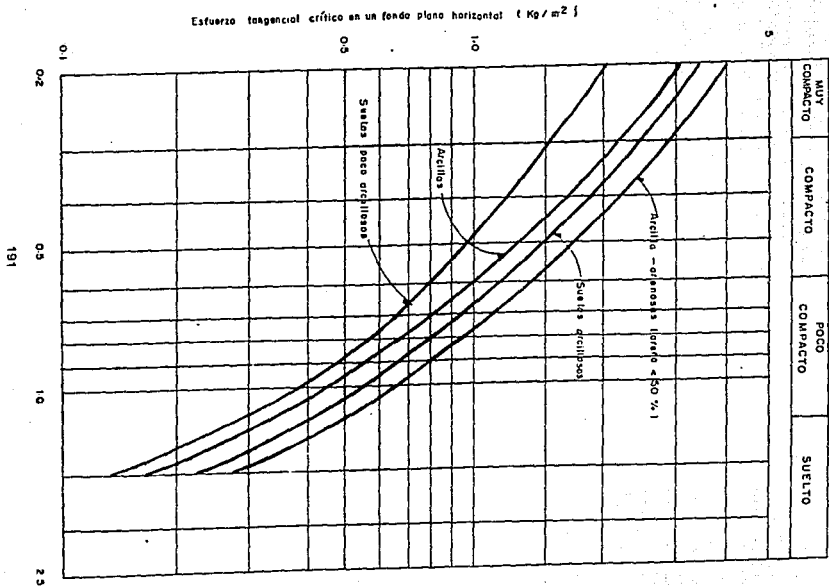
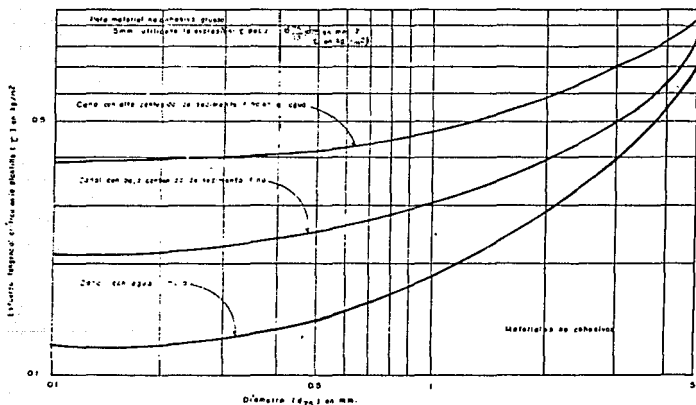


Tabla 36



Esfuerzo tangencial crítico necesario para mover las partículas de un suelo no cohesivo

M. Asueta Hidráulica # Ing. D. Sotelo

Tabla 37

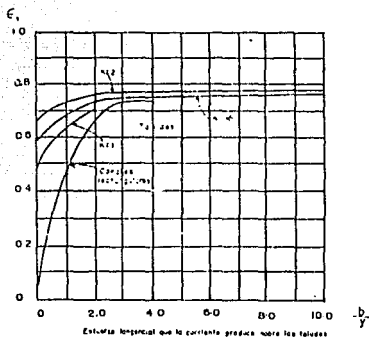
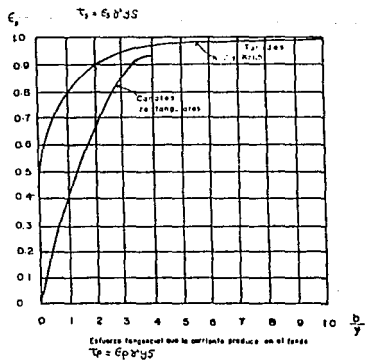


Tabla 38



CAPITULO 5 EJEMPLO DE APLICACION

Alimentación de agua potable a una localidad.

5.1 Datos del Proyecto

La localidad por abastecer es San Pedro Huamelula, Oaxaca. Se ubica en el Istmo de Tehuantepec a 70 Km de Huatulco y distante 12 km del mar.

La población de proyecto es de 6,000 habitantes.

La fuente de abastecimiento es el manantial de aguacaliente, del cual se aforan 15 lps.

Tomando en cuenta el tipo de clima se adoptó la dotación de 150 lts/hab/día.

La conducción se hará por medio de una tubería a gravedad y la entrega será en tanques de regularización.

Las demandas se determinaron de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{\text{Pob} \times \text{Dot}}{86,400} \quad [\text{lps}] \quad \text{---} \quad 2.1$$

Gasto máximo diario,

$$Q_{md} = C_{vd} \times Q_m \quad [\text{lps}] \quad \text{---} \quad 2.2$$

Gasto máximo horario,

$$Q_{mh} = C_{vh} \times Q_{md} \quad [\text{lps}] \quad \text{---} \quad 2.3$$

Capítulo 5

EJEMPLO DE APLICACION

donde:

Q_m	Gasto medio, en lps.
Pob	Población, en habitantes.
Dot	Dotación, en l / h / d.
Q_{md}	Gasto máximo diario.
C_{vd}	Coefficiente de variación diaria.
Q_{mh}	Gasto máximo horario.
C_{vh}	Coefficiente de variación horaria.

Se toma como valor para el coeficiente de variación diaria 1.2 y para el de variación horaria 1.5, con estos valores y los datos de proyecto correspondientes a población y dotación se sustituye en las ecuaciones anteriores para obtener los gastos en lps.

5.2 Caja de captación del manantial.

La caja de captación del manantial se hará de muros de tabique de barro recocido de 0.14 m de espesor.

Las dimensiones de la caja son 1 x 1 x 2 (m)

Cuenta con una tapa de fo.fo. de 50 x 50 cm y escalera marina para limpieza.

5.3 Determinación del diámetro económico.

El objetivo de este análisis es determinar, desde un punto de vista económico, cuál es el diámetro que se debe utilizar en la conducción para optimizar los recursos materiales con los que se cuenta.

Los diámetros comerciales que se proponen en un inicio como probables para la conducción son el de 3, 4, 6 y 8 pulgadas. Tomando en cuenta las normas de la S.A.R.H. de que la velocidad mínima en la conducción debe ser de 0.5 m / s y la máxima de 5.0 m / s. Así como el diámetro mínimo debe ser de 3 pulgadas.

Datos de proyecto

Población	6,000	
Dotación	150	l / hab / día
Gasto medio	10.41	lps
Gasto máximo diario	12.50	lps

El gasto que se conducirá será de 12.50 lps, se tendrá que hacer un comparativo con los diferentes diámetros de acuerdo al criterio de las normas, de lo cual se tiene:

Diámetro (pulg)	Area (m ²)	Velocidad (m/s)
3	0.00456	2.741
4	0.00811	1.542
6	0.01824	0.685
8	0.03243	0.385

De los datos anteriores se descarta el diámetro de 8 pulgadas por no cumplir con la condición de velocidad mínima.

- Para determinar el diámetro económico óptimo se realiza el cálculo de las pérdidas para obtener el gradiente hidráulico y ver cuál diámetro es el más conveniente a trabajar; una vez que se tiene seleccionado se hace un comparativo entre tubos del mismo diámetro de: costos, volumen de excavación, relleno y acarreo.

El proceso de cálculo es el siguiente:

- Se calculan los gradientes hidráulicos considerando las pérdidas de energía por fricción más un 15 % por las pérdidas menores en cambios de dirección y en las válvulas.
- Se considera además del tramo de la tubería que va de la zona de captación de los manantiales al cruce del gradiente hidráulico con el perfil de la montaña en la parte de aguas abajo, el tramo que parte de este punto al tanque de entrega, analizando los resultados.

3. Se determinan los volúmenes de excavación y relleno de la zanja que alojará la tubería de los diámetros en estudio.
4. Se calcula el costo de tubería para la longitud total.
5. Se estiman los volúmenes de excavación en los tramos especiales como: cortes en montañas o túneles.
6. Se hace un análisis comparativo de costos entre las tuberías estudiadas, con el fin de elegir la más económica.

5.4 Cálculo de los gradientes hidráulicos

Para estimar las pérdidas por fricción se utiliza la fórmula de Manning, empleando el coeficiente de rugosidad n correspondiente para las tuberías a utilizar en la conducción.

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

donde:

- h_f = Pérdidas por fricción
- $D^{16/3}$ = Diámetro de la tubería
- n = Coeficiente de rugosidad
- L = Longitud de la tubería
- Q = Gasto a conducir

La n para los diferentes materiales son:

Material	n
Poliétileno y PVC	0.009
Acero	0.011
Asbesto-cemento	0.010

Tabla 39
Pérdidas para longitud total

Diámetro pulg	Polielileno y pvc (m)	Acero (m)	Asbesto-cemento (m)
4	221.51	330.9	273.43
6	25.48	38.07	31.46

Debido a que la tubería de 4" en los tres materiales produce grandes pérdidas, se utilizará el diámetro de 6" al inicio y se empleará de 4" en un tramo final, ambas tuberías pueden ser de polietileno o pvc. Por economía se utilizará la tubería de pvc, la tabla siguiente muestra las pérdidas parciales con estos diámetros y se presentan los cálculos y el plano de la línea de conducción.

Pérdidas parciales

Diámetro pulg	pvc (m)	longitud (m)
4	276.27	1,697.10
6	31.78	9,009.00

- Volúmenes de excavación y relleno

A continuación se muestra tanto la geometría de la zanja como el volumen de excavación para cada uno de los diámetros a utilizar.

Diámetro	(pulgadas)	4	6
Ancho	(metros)	0.60	0.70
Profundidad	(metros)	1.00	1.10
Volumen excavado	(m ³ / m)	0.60	0.77
Longitud	(metros)	1,697.10	9,009.00

El relleno es función del ancho y profundidad de la zanja y esta dado en metros lineales de zanja

Diámetro (pulgadas)	4	6
Plantilla (cm)	0.060	0.065
Relleno apisonado 30 cm arriba del lomo, al 85% proctor	0.2319	0.2743
Relleno a volteo	0.36	0.39

Las clases de la tubería varían de acuerdo a las presiones de trabajo a las que estarán sometidas, en la tabla 12 se muestran las características de la tubería de pvc con sus especificaciones.

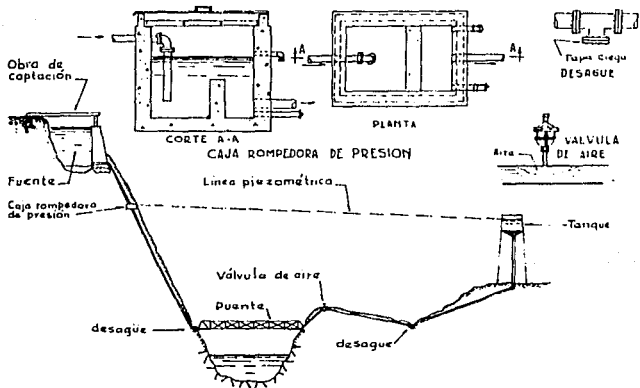
5.5 Caja rompedora de presión

Si en el perfil se presentan depresiones muy profundas resulta económico colocar una caja rompedora de presión, que su objetivo es el de romper la línea piezométrica dando así lugar a tuberías de menor diámetro y por consiguiente menor costo.

La caja rompedora de presión es un tanque donde el agua pierde presión al entrar y estar a presión atmosférica y sale con presión menor para reincorporarse a la línea de conducción.

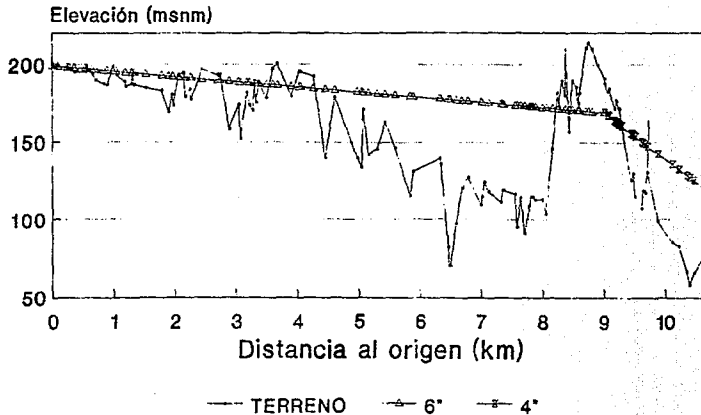
El diseño estructural de la caja puede ser de concreto armado o mampostería y las dimensiones se determinan de acuerdo al diámetro de la línea y al gasto que está conduce.

La caja rompedora deberá contar con una tapa de registro para la realización de inspecciones visuales necesarias. La toma de entrada y salida se realizará por medio de una extremidad unida a la línea; contará también con una tubería de excedencias y un desagüe.



CAPTACION Y CONDUCCION

Conducción por gravedad



San Pedro Huametula, Oax.
Abastecimiento de Agua Potable
Captación del manantial de Agua Caliente

PROYECTO DE ALIMENTACION DE AGUA POTABLE

Localidad : San Pedro Huamelula, Oax.
 Ubicacion : 10 km de Tehuantepec, 73 km de Huixtla y a 11 km de mar.
 Poblacion de proyecto : 600 hab.
 Fuente de abastecimiento : Manantial: Agua Caliente
 Qm = 10.42 l.p.s.
 Cvd = 13.50 m.p.s. | CVH = 1.2
 Cch = 18.75 m.p.s. | CVH = 1.5

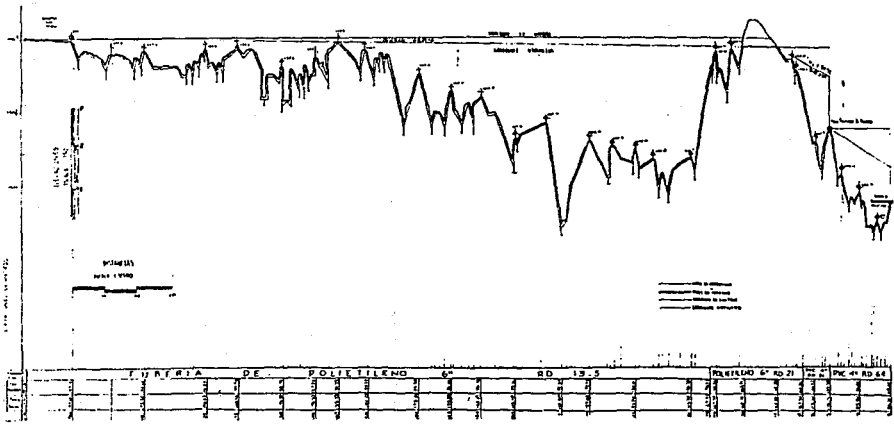
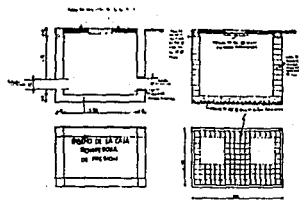
OBRA ANEXA	DISTANCIA AL ORIGEN	COTA TERRENO	DIAM. (pulg)	CARGA DISPON.	COTA		DIAM. (pulg)	COTA		CARGA DISPON.	
					HFI	HIDRAU.		HFI	HIDRAU.		
CAPTACION	0.00	198.50	4	0.009	199.10	-0.60	4	199.10	0.00	0.00	
	102.50	199.07	4	0.009	2.84	198.06	-3.01	5	1.30	197.75	-1.35
	246.20	198.47	4	0.009	3.71	191.80	-6.67	5	0.43	195.13	-6.70
	280.70	197.30	4	0.009	0.69	130.77	-6.53	6	1.10	196.14	-1.16
	364.69	195.47	4	0.009	2.17	158.28	-7.19	6	0.21	197.86	-1.39
	539.80	195.31	4	0.009	4.52	181.75	-12.22	7	0.50	197.26	-1.76
	565.97	197.05	4	0.009	3.57	182.21	-14.74	7	0.08	197.17	-0.88
	654.10	194.22	4	0.009	2.27	179.21	-14.52	7	0.28	196.97	-1.25
	707.37	190.04	4	0.009	1.37	178.12	-11.92	7	0.19	196.01	-1.01
	840.52	187.74	4	0.009	3.43	174.17	-13.57	7	0.40	196.03	-1.01
	889.90	186.80	4	0.009	1.27	172.71	-14.05	6	0.15	196.06	-0.20
	997.40	190.35	4	0.009	2.77	169.52	-28.83	6	0.32	195.70	-2.65
	1041.80	193.40	4	0.009	1.15	168.20	-25.20	6	0.13	195.85	-2.01
	1186.24	182.96	4	0.009	3.73	163.92	-25.04	6	0.43	193.05	-4.91
	1194.40	185.89	4	0.009	0.21	163.68	-22.12	6	0.10	193.02	-0.11
	1294.80	187.79	4	0.009	2.59	160.70	-27.00	6	0.10	194.62	-0.17
	1301.10	193.40	4	0.009	0.16	160.51	-32.89	6	0.10	194.65	-0.20
	1308.32	193.38	4	0.009	0.19	160.30	-33.08	6	0.02	194.54	-1.04
	1335.00	185.90	4	0.009	0.69	159.51	-27.39	7	0.08	194.55	-1.05
	1520.38	184.94	4	0.009	4.78	154.01	-30.93	7	0.55	193.91	-1.67
	1781.39	183.10	4	0.009	6.73	146.27	-36.83	6	0.17	193.62	-0.28
	1891.80	186.70	4	0.009	2.85	142.99	-25.71	5	0.19	192.85	-1.85
	1955.19	180.50	4	0.009	1.63	141.11	-39.39	7	0.11	192.47	-1.03
	1972.90	173.70	4	0.009	0.46	140.59	-33.11	7	0.05	192.87	-1.07
	2057.62	193.23	4	0.009	2.12	138.07	-55.16	7	0.29	191.98	-1.25
	2132.20	195.30	4	0.009	1.32	135.66	-59.44	7	0.22	191.63	-1.57
	2168.20	178.90	4	0.009	0.93	134.79	-44.11	5	0.11	191.70	-12.81
	2243.52	183.83	4	0.009	1.94	132.56	-51.27	7	0.20	191.45	-7.62
	2264.30	177.00	4	0.009	0.54	131.94	-45.06	6	0.06	191.37	-1.07
	2443.80	197.40	4	0.009	4.63	126.52	-70.78	6	0.53	191.75	-0.64
	2695.42	193.69	4	0.009	4.49	119.16	-74.53	7	0.75	189.90	-1.79
	2736.10	193.60	4	0.009	1.05	117.95	-75.65	6	0.12	189.75	-1.84
	2878.70	158.10	4	0.009	3.68	113.72	-44.38	6	0.42	189.26	-31.19
	3030.10	173.80	4	0.009	3.90	109.23	-64.57	5	0.45	187.76	-14.50
	3064.10	152.24	4	0.009	0.68	108.22	-44.02	5	0.11	188.65	-31.01
	3169.90	181.59	4	0.009	2.73	105.08	-76.51	6	0.31	188.26	-14.99
	3213.30	173.30	4	0.009	1.12	103.80	-69.50	6	0.13	188.14	-14.84
	3264.10	169.80	4	0.009	1.31	102.29	-67.51	6	0.15	187.95	-16.19
	3298.80	187.50	4	0.009	0.89	101.21	-86.24	6	0.19	187.84	-13.30
	3322.40	175.10	4	0.009	0.61	100.56	-74.54	6	0.07	187.76	-12.04
	3561.70	188.60	4	0.009	1.01	99.45	-89.23	6	0.11	187.53	-14.27
	3636.00	178.33	4	0.009	3.27	95.64	-82.69	6	0.18	187.27	-14.27
	3590.65	197.19	4	0.009	2.64	92.61	-104.56	6	0.30	186.85	-10.34
	3669.00	200.61	4	0.009	2.02	90.28	-110.33	6	0.22	186.58	-14.03
	3895.30	179.40	4	0.009	5.84	73.57	-95.83	6	0.67	185.81	-6.41
	4021.67	197.08	4	0.009	3.26	79.82	-115.25	6	0.38	185.38	-9.70
	4047.23	195.08	4	0.009	0.61	79.12	-115.96	6	0.07	185.30	-9.75
	4251.30	192.60	4	0.009	5.31	73.01	-119.59	6	0.61	184.59	-8.01

CBRA ANEXA	DISTANCIA		DIAM. (pulg)	N	COTA			TIPO (pulg)	COTA		
	AL ORIGEN	TERRENO			HFI	GRAD. HIDRAU.	CARGA DISPON.		HFI	GRAD. HIDRAU.	CARGA DISPON.
	4446.10	140.30	4	0.009	5.02	77.23	-75.07	6	0.28	187.93	43.63
	4608.25	170.50	4	0.009	1.18	62.42	-116.02	6	0.46	183.38	44.25
	4967.60	140.30	4	0.009	4.27	51.77	-88.53	6	1.07	182.15	41.55
	5043.20	133.70	4	0.009	1.35	49.52	-84.18	6	0.22	181.89	48.35
	5058.17	170.68	4	0.009	0.54	48.78	-121.90	6	0.37	181.81	41.13
	5152.50	142.20	4	0.009	2.17	46.28	-95.92	6	0.25	181.42	38.32
	5294.90	146.00	4	0.009	3.67	42.06	-105.94	6	0.42	181.33	35.11
	5427.07	162.29	4	0.009	3.41	38.14	-124.15	6	0.35	180.58	18.29
	5533.30	146.50	4	0.009	4.29	33.21	-113.29	6	0.49	180.02	23.52
	5830.90	115.46	4	0.009	6.13	26.16	-89.24	6	0.50	179.21	43.81
	5889.78	130.97	4	0.009	1.52	24.42	-106.55	6	0.17	179.00	43.13
	6319.65	140.04	4	0.009	11.09	11.67	-128.37	6	0.28	177.54	27.50
	6338.00	136.00	4	0.009	0.47	11.12	-124.88	6	0.25	177.43	41.46
	6459.59	82.10	4	0.009	3.14	7.52	-74.58	6	0.36	177.29	94.86
	6474.30	70.53	4	0.009	0.38	7.08	-63.45	6	0.04	177.11	101.43
	6492.90	70.64	4	0.009	0.48	6.53	-64.11	6	0.06	176.91	100.31
	6591.17	97.65	4	0.009	2.52	3.61	-94.04	6	0.29	176.61	78.66
	6681.48	120.30	4	0.009	2.33	0.94	-119.37	6	0.27	176.37	56.11
	6787.94	127.43	4	0.009	2.75	-2.22	-129.65	6	0.32	176.14	43.51
	7000.00	109.43	4	0.009	5.47	-6.51	-117.94	6	0.63	175.22	60.79
	7013.82	114.76	4	0.009	0.36	-8.92	-123.68	6	0.04	175.17	60.41
	7048.52	124.37	4	0.009	0.89	-9.95	-134.32	6	0.10	175.05	50.68
	7120.00	118.40	4	0.009	1.84	-12.07	-130.47	6	0.21	174.81	56.41
	7323.70	111.30	4	0.009	5.25	-18.11	-129.11	6	0.60	174.11	62.81
	7344.30	119.20	4	0.009	0.53	-19.72	-137.92	6	0.06	174.04	54.84
	7355.00	119.20	4	0.009	0.53	-19.34	-138.54	6	0.06	173.97	54.77
	7550.50	116.80	4	0.009	4.78	-24.84	-141.64	6	0.55	173.34	54.25
	7586.10	95.60	4	0.009	0.92	-25.89	-121.49	6	0.11	173.20	77.82
	7639.20	114.20	4	0.009	1.37	-27.47	-141.67	6	0.16	173.14	58.94
	7704.20	91.40	4	0.009	1.66	-29.40	-120.80	6	0.19	172.91	51.41
	7711.20	91.40	4	0.009	0.18	-29.61	-121.01	6	0.02	172.79	51.39
	7784.10	109.05	4	0.009	1.88	-31.77	-140.82	6	0.22	172.54	43.49
	7814.40	114.70	4	0.009	0.78	-32.67	-147.37	6	0.19	172.44	57.74
	7836.30	114.80	4	0.009	0.56	-33.32	-148.11	6	0.06	172.39	57.58
	7886.20	113.00	4	0.009	1.29	-34.30	-147.80	6	0.15	172.19	59.15
	7991.30	113.30	4	0.009	2.71	-37.91	-151.21	6	0.31	172.11	56.53
	8057.80	103.74	4	0.009	1.72	-39.88	-143.62	6	0.20	172.01	67.87
	8158.30	146.00	4	0.009	2.59	-42.87	-188.97	6	0.36	171.26	25.29
	8244.27	181.61	4	0.009	2.22	-45.42	-227.03	6	0.26	171.07	30.64
	8261.14	172.77	4	0.009	0.44	-45.92	-215.69	6	0.05	170.91	31.36
	8310.88	189.25	4	0.009	1.28	-47.39	-236.64	6	0.15	170.74	38.11
	8365.82	179.76	4	0.009	1.42	-49.02	-228.78	6	0.16	170.56	39.22
	8374.28	209.75	4	0.009	0.22	-49.27	-259.02	6	0.03	170.53	39.77
	8434.49	157.12	4	0.009	1.55	-51.06	-208.18	6	0.18	170.32	30.11
	8483.64	189.36	4	0.009	1.27	-52.51	-241.87	6	0.15	170.15	39.21
	8553.99	185.00	4	0.009	1.81	-54.60	-239.60	6	0.21	169.91	35.03
	8581.90	175.00	4	0.009	0.72	-55.43	-230.43	6	0.08	169.82	35.16
	8583.90	174.00	4	0.009	0.05	-55.49	-229.49	6	0.01	169.81	34.19
	8600.00	181.00	4	0.009	0.42	-55.97	-236.97	6	0.05	169.76	31.24
	8701.48	210.48	4	0.009	2.62	-58.98	-289.46	6	0.30	169.41	41.17
	8747.85	213.74	4	0.009	1.20	-60.35	-274.09	6	0.12	169.31	30.34
	8798.83	209.92	4	0.009	1.31	-61.66	-271.78	6	0.15	169.08	30.64
	9000.46	190.70	4	0.009	5.20	-67.84	-258.54	6	0.60	168.39	22.91
	9119.00	187.40	4	0.009	0.22	-68.10	-255.50	4	0.03	168.36	29.04
	9211.20	182.20	4	0.009	1.34	-69.64	-251.84	4	0.24	168.22	25.38
	9381.00	184.00	4	0.009	0.52	-70.23	-254.23	4	0.52	168.22	17.77
	9172.00	170.80	4	0.000	2.40	-72.99	-243.79	4	2.40	163.47	-7.33

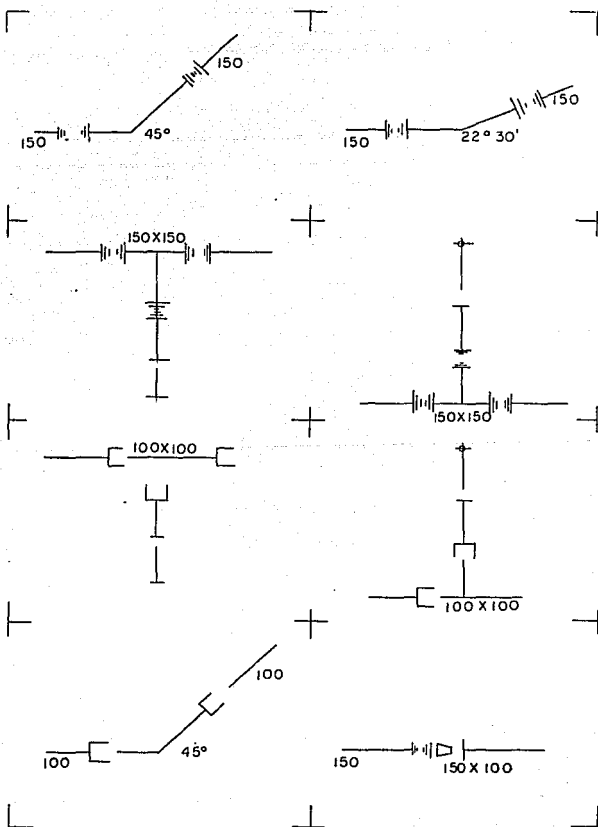
OBRA ANEXA	DISTANCIA		DIAM. (pig)	N	COTA			DIAM. (pig)	COTA		
	AL ORIGEN	TERRENO			GRAD.	HIDRAU.	CARGA DISPON.		GRAD.	HIDRAU.	CARGA
	9222.98	176.28	4	0.009	0.75	-73.85	-150.13	4	0.75	162.61	-11.61
	9226.06	171.50	4	0.009	0.65	-74.59	-146.09	4	0.65	161.87	-9.63
	9247.00	171.00	4	0.009	0.49	-75.16	-146.16	4	0.49	161.30	-9.70
	9285.00	161.00	4	0.009	0.98	-76.28	-137.02	4	0.98	160.15	-6.92
	9433.00	125.10	4	0.009	3.82	-80.67	-205.77	4	3.52	155.76	30.69
	9461.00	129.80	4	0.009	0.72	-81.50	-211.30	4	0.72	154.96	25.16
	9496.00	115.20	4	0.009	0.90	-82.54	-197.74	4	0.90	153.92	18.71
	9609.00	107.00	4	0.009	2.91	-85.89	-192.89	4	2.91	152.57	13.15
	9632.00	118.90	4	0.009	0.59	-86.57	-205.47	4	0.59	149.88	10.76
	9662.00	117.40	4	0.009	0.77	-87.46	-204.86	4	0.77	148.99	11.59
caja romp	9703.49	130.75	4	0.009	1.07	-80.69	-219.44	4	1.07	147.76	17.01
	9878.49	98.75	4	0.009	4.51	-93.88	-192.63	4	4.51	142.57	43.51
	10104.10	85.50	4	0.009	5.82	-100.58	-186.08	4	5.32	135.88	5.78
	10215.07	82.94	4	0.009	2.86	-103.87	-186.31	4	2.86	132.99	42.10
	10353.00	66.94	4	0.009	3.56	-107.96	-174.90	4	3.56	128.50	61.66
	10397.63	57.80	4	0.009	1.15	-109.28	-167.08	4	1.15	127.19	61.11
	10465.10	66.05	4	0.009	1.74	-111.28	-177.33	4	1.74	125.18	61.11
tanque	10706.01	80.51	4	0.009	6.21	-118.43	-198.94	4	6.21	118.43	77.11

SUMA = 317.53

SUMA = 51.7



5.6 Diseño de cruceros



5.7 Resúmen

El análisis arrojó como resultado que los diámetros más convenientes para la conducción son 4 y 6", el material de tubería pvc y las características de conducción son las siguientes.

La captación esta formada por un tramo inicial de tubería de pvc de 6" con longitud de 9,009 m y pérdidas de 26.74m. Este tramo va de la captación a la caja rompedora de presión, el segundo tramo es tubería de pvc de 4" de diámetro con longitud de 1,697.10 y pérdidas de 43.79, éste va de la caja rompedora de presión a la zona de depósito de entrega.

Población beneficiada	6000.00	hab
Dotación	150.00	l/hab/día
Gasto medio	10.41	lps
Gasto medio diario	12.50	lps
Gasto medio horario	22.50	lps
Longitud total de tubería	10706.10	m
Material de tubería		pvc
Diámetro	6" longitud	9009.00
	pérdidas	26.74
	4" longitud	1697.10
	pérdidas	43.79
		m

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Por ser este documento la recopilación de información para el desarrollo de la asignatura "Captaciones y Conducciones", esperamos haber logrado el objetivo planteado al inicio: ofrecer un material que englobe, de manera sencilla, práctica y eficaz, los temas que permitan el proceso de enseñanza-aprendizaje a los estudiantes de la materia, guiándolos hacia la realización de diseños de obras de captación y conducción hidráulica.

A lo largo del desarrollo del trabajo se fueron presentando conclusiones específicas, comentaremos aquí generalidades de los temas tratados.

La variada geografía de nuestro país, lo extenso de su territorio, así como el excedente demográfico en algunas de sus localidades, hacen de la captación y conducción hidráulica un tema de suma importancia dentro de la ingeniería mexicana.

El capítulo 1 desarrolla estas problemáticas y lo contextualiza a través de nuestro devenir histórico, mencionando las obras hidráulicas más importantes en la República Mexicana y el funcionamiento actual del sistema hidráulico en el Distrito Federal, la ciudad más poblada del mundo.

El capítulo 2, en el desarrollo del tema Captaciones, se ofrece a los estudiantes los elementos necesarios para la elaboración de un diseño de obra de captación. Se hace énfasis en que el diseño de la obra de captación depende de la naturaleza, localización y cantidad de agua disponible en la fuente de abastecimiento, es importante que la fuente seleccionada proporcione el gasto requerido por la población durante todo el periodo de diseño.

En el capítulo 3, Conducciones a presión, se ha hecho énfasis en las conducciones a presión, materiales de tubería existentes en el mercado nacional, dispositivos de alivio, diseño del espesor de pared y de atraques.

El diseño de la línea de conducción depende de la topografía, gasto por conducir así como de las afectaciones a terrenos ejidales o particulares. Para el caso de una conducción por gravedad, en base a los dos primeros factores se determina el tipo y clase de tubería a emplear, las piezas especiales requeridas para ajustarse a los accidentes topográficos, cambios en la geometría de la sección y los dispositivos de control de flujo necesarios para proteger a la tubería. Para el caso de una tubería a presión, la selección del tipo y clase de tubería se ve afectada por fenómenos como el de sobrepresión máxima o mínima debida al

golpe de ariete, será necesario el cálculo de sus efectos para definir las dimensiones y dispositivos de alivio que se requerirán a lo largo de la tubería.

Pensando en la importancia del agua potable para el ser humano y para la localidad donde vive, debe buscarse, al diseñar una obra de abastecimiento, que la relación entre la fuente de captación y la línea de conducción sea la adecuada para satisfacer la demanda requerida.

En el desarrollo de este capítulo se ha presentado una exhaustiva recopilación de los diferentes materiales de tubos con los que se diseña actualmente. Se ha incluido en la bibliografía una lista de los fabricantes de los cuales se emplearon sus catálogos de especificaciones.

El diseño de tuberías requiere un conocimiento a fondo de los posibles materiales de tubo a emplear, por tanto se recomienda visitar casas de fabricantes para conocer a fondo las características de cada uno de los materiales y obtener los catálogos de fabricante, los cuales desglosan los procesos de fabricación, la correcta forma de transporte y colocación, ventajas, desventajas y todas las características y datos que se requieren al momento de diseñar.

En el desarrollo de este capítulo se ha presentado una exhaustiva recopilación de los diferentes materiales de tubos con los que se diseña actualmente. Se ha incluido en la bibliografía una lista de los fabricantes de los cuales se emplearon sus catálogos de especificaciones.

Dentro del tema tuberías de gran diámetro resalta la importancia y utilidad de las válvulas, que después de las bombas y motores son los componentes más importantes de los circuitos hidráulicos.

La incorporación adecuada de válvulas permite lograr múltiples operaciones de control con diversas variedades como temporización y secuencia de operaciones, de ahí la gran variedad de modelos que se producen y cuya función, dentro de la conducción hidráulica consiste en controlar la presión, el caudal y la dirección. Por esto su importancia para el funcionamiento adecuado de las líneas de tubería.

Las ilustraciones de válvulas que se incluyen han sido tomadas en su mayoría de los catálogos de fabricantes resaltando su actualidad y utilidad.

Dentro del proyecto de una línea de conducción de agua, el cálculo estructural juega un importante papel, pero por su gran extensión ha sido dejado fuera del presente trabajo.

El capítulo 4 referente a canales nos manifiesta que, por lo bajo de su costo y lo complicado de la geografía de nuestro territorio, fueron ampliamente utilizados en la conducción de agua. En este capítulo se describen las características,

geometría y clasificación de canales, así como las ecuaciones fundamentales de la hidráulica que permiten un adecuado diseño de los mismos.

Actualmente la conducción por canales esta siendo sustituida por la conducción entubada en líneas de gran volumen y a grandes distancias, puesto que las tuberías acortan y simplifican la dirección pero sobre todo porque protegen al líquido de la contaminación tan alta a la que se expone en los canales, evitando además su evaporación.

En el capítulo 5 se presenta un ejemplo de aplicación que engloba los temas desarrollados. Consiste en un proyecto de abastecimiento de agua a la localidad de San Pedro Huamelula en Oaxaca, realizado en el despacho "Demm Consultores" y que se incluye con la finalidad de que el alumno compruebe la posibilidad de aplicación de los contenidos a proyectos reales.

Las tablas, figuras y ejemplos presentados en el texto pretenden dejar claridad en los conceptos empleados y en la aplicación de las fórmulas incluidas.

El estudio de esta materia requiere de una combinación teórica-práctica, es decir, realizar visitas a obras de este tipo donde el alumno pueda conocer físicamente los elementos de una captación y una conducción, reafirmando lo aprendido y teniendo una herramienta útil al momento de diseñar. En el capítulo tres se presentan fotografías del acueducto Chapala-Guadalajara, tomadas por nosotros al asistir a la visita de obra en el semestre en que cursamos la materia.

Consideramos que los didáctico de este texto puede ampliarse con más ejemplos y ejercicios y con la aplicación de cuestionarios de evaluación que permitan reafirmar los conocimientos adquiridos en cada capítulo.

Por último, por ser este trabajo el primer texto que conjuga los contenidos de la materia captaciones y conducciones esperamos sirva de base para la elaboración de los apuntes definitivos.

BIBLIOGRAFIA

Aguilar Maldonado, Alexis y otros., *El aprovechamiento y la administración del agua como factores para el desarrollo y bienestar*, C.I.C.M., 1982.

Ayala Salazar, Jose Luis. *Tesis, Empleo del acero como estructura de conducción a alta presión*, UNAM, 1981.

Baena, Guillermina. *Manual para elaborar trabajos de investigación documental*, Editores mexicanos unidos, 1982.

Bureau of reclamation. *Diseño de presas pequeñas*. Compañía editorial continental, 1967.

Chow, Ven Te. *Hidráulica de los canales abiertos*, Mc. Graww Hill, 1959.

C.N.A. *Especificaciones generales para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado*.

Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles*.

D.D.F., *El sistema hidráulico del Distrito Federal*, 1982.

Díaz Del Castillo, Bernal. *Historia de la conquista de la nueva España*, Porrúa, 1967.

Fair, Gordon y otros. *Abastecimiento de Agua y remoción de aguas residuales*. Vol I, Limusa, 1983.

Gardea Villegas, Humberto. *Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo*. F.I., 1990.

González Reyna, Susana. *Manual de redacción e investigación documental*, Trillas, 1982.

Linsley, Ray K., *Ingeniería de los recursos hidráulicos*, C.E.C.S.A., 1984.

Mancebo del Castillo, Uriel. *Manual de diseño hidráulico de conductos a presión. Fascículo I, Flujo transitorio*, 1991.

Mancebo del Castillo, Uriel. *Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en la ingeniería hidráulica*, Limusa, 1987.

Mataix, Claudio, *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*, Harla, 1985

Paschoal, Silvestre. *Fundamentos de hidráulica general*, Limusa, 1983.

S.A.H.O.P., *Instructivo para el estudio y proyectos de abastecimiento de agua potable. Programa Coplamar*, F.I., 1982.

S.A.H.O.P., *Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana*. F.I., 1979.

Sotelo Avila, Gilberto, *Apuntes de hidráulica II*, UNAM, F.I., 1989.

Sotelo Avila, Gilberto, *Hidráulica general. Vol I*, Limusa, 1989.

Steel, Ernest. *Abastecimiento de agua y alcantarillado*, Gustavo Gili, 1972.

Trueba Coronel, Samuel. *Hidráulica*, C.E.C.S.A., 1982.

Revistas

Aguilar Maldonado, Alexis y otros. *El aprovechamiento y la administración del agua como factores para el desarrollo y bienestar*, C.I.C.M., 1982.

Cárdenas Baro, Agustín. Artículo *Importancia de Aguamilpa dentro de la hidroelectricidad en México*, Revista Ingeniería Civil. No. 270, CICM., 1990.

D.G.C.O.H., *Memoria. Programa de uso eficiente del agua*, 1991.

González Villareal, Fernando. *El acueducto Linares-Monterrey*, La ingeniería en México. Vol LIV No. 4, 1984.

Mancebo del Castillo, Uriel. Artículo *Golpe de ariete causado por algunos tipos de maniobras rápidas*. La ingeniería en México.

Marengo Mogollón, Humberto. *Proyecto hidroeléctico*, Revista La gota Vol II, No. 19, 1992.

Memoria descriptiva del Acueducto Chapala-Guadalajara, Jalisco, 1991.

Sánchez Bribiesca, José Luis. *Un criterio para el dimensionamientos de tanques de regulación en sistemas de bombeo*, La ingeniería en México, Vol LXI no. 1, 1991.

Sotelo Avila, Gilberto. Artículo *Salto hidráulico en canales de pendiente mixta*, La ingeniería en México.

Fabricantes de tubos

Asbestolit, Tubos de asbesto-cemento.

Cocomsa, Tubería de concreto.

Concreto comprimidos San Cristobal, Tubos de concreto simple y reforzado.

Comecop, Tubos de concreto pretensado.

Driscopipe, Tubería de polietileno

Eureka, Tubos de fibro-cemento.

Extru-Pak, Tubería de polietileno de alta densidad.

Grupo Industrial. Tubos y elementos preesforzados.

Mexalit tuberías. Tubería de fibrocemento y pvc hidráulica.

Picsa. Tubería de concreto.

Platotecnica. Tubería hidráulica vinidur, pvc con campana.

Tubos Dysa. Tubos de concreto.

Tubos flexibles. Tubos de pvc.

Tubos flexibles. XII Congreso nacional de hidráulica, sistema de policloruro de vinilo para agua potable y alcantarillado.

Fabricantes de válvulas

Grupo Urrea, Válvulas de hierro.

Mexflo. Válvula de mariposa automatizada.

Mymaco, Válvulas y accesorios.

Renval. Válvulas de aire para tuberías de conducción de agua.

Ross de México. Válvulas de control automático.

Stockman, Válvulas.