

Comisión Nacional del Agua

**MANUAL DE AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO**

OBRAS DE TOMA

Diciembre de 2007

www.cna.gob.mx

ADVERTENCIA

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra, sin fines de lucro y citando la fuente.

Esta publicación forma parte de los productos generados por la Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, cuyo cuidado editorial estuvo a cargo de la Gerencia de Cuencas Transfronterizas de la Comisión Nacional del Agua.

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Edición 2007

ISBN: 978-968-817-880-5

Autor: Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000
www.cna.gob.mx

Editor: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines de la Montaña,
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Impreso en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.

Comisión Nacional del Agua

Ing. José Luis Luege Tamargo

Director General

Ing. Marco Antonio Velázquez Holguín

Coordinador de Asesores de la Dirección General

Ing. Raúl Alberto Navarro Garza

Subdirector General de Administración

Lic. Roberto Anaya Moreno

Subdirector General de Administración del Agua

Ing. José Ramón Ardavín Ituarte

Subdirector General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Ing. Sergio Soto Priante

Subdirector General de Infraestructura Hidroagrícola

Lic. Jesús Becerra Pedrote

Subdirector General Jurídico

Ing. José Antonio Rodríguez Tirado

Subdirector General de Programación

Dr. Felipe Ignacio Arreguín Cortés

Subdirector General Técnico

Lic. René Francisco Bolio Halloran

Coordinador General de Atención de Emergencias y Consejos de Cuenca

M.C.C. Heidi Storsberg Montes

Coordinadora General de Atención Institucional, Comunicación y Cultura del Agua

Lic. Mario Alberto Rodríguez Pérez

Coordinador General de Revisión y Liquidación Fiscal

Dr. Michel Rosengaus Moshinsky

Coordinador General del Servicio Meteorológico Nacional

C. Rafael Reyes Guerra

Titular del Órgano Interno de Control

Responsable de la publicación:

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Coordinador a cargo del proyecto:

Ing. Eduardo Martínez Oliver

Subgerente de Normalización

La Comisión Nacional del Agua contrató la Edición 2007 de los Manuales con el

INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA según convenio
CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007 (Proyecto HC0758.3) del 2 de julio de 2007
Participaron:

Dr. Velitchko G. Tzatchkov

M. I. Ignacio A. Caldiño Villagómez

CONTENIDO

1. GENERALIDADES	2
1.1 INTRODUCCIÓN	2
1.2 DEFINICIONES GENERALES	3
1.2.1 Básicas.....	3
1.2.2 Niveles de operación	3
1.2.3 Capacidades en embalses	4
1.2.4 Elementos adicionales en obras de toma.....	4
1.2.5 Hidrológicas.....	5
1.3 MÉTODOS HIDRÁULICOS MÁS UTILIZADOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS DE TOMA	7
1.3.1 Hidráulica de orificios	7
1.3.2 Hidráulica de columnas de succión y sistemas de bombeo	7
1.3.3 Hidráulica de canales abiertos y de cauces naturales.....	7
1.3.4 Hidráulica de conductos a presión	8
1.3.5 Métodos para aforo de corrientes.....	8
1.3.6 Manejo de información hidroclimatológica.....	8
1.3.7 Hidráulica de pozos	9
2. CAPTACIÓN DE AGUAS ATMOSFÉRICAS.....	10
2.1 GENERALIDADES	10
2.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO	12
2.2.1 Método de Distribución Acumulativa	12
2.3 TOMA DIRECTA	16
2.3.1 Diseño Geométrico.....	16
2.4 DISPOSITIVO TECHO-CUENCA.....	17
2.4.1 Diseño Geométrico.....	18
2.4.2 Análisis y diseño estructural	19
3. CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES.....	20
3.1 GENERALIDADES	20
3.2 CAPTACIÓN EN RÍOS.....	21
3.2.1 Obra de toma directa.....	21
3.2.2 Captación en barraje	38
3.2.3 Captación en dique	40
3.3 CAPTACIÓN EN PRESA DERIVADORA.....	44
3.3.1 Análisis Hidráulicos	45
3.3.2 Diseño geométrico	48
3.3.3 Análisis y diseño estructural	51
3.4 CAPTACIÓN EN PRESA DE ALMACENAMIENTO	52
3.4.1 Análisis hidráulico de las tomas	54
3.4.2 Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad	78
3.4.3 Obras de toma en cortinas de tierra o de tierra-enrocamiento	80

3.5 CAPTACIÓN EN ALMACENAMIENTOS.....	91
3.6 CAPTACIÓN DE MANANTIALES	91
3.6.1 Generalidades	91
3.6.2 Análisis hidráulico.....	94
3.6.3 Diseño Funcional.....	97
3.6.4 Obra de toma directa de manantial	100
3.6.5 Obra de toma indirecta de manantial	100
3.6.6 Proyecto Estructural	101
4. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBSUPERFICIALES	103
4.1 GENERALIDADES	103
4.2 CAPTACIÓN DE AGUAS SUBÁLVEAS.....	103
4.2.1 Pozos a cielo abierto o pozos someros	103
4.2.2 Captación por Galerías Filtrantes	109
4.2.3 Pozos Radiales o Ranney	116
4.2.4 Sistema de Puyones (well point)	120
5. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	122
5.1 GENERALIDADES	122
5.2 CAPTACIÓN EN POZOS PROFUNDOS	123
5.2.1 Generalidades	123
5.2.2 Hidráulica de los Pozos	126
5.2.3 Captación de aguas artesianas	140
5.2.4 Pozos en cauces de ríos	153
5.3 BIBLIOGRAFIA	167

LISTA DE FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS

No	TÍTULO	Pag
1.1	Obras de captación	6
2.1	Ciclo hidrológico	11
2.2	Método de polígonos de Thiessen	15
2.3	Estructura para recolección de agua de lluvia	16
2.4	Techo – Cuenca	18
3.1	Presa derivadora (fotografía)	21
3.2	Obra de toma directa con canal de llamada (fotografía)	23
3.3a	Obra de toma directa en río (fotografía)	23
3.3b	Obra de toma directa en río (fotografía)	24
3.4	Tirante Crítico	25
3.5	Tirante Crítico	25
3.6	Distribución de la velocidad del flujo en una sección transversal	27
3.7	Colocación de Limnígrafo	29
3.8	Curva Elevaciones – Gastos	30
3.9	Obra de toma directa I	33
3.10	Obra de toma directa II.	33
3.11	Obra de toma directa III.	34
3.12	Obra de toma directa IV	34
3.13	Obra de toma directa V	35
3.14	Obra de toma directa VI	35
3.15	Estación de bombeo flotante	36
3.16	Estación de bombeo flotante	36
3.17	Tipos de Barrajes	39
3.18	Dique con escotadura	41
3.19	Obra de toma en dique	42
3.20	Dique con obra de toma	43
3. 21	Obra de toma en presa derivadora	46
3.22	Obra de toma con compuertas deslizantes	49
3.23	Obra de toma y estructura de limpia	50
3.24	Obra de toma con compuerta deslizante y conducción a un canal	51
3.25	Obra de toma múltiple (fotografía)	53
3.26	Curva Elevaciones - Capacidades	54
3. 27	Tomas con baja carga de agua	56
3.28	Obras de toma profundas	57
3.29	Rejillas	58
3.30	Coeficientes de contracción	61
3. 31	Flujo bajo una compuerta vertical	62
3.32	Flujo bajo una compuerta radial	63
3.33	Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical	63
3. 34	Válvula tipo mariposa	65
3.35	Válvula de aguja	65
3.36	Válvula esférica	66
3. 37	Válvula de chorro divergente	66
3.38	Diferentes pérdidas	69

LISTA DE FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS

No	TITULO	Pag
3.39	Variación del coeficiente para curvas con relación a su radio para curvas de sección circular	75
3.40	Coeficiente de pérdidas en las curvas	75
3.41	Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad	78
3.42	Obra de toma típica para agua potable	79
3.43	Obra de toma en cortina gravedad	80
3.44	Obra de toma en túnel	81
3.45	Obra de toma en cortina de materiales graduados	82
3.46	Obra de toma mediante túneles	83
3.47	Obra de toma mediante túneles	84
3.48	Obra de toma mediante túneles	84
3.49	Obra de toma para presa pequeña	86
3.50	Obra de toma provista de compuertas deslizantes y conductos de concreto	87
3.51	Obra de toma en túnel	87
3.52	Obra de toma para agua potable (fotografía)	88
3. 53	Obra de toma, corte transversal	88
3.54	Obra de toma, detalle toma baja	89
3.55	Obra de toma, detalle toma alta	90
3.56	Manantial de afloramiento	92
3.57	Manantial de afloramiento vertical	93
3.58	Manantial emergente	94
3.59	Manantial de grieta o filón	94
3.60	Manantial de afloramiento horizontal	95
3.61	Manantiales intermitentes	96
3.62	Venero protegido por una cámara, formada por muro y estructura de cubierta	98
3.63	Venero protegido por una cámara, formada por muro y estructura de cubierta	98
3.64	Captación indirecta de manantial	102
4.1	Pozo excavado	105
4.2	Pozo con ademe de mampostería de tabique	107
4.3	Pozos someros	108
4.4	Galerías filtrantes	110
4.5	Galería filtrante, transversal al escurrimiento	111
4.6	Galería filtrante	112
4.7	Cono de depresión en galería filtrante	113
4.8	Galería filtrante (detalles)	115
4.9	Pozo radial o Ranney	117
4.10	Sistema de Puyones (well point)	121
5.1	Tipos de Acuíferos	125
5.2	Curva de depresión	126
5.3	Curva de depresión	127
5.4	Cono de Depresión	128
5.5	Radio de Influencia	129
5.6	Coeficiente de Permeabilidad	132

LISTA DE FIGURAS Y FOTOGRAFÍAS

No	TÍTULO	Pag
5.7	Coeficiente de Almacenamiento	134
5.8	Acuífero Libre	135
5.9	Acuífero Confinado	137
5.10	Esquema de Permeámetro	139
5.11	Pozo Profundo	140
5.12	Curva Gastos / Abatimientos	142
5.13	Curva tipo	145
5.14	Escala Logarítmica	146
5.15	Tipo de Bombas	147
5.16	Bombeo a un Tanque	148
5.17	Gráficas de Operación	150
5.18	Curvas individuales	150
5.19	Cambios en las características de carga, gasto y eficiencia	152
5.20	Pozo en zona de inundación (fotografía)	153
5.20 a	Pozo en zona de inundación	154
5.21	Arreglo de conjunto de un pozo	158
5.22	Detalles de pozo	159
5.23	Silleta (Abrazadera en la Tubería)	161
5.24	Fuerzas en el Atraque	162
5.25	Pozo en una área de inundación	164

LISTA DE TABLAS

No	TÍTULO	Pag
3.1	Coeficiente "n" de Manning para conductos a presión	72
3.2	Coeficientes de descarga y de pérdida para orificios cuadrados	74
3.3	Coeficiente de pérdidas para ampliaciones	76
3.4	Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta	77
5.1	Relación de valores u-w (u)	144

PRÓLOGO

Para el desarrollo de los programas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, de las poblaciones de la República Mexicana se requiere de proyectos ejecutivos para la construcción de dichos sistemas.

El Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua (CNA), está dirigido a las personas, dependencias, empresas y organismos operadores del sector agua potable, con el fin de homogeneizar los proyectos y las obras nuevas, así como, el mantenimiento, reparaciones y ampliaciones de las existentes.

En este libro se describe la procedencia de las aguas con propósito de abastecimiento de agua potable, los criterios de los proyectos funcionales, hidráulicos, geométricos y las consideraciones específicas para el diseño estructural y su construcción de las obras de toma.

Se ha intentado integrar en este libro las obras de toma más comunes que en nuestro país, por sus condiciones climáticas y condiciones diversas del subsuelo así como de sus ríos, crean un reto al diseñador o analista que deberá apoyarse en su juicio y experiencia, así como en las condiciones locales y de funcionamiento para determinar la opción más adecuada.

Al integrar al diseño hidráulico el diseño estructural de obra de toma, generará una mayor confianza en la aplicación más conveniente de diseño o mejoras de rehabilitación de acuerdo a las necesidades particulares.

El interés de la Comisión Nacional del Agua por crear herramientas que permitan mejorar las condiciones de la población en materia de agua potable, nos ha llevado a la elaboración de este libro que esperamos sea de utilidad, y en espera de sus comentarios, para mejorar el mismo en versiones posteriores.

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas para abastecimiento de agua potable constan de diversos componentes: captación, conducción, potabilización, desinfección, regulación y distribución; en cada uno se construyen las obras necesarias para que sus objetivos particulares sean alcanzados de forma satisfactoria. La captación se refiere a la explotación del agua en las posibles fuentes; la de conducción al transporte del recurso hasta el punto de entrega para su disposición posterior, la regulación tiene por objeto transformar el régimen de alimentación del agua proveniente de la fuente que generalmente es constante, en régimen de demanda variable que requiere la población, y el objetivo de la distribución, es proporcionar en el domicilio de los usuarios, con las presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual el de suministrar el abastecimiento necesario para la protección contra incendios en la zona de demanda, urbana o rural.

Este libro tiene como objetivo establecer los criterios para el diseño hidráulico, mecánico y estructural de la infraestructura que se requiere en la primera fase del abastecimiento, es decir en la zona de captación.

Dentro del conjunto de la captación, la Obra de Toma para abastecimiento de agua, puede ser cruda como en presas, comprende las estructuras que se requieren para controlar, regular y derivar el gasto hacia la conducción; su importancia radica en que es el punto de inicio del abastecimiento, por lo que debe ser diseñada cuidadosamente. Un mal dimensionamiento de la captación puede implicar déficit en el suministro ya que puede constituirse en una limitante en el abastecimiento (subdimensionada), o en caso contrario encarecer los costos del sistema al operar en forma deficiente (sobredimensionada).

En el abastecimiento de agua potable, la subvaluación en la capacidad de la toma genera un servicio de agua deficiente al usuario, ya que durante las horas del día en las cuales se tiene la máxima demanda, la imposibilidad de la toma de entregar el caudal requerido puede generar zonas sin suministro en la red de distribución. En este mismo caso, la sobrevaluación, impone mayores erogaciones para la inversión deseada, afectando el sistema financiero de las empresas prestadoras del servicio de agua potable, además la operación hidráulica es deficiente, pudiendo afectar la calidad del servicio (bajas presiones) generando también molestias al usuario.

Para el caso del aprovechamiento de fuentes superficiales, el abastecimiento de agua suele requerir de la fase adicional de tratamiento, que consiste en detectar mediante análisis físico-químico de una muestra del agua de la corriente, la necesidad de mejorar su calidad para consumo humano. En cuanto a las fuentes subterráneas, por lo general el medio filtrante natural permite una buena calidad del recurso, siendo necesario en la generalidad de los casos, tan sólo una desinfección previa para su aprovechamiento.

En la actualidad el cuidado del medio ambiente se torna un punto muy importante, ya que al plantear una toma de agua, cualquiera que sea la fuente, es necesario considerar el impacto que dicha explotación traería al entorno natural. En fuentes superficiales interesa el caudal mínimo necesario para sanear las cuencas que aguas arriba descargan en su lecho. En fuentes subterráneas se torna importante el conocimiento de la recarga natural de los cuerpos de agua, ya que su explotación no debe rebasar este límite o al menos, si se establecen planes de extracción agudos por temporadas, en ciclo posterior hacer la reducción necesaria de tal manera que no se afecten las condiciones iniciales y la fuente de agua recupere el nivel natural de almacenamiento.

En cualquier caso, el diseño adecuado de la obra de toma implica una operación eficiente del resto de la infraestructura de cualquier sistema de abastecimiento de agua.

1.2 DEFINICIONES GENERALES

A continuación se definirán algunos conceptos de importancia en el tema objeto de este manual:

1.2.1 Básicas

- **Obra de toma:** Conjunto de estructuras en la zona de captación, que permiten explotar de forma adecuada y eficiente el agua disponible en las fuentes, para beneficio del hombre.
- **Fuente o cuerpo de agua:** Depósitos de agua, que puede ser del tipo superficial, subsuperficial o subterráneo.
- **Cuerpo de agua superficial:** Se refiere a las fuentes de agua que no percolan hacia el subsuelo, sino que, escurren sobre la superficie como son ríos y arroyos. También se refiere a depósitos de agua como lagos, lagunas y embalses artificiales creados por el hombre con el fin de aprovechar adecuadamente dichas corrientes superficiales.
- **Cuerpo de agua subsuperficial:** Se refiere al agua que percola a escasa profundidad, como el subálveo de los ríos que por ser la interfase río-acuífero, el nivel del agua frática se encuentra a escasa profundidad.
- **Cuerpo de agua subterránea:** Son las unidades hidrogeológicas de cuerpos o depósitos de agua subterránea formados por la percolación profunda de las aguas.

1.2.2 Niveles de operación

- **NAME:** Corresponde al nivel de aguas máximo extraordinario en el cuerpo de agua, en el sitio donde se aloja la captación; corresponde al nivel máximo que

alcanzan las aguas de una corriente bajo condiciones de flujo máximo ocurrido en época de lluvias de alto período de retorno. Para un embalse, corresponde al nivel máximo de almacenamiento con las compuertas del vertedor de excedencia completamente cerradas.

- NAMO: Es el nivel de agua máximo de operación ordinaria, en el cuerpo de agua, en el lugar donde se encuentra la captación.
- NAMIN: Es el nivel de agua mínimo de operación en el cuerpo de agua, en el lugar donde se encuentra la captación.

1.2.3 Capacidades en embalses

- Capacidad para control de avenidas: Es el volumen disponible para regular avenidas durante la temporada de lluvias donde, a causa de estas, se provoquen avenidas extraordinarias.
- Capacidad útil: Es el volumen de agua que se aprovecha para satisfacer las demandas de agua (riego, agua potable, etc.).
- Capacidad muerta: Corresponde al volumen destinado para azolve, por debajo de la plantilla de la tubería o túnel de entrada de la obra de toma.

1.2.4 Elementos adicionales en obras de toma

- Canal de llamada: Obra de conducción que tiene el objeto de entregar el agua de ríos y embalses para su disposición adecuada en el punto de la obra de toma.
- Rejilla: Elemento utilizado para impedir el paso del material sólido (flotante y de arrastre), que llevan las corrientes superficiales a las obras de toma.
- Agujas: Elemento utilizado (generalmente en ríos) para cortar el ingreso de agua a la obra de toma en casos en los que se tiene acceso directo desde el cuerpo de agua.
- Dique: Estructura utilizada para desviar agua de un río eliminando el acarreo del material de fondo en el cauce.
- Conducción: Es el conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y dispositivos de control que permiten el transporte del agua desde la fuente de abastecimiento hasta el sitio de entrega, donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

1.2.5 Hidrológicas

- **Altura de precipitación:** Lámina de lluvia que corresponde a una precipitación pluvial, registrada en medidores puntuales (pluviómetro) o de registro continuo (pluviógrafo).
- **Intensidad de la precipitación:** Lámina de lluvia asociada a un lapso de tiempo. Indica la altura precipitada en la unidad de tiempo seleccionada.
- **Coeficiente de escurrimiento:** Es la relación entre el volumen de agua llovido y el volumen de agua escurrido, en un período determinado de tiempo.
- **Gasto de escurrimiento:** Volumen de agua que atraviesa la sección de un río o corriente por unidad de tiempo, también llamado caudal.

El dimensionamiento de las obras de toma incluye como base, el conocimiento de la demanda de agua en sus diferentes usos (doméstico, comercial e industrial), así como los niveles de operación, mínimos y máximos, del cuerpo de agua de la fuente (río, arroyo, corriente subsuperficial, manantial, acuífero, etc.). Los factores hidrológicos más importantes pueden incluir el conocimiento de la intensidad o altura de lluvia para diseño, coeficientes de escurrimiento en función del tipo de suelo o cubierta superficial existente.

El caudal de diseño de las obras de toma se calcula sobre la base de la población beneficiada, extrapolada al horizonte seleccionado para el proyecto, considerando una dotación por habitante. El caudal de extracción total de la toma o conjunto de tomas en las fuentes, debe coincidir como mínimo con el gasto máximo diario de la localidad por beneficiar.

Ya que en la mayoría de los casos se requiere elevar el agua por encima de los puntos de captación donde se encuentra la obra de toma, los elementos utilizados en estos casos son, los sistemas de bombeo y sus accesorios (rejillas, compuertas, tuberías, canales, válvulas, depósitos y motores, entre otros).

Las obras de toma se clasifican en función del origen del agua captada, (atmosférica, superficial, subsuperficial y subterránea), en la figura 1.1 se esquematizan los diferentes tipos.

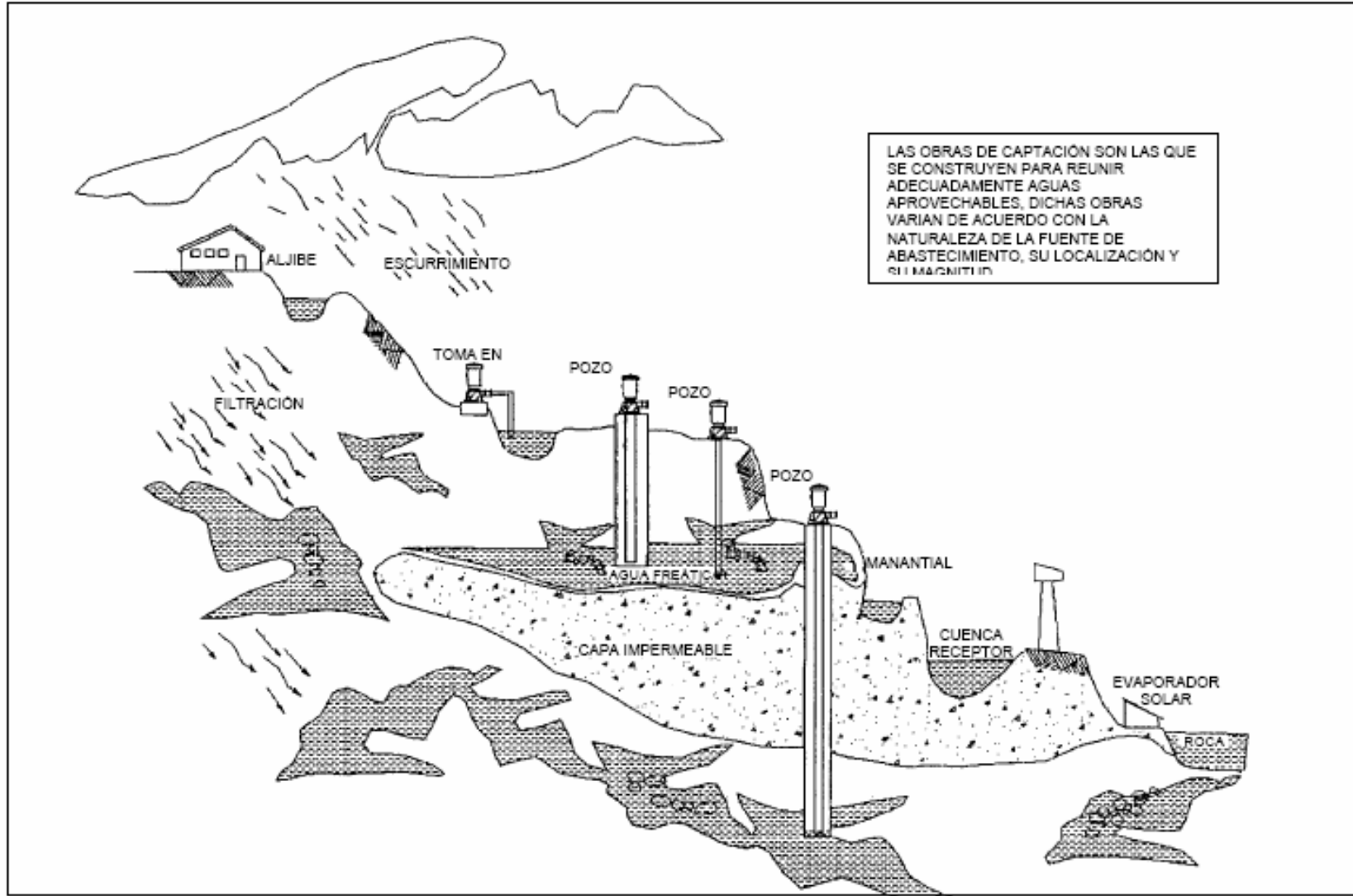


Figura 1.1 Obras de captación

1.3 MÉTODOS HIDRÁULICOS MÁS UTILIZADOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS DE TOMA

1.3.1 Hidráulica de orificios

Teoría orientada hacia el diseño de los puntos de control de la toma de agua y su descarga a los sistemas que la conducirán hacia la zona de demanda. Dadas las dimensiones de una carga hidráulica, es posible conocer los caudales que circulan por los orificios abiertos o controlados por válvulas y compuertas.

Se puede afirmar que todas las obras de toma incluyen para su control, alguno de estos componentes. Los análisis para orificios se han desarrollado y verificado a nivel laboratorio, contándose con las herramientas de cálculo adecuadas y de buena aproximación.

1.3.2 Hidráulica de columnas de succión y sistemas de bombeo

Se torna importante en la generalidad de los casos, desde un depósito de recolección de agua precipitada captada en trampas, hasta el caso de los pozos profundos emplazados en acuíferos, en los cuales se requiere la selección cuidadosa de la combinación necesaria de la bomba y el motor.

Mediante el análisis de las cargas que deberá vencer el equipo de bombeo (profundidad del estrato, pérdidas por fricción en las tuberías y pérdidas menores), se conoce la potencia que requiere un motor para transmitir a la bomba la energía que a su vez cederá al agua. La operación teórica óptima del conjunto bomba-motor ocurriría en caso de que estas cantidades fuesen iguales, sin embargo, los motores presentan pérdidas de energía que se traducen en calentamiento y la bomba presenta también pérdidas en el rodete, siendo necesario incrementar la Potencia necesaria del motor por un factor que nivele este hecho para que se transmita al flujo de agua la potencia que este necesita.

1.3.3 Hidráulica de canales abiertos y de cauces naturales

En combinación con la hidráulica de obras de control (orificios y compuertas), integran una herramienta para el diseño hidráulico de las obras de toma grandes y pequeñas. El objetivo de la hidráulica de canales es el conocimiento de las características del escurrimiento superficial (caudal o flujo, tirante, perfil, etc.) en canales y secciones naturales, en la definición de niveles para el desplante de las obras e igualmente para su dimensionamiento. En este caso, se tiene una amplitud de características y condiciones del escurrimiento por analizar y clasificar, entre las más importantes:

- En función del nivel de energía: Flujo subcrítico o supercrítico, valorado mediante el número de Froude. El flujo supercrítico tiene asociadas altas velocidades.
- En función del cambio de tirante y de velocidad en la sección de escurrimiento: Flujo permanente o no permanente

En términos generales, los ríos de caudal perenne están dentro de la clasificación de flujo subcrítico permanente durante temporada de secas y de subcrítico no permanente durante avenidas.

El régimen supercrítico transitorio lo presentan arroyos (rurales y/o urbanos) de alta pendiente. El caudal de escurrimiento a flujo constante en canales de fuerte pendiente genera un régimen supercrítico permanente.

1.3.4 Hidráulica de conductos a presión

En este caso es importante la definición de la carga de trabajo, diámetros, longitudes, parámetros de construcción, ubicación de válvulas y/o compuertas de control, pérdidas locales y pérdidas por fricción en la tubería.

La descarga y nivel asociado son muy importantes en el diseño de la toma, ya que su conocimiento permite prever obras tales como disipadores de energía o depósitos de bombeo o rebombeo. La hidráulica de tuberías integrada al diseño de sistemas de bombeo, permite desarrollar grandes obras hidráulicas, como es el caso del sistema Cutzamala que abastece a la ciudad de México.

1.3.5 Métodos para aforo de corrientes

El conocimiento del flujo que escurre por la sección de un río, es necesario en el diseño de cualquier dimensionamiento de una toma, ya que es necesario valorar el potencial de la corriente contra el nivel de la demanda requerida. El método de aforo más usado en los ríos de México es el de la relación sección - velocidad, el cual se lleva a cabo subdividiendo la sección del río o canal y mediante un *molinete* se definen sus velocidades parciales. Conocidas las subáreas transversales de la sección, se integran los gastos parciales para obtener el caudal total que escurre.

1.3.6 Manejo de información hidroclimatológica

Los registros en el tiempo de variables climatológicas (lluvia, temperatura y evaporación) son importantes en la conceptualización y dimensionamiento de las obras de captación. El tipo de manejo que se hace de la información es de tipo estadístico y probabilístico, ya que interesa conocer parámetros medios, máximos, mínimos y el nivel de riesgo, entre otros.

La magnitud o el nivel de aprovechamiento de un cuerpo de agua se estima en términos del conocimiento de sus componentes de entrada y salida; así, en el caso de aguas de lluvia o atmosféricas, los volúmenes de diseño de los depósitos de recolección, dependen de la lámina de lluvia y de su duración, por lo que, las dimensiones de la obra de captación dependen del manejo de dicha información.

Para conocer el potencial de extracción de un acuífero se requiere estudiar los mecanismos de infiltración subsuperficial y profunda, siendo la lluvia que cae a la superficie uno de sus componentes. La extracción a una presa o almacenamiento que capta aguas superficiales que escurren en el lecho de un río, está regida

igualmente por un balance de los componentes de entrada y salida. Entradas tales como escurrimientos y lluvias; salidas, tales como infiltración y evaporación.

1.3.7 Hidráulica de pozos

El flujo de agua subterránea constituye un aspecto importante dentro de la geohidrología, ya que es un caso especial de flujo a través de un medio poroso. El estudio del agua subterránea presenta diferentes grados de dificultad en la medida que se deseen considerar todos los aspectos: fronteras o limitantes geológicos, carácter tridimensional del flujo, etc. En este sentido, resulta prácticamente imposible resolver analíticamente un flujo de agua tridimensional, al menos que las condiciones de simetría del caso estudiado, posibiliten reducir las ecuaciones a un sistema bidimensional, lo cual puede lograrse en la mayoría de los casos

El tratamiento de análisis de acuíferos en medios porosos está regido por la ecuación de Darcy, ley que relaciona la velocidad del flujo con las pérdidas de energía que tienen lugar a lo largo de su recorrido. El análisis es aplicable a las condiciones de acuífero libre y confinado.

El potencial de un pozo se conoce a través de las pruebas de bombeo, en las cuales mediante el registro de caudal de bombeo - abatimiento del nivel en el pozo, se obtienen los parámetros de formación del medio filtrante como son: el coeficiente de permeabilidad y el de almacenamiento, los cuales enmarcan el posible rendimiento del acuífero que se desea explotar.

El flujo de agua subterránea queda definido por los parámetros de presión, densidad, velocidad, temperatura y viscosidad del agua infiltrada en una formación geológica, siendo estas en la mayoría de los casos las variables a definir.

Un medio poroso recibe el nombre de isotrópico si sus propiedades hidráulicas y mecánicas son iguales en cualquier dirección desde un punto seleccionado; si estas varían se denomina anisotrópico.

Con el manejo cuidadoso de la hidráulica de pozos es posible reducir el alto nivel de incertidumbre que en la mayoría de los casos acompaña los estudios de un acuífero.

2. CAPTACIÓN DE AGUAS ATMOSFÉRICAS

2.1 GENERALIDADES

Estas corresponden al agua proveniente de la atmósfera; incluye, en función del estado físico del agua al precipitar (líquido o sólido): precipitación pluvial, nieve, granizo y escarcha. En México y en general, en Latinoamérica, la precipitación pluvial se torna de mayor importancia, ya que es la más susceptible de aprovecharse. (ver figura 2.1)

Estas aguas son importantes en diversos procesos naturales de alimentación a las fuentes de agua, ya que al precipitarse al suelo, alimentan corrientes superficiales o se infiltra de manera subsuperficial y/o profunda, recargando los cuerpos de agua subterránea. Al alimentar corrientes superficiales alimenta los almacenamientos ubicados en sus lechos. Las nubes que producen agua son predominantemente las del tipo cúmulo nimbus (otros tipos de nubes que también producen agua son las denominadas: cirrostratos, altocumulus y stratus), cuya base puede estar a un promedio de 1000 m de altura aproximadamente y su cúspide llega a alcanzar hasta 8 000 m de altura. El proceso de ocurrencia de la lluvia es complejo, el fenómeno de la condensación (formación de nubes) ocurre en una masa atmosférica ascendente, cuando esta alcanza la temperatura del punto de rocío, es decir, cuando llega al 100% de humedad relativa. Si la temperatura atmosférica está en esos momentos arriba de cero (0°C) se verifica el fenómeno de la *condensación*, en caso contrario (debajo de 0°C) se produce una sublimación, es decir, formación de líquido o sólido, según el caso. Si la condensación o la sublimación se dan en gran escala, se puede tener una copiosa precipitación líquida o sólida.

La precipitación pluvial cobra gran importancia en las zonas áridas o secas, en las cuales es importante recolectar las aguas que caen en los techos de las casas para el aprovechamiento particular de los habitantes de la vivienda. En este caso, dado lo escaso del recurso, es posible construir estructuras llamadas “techo-cuenca”, mismas que permiten mejorar la captación de la precipitación atmosférica.

Estas captaciones son importantes en aquellos lugares en los que no se dispone de un sistema para abastecimiento de agua, pero que sí ocurren precipitaciones de consideración durante la temporada de lluvias. También es deben tomar en cuenta en aquellas regiones con escasa precipitación en climas del tipo árido o semiárido, donde se hace indispensable el máximo aprovechamiento; siendo esta agua de buena calidad, puede ser utilizada en labores domésticas y agropecuarias. No es una fuente permanente, por lo que debe almacenarse en época de lluvias para disponer de ella durante la sequía. Durante la recolección o el almacenamiento puede sufrir contaminación, por tal razón deben tomarse medidas para que esto no suceda.

El almacenamiento se hace en cisternas o aljibes, cuyas dimensiones varían según sea unifamiliar o para un conjunto de casas, ubicados aledaños al domicilio, ya que a éstos descargarán los bajantes que vienen del techo. Por ser estructuras sencillas, el agua se extrae del aljibe mediante bombas de mano.

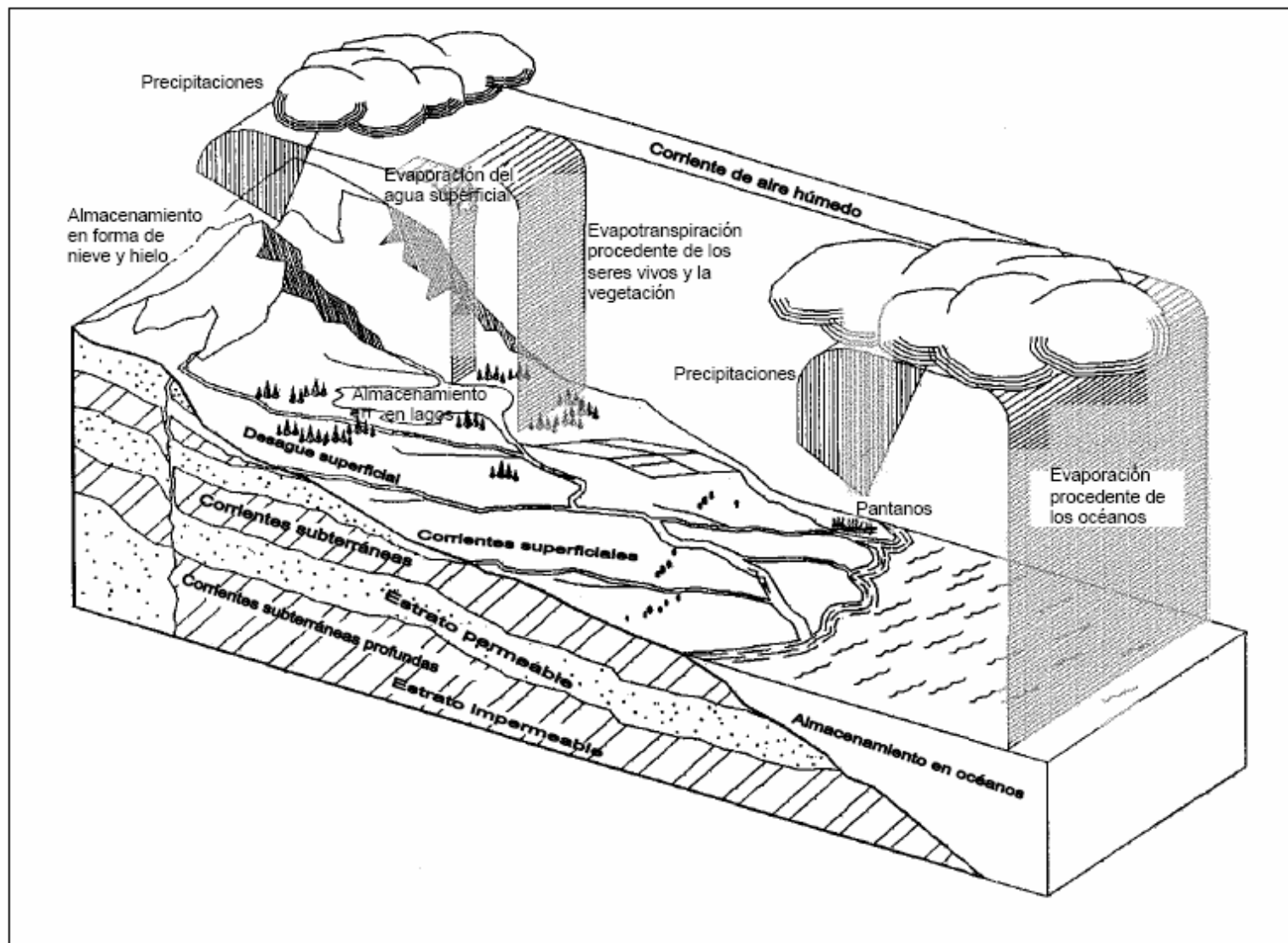


Figura 2.1 Ciclo hidrológico

2.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO

La lámina de la lluvia de diseño podrá ser calculada con la información climatológica de la estación o estaciones más cercanas, aplicando cualquiera de los procedimientos que se describen en los siguientes párrafos.

Con el propósito de desarrollar la tecnología tendiente al conocimiento de la altura de lluvia para diseño, es necesario un entendimiento de la variación en tiempo y espacio de los elementos climáticos y su influencia en el dimensionamiento de la infraestructura de captación. Si la dependencia de esta forma de abastecimiento es importante para los habitantes de una región, cobra importancia la cuantificación de la precipitación pluvial en términos de la probabilidad de ocurrencia, ya que la lluvia es el factor decisivo que permite determinar el potencial del suministro.

Para el cálculo de la probabilidad de lluvia se pueden utilizar diversos métodos. En este manual se describe y recomienda el método de la Distribución Acumulativa debido a lo sencillo de su cálculo y a la confiabilidad que le asignan muchos autores. Sin embargo, lo anterior no limita el resto de metodologías más laboriosas descritas en los manuales de hidrología, en caso de disponer de un mayor volumen de información.

2.2.1 Método de Distribución Acumulativa

Para aplicar este método deberán seguirse los siguientes pasos:

- Ordenar las precipitaciones pluviales (semanal, quincenal, mensual o anual) en forma decreciente.
- Asignar un número de orden, iniciando en el 1 para el valor más grande y, de esta manera, en orden ascendente hasta llegar al valor más pequeño.
- Determinar la probabilidad de ocurrencia para cada observación, para lo cual se puede emplear la fórmula:

$$Pb = [M / (N + 1)] \times 100$$

donde:

Pb es la probabilidad de ocurrencia de un cierto número de observaciones

M es el número de orden del evento

N es el número total de observaciones

Además de la probabilidad de ocurrencia de cierto evento lluvioso, es importante conocer su recurrencia o período de retorno, que indica el tiempo en el que se presentaría una altura de precipitación mayor o igual que la analizada. La expresión utilizada para el cálculo del período de retorno es:

$$Tr = N / M$$

donde:

Tr es la frecuencia o período de retorno, en años

De esta manera la definición de la lluvia de diseño, se torna un proceso con selección del riesgo. Para establecer aquí un criterio, se define la precipitación confiable (PC) como aquella que cuenta con un nivel de probabilidad de ocurrencia del 75%.

Los datos base de un análisis probabilístico de lluvias pueden ser mensuales o anuales. Los datos mensuales son más recomendables, ya que consideran las tormentas de corta duración para el diseño del depósito de recolección.

Precipitación Media (P_m)

La lluvia media asociada a una duración conocida puede calcularse aplicando a una lista de datos cualquiera uno de los siguientes procedimientos.

a) Método aritmético

Se utiliza cuando se tienen datos de una sola estación.

Se calcula mediante la expresión:

$$P_m = [P_1 + P_2 + \dots + P_n] / n = \sum P_i / n$$

donde:

P_i es la precipitación registrada en el período i del registro disponible en (mm)

n es el número total de registros

b) Método Ponderado

Se utiliza cuando se tienen datos de más de dos estaciones climatológicas; la expresión es:

$$P_m = (F_1 * P_1) + (F_2 * P_2) + \dots + (F_n * P_n) = \sum F_i P_i$$

donde:

$F_1, F_2, \dots, F_n$ es el factor de ponderación, asociado a la estación climatológica 1, 2, ..., n .

$P_1, P_2, \dots, P_n$ es la precipitación registrada en las estaciones 1, 2, ..., n ; mensual o anual, en mm.

El factor de ponderación asociado a cada estación climatológica ubicada en una cuenca hidrológica se calcula utilizando el método de Polígonos de Thiessen, descrito a continuación:

Los pasos que deben seguirse son:

- Primero se marcan en un plano de la zona, todas las estaciones climatológicas ubicadas en el área de estudio y sus alrededores.
- El plano utilizado debe tener claramente expresada su escala, así como referencias de latitud y longitud.
- Se unen entre sí todas las estaciones climatológicas con líneas punteadas y en forma de triángulos.
- Cada estación debe unirse con todas las estaciones que la circunden, pero no deberá haber cruzamientos de estas líneas punteadas.
- Del punto medio de cada línea punteada, se traza una perpendicular. El área de influencia de cada estación climatológica queda determinada por la superficie circundada por las bisectrices perpendiculares.
- Finalmente la superficie circundada por las bisectrices se mide con planímetro y se calculan los factores de ponderación por estación utilizando:

$$F_1 = S_1 / ST, F_2 = S_2 / ST, \dots, F_n = S_n / ST$$

donde:

F_i es el factor de ponderación de la estación i.

S_i es la superficie asignada a la estación i, en hectáreas (ha)

ST es la superficie total de estudio, en hectáreas (ha)

Para mayor referencia sobre estadísticas de precipitación se recomienda consultar los boletines hidrológicos de la República Mexicana y la base de datos "ERICK" (Extracción Rápida de Información Climatológica) del CLICOM de la Comisión Nacional del Agua.

En la figura 2.2 se observa un ejemplo de aplicación del Método de los Polígonos de Thiessen.

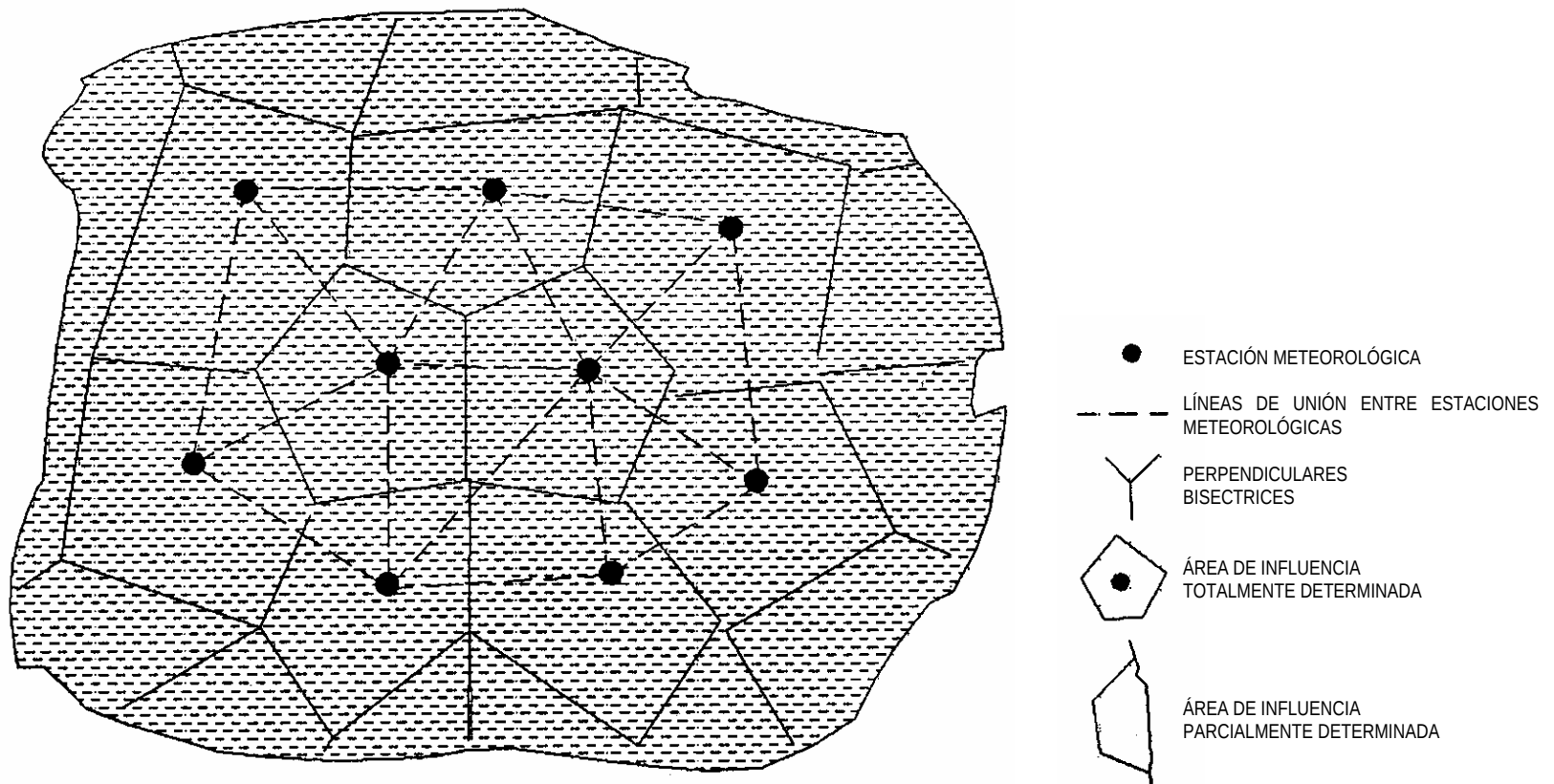


Figura 2.2 Método de polígonos de Thiessen

2.3 TOMA DIRECTA

2.3.1 Diseño Geométrico

El lugar físico de la recolección son los techos de las viviendas y/o techumbres construidas con el objeto de captar la lluvia, por lo cual se requiere de un sistema de tuberías o bajantes que lleven las aguas hasta el nivel del terreno donde se ubica el aljibe. Conviene y hasta es indispensable cuando el agua se utiliza para consumo humano, que este lleve un filtro de arena-grava. Deben desecharse los primeros minutos de la precipitación, puesto que lava la superficie de captación arrastrando las materias que se encuentran en ella; para este fin, es necesario que el tubo de bajada tenga un juego de válvulas que permita desviar o encauzar esta agua al depósito, según se requiera. Es recomendable mantener cerrado el depósito, dada su facilidad de contaminación; la bomba manual ayuda este objetivo ya que el casquillo metálico donde se coloca lo aísla por completo del exterior.

En la figura 2.3 se ilustra una estructura típica para recolección de agua de lluvia a nivel domiciliario.

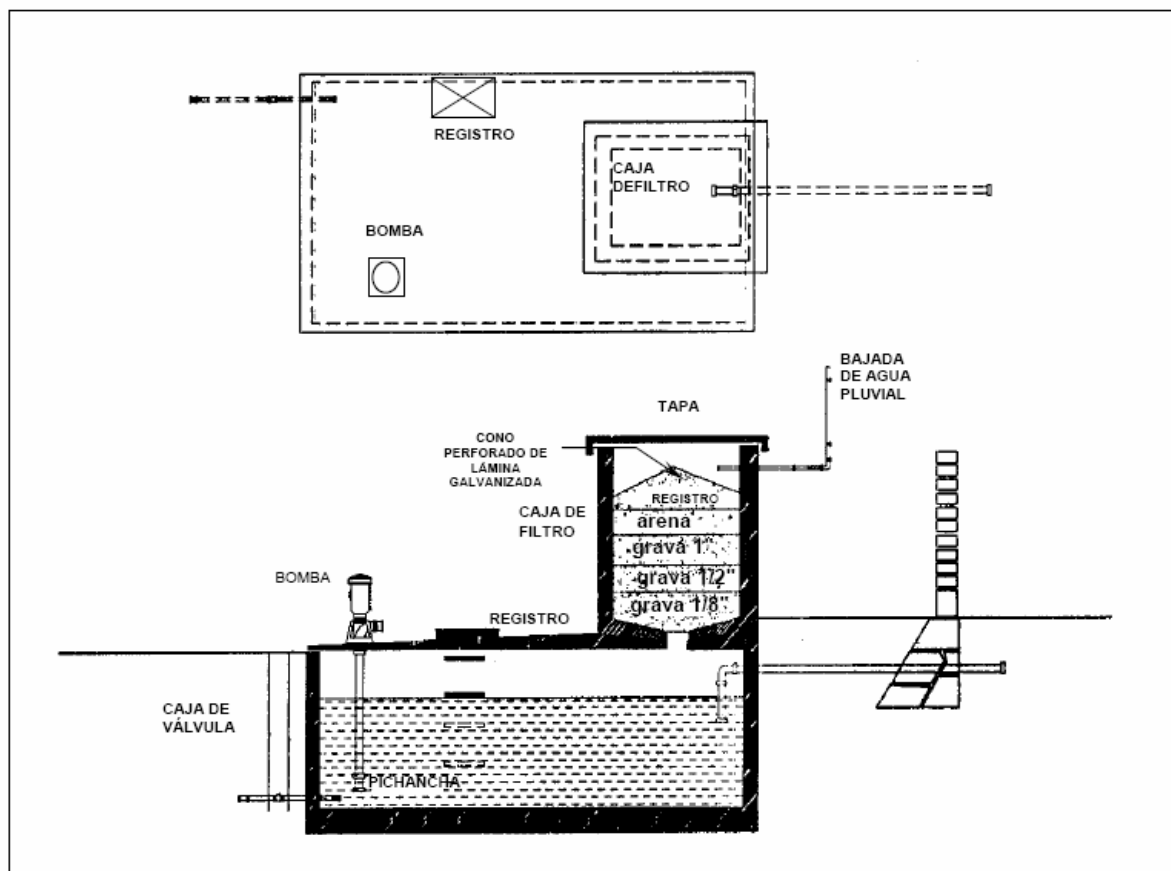


Figura 2.3 Estructura para recolección de agua de lluvia

Para el dimensionamiento del depósito, es necesario conocer el área de captación del techo de la vivienda, además de la precipitación máxima representativa de la zona, utilizando la expresión:

$$V = AT \times Pm / 1000$$

donde:

V es el volumen del cárcamo o depósito de agua, en m^3

AT es el área del techo o techos con los cuales se desea captar el agua de lluvia, en m^2 .

Pm es la lámina de la lluvia de diseño, en mm.

Filtro de Grava y Arena

Para el dimensionamiento del filtro se requiere arena y grava con diámetros de 38.1mm (1", ½") y de 3.17mm (1/8"), colocando en la parte más alta la arena (espesor de 30 cm) y posteriormente la grava, reduciendo paulatinamente su tamaño (espesores de 10 cm). En la figura 2.3 se observa que la captación de agua pluvial tiene el filtro colocado en la cubierta del depósito.

Cabe mencionar en este subcapítulo que existen zonas del país, en las cuales debido a lo escaso de la precipitación, se hace necesario captar el agua de lluvia para consumo humano de forma más eficiente que con las estructuras presentadas. En estos casos la precipitación pluvial adquiere gran relevancia para el auto abastecimiento de la población.

2.4 DISPOSITIVO TECHO-CUENCA

El dispositivo más apropiado para coleccionar el agua de lluvia para consumo humano, en regiones de escasa precipitación es el llamado **Techo-Cuenca (TC)**. Consta básicamente de dos secciones (ver figura 2.4): (A) el techo, que funciona como área de contribución y retardador de evaporación simultáneamente; inmediatamente, en la parte inferior, se localiza el tanque o cisterna de almacenamiento (B). El techo está formado por dos superficies que convergen a un canal central (C) con pendiente inducida, el cual permite al agua coleccionada caer por gravedad a la cisterna, por medio de unas cajas con tamiz (D).

Colocado sobre la pared externa de la misma cisterna, se ubica un piezómetro (E), el cual permite observar el nivel del agua captada y por tanto, conocer el volumen almacenado.

El Sistema de conducción de agua consiste en una válvula de paso (F), la tubería de conducción (G), de 5 cm de diámetro, para terminar con una llave (H) empleada para el consumo humano. Finalmente se incluye una cerca de protección (I) que circunda la construcción y una pequeña puerta de acceso (J).

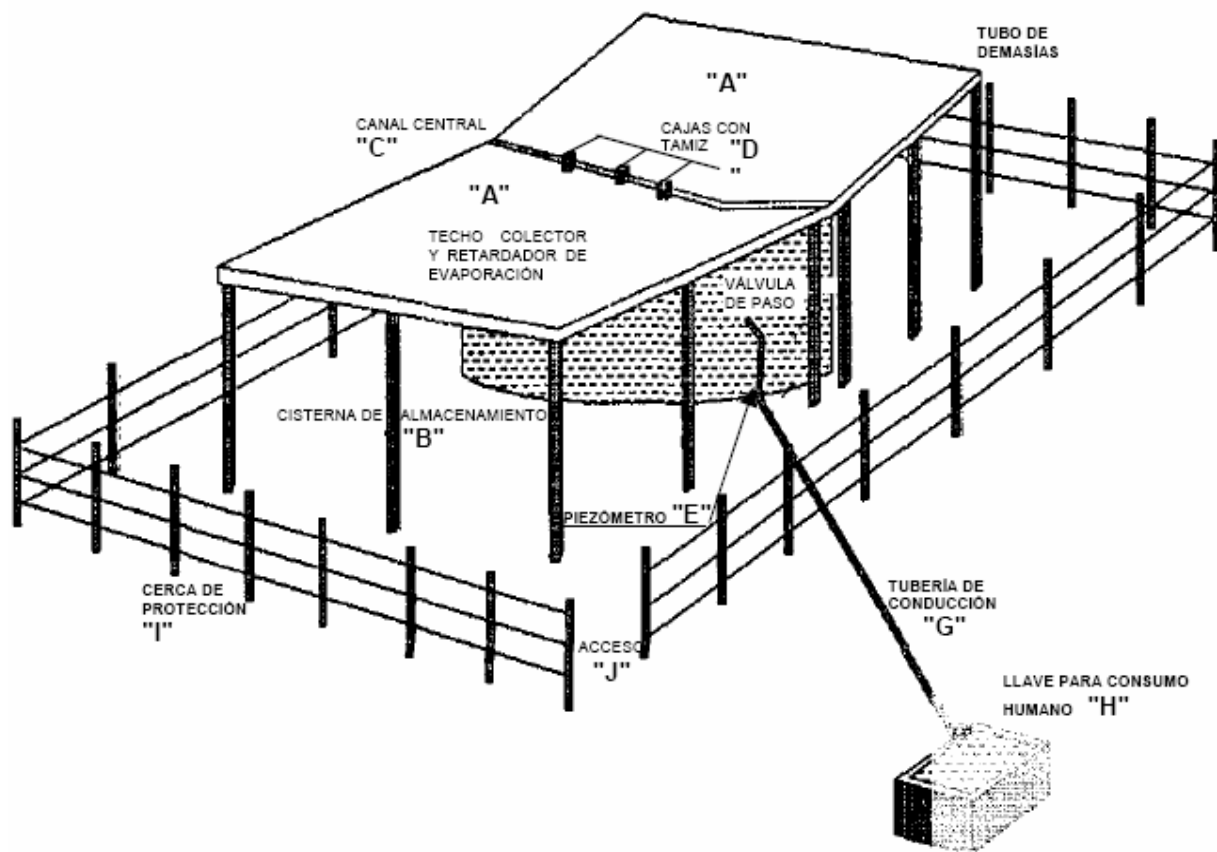


Figura 2.4 Techo Cuenca

2.4.1 Diseño Geométrico

El material del área de contribución del techo, se recomienda de lámina metálica; en sistemas así contruidos, las mediciones realizadas durante 5 años en el techo-cuenca experimental del municipio de Doctor Arroyo (ejidos Lagunita y Ranchos Nuevos, Edo. de Nuevo León) indican que la eficiencia del dispositivo TC alcanza el 88%, sin embargo, para propósitos prácticos se debe utilizar el 80%. La eficiencia de la captación (h) es dada por:

$$h = V_{cap} / V_t$$

donde:

V_{cap} es el volumen de agua captado por el dispositivo TC. en m^3

V_t es el volumen total precipitado sobre el dispositivo TC. en m^3

Es importante mencionar que la pendiente de cada una de las áreas de contribución del dispositivo es del 5 %, y que, desde un punto de vista práctico tal porcentaje no influye en la variación del volumen de agua captada.

Considerando lo anterior, el volumen total y las dimensiones de este dispositivo se calculan con la siguiente expresión:

$$VT = 0.8[Pm(B*L)]$$

donde:

VT es el volumen total de agua captado, en m^3

Pm es la lámina de precipitación media asociada a una duración seleccionada, en m.

B es el ancho del área de captación, en m.

L es el largo del área de captación, en m.

0.8 es el coeficiente de escurrimiento, adimensional.

Dado que las precipitaciones máximas superan la lámina media anual, es posible que durante la temporada de lluvias el depósito dimensionado de esta manera sea insuficiente, siendo aconsejable que el aljibe sea dimensionado con una Pm asociada al período de lluvias o a precipitaciones máximas anuales de tormentas en 24 horas, es decir, seleccionando la lámina de lluvia diaria máxima de cada uno de los años del registro y aplicando a la lista de datos cualquiera de los métodos descritos anteriormente para conocer la Pm de diseño.

2.4.2 Análisis y diseño estructural

EL análisis y diseño estructural se efectuará conforme a los lineamientos y especificaciones contenidas en el libro de recipientes del "Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento".

3. CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES

3.1 GENERALIDADES

Las aguas superficiales son aquellas que escurren en los cauces y presentan una superficie libre sujeta a la presión atmosférica, estas pueden ser corrientes perennes, es decir, cauces que llevan flujo todo el año, producto del drenaje natural de los acuíferos que la alimentan durante la temporada de sequías y que además, en temporada de lluvias, recibe los escurrimientos generados en la cuenca de captación aguas arriba y corrientes intermitentes las cuales presentan un flujo igualmente sujeto a la presión atmosférica y cuya duración se limita a la presencia de precipitaciones en la cuenca drenada.

Los arroyos son el producto de la precipitación pluvial de corta duración y fuerte intensidad, lo cual, en combinación con la morfología del terreno puede favorecer la formación de corrientes con altas velocidades de escurrimiento.

También son cuerpos de aguas superficiales las siguientes fuentes naturales: ciénagas, lagos, lagunas, grutas, cenotes y las fuentes creadas artificialmente por el hombre (presas y embalses en general). Estas aguas representan una buena opción para abastecimiento a las poblaciones rurales o urbanas, previo tratamiento, establecido en función de los componentes indeseables y los parámetros de calidad exigidos por las normas actuales.

Las aguas superficiales representan una gran alternativa de suministro, requiriendo obras de captación que en la generalidad de los casos utilizan equipos de bombeo para su aprovechamiento directo desde la corriente. Estas aguas pueden ser mejor aprovechadas si se construyen embalses o se deriva el caudal necesario sobrelevando el nivel del río, para lo cual se construyen presas derivadoras. Fotografía. 3.1, utilizadas por lo general para suministro a zonas agrícolas.

Para evitar que grandes sólidos que arrastran las corrientes ingresen y tapen las tomas, se utilizan *rejillas* instaladas en la boca de las mismas.

Si se requiere aprovechar con tomas directas las aguas de una corriente turbulenta, no siempre es posible su aprovechamiento directo por las condiciones indeseables que este hecho representa para operar equipos de bombeo o cualquier otro sistema; en este caso es necesario incluir un canal de llamada, perpendicular a la corriente, que tome el agua y la tranquilice a lo largo de su recorrido hasta entregarla a un depósito o cárcamo de bombeo, donde será aprovechada o enviada hacia otro punto.

Para agua potable, en las presas de almacenamiento se tienen tomas que van desde vertedores de gasto lateral (pared vertedora) hasta canales de llamada que conducen las aguas del embalse a la obra de toma que puede ser un depósito o un cárcamo de bombeo, para posteriormente conducir el agua mediante sistemas de tuberías con objeto de entregarla a las localidades urbanas o rurales.



Fotografía 3.1 Presa derivadora

3.2 CAPTACIÓN EN RÍOS

3.2.1 Obra de toma directa

La forma de captar agua de una corriente superficial mediante una toma directa, varía según el volumen de agua por captar y las características de la corriente, es decir, el régimen de escurrimiento, que puede ser del tipo permanente o variable, su caudal en época de secas y durante avenidas, velocidad, pendiente del cauce, topografía de la zona de captación, constitución geológica del suelo, material de arrastre, niveles de agua máximo y mínimo en el cauce, naturaleza del lecho del río y de otros factores que saltan a la vista en el proceso de selección del tipo de obra de captación por toma directa.

En las fotografías 3.2, 3.3a y 3.3b se presentan obras de toma directa en una corriente, cualquiera que sea el tipo de obra que se elija, debe satisfacer las siguientes condiciones:

- La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión, del azolve y aguas arriba de cualquier descarga de tipo residual.
- La clave del conducto de la toma se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente.

- En la boca de entrada llevará una rejilla formada por barras y alambrón con un espacio libre de 3 a 5 cm., la velocidad media a través de la rejilla será de 0.10 a 0.15 m/s, para evitar en lo posible el arrastre de material flotante.
- La velocidad mínima dentro del conducto será de 0.6 m/s, con el objeto de evitar azolve.
- El límite máximo de velocidad queda establecido por las características del agua y el material del conducto.

En el proyecto de la obra de captación, se dispondrá de los elementos que permitan la operación, el acceso, inspección y limpieza de los diversos componentes de la obra. Dichos elementos son escaleras en gradas, escaleras marinas, registros, compuertas, barandales, iluminación, señales, medidas de seguridad como alarmas y sistemas de comunicación, entre otros.

En la generalidad de los casos, las aguas de ríos o arroyos están contaminadas, tanto por desechos de la población como por impurezas que arrastra el viento o la lluvia, razones por las cuales estas aguas requieren cierto tratamiento para ser suministradas. En medios rurales se evitará en lo posible el aprovechamiento de estas fuentes por el problema económico que representa.

Para llevar a cabo un proyecto de una obra de toma de manera satisfactoria, es necesario considerar los aspectos hidráulicos de manera cuidadosa, requiriéndose definir para la ubicación seleccionada, los siguientes aspectos:

- Los caudales promedio, máximo y mínimo del escurrimiento en el cauce
- Los niveles asociados a caudales máximo, medio y mínimo de operación
- Estimación del arrastre de sedimentos a lo largo del cauce
- Calidad del agua en la fuente



Fotografía 3.2 Obra de toma directa con canal de llamada



Fotografía 3.3a Obra de toma directa en río



Fotografía 3.3b Obra de toma directa en río

Diseño Hidráulico

Cálculo de caudales

Es posible establecer el volumen o caudal de agua que lleva una corriente superficial mediante aforos. Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones el gasto que pasa por una sección dada. En este manual se exponen los dos métodos básicos de aforo, más utilizados en México:

Método Sección de Control:

Una sección de control de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto. De los muchos tipos de secciones de control que se pueden usar para aforar corrientes, los más comunes son aquellos que producen un tirante crítico y los vertedores.

Se forma un tirante crítico elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de ambas técnicas. Cuando se sobreleva el cauce (figura 3.4) el caudal se calcula utilizando la fórmula de vertedores de pared gruesa:

$$Q = 1.7 BH^{3/2}$$

donde:

B es el ancho del cauce, en m.

H es la carga sobre el vertedor, en m.
 Q es el Gasto, en m^3/s .

Para que dicho dispositivo tenga un buen funcionamiento, se recomienda que:
 $3 \leq L / H \leq 4$, y que:
 $S \leq 0.8H$

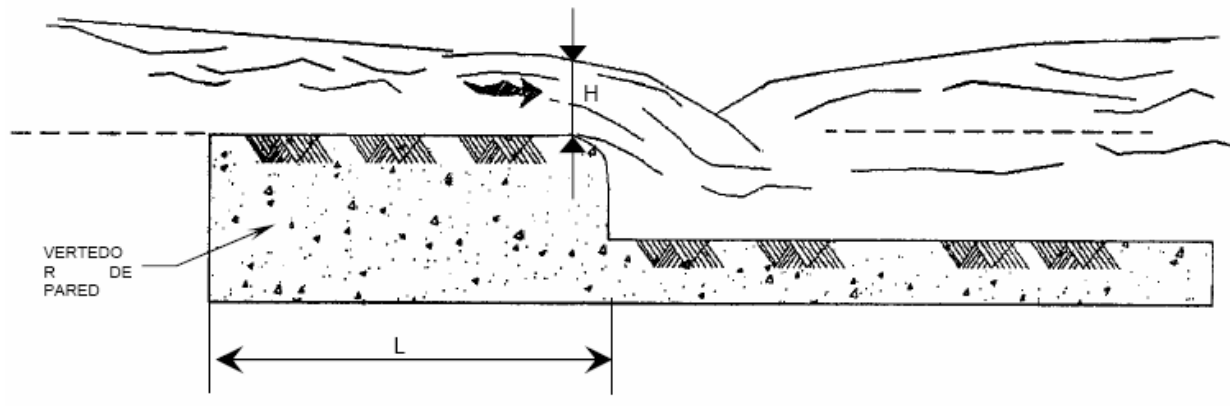
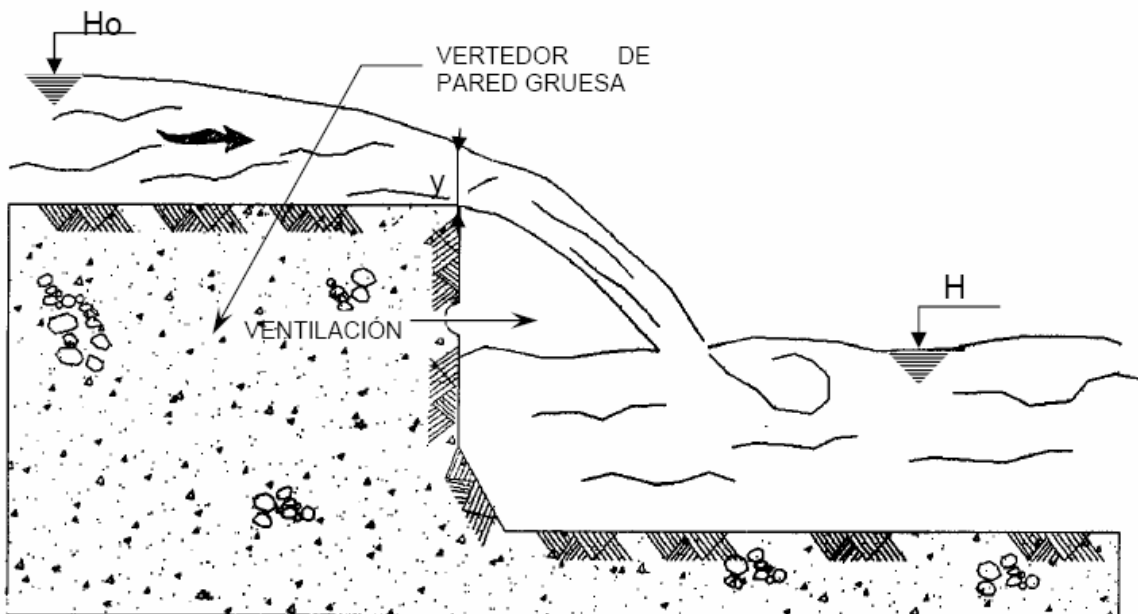


Figura 3.4 Tirante Crítico

Otra manera de provocar la formación de un tirante crítico es cuando la topografía permite disponer de una caída libre (ver figura 3.5); en este caso el gasto se calcula con el tirante medido justo a la caída usando la expresión:

$$Q = 1.65By(gy)^{1/2}$$



Donde: y está en m, g en m/s^2 , B en m y Q en m^3/s .

Figura 3.5 Tirante Crítico

El método de las secciones de control es el más preciso de todos pero presenta algunos inconvenientes. En primer lugar, es relativamente costoso y en general, sólo se pueden utilizar con caudales no muy elevados de tipo medio; en el caso de los vertedores, se tiene el inconveniente de que, con un pequeño descuido, éste genera un remanso hacia aguas arriba de la sección, por ello el método es adecuado para ríos pequeños, cauces artificiales (canales de riego) o cuencas experimentales.

Método de la Relación Sección - Velocidad:

Este método es el más usado para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal de una corriente y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad:

$$Q = vA$$

donde:

Q es el caudal, en m^3/s .

v es la velocidad media en la sección, en m/s .

A es el área hidráulica de la sección, en m^2 .

La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente tiene una distribución como la que se muestra en la figura 3.6.

Para determinar el gasto no es suficiente entonces medir la velocidad en un sólo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias secciones llamadas *dovelas*. El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i v_{mi}$$

donde:

q_i es el caudal que pasa por la dovela i en m^3/s .

a_i es el área correspondiente a la dovela i en m^2 .

v_{mi} es la velocidad media en la dovela i en m/s .

La velocidad media v_{mi} se puede tomar como la medida a una profundidad de $0.6 y_i$ (medida a partir del nivel de la superficie del agua) aproximadamente, donde y_i es el tirante medido al centro de la dovela (figura 3.6), cuando este no es muy grande; en caso contrario conviene tomar al menos dos medidas, a profundidades de 0.2 y 0.8 de y_i ; así la velocidad media sería:

$$v_{mi} = (v_{20} + v_{80})/2$$

Donde v_{20} y v_{80} son las velocidades medidas a 0.2 y $0.8 y_i$, respectivamente. Cuando y_i es muy grande puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela. Es recomendable medir la profundidad de la dovela cada vez que se haga un aforo. Entonces el gasto total que pasa por la sección del cauce analizada es:

$$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_n = S q_i$$

donde:

n es el número total de dovelas.

La velocidad del flujo se mide con los molinetes, instrumentos que cuentan con una hélice o rueda de aspas que giran impulsadas por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular.

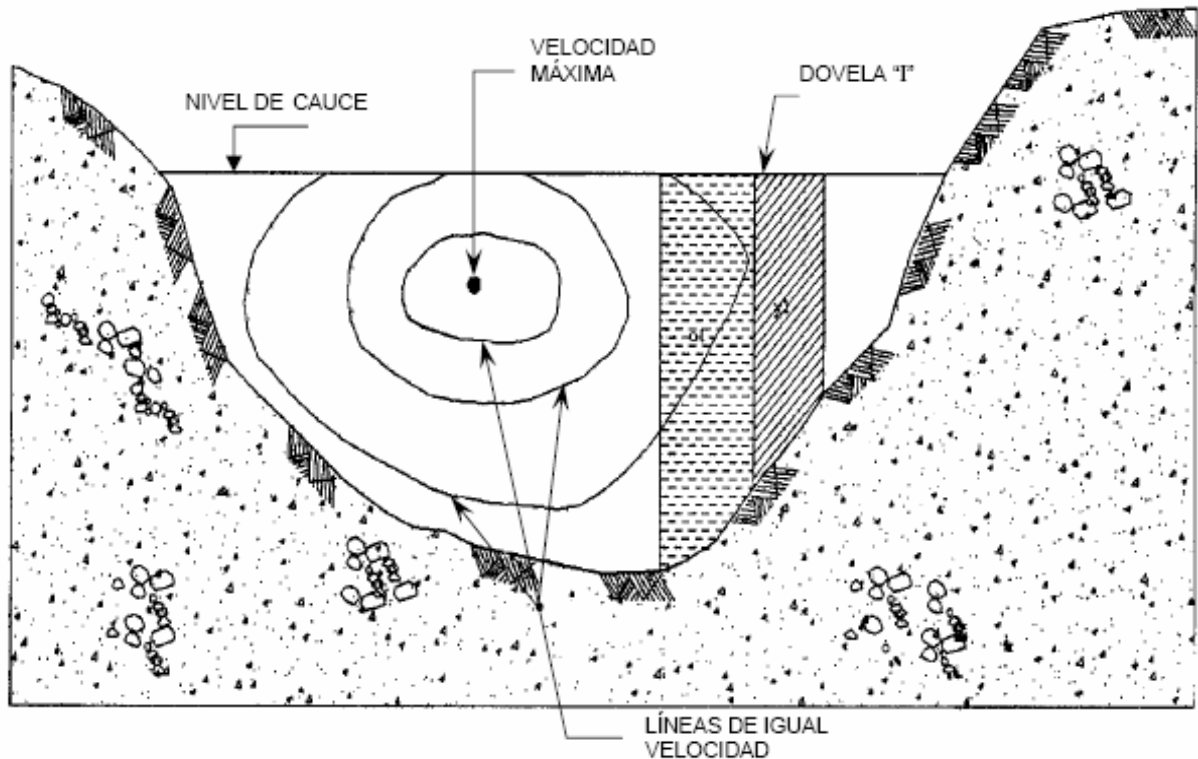


Figura 3.6 Distribución de la velocidad del flujo en una sección transversal

Cálculo de niveles

La importancia del cálculo de los niveles máximos y mínimos de operación radica en la ubicación vertical de la toma ya que es importante colocarla por debajo del nivel mínimo de operación de la corriente, para asegurar el suministro durante la temporada de secas, por otro lado, el nivel máximo de operación es importante para conocer los niveles de sumergencia de las bombas de eje vertical, ubicadas en el cárcamo de recolección, cercano a la corriente (ver fotografías 3.2, 3.3a y 3.3b), determinar el nivel requerido en las tomas de derivación (inciso 3.3.2) y para que las instalaciones e infraestructura de la toma, queden fuera del alcance de las avenidas como por ejemplo aquellos pozos perforados en el cauce de una corriente.

Para establecer los niveles de operación, con miras al diseño de una obra de toma, se pueden seguir dos caminos, en función de la información e infraestructura disponibles:

Si existe en el sitio o cercanías una estación hidrométrica que cuente con un limnómetro o un limnógrafo, se podrá realizar un análisis directo de los niveles de agua en la sección donde se alojará la toma.

Si no se cuenta con información hidrométrica de alguna estación en funcionamiento, la definición de los niveles de operación se deberán abordar de manera indirecta usando métodos hidráulicos.

En el primero de los casos se dispone de registros que proceden de los aparatos registradores de nivel, que pueden ser:

Limnómetro. Es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce, en la que normalmente se lee la elevación de la superficie cada dos horas, en épocas de avenida y cada 24 horas en estiaje. Dado que la hora en que ocurre el gasto máximo de una avenida puede no coincidir con alguna de las lecturas, conviene marcar el limnómetro con pintura soluble en agua, de manera que se pueda conocer el nivel máximo y su caudal pico asociado.

Limnógrafo. Es un aparato automático con el que se obtiene un registro continuo de niveles (figura 3.7). Se coloca junto a la corriente, conectando con un tubo o un pequeño canal de llamada, excavado desde el río. El aparato consta básicamente de un flotador, unido a una plumilla que marca los niveles de agua en un papel fijado a un tambor que gira mediante un mecanismo de relojería. El papel se cambia normalmente una vez al día, aunque esto se fija de acuerdo a la variabilidad del gasto con el tiempo. El registro de niveles contra el tiempo, obtenido de un limnógrafo se llama *limnograma*

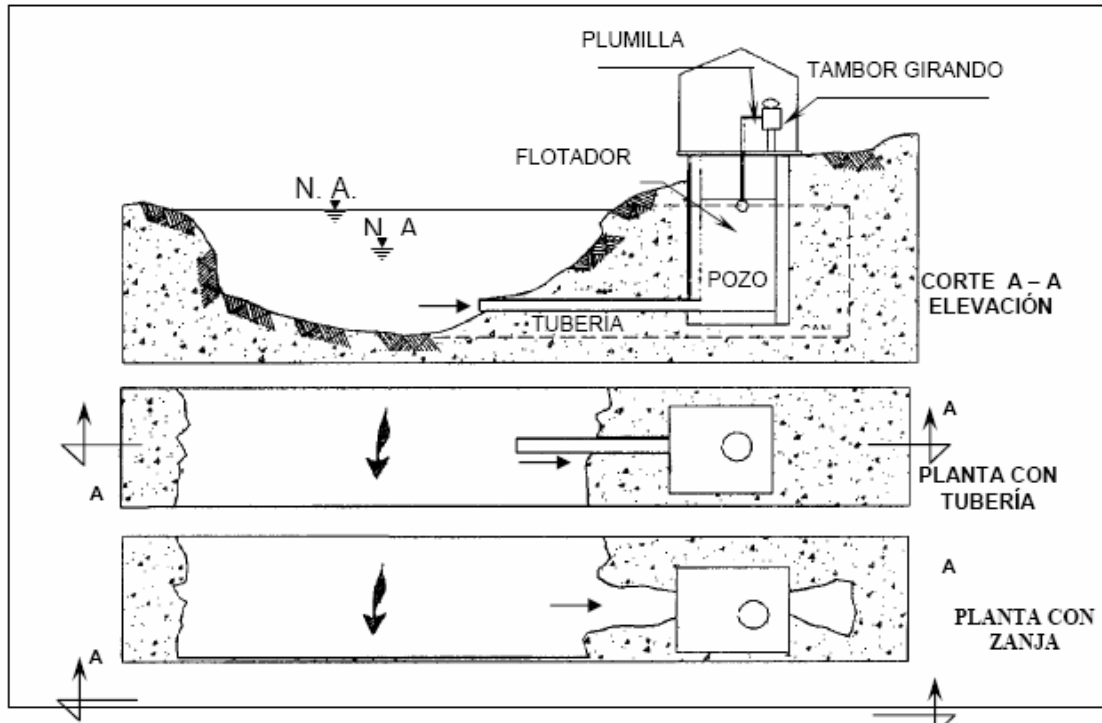


Figura 3.7 Colocación de Limnógrafo

Es así, como de datos obtenidos por aparatos registradores de nivel, asociados a un período de lecturas razonable, es posible conocer los niveles de operación mínimo (NAMIN) y máximo (NAMO) de la corriente en la sección de interés donde se localizará la obra de toma.

Para hacer más rápida la definición del caudal de escurrimiento, dado un nivel del agua en la sección de interés, se puede calibrar la curva elevaciones-gasto, que relaciona la elevación de la superficie libre del agua con el gasto que pasa por la sección.

Curva elevaciones-gastos

Para construir estas curvas se utilizan datos obtenidos de diversos aforos en la sección de interés. En términos generales, la sección de aforos de un río no es sección de control, por lo que la relación tirantes-gastos no es única. En la figura 3.8 se muestra una curva elevaciones gastos tipo.

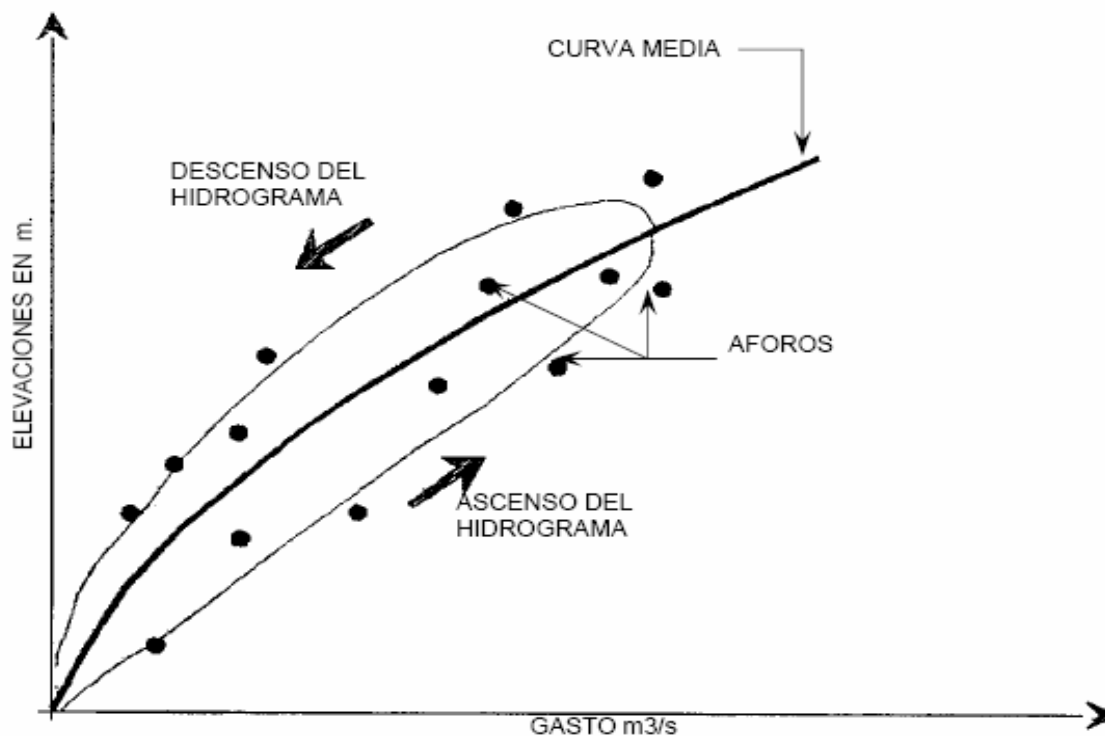


Figura 3.8 Curva Elevaciones - Gastos

El fenómeno de histéresis, es decir, el comportamiento diferente que se observa en la superficie del agua cuando el gasto aumenta y cuando disminuye, se debe a que el gradiente o pendiente hidráulica del flujo, es mayor durante el ascenso de los hidrogramas que durante el descenso. Se acostumbra ajustar los puntos medidos a una curva media que tiene la siguiente ecuación:

$$Q = C(E - E_o)^n$$

donde:

Q es el caudal asociado al tirante E , en m³/s.

E es el tirante medido en la sección de interés, en m.

E_o es la elevación correspondiente al gasto cero, en m.

C, n son los coeficientes de ajuste que se determinan con una relación de valores Q - E , medidos en campo, obteniendo logaritmos a la expresión anterior y luego aplicando el método de mínimos cuadrados.

En la mayoría de los ríos la forma de las secciones transversales cambia continuamente debido a los procesos de erosión y sedimentación, por lo que es conveniente realizar aforos con la frecuencia suficiente para contar en cualquier momento con una curva elevaciones-capacidades actualizada.

La variabilidad en el tiempo de una sección de aforos depende de varios factores: su forma, su situación con respecto a meandros o curvas del río y el material que forma el cauce, entre otros factores. Por esto se torna difícil la decisión relativa a la frecuencia que deben tener los aforos. En términos generales se ha establecido que es necesario realizarlos 5 ó 6 veces al mes, aunque algunas dependencias como la Comisión Nacional del Agua y la Comisión Federal de Electricidad especifican un aforo diario.

Ya conocida la curva elevaciones-gastos de una sección de aforos, es suficiente conocer el nivel o elevación de la superficie del agua para obtener el caudal que atraviesa la sección. En el caso de requerir un nivel asociado a un caudal de diseño en el río, para emplazamiento de un equipo u obra de toma para captar agua, se puede establecer mediante dos posibles caminos:

Si se cuenta con la relación caudal-nivel mediante la curva elevaciones-capacidades, se puede resolver dicha ecuación para definir la elevación E , asociada al caudal de diseño Q considerado.

Si no se dispone de la curva mencionada se puede seguir el siguiente método:

- *Buscar hacia aguas abajo de la sección de interés una sección de control sobre el cauce de la corriente.*
- *A partir de dicha sección y con el gasto de diseño (medio, máximo o mínimo), calcular hacia aguas arriba el perfil del agua, utilizando las ecuaciones y metodología del flujo permanente gradualmente variado, (referencia bibliográfica 5) obteniendo un perfil M2, asociado a ríos con pendiente subcrítica.*
- *El nivel deseado será el calculado hasta la altura de la sección analizada y con este se tomará la decisión de ubicación vertical o elevación de la infraestructura de la toma.*

Diseño geométrico

Los elementos que en general, integran una obra de toma directa en río son: el canal de llamada o tubería de llegada, la transición de entrada, la estructura de entrada, los conductos, la cámara de decantación y el cárcamo de bombeo.

El canal de llamada o tubería de llegada conecta el escurrimiento con la estructura de entrada; puede o no contar con una transición de sección que se utiliza para variar la inclinación del talud que presenta el canal de llamada a un talud vertical en la proximidad de la estructura de entrada. Esta transición puede ser únicamente del talud, de la plantilla o de ambos.

La estructura de entrada en particular, es la que se considera como la obra de toma, ya que cuenta con orificios a través de los cuales se realiza la toma del agua. Los orificios pueden estar alojados a diferentes niveles, se recomienda, que la distancia vertical al umbral de los orificios sea de un máximo de cuatro metros, sus dimensiones quedan determinadas por el gasto que se pretende captar y por la velocidad del agua a través de ellos, que no deberá ser mayor de 0.6 m/seg.

Los orificios de entrada pueden estar provistos de obturadores de madera, metal o concreto, o bien de compuertas operadas con mecanismos manuales o eléctricos, que son utilizados para controlar el gasto. Es conveniente evitar la entrada a la obra de toma de cuerpos flotantes tales como; basura, peces, etc., instalando para ello rejillas. El diseño de las rejillas esta regido por la separación de barras, que es función del tamaño de los objetos que se pretende evitar entren y que puedan dañar las instalaciones hacia aguas abajo.

La cámara de decantación o antecámara es una zona de acceso al cárcamo de bombeo, localizada entre la estructura de entrada y el cárcamo de bombeo. Su ubicación es muy importante desde el punto de vista hidrodinámico, porque sirve de repartidor de flujo, como transición de plantillas entre la estructura de entrada y la del cárcamo; a través de ella se puede disminuir la velocidad de llegada al cárcamo, reduciendo los problemas de vórtices y acarreo de azolve. En algunos casos, ante la presencia de azolve, la plantilla de la cámara de decantación se localiza a un nivel inferior que la plantilla del cárcamo de bombeo.

En algunos proyectos, formando parte de la obra de toma, requiere de unos conductos ya sea de sección cuadrada o rectangular que comunica la estructura de entrada con la cámara de decantación o directamente al cárcamo. Su existencia se origina debido a la separación en que se encuentran la estructura de entrada y el cárcamo de bombeo.

Como ejemplos de obra de toma directa a continuación se describen algunas de ellas, mostrándose en forma esquemática en corte longitudinal.

La obra de toma directa I es la mostrada en la Figura 3.9, consiste en excavar una plataforma en una de las márgenes del escurrimiento, que puede ser protegida con mampostería o concreto reforzado; en dicha plataforma se aloja el equipo de bombeo. El canal de llamada hacia la succión de la bomba se localiza en una escotadura a un nivel inferior que también se encuentra protegido

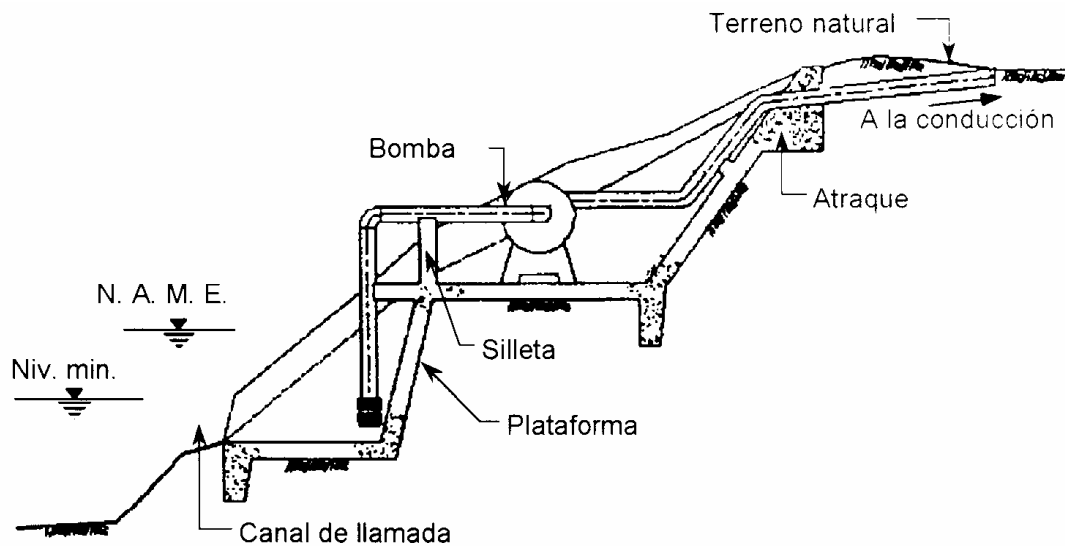


Figura 3.9 Obra de toma directa I

La obra de toma directa II, mostrada en la Figura 3.10 requiere de un mínimo de obra civil, consiste en una estructura que puede ser de madera, acero o concreto reforzado, la cual soporta el equipo de bombeo, su nivel de piso se localiza por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.

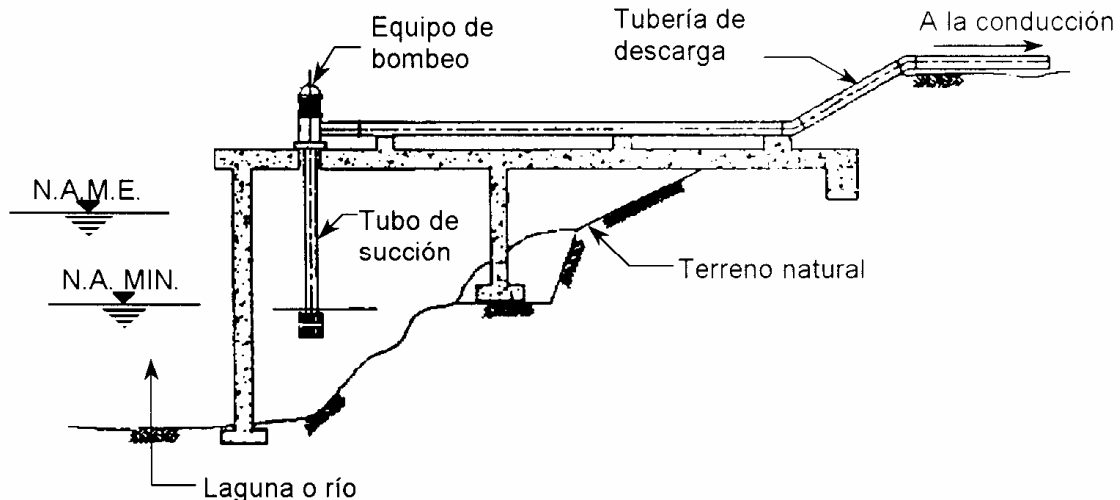


Figura 3.10 Obra de toma directa II.

La obra de toma directa III, mostrada en la Figura 3.11, consta de un cárcamo de bombeo vertical conectado a la estructura de entrada por medio de conductos de concreto reforzado o por tubería de acero. La estructura de entrada cuenta con rejillas; en este caso el control del gasto es mediante los equipos de bombeo. Se puede utilizar muescas en las rejillas para instalar agujas y poder aislar el conducto y cárcamo por alguna eventualidad.

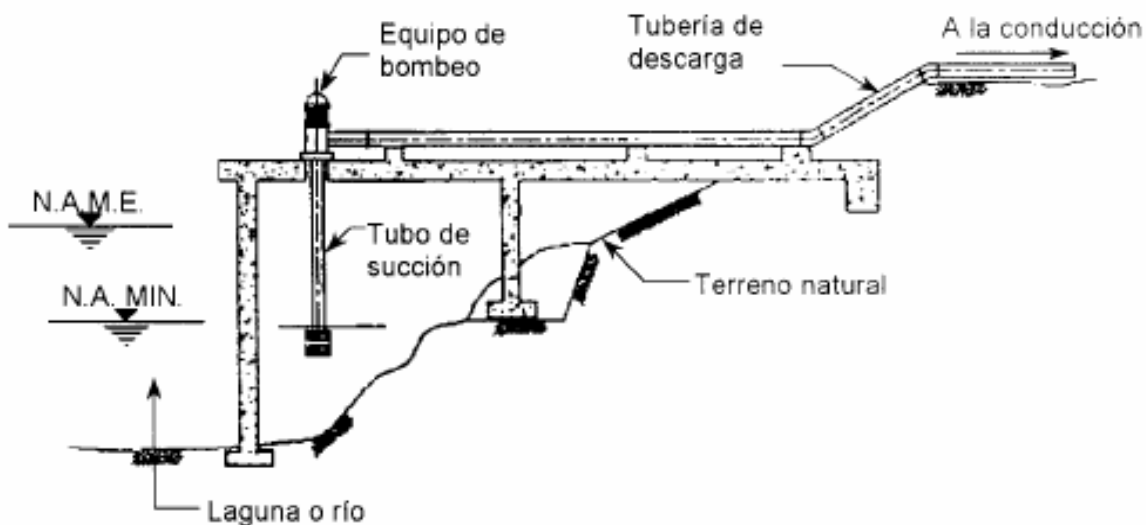


Figura 3.11 Obra de toma directa III.

La obra de toma directa IV, Figura 3.12, la cual cuenta con compuertas deslizantes o tipo Miller para el control del gasto, ya que la conducción puede ser por medio de una tubería de acero, tubería de concreto prefabricada, un conducto de concreto reforzado o un canal a cielo abierto.

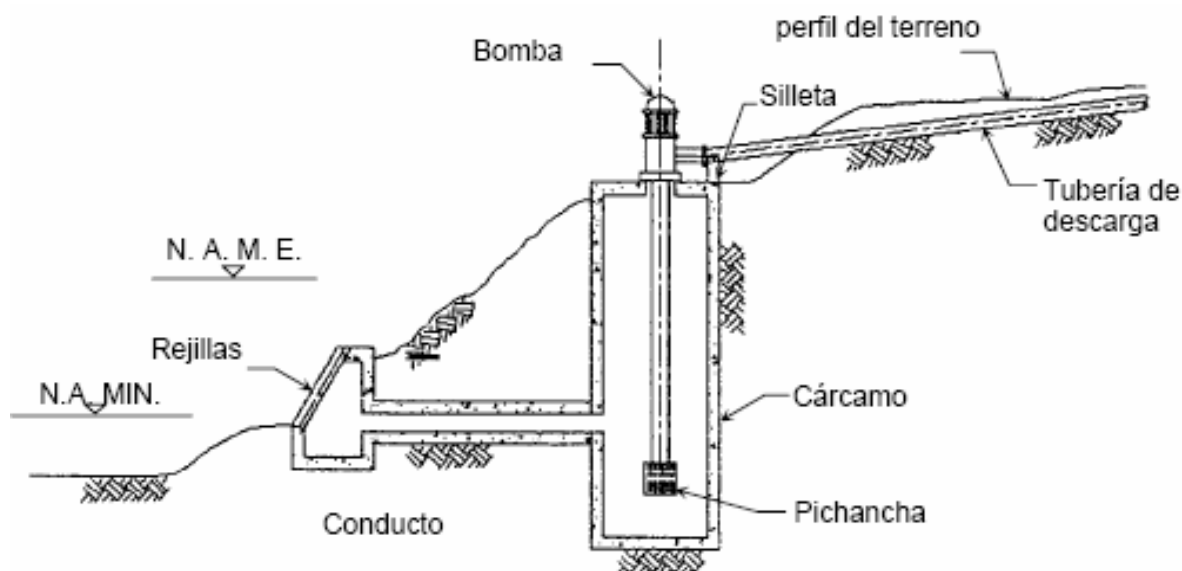


Figura 3.12 Obra de toma directa IV

La obra de toma directa V, Figura 3.13, muestra las compuertas deslizantes, conductos de concreto y conducción en un canal a cielo abierto.

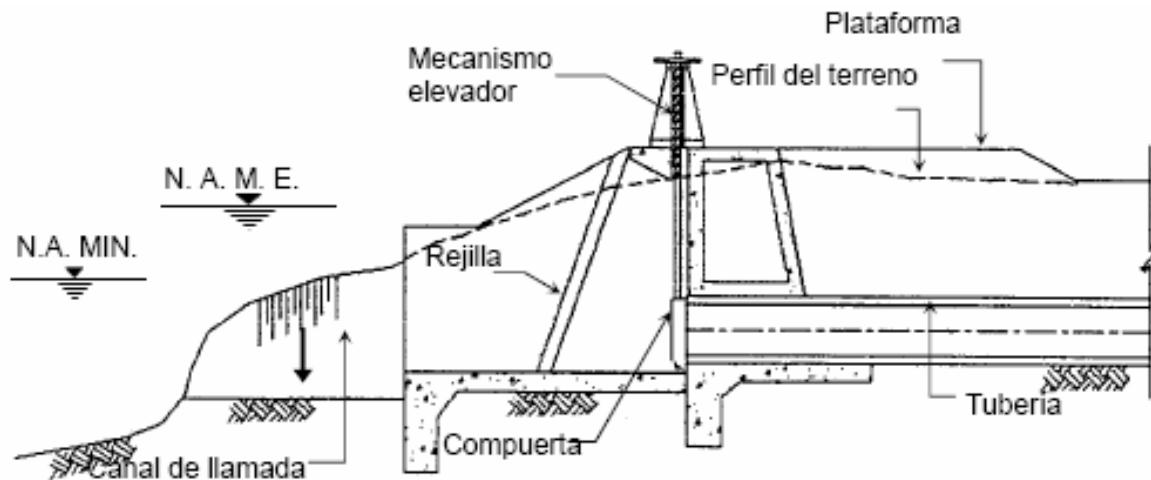


Figura 3.13 Obra de toma directa V

La obra de toma directa VI, Figura 3.14, contempla una estructura de entrada provista de rejillas, conducto de concreto y una torre de control, que en este caso cuenta con una guía para agujas. La conducción es a gravedad y puede ser un conducto cubierto o un túnel.

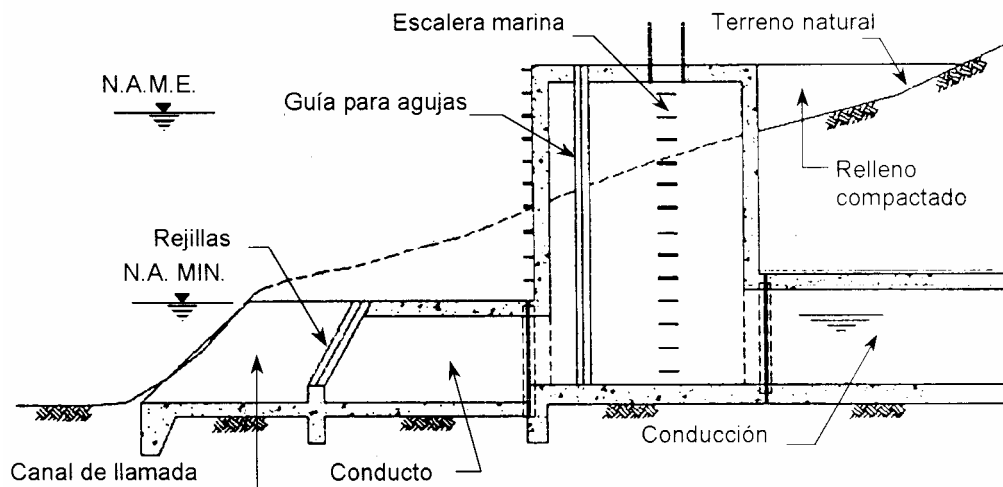


Figura 3.14 Obra de toma directa VI

Cuando se presenta una ladera con fuerte pendiente topográfica y no es posible utilizar algún tipo de las tomas directas descritas con anterioridad, se puede recurrir a las estaciones de bombeo flotante, las cuales consisten en una balsa o estructura flotante que soporta a los equipos de bombeo o únicamente los dispositivos de succión; en estas últimas, la altura máxima entre la succión instalada en la balsa a los equipos de bombeo no debe ser mayor de 4.0 a 6.0 m. La balsa o cuerpo flotante puede presentar problemas por el arrastre de la corriente, por lo que se debe recurrir

a su anclaje en la orilla. En las figuras 3.15 y 3.16 se muestran esquemas de estos tipos de obra de toma.

Para el caso en que la altura de bombeo sea mayor a 6.00 m y no posible utilizar alguna de las estructuras descritas, la solución puede ser alojar los equipos de bombeo en una estructura móvil que contenga a los equipos de bombeo, la cual se deslice en la ladera de acuerdo a los niveles que se presentan en el escurrimiento.

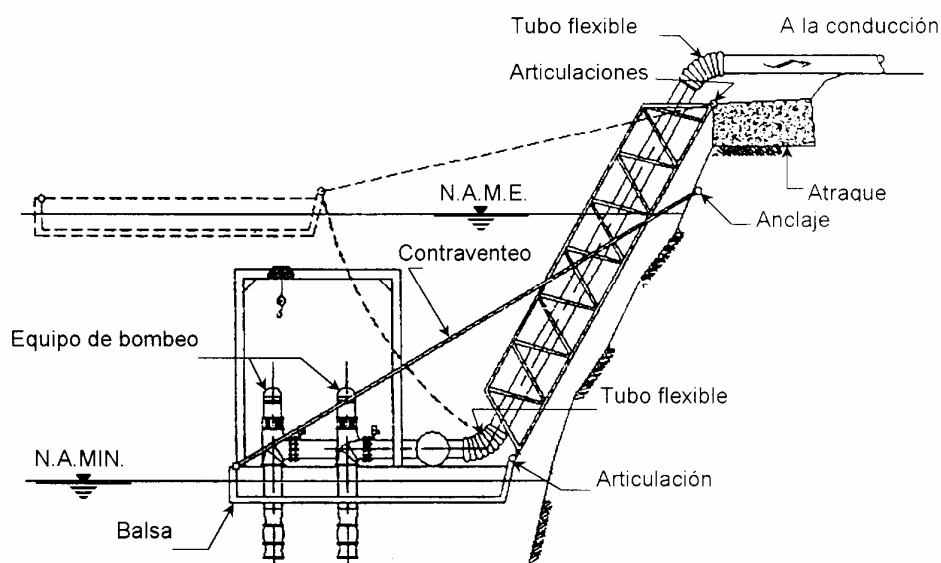


Figura 3.15 Obra de toma flotante

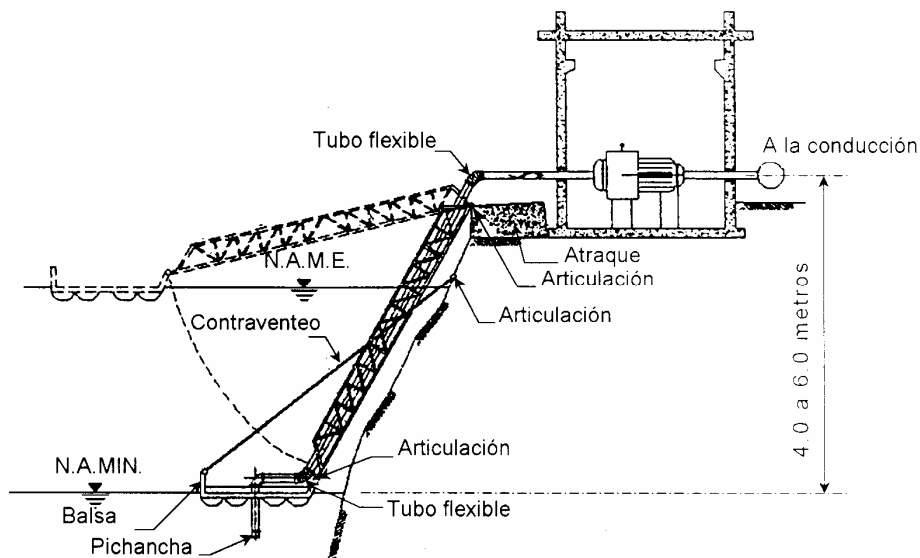


Figura 3.16 Obra de toma flotante

Análisis y diseño estructural

Para la obra de toma directa de la Figura 3.9, el talud de excavación deberá ser aquel que garantice la estabilidad del mismo, incluyendo las cargas a que va a estar sujeto, como es el peso de la bomba-motor y de las tuberías. El talud de excavación se puede proteger mediante un zampeado de piedra brasa o con concreto reforzado, dependiendo del tipo de terreno sobre el que se tiene la obra de toma, el cual será definido por el estudio de mecánica de suelos. Si el terreno lo requiere, se pueden colocar muros de contención para detener el talud, se deben colocar las silletas y atraques necesarios.

La obra de toma mostrada en la Figura 3.10 es una plataforma de concreto reforzado apoyada en trabes y columnas, de concreto reforzado o acero. Este tipo de estructura es semejante al de los pozos en zonas de inundación.

Para el tipo de obra de toma mostrada en la figura 3.11 se requiere de un estudio de mecánica de suelos a fin de determinar el procedimiento de construcción más adecuado. Normalmente, las acciones a que se encuentran sujetas la estructura de entrada y el cárcamo son su peso propio, carga de la bomba-motor, peso de las tubería con agua, empuje del relleno exterior, generalmente con el suelo saturado hasta un determinado nivel, empuje vertical del nivel freático (flotación).

El cárcamo de bombeo puede ser de sección circular o rectangular, dependiendo de las condiciones topográficas. Para el análisis de un cárcamo de sección rectangular, se utilizarán los lineamientos para recipientes superficiales indicados en el Libro, de Diseño Estructural de Recipientes del Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento.

La obra de toma directa como la mostrada en la Figura 3.12, en donde su estructuración se realizó por medio de una transición, de entrada generalmente de sección trapecial a rectangular, o simplemente rectangular de concreto reforzado, la cual sirve para apoyo de la rejilla; esta transición se encuentra sujeta al empuje del terreno, desde un valor cero al inicio de la transición, si es de sección trapecial con talud igual al ángulo de reposo del terreno, hasta el valor máximo en el extremo de la misma, donde el talud de la transición es vertical.

Al final de la transición de entrada se localizan la losa de maniobras, el pasillo y las compuertas deslizantes para cerrar la conducción. Debido a que esta estructura es de dimensiones y rigidez diferente a la transición, se recomienda desligarlas, mediante una junta de dilatación, con banda de PVC para evitar el deslave del material del terreno. (Figura 3.13)

Las acciones que se presentan para el análisis de esta estructura son las siguientes:

- Cargas permanentes
- Carga viva
- Fuerza producida por el mecanismo elevador de la compuerta

- Las cargas permanentes son el peso propio y las cargas de barandales y escaleras.
- La carga viva que se considera es la de pasillos y escaleras, (se recomienda usar el valor de 4,903 Pa (500 kg/m²)).

La fuerza producida por el mecanismo elevador se valúa considerando el peso de la compuerta, el peso del vástago y la fuerza de fricción entre la compuerta y el muro, esta última se calcula con la siguiente expresión:

$$F = \mu R$$

$$R = A \frac{E_1 + E_2}{2}$$

donde:

F es la fuerza vertical para levantar la compuerta, en toneladas

μ es el coeficiente de fricción entre el concreto y el acero

A es el área de la compuerta, en m²

E_1 es el empuje del agua en la parte superior de la compuerta, en Pa (1ton/m² = 9,806 Pa)

E_2 es el empuje del agua en la parte inferior de la compuerta, en Pa (ton/m²)

R es la reacción total sobre la compuerta, en N (1ton=9,806N)

El mecanismo se apoya generalmente, en una losa en "cantiliver", la que se deberá diseñar para esta carga, además de las indicadas anteriormente.

Cuando es necesario recurrir a las obras de toma flotantes (figs. 3.15 y 3.16), en el diseño de la balsa o estructura que ha de soportar los equipos de bombeo o los dispositivos de succión, se recomienda utilizar varias cámaras independientes con el fin de evitar que se hunda, además se deben tomar en cuenta: el peso propio de la estructura, el peso de los equipos, peso de los dispositivos de succión y el empuje del agua.

El diseño de los elementos se realizará de acuerdo al libro editado por la CNA "Diseño Estructural de Recipientes" del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

3.2.2 Captación en barraje

El barraje es una estructura provisional y rudimentaria que obtura el cauce en época de estiaje para mantener un nivel de agua y alimentar una obra de toma; en época de avenidas es posible que se destruya, pero al terminar ésta época se reconstruye

nuevamente para utilizarlo en el siguiente estiaje. Su uso se recomienda en cauces pequeños.

En la figura 3.17 se muestran algunos tipos de barrajes construidos con madera y piedras, perpendiculares al cauce. Su estructura se construye de acuerdo a los materiales locales existentes, cuidando de que el barraje sea impermeable.

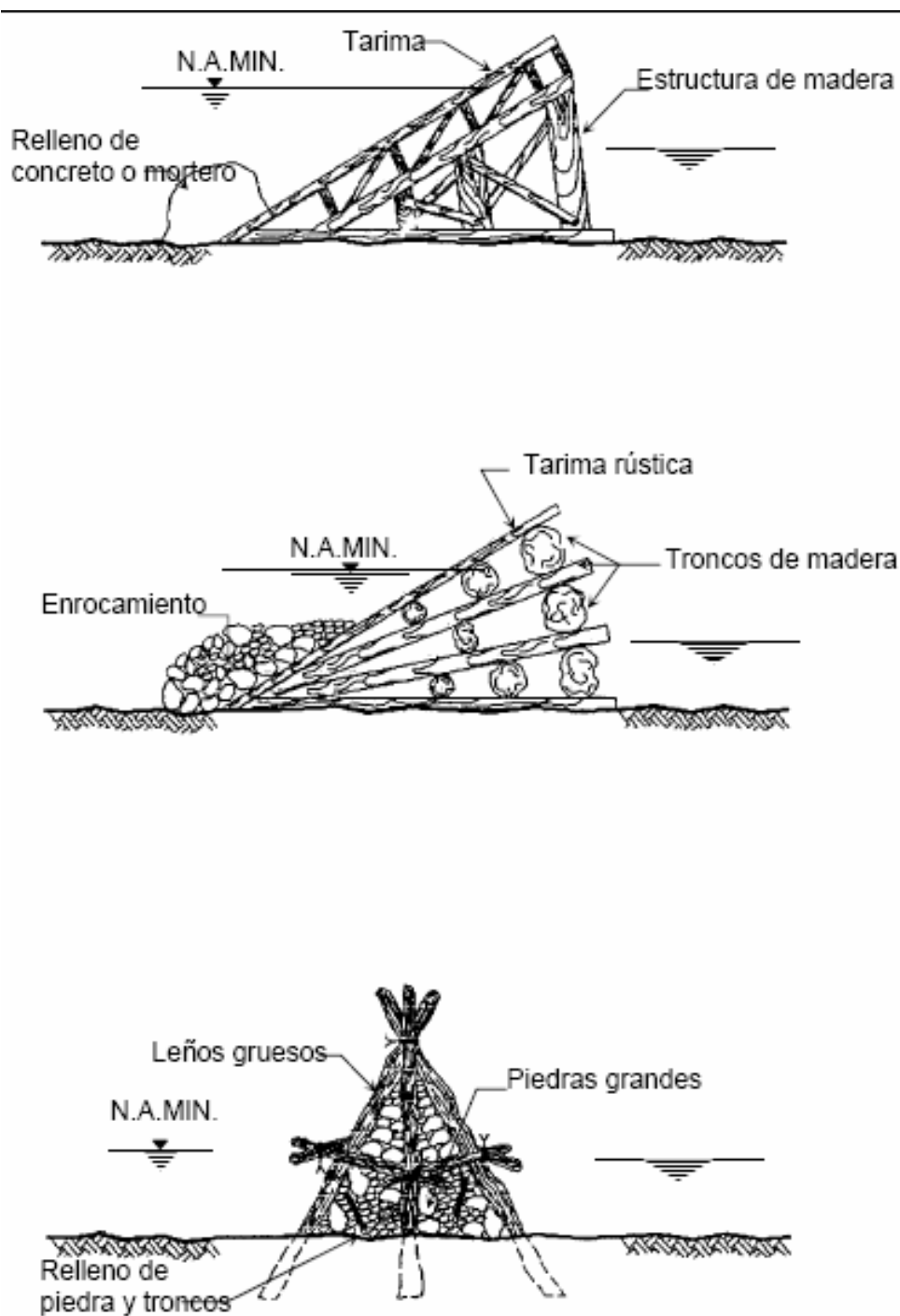


Figura 3.17 Tipos de Barrajes

3.2.3 Captación en dique

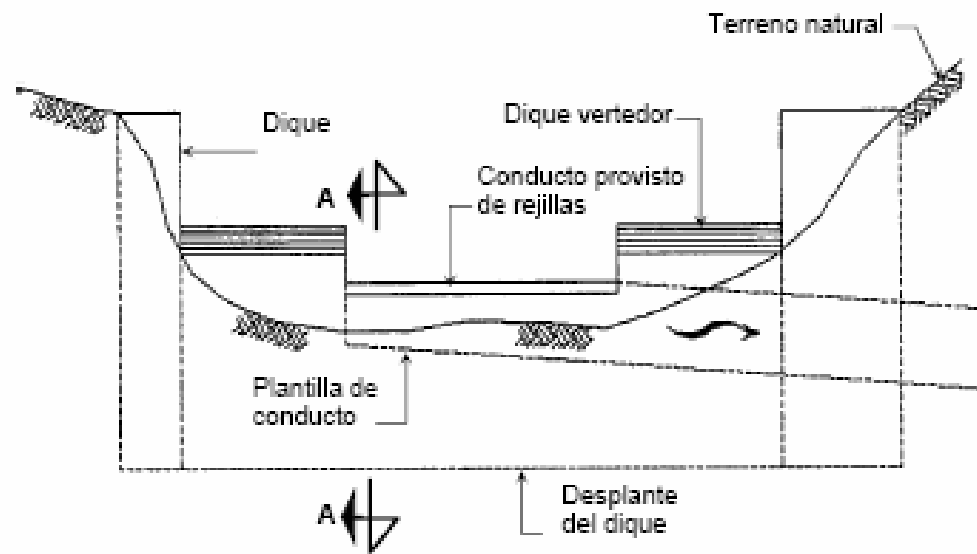
En escurrimientos perennes, cuando en época de estiaje el nivel del agua no alcanza a cubrir la toma y el barraje es una estructura débil, lo más conveniente es la construcción de un dique.

Los diques son estructuras definitivas construidas para obstruir el cauce, que se han simplificado en cuanto a los elementos que la componen, incorporando la obra de toma, el vertedor de excedencia y el desagüe de fondo dentro del propio cuerpo del dique. Se han estudiado una variedad muy amplia de diques en los que en la mayoría se pretende captar el agua libre del acarreo propio del río.

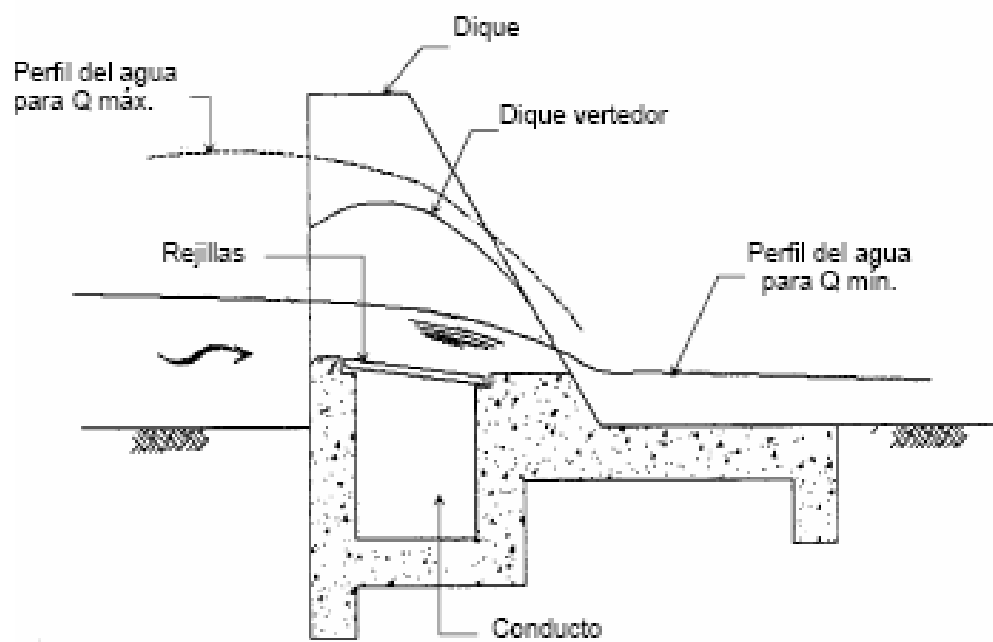
Diseño geométrico

En la Figura 3.18 se muestra un tipo de dique que cuenta con una escotadura intermedia en la cortina vertedora, la cual aloja un conducto a lo largo del cuerpo de la cortina, provisto de una rejilla con sus barras paralelas al sentido de la corriente. El agua se capta al pasar encima de la rejilla, por lo que el gasto derivado depende del área del conducto, del tirante dentro del conducto, del área de la rejilla y del gasto de la corriente.

Este tipo de captación puede ser adaptado en ríos con fuerte pendiente, en aguas con poco contenido de finos y en ríos con variaciones de gasto estacionales.



PERFIL



CORTE A - A

Figura 3.18 Dique con escotadura

En la Figura 3.19 se tiene una obra de toma que no requiere de mecanismo alguno para funcionamiento y operación; básicamente consiste en una cortina vertedora con una caja provista de rejillas verticales instaladas en su perímetro, con lo cual se logra derivar un gasto aproximadamente constante y continuo. Esta obra de toma cuenta con tuberías provistas de válvulas que permiten la limpieza y desagüe de fondo.

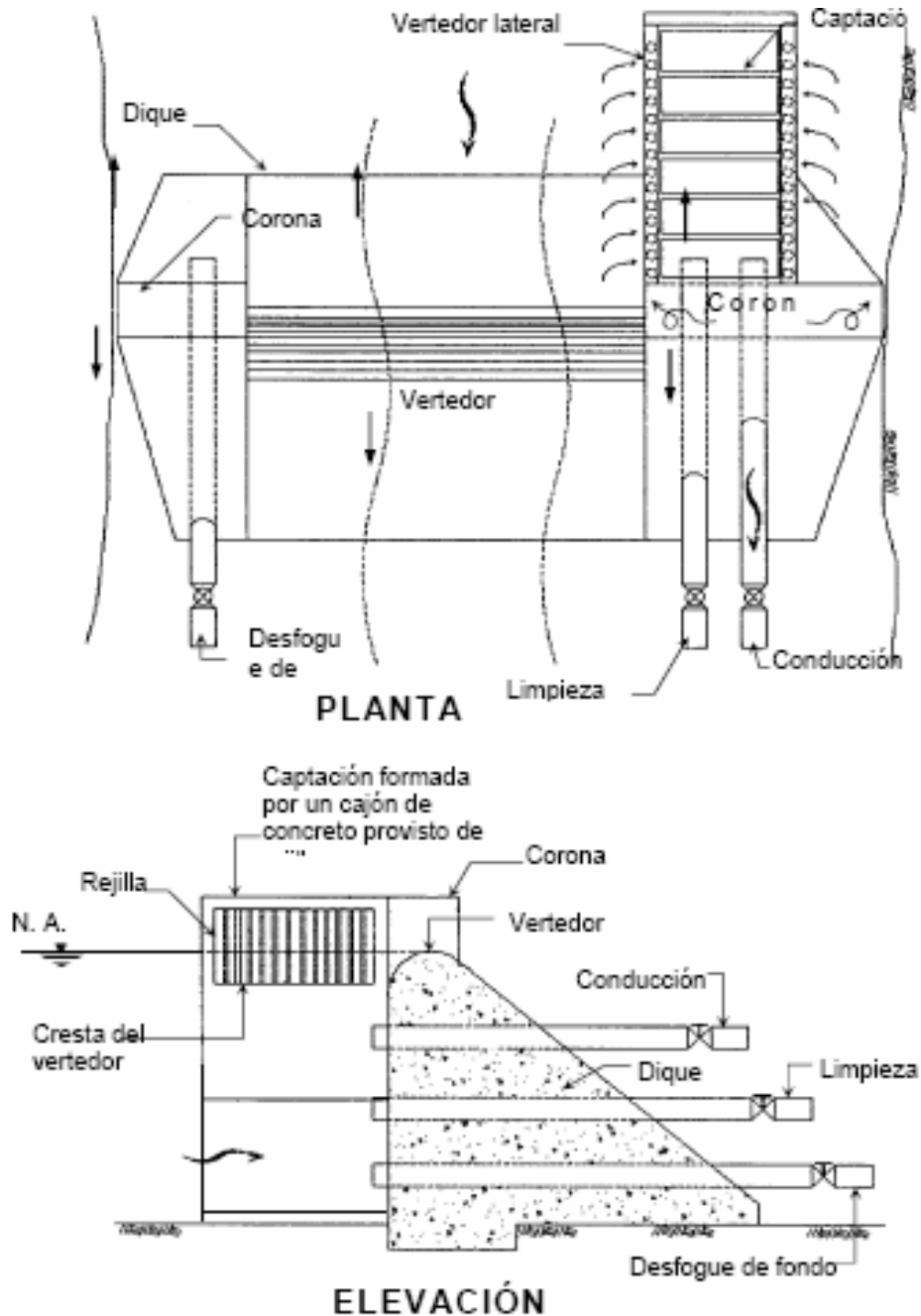
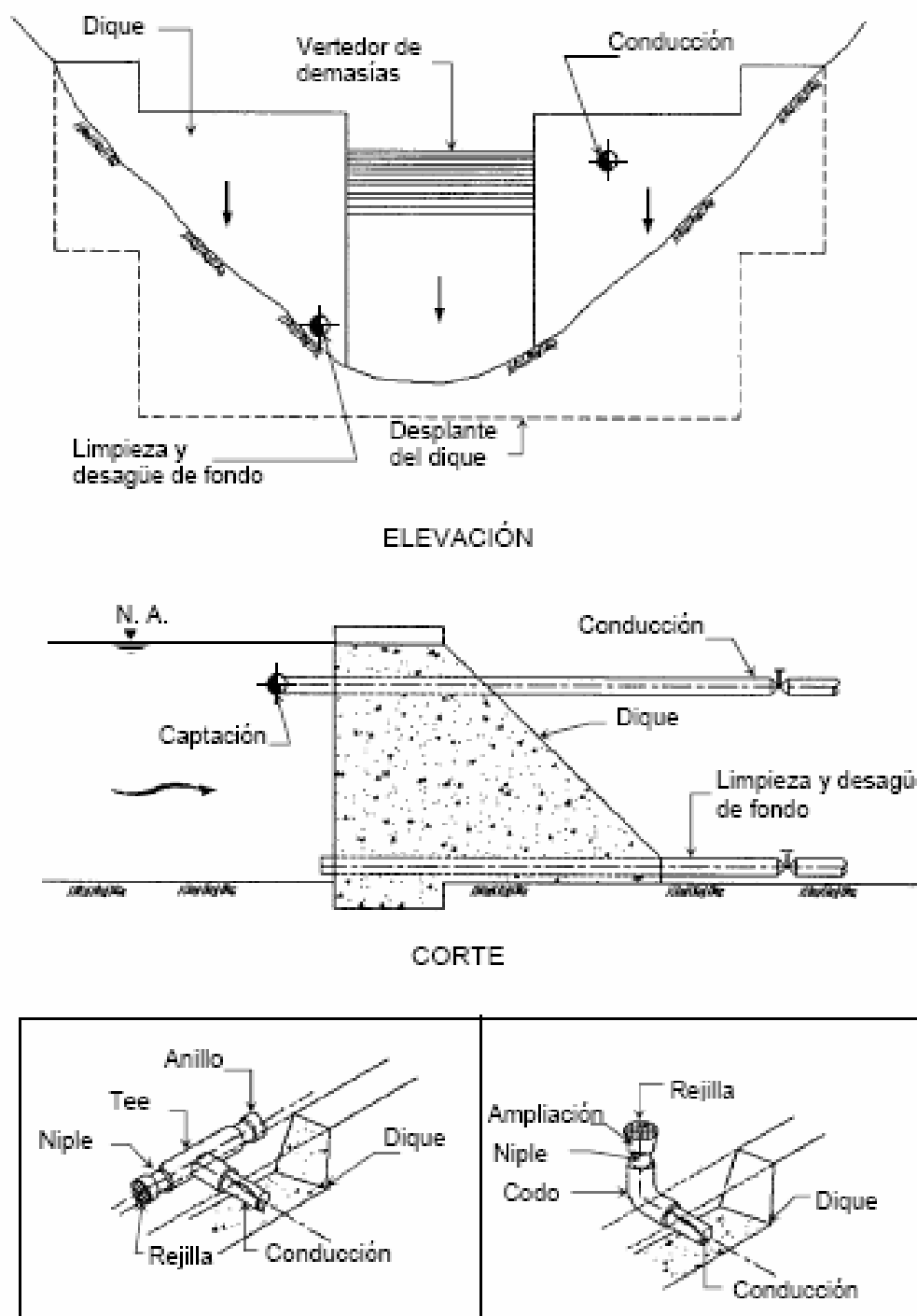


Figura 3.19 Obra de toma en dique

En la Figura 3.20 se muestra un dique con la captación, limpieza y desagüe de fondo basado en tuberías y válvulas alojadas en el cuerpo de la cortina. Se indican dos posibles soluciones para proteger la obra de toma de la entrada de azolve.



Protecciones a la entrada de la conducción

Figura 3.20 Dique con obra de toma

Análisis y diseño estructural

Las acciones que se deben considerar en el diseño de un dique son principalmente el peso propio, el empuje hidrostático y la subpresión. Unos de los aspectos más importantes en el diseño de este tipo de estructuras es la revisión por volteo y por deslizamiento, así como el nivel de desplante y la capacidad de carga del terreno. Estos dos últimos conceptos deberán obtenerse de un estudio de mecánica de suelos. Los factores de seguridad a volteo y deslizamiento, asimismo para el diseño del conducto y muros de soporte de rejillas, acciones y esfuerzos permisibles y consideraciones de análisis se deberán seguir las recomendaciones del libro de "Diseño Estructural de Recipientes", del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

3.3 CAPTACIÓN EN PRESA DERIVADORA

Las presas, en términos generales son aprovechamientos hidráulicos superficiales que cumplen el propósito de facilitar la captación del agua en corrientes de bajo tirante, para diversos usos. Cuando el agua de un río se requiere aprovechar, pero éste por sus bajos niveles no permite captarlas de manera apropiada, es posible la construcción de una pequeña cortina que interrumpa el paso de la corriente en la sección elegida, con objeto de que los niveles mencionados aumenten, permitiendo de esta manera su captación, a este aprovechamiento se le denomina presa derivadora.

Una presa derivadora cuenta con las siguientes estructuras auxiliares cortina vertedora, obra de toma, obras de control y obra de desvío. En este capítulo se aborda exclusivamente la obra de toma en lo referente a su diseño hidráulico y de operación.

La obra de captación en ríos que quizá ofrezca el mejor funcionamiento es la presa derivadora. Básicamente consiste en una cortina vertedora, la obra de toma y la estructura de limpia.

La cortina vertedora construida para obturar el cauce conserva un nivel de agua constante aguas arriba de la presa, en cualquier época del año, lo que permite diseñar la obra de toma con esta característica, dimensionando los conductos y demás elementos en función del gasto a derivar.

La obra de toma esta formada por orificios alojados en un muro vertical obturados con compuertas y operados con mecanismos manuales o eléctricos. Con el fin de evitar la entrada del azolve a la obra de toma se construye una estructura de limpia o desarenador, la cual esta localizada hacia aguas abajo y su plantilla por debajo del umbral de la obra de toma para dar cabida a un volumen para azolve. La limpieza de la estructura se logra mediante la apertura de compuertas radiales.

El gasto de extracción en la obra de toma se controla mediante compuertas, por lo general del tipo deslizante, operadas con mecanismos elevadores desde la corona del muro; cuando el gasto es grande se pueden emplear compuertas radiales.

3.3.1 Análisis Hidráulicos

Este rubro tiene diversas componentes:

- a) Definición de los niveles de operación mínimo y máximo en el sitio de la derivadora para establecer los niveles de operación y la carga hidráulica para obtener el caudal necesario.
- b) Dimensiones del orificio
- c) Gasto máximo que pasa por las compuertas
- d) Capacidad del mecanismo elevador
- e) Diseño de la transición que une la salida de la toma con la descarga

Dimensionamiento del orificio

El conducto de la obra de toma generalmente atraviesa el muro que la separa del desarenador y las laderas del cauce, por lo cual, el análisis hidráulico consiste en considerar un orificio con tubo corto. La expresión que controla el funcionamiento de un orificio es:

$$Q = CA(2gh)^{1/2}$$

donde:

- Q es el gasto de derivación o gasto normal en la toma, en m^3/s .
- C es el coeficiente de descarga para el orificio particular analizado.
- A es el área del orificio, en m^2 .
- g es la aceleración de la gravedad, $9.81 m/s^2$.
- h es la carga hidráulica sobre el orificio, en m.

El Gasto máximo que puede pasar por las compuertas se define en función de los requerimientos y la seguridad del canal aguas abajo, se tienen casos en los cuales el canal de descarga de la toma es utilizado para desviar escurrimientos en exceso durante la temporada de lluvias, en cuyo caso el diseño de la derivadora debe incluir la operación con dicha descarga máxima, es decir, el caudal de descarga Q considerando la carga h correspondiente a la avenida que define el nivel del NAME en la presa. En cualquier caso, la toma debe estar por encima de la máxima capacidad del desarenador en el punto de la bocatoma.

Determinación de la capacidad del mecanismo elevador

La capacidad del mecanismo elevador (CME) puede definirse aplicando la siguiente ecuación:

$$CME = KE + \text{Peso compuerta} + \text{Peso Vastago}$$

donde:

KE son las fuerzas de fricción producidas en la guía de las compuertas

K es el coeficiente para valuar la fricción, puede considerarse para efectos de diseño de 0.35 para compuertas de fierro fundido con asientos de fierro pulidos a máquina.

E es el empuje hidrostático que actúa en la hoja de la compuerta en N (kg)

Para mantener limpia la obra de toma, se diseñan estructuras desarenadoras que atrapan los sedimentos arrastrados por los ríos y que de manera periódica son evacuados hacia el cauce, aguas abajo de la presa, mediante juego de compuertas diseñadas para tal fin (figura 3.21). La estructura consiste en un canal llamado desarenador, que se forma por dos paredes verticales paralelas, una separa el cauce del río y el propio desarenador y la otra, el desarenador de la ladera del río, y es en la última en donde se aloja la obra de toma.

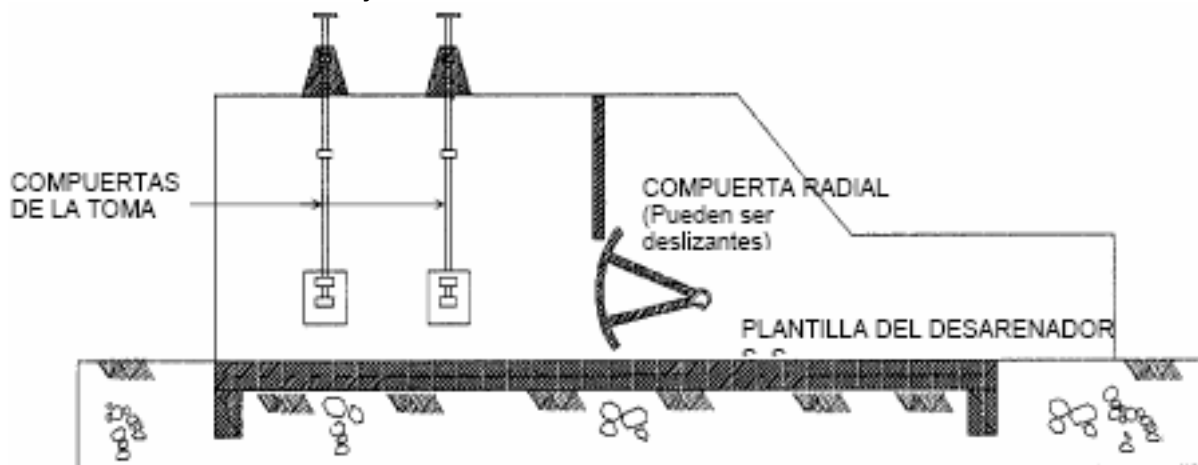


Figura 3. 21 Obra de toma en presa derivadora

Hidráulica del desarenador

Para poder realizar de la mejor forma la limpieza del desarenador es recomendable que los ejes del desarenador y la corriente sean paralelos y el correspondiente a la obra de toma, perpendicular al mismo. Es por tanto necesario que la cota de la plantilla del desarenador esté por debajo de la cota del umbral de la obra de toma, evitando con ambas medidas el paso del material que arrastra y deposita el río hacia la descarga, no existe un criterio establecido para definir la diferencia entre cotas, por lo general esta se propone de 80 cm.

En general el diseño del canal del desarenador se reduce al cálculo de ancho, dadas las velocidades del agua y la elevación de la cresta de la cortina vertedora. De la ecuación de continuidad se tiene que:

$$A = \frac{Q}{V}$$

donde:

A es el área hidráulica del canal desarenador, en m^2 .

Q es el gasto mínimo normal que circula, en m^3/s .

V es la velocidad de la corriente, en m/s .

y por otro lado, para el canal desarenador (sección rectangular):

$$A = bd$$

$$b = \frac{A}{d}$$

donde:

b es el ancho del canal, en m .

d es el tirante de agua asociado al gasto considerado, m

El gasto mínimo normal corresponde al gasto de derivación en condiciones normales de operación. Cuando la toma opera con caudales menores al normal, se presenta una condición favorable en el desarenador al reducirse la velocidad del agua.

Otra condición de operación interesante es aquella que permite conocer la capacidad de autolimpieza del desarenador. Se considera que el azolve se acumula frente a la obra de toma, entonces se cierran sus compuertas y se abren las del desarenador, provocando un régimen tan rápido que permita al agua incrementar su potencial de arrastre, cuidando de no llegar al extremo de erosionar o socavar el fondo del canal o el pie de la estructura.

La capacidad de erosión y socavación puede ser controlada mediante la selección de la pendiente adecuada que no cause los problemas mencionados; al respecto, dos alternativas que suelen ocurrir son:

a) Gasto normal de derivación: esta es la condición más desfavorable.

b) Gastos mayores al normal de derivación: para estos gastos se incrementa la capacidad de arrastre de la corriente en el desarenador, siendo más favorable en lo relativo a la operación del desarenador.

En cualquier caso, se debe calcular la pendiente adecuada en el desarenador y revisar la velocidad del flujo utilizando el siguiente procedimiento:

Conocidos Q (gasto normal de derivación), b (ancho de la plantilla del canal desarenador) y v (velocidad adoptada) para producir arrastre.

Para el caso (a), de continuidad: $Q = VA$

Como se trata de una sección rectangular: $A = bd$

El caudal es : $Q = Vbd$

De donde: $d = Q / Vb$

El perímetro mojado es: $P = b + 2d$

Y el radio hidráulico r es: $r = A/P = bd / (b + 2d)$

Aplicando la expresión de Manning, la pendiente S del canal se despeja como:

$$S = \left(Vn / r^{2/3} \right)^2$$

Donde "n" es el coeficiente de fricción de Manning.

Para el caso (b) se tiene:

$$A = bd$$

Siendo "d" la altura del orificio en el canal desarenador.

El perímetro mojado (P):

$$P = b + 2d$$

El radio hidráulico:

$$r = A / P = bd / (b + 2d)$$

La pendiente calculada será correcta cuando la velocidad se encuentre en el intervalo de velocidades máxima y mínima, definidas para el desarenador. Las velocidades recomendadas en función de las experiencias ganadas, consideran que velocidades de arrastre que no causan problemas de erosión en el desarenador, varían de 2.5 m/s a 4 m/s (ref. 7).

Y la velocidad se calcula con:

$$V = \left(1 / n \right) S^{1/2} r^{2/3}$$

3.3.2 Diseño geométrico

A continuación se describen diferentes arreglos de obras de toma y estructuras de limpia que están asociadas a presas derivadoras.

La obra de toma que utiliza las compuertas comerciales de menor tamaño, circulares tipo Miller se muestra en la figura 3.22, instaladas en un muro, operadas manualmente, obturan orificios circulares a partir de los cuales se inicia la conducción. La estructura de limpia constituida por dos muros verticales que soportan la compuerta radial la cual se opera desde la losa de maniobras.

A medida que se requiere un mayor gasto, las dimensiones de los orificios varían en forma y tamaño, pueden ser cuadrados o rectangulares.

La estructura que aloja estos orificios consiste en un muro vertical a partir del cual inicia la conducción a un canal a cielo abierto. La estructura de limpia localizada hacia aguas abajo esta formada por dos muros verticales, uno de los cuáles es la prolongación del muro que contiene los orificios de la obra de toma, ambos muros soportan la compuerta radial; únicamente se cuenta con acceso peatonal a la zona de operación de las compuertas.

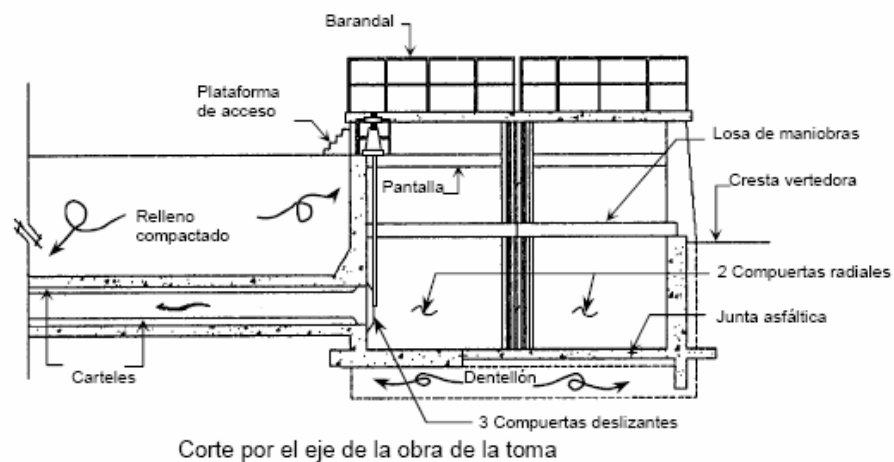
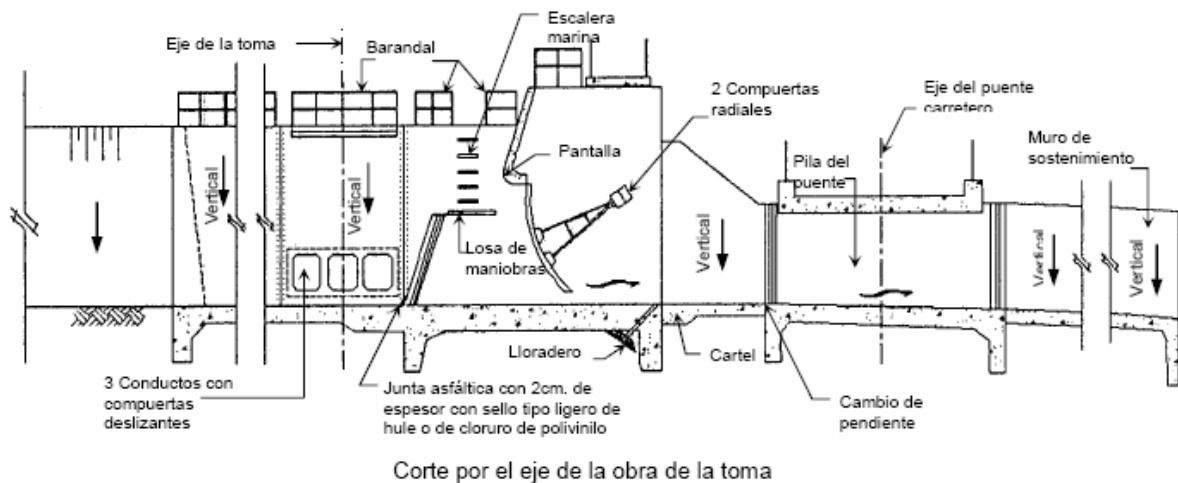


Figura 3.22 Obra de toma con compuertas deslizantes

Otro ejemplo de obra de toma y estructura de limpia que forman parte de la presa derivadora se muestra en la figura 3.23, la cual consiste en orificios localizados en un muro vertical y obturados por compuertas deslizantes; entre los orificios de la obra de toma y el inicio de la conducción cuenta con conductos que permiten formar una plataforma, a la elevación de los mecanismos de operación de las compuertas deslizantes de la obra de toma y de los malacates para las compuertas radiales de la estructura de limpia, permitiendo el acceso peatonal y vehicular. En cuanto a la estructura de limpia, esta cuenta con muescas para instalar agujas y así poder realizar el mantenimiento o reparaciones en la compuerta. De acuerdo a las características geológicas del sitio donde se localice, es necesario se instalen lloraderos.

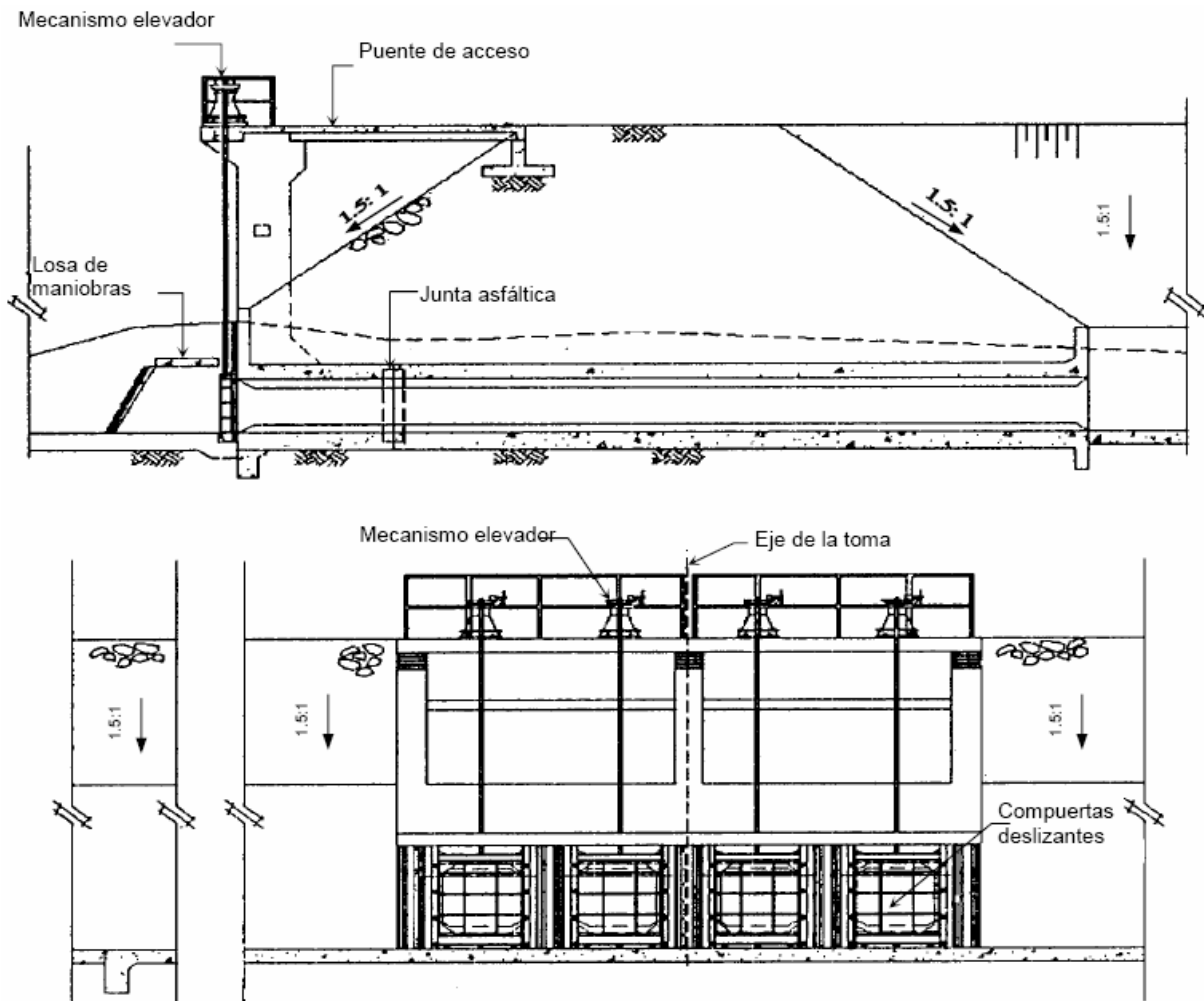


Figura 3.23 Obra de toma y estructura de limpia

En la figura 3.24 se muestra una obra de toma formada por orificios obturados por compuertas deslizantes. La estructura de limpia cuenta con compuertas radiales y una pantalla de concreto para la protección de las compuertas. En este esquema, la presa derivadora se utiliza también para comunicar ambas márgenes del río, requiriéndose de un puente carretero en el canal de salida de la estructura de limpia.

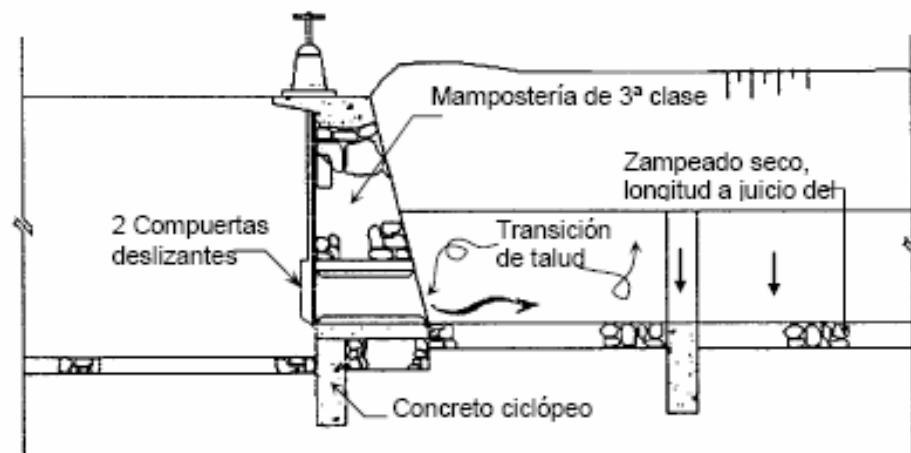
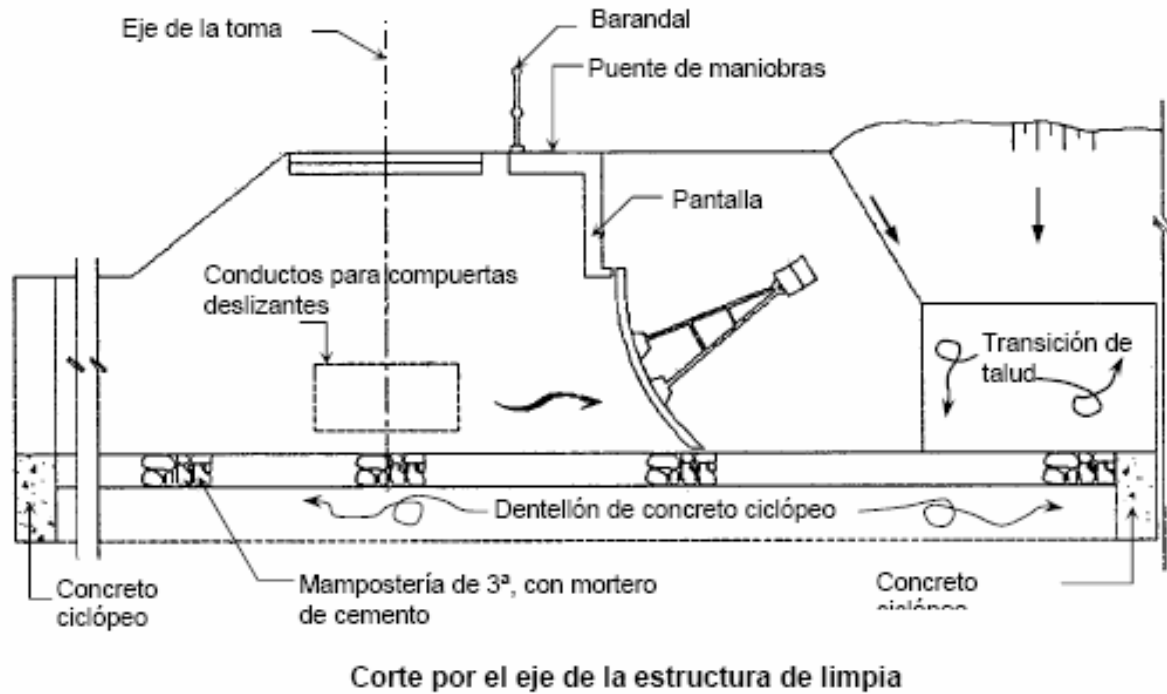


Figura 3.24 Obra de toma con compuerta deslizante y conducción a un canal

3.3.3 Análisis y diseño estructural

Como se describe en el inciso anterior, la estructuración de la obra de toma de una presa derivadora es a base de un cajón con su losa de maniobras, a partir de la cual se inician los conductos; éstos son de tubería de concreto o secciones cerradas de concreto reforzado.

Los muros del cajón de la obra de toma se deben diseñar para el empuje interior del agua y el empuje del relleno exterior, en caso de existir. Las losas de maniobras se diseñan para la carga viva sobre la misma, su peso propio y la carga producida por el mecanismo elevador de las compuertas.

Los conductos son estructuras que se encuentran sujetas al empuje interior del agua, la subpresión, el empuje lateral del terreno, así como su peso propio. Es conveniente colocar dentellones de concreto reforzado en los extremos del cajón y de los conductos, a fin de evitar la disgregación del material bajo las estructuras por el paso del agua debido a filtraciones.

El análisis y diseño estructural se debe realizar al igual que el resto de las estructuras tratadas en este tema, es decir, con las recomendaciones indicadas en el Manual de Diseño Estructural de Recipientes.

3.4 CAPTACIÓN EN PRESA DE ALMACENAMIENTO

La selección del mejor tipo de presa para un sitio en particular depende de diversos factores: topografía, geología y clima, entre otros. El costo relativo de los diversos tipos de presas depende principalmente de los bancos de material cercanos y de su factibilidad de transporte hasta el lugar de la construcción.

Las presas cuentan con diversas obras que garantizan su operación eficiente bajo diversas circunstancias: cortina, obra de toma y obra de excedencia. El agua que fluye por el cauce de un río es atrapada y almacenada por medio de la cortina, llevando a cabo su explotación mediante la obra de toma, y, por otro lado, garantizando la seguridad de la estructura propia y de la infraestructura urbana o rural ubicada aguas abajo sobre el cauce, mediante las obras de excedencia; este libro trata sobre el diseño de las estructuras necesarias para disponer del recurso según los requerimientos de demanda, es decir, las obras de toma.

En general, una obra de toma consiste en: estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencias con su equipo de operación y dispositivos para disipación de energía.

La estructura de entrada puede consistir en desarenador, rejillas y orificio u orificios. Con frecuencia en la estructura de entrada se instalan compuertas de emergencia o de control, con objeto de desaguar los conductos en caso necesario. Asimismo, a lo largo de los conductos se construyen transiciones, cuando se requieren cambios en el tamaño o forma de las secciones.

El agua en los embalses puede variar de calidad a distintos niveles, lo que hace aconsejable realizar la captación de agua alrededor de un metro por debajo de la superficie. Como es necesario prever fluctuaciones de los niveles de almacenamiento, es conveniente disponer de tomas a diferentes alturas (fotografía. 3.25). Cuando la presa es de tierra, las tomas se realizan ordinariamente disponiendo de una torre de concreto armado, situada en aguas profundas, junto al

pie de la presa y aguas arriba de ella. El acceso a la torre con objeto de manipular las compuertas de las varias aberturas de la toma puede ser por medio de una pasarela desde la cortina. Las aberturas pueden cerrarse mediante compuertas o válvulas.

Todos los elementos de las obras de toma se deben planear para operar adecuadamente bajo las condiciones particulares del lugar de la captación seleccionado; es decir que las elevaciones, las pendientes y alineamiento, los determinarán factores morfológicos y de diseño, entre otros se tienen: las cargas de operación, la capacidad de explotación requerida, la localización y la elevación del agua en la descarga, condiciones del subsuelo, topografía del lugar, etc.



Fotografía 3.25 Obra de toma múltiple

3.4.1 Análisis hidráulico de las tomas

Antes de abordar el diseño hidráulico de las tomas, es conveniente describir las capacidades de aprovechamiento u operación que se involucran en el diseño de una presa, indicados en la curva elevaciones-capacidades (ver figura 3.26):

La Capacidad para control de avenidas (C_r), se entiende como el volumen almacenado entre el NAME y el NAMO, con esta capacidad se operan las compuertas del vertedor para seguridad de la presa. Este máximo esta dado por el nivel de sobrealmacenamiento al cerrar las compuertas.

El volumen almacenado (C_u) entre el NAMO y el NAMÍN se constituye como el volumen de la presa, directamente aprovechable y sobre cuya profundidad de niveles h_2 se colocan los orificios de las tomas con cámara de control vertical, a esta capacidad se le denomina Capacidad Útil.

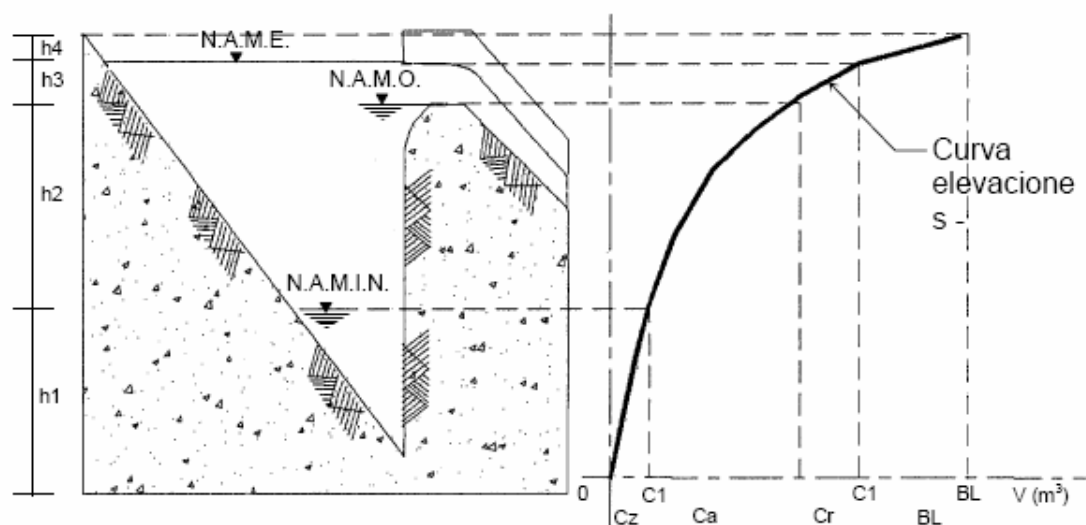


Figura 3. 26 Curva Elevaciones - Capacidades

La Capacidad de azolves (C_z) se describe como el volumen almacenado por debajo del NAMÍN. El umbral del último orificio de la toma si es con cámara de control vertical o de la toma única si ésta es en las laderas por medio de túnel, se coloca por arriba del nivel de azolve que define la altura h_1 medida desde el fondo de la presa, en el paramento de aguas arriba de la cortina.

Esta capacidad es llamada también capacidad muerta y se le atribuye la vida útil de los embalses, dado que se considera que la operación se concluye cuando el nivel de azolve es rebasado.

En el caso de contar con diferentes orificios de la toma, ubicados a diversas alturas sobre la cortina, se debe realizar el análisis hidráulico del rango de gastos que pueden ser extraídos adecuadamente y si los gastos de demanda de la toma podrán ser entregados satisfactoriamente bajo las condiciones de operación con nivel mínimo (NAMÍN), tomando en cuenta, si es el caso, una estrategia de operación de compuertas y válvulas.

La altura h_4 de la figura 3.26 corresponde al bordo libre de la presa dependiente de la ola de diseño o fetch efectivo del almacenamiento.

Gastos de diseño

Es importante mencionar que el dimensionamiento de tomas en presas de almacenamiento depende del régimen de demandas, tal es el caso del agua potable, en donde la toma debe tener capacidad para proporcionar el gasto máximo diario si la ciudad o localidad cuenta con tanques de regulación, en caso contrario deberá tener capacidad para proporcionar el *gasto máximo horario*.

Los caudales de diseño mencionados se calculan según las expresiones:

$$Q_{medio} = Dotacion(l/hab./dia) \times Poblacion\ de\ diseño$$

$$Q_{max.diario} = Q_{medio} \times C_{VD}$$

$$Q_{max.horario} = Q_{max.diario} \times C_{VH}$$

donde:

C_{VD} es el coeficiente de variación diaria.

C_{VH} es el coeficiente de variación horario.

Los coeficientes de variación diaria y horaria, representan la variación máxima que a nivel diario y horario se tiene en el suministro, con respecto al Q_{medio} . Por lo general las tomas en presas son diseñadas para descargar caudales mayores a los que escurren por los cauces durante la temporada de avenidas.

El análisis de gastos de diseño deberá incluir las alternativas asociadas al corto, mediano y largo plazos; si a largo plazo se requiere una obra de gran dimensión, ésta podrá programarse fragmentada en etapas, acorde al crecimiento de la demanda.

En el siguiente apartado se describen los análisis que, en función de las estructuras utilizadas para diseñar una toma, deben ser considerados.

Elementos hidráulicos en estructuras de toma

Generalidades

Las tomas cuentan con diversos tipos de estructuras de entrada, que en general constan principalmente de rejillas o de rejillas combinadas con compuertas de control o de emergencia.

Dependiendo del diseño particular en cada presa, la obra de toma debe corresponder a la cimentación, descargas demandadas, cargas de operación, variación de niveles

en el embalse y cantidad de sólidos flotantes o azolve que puedan ingresar al vaso durante su vida útil.

Por condiciones hidráulicas, se requiere mayor área de rejillas que de compuertas y es por ello que la forma de la rejilla puede tomar curiosas formas; en el caso de cortinas de concreto la estructura de rejillas puede tener proyecciones diversas en planta: rectangular, semicircular y semipoligonal y estar enclavadas en torres de toma dentro del vaso. En cualquier caso, es aconsejable que las estructuras de entrada en que se instalen compuertas de control tengan fácil acceso en todo momento para poder realizar inspección o mantenimiento.

En *tomas con baja carga* se pueden instalar obturadores de aguja (metálicos o de madera), para lo cual se dejan ranuras con aristas protegidas por ángulos de acero o vigas H como apoyo de las agujas (figura 3.27).

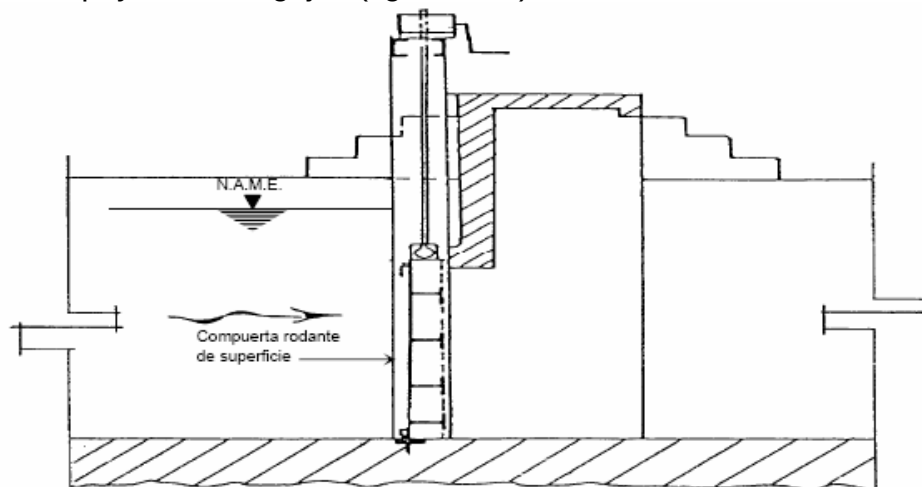


Figura 3. 27 Tomas con baja carga de agua

En obras de *toma profundas*, en la generalidad de los casos se utilizan compuertas rodantes o deslizantes para dejar seca la zona de inspección o de reparación (figura 3.28). Es importante mencionar que el análisis del flujo a superficie libre, ya sea en un conducto abierto o en un conducto parcialmente lleno, se realiza bajo las condiciones de flujo gradualmente variado. Para el caso de flujo a presión, es necesario al aplicar la ecuación de energía, realizar un estudio de pérdidas hidráulicas para determinar las cargas totales para entregar el caudal requerido.

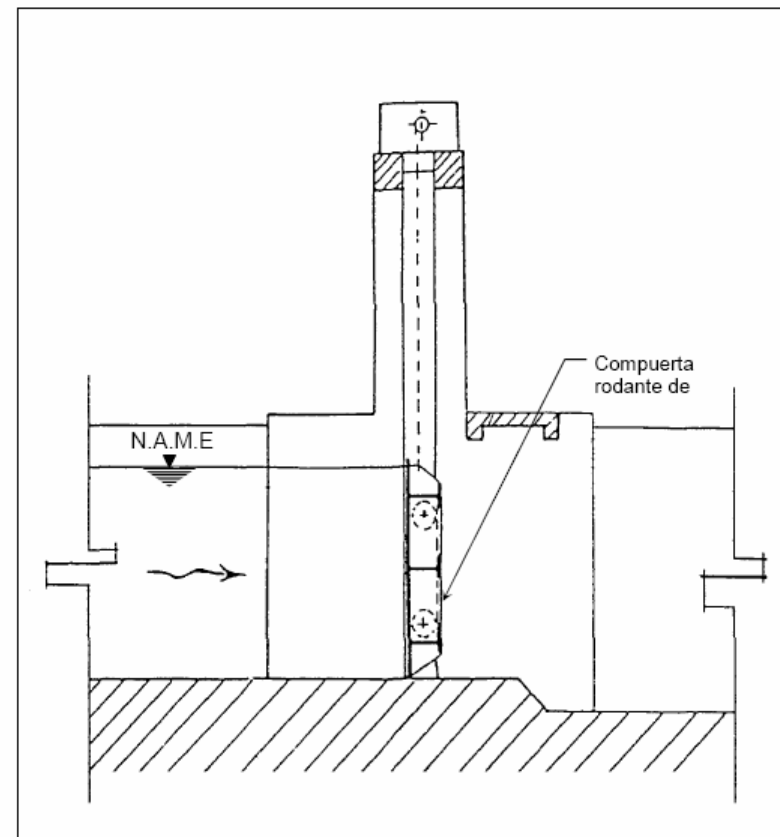
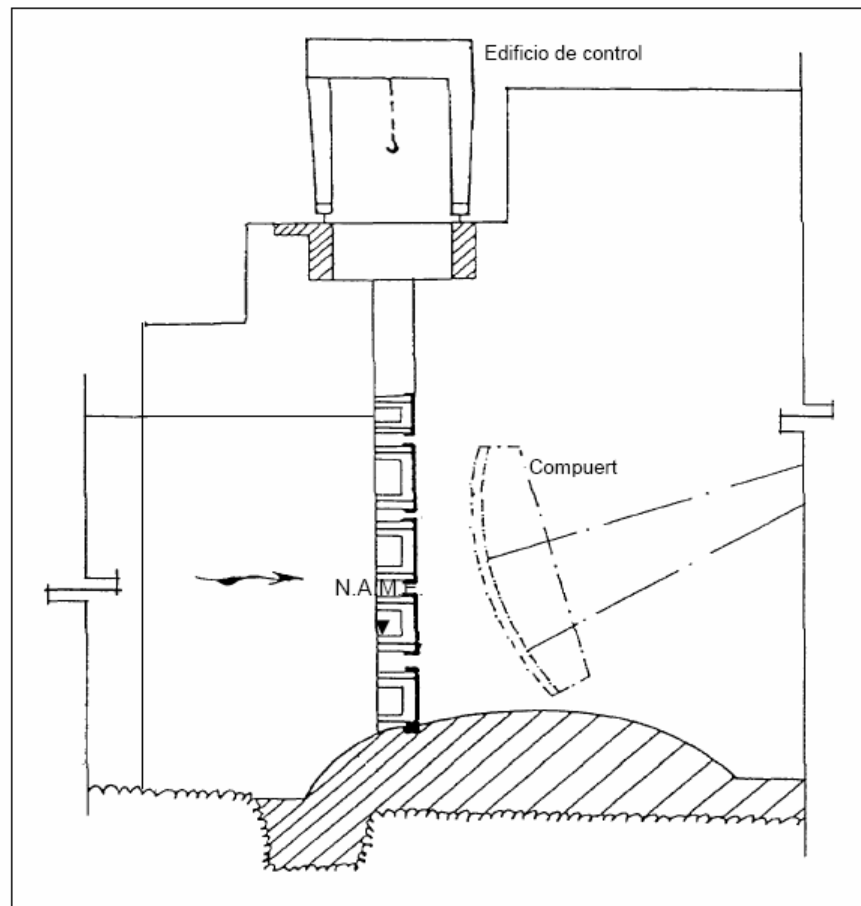


Figura 3.28 Obras de toma profundas

Rejillas

Las rejillas evitan que cuerpos sólidos que arrastra la corriente ingresen a la toma de agua, evitando problemas tales como afectar los mecanismos de válvulas y compuertas ubicados aguas abajo, e incluso a las turbinas hidráulicas o bombas, entre los más importantes. Cuando se tienen tomas cuyas descargas se realizan a superficie libre, puede no ser necesario el uso de rejillas. Los elementos que integran una rejilla son principalmente soleras de hierro, apoyadas en vigas de concreto o viguetas de acero estructural.

Las soleras generalmente son de 1 cm a 3 cm de ancho por 5 cm a 15 cm de altura, separadas 5 cm a 15 cm centro a centro (dependiendo del tamaño de los mecanismos que se instalen aguas abajo), y con una longitud L total (Figura 3.29), que puede llegar a los 5.0 m, en función de las condiciones particulares de cada caso.

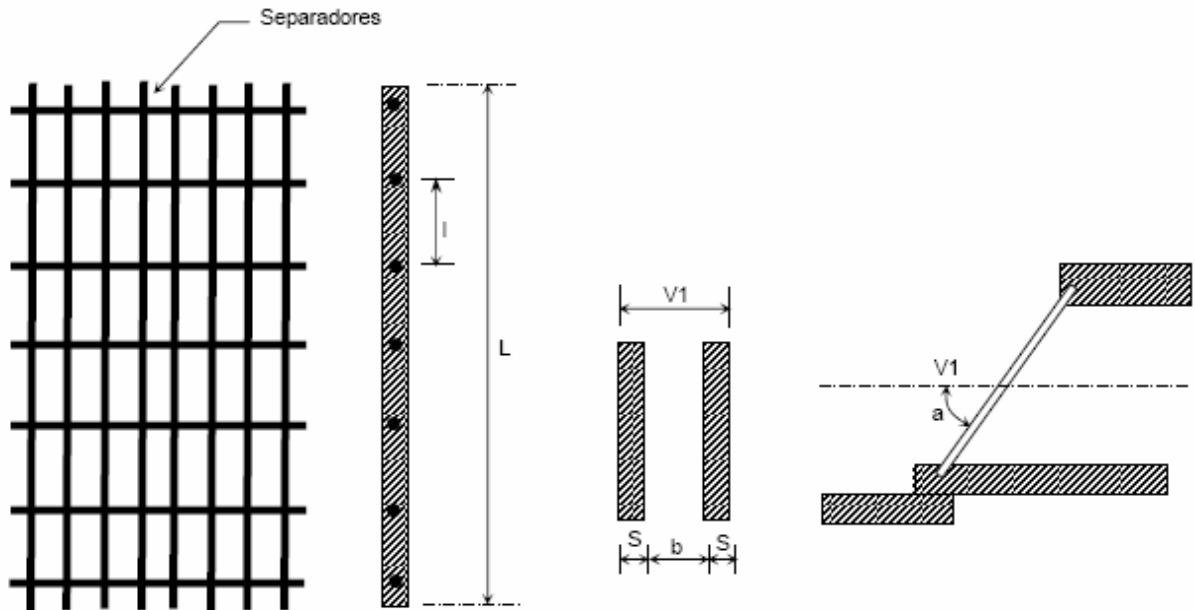


Figura 3.29 Rejillas

Es posible formar marcos de ángulos de acero estructural, soldando a éste las soleras, teniéndose el inconveniente de su gran peso y la falta de rigidez necesaria para las maniobras de montaje y desmontaje en casos de mantenimiento o reparación, l =longitud efectiva para cálculo de la rigidez lateral (figura 3.29). Las soleras se pueden también colocar aisladamente en el sitio, formando un conjunto basado en pernos y con separadores de tubo, en el centro de la misma.

El mecanismo para la limpieza de las rejillas depende de la profundidad de las tomas:

- Poco profundas: a mano, con rastrillos de vara larga.
- Profundas: mecanismos de rastrillos con desplazamiento sobre rieles, operados desde la superficie.

La velocidad del agua a través del área neta entre rejillas, varía desde 1m/s (tomas someras) hasta 5 m/s (tomas profundas). Las pérdidas de carga en las rejillas h_t se pueden calcular con la ecuación:

$$h_t = k(s/b)^{4/3} \left(V_1^2 / 2g \right) \text{sen}.\alpha$$

donde:

- k es el coeficiente para soleras rectangulares con arista viva = 2.42
- s es el espesor de las soleras (cm)
- b es la separación entre soleras (cm)
- V_1 es la velocidad de entrada del agua frente a la rejilla (m/seg)
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2)
- α es el ángulo que forma la rejilla con la dirección del flujo

Compuertas

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, a la vez que controla la descarga producida.

Las compuertas se utilizan para regulación de gastos, con peculiaridades en su operación y en sus partes; por su diseño se clasifican en diferentes tipos, a continuación se mencionan algunas de ellas:

a).-Compuertas deslizantes

En estas compuertas el elemento de cierre u obturación se mueve sobre superficies deslizantes que sirven a la vez como apoyo y sello. Generalmente se usan en estructuras de canales y en obras de toma.

La hoja de la compuerta o elemento de obturación se acciona mediante un mecanismo elevador, a través de un vástago o flecha con la cual se impulsa la compuerta.

Una variante de este tipo son las llamadas “aguja”, la cual consiste en una mampara para cierre temporal o de emergencia en cualquier tipo de estructura.

b) Compuertas rodantes

En este tipo de compuertas el mecanismo de cierre u obturación se mueve sobre un tren de ruedas hasta el momento preciso de condición estanca, ya sea que la hoja quede asentada sobre el marco de apoyo, o que, siguiendo apoyada sobre las ruedas, selle perimetralmente.

Para evitar la succión y el acumulamiento de basura, es común que la placa quede localizada en el lado de aguas arriba. Sellos flexibles, agregados a la placa de la compuerta, se apoyan sobre placas embebidas al ras, en las caras de los muros laterales de la estructura.

Al borde inferior de la placa de la compuerta sobre el cual se apoya cuando cierra completamente se le coloca una tira de hule, atornillada, para sello. Ruedan a su posición de sello debido a su peso propio y se izan con cadenas o cables por medio de grúas especiales. Generalmente son diseñadas de manera que se pueda izar fuera de la superficie del agua, hasta una caseta de operación, donde se les puede dar mantenimiento.

Este tipo de compuerta se utiliza en obras de toma profundas, para casos de emergencia y de servicio, también son utilizadas para cierre y mantenimiento en conductos de agua a presión.

c) Compuertas radiales

Su nombre es debido a que tienen la forma de una porción de cilindro y giran alrededor de un eje horizontal. Generalmente el agua actúa en el lado convexo, aun cuando en ocasiones la presión hidrostática ha sido aplicada en el lado cóncavo. Este tipo de compuertas se usa principalmente en vertedores de presas para control, en canales de irrigación y en obras de toma.

Consideraciones de flujo en compuertas

En los casos en los que aguas abajo del punto de control (compuerta de emergencia), el tirante de agua sea grande por el nivel de agua en el canal o por las condiciones que imperan en el lecho de la corriente, las aberturas de control pueden quedar parcial o completamente sumergidas. En estas condiciones, la descarga por el control será la correspondiente a la de un orificio sumergido o a la de un tubo corto, calculada con la ecuación:

$$Q = cA\sqrt{2gH}$$

donde:

Q es el caudal que descarga la compuerta, en m^3/s

c es el coeficiente de descarga para orificio sumergido o tubo corto

A es el área de la abertura, en m^2

g es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

H es la diferencia de niveles del agua antes y después de la compuerta, en m

Los coeficientes para las diferentes condiciones de la supresión de la contracción y de la forma del tubo se pueden observar en la figura 3.30.

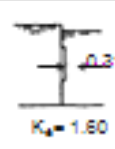
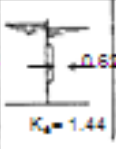
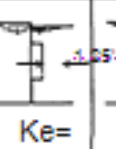
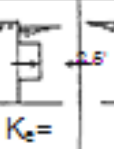
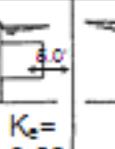
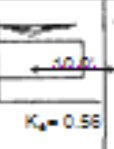
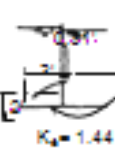
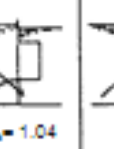
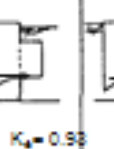
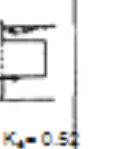
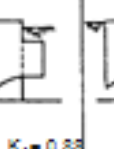
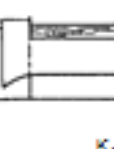
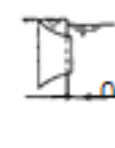
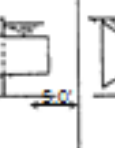
CARACTERÍSTICAS DE LA ENTRADA	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4	SERIE 5	SERIE 6	SERIE 7
	 $K_e = 1.60$	 $K_e = 1.44$	 $K_e = 1.37$	 $K_e = 0.93$	 $K_e = 0.69$	 $K_e = 0.58$ $C = 0.80$	 $K_e = 0.52$ $C = 0.81$
	 $K_e = 1.44$ $C = 0.64$	NOTAS Todos los tubos son de 4'-0" x 4'-0". Cuando no se indica entrada elíptica las aristas son en ángulo recto, cortadas en madera. Los valores dados para C son promedios para la fórmula		 $K_e = 1.04$ $C = 0.70$	 $K_e = 0.64$		 $K_e = 0.49$
	 $K_e = 1.16$			 $K_e = 0.98$ $C = 0.72$	 $K_e = 0.52$ $C = 0.81$		 $K_e = 0.45$ $C = 0.83$
	 $K_e = 0.64$			 $K_e = 0.88$	 $K_e = 0.38$ $C = 0.85$		 $K_e = 0.38$
							 $K_e = 0.36$
	 $K_e = 0.08$			 $K_e = 0.18$	 $K_e = 0.16$	 $K_e = 0.23$	 $K_e = 0.29$ $C = 0.88$

Figura 3.30 coeficiente de contracción

$$Q = bac\sqrt{2g(H - y_2)}$$

y_2 es el tirante de la vena contracta que descarga la compuerta, antes del salto hidráulico, en m

$$y_2 = c_1 a$$

donde:

c_1 es un coeficiente de proporcionalidad entre la abertura de la compuerta y el tirante contracto, adimensional

Se encontró que los valores de " c_1 " dependían de " y_1/a " como se muestran en la gráfica de la figura 3.33. La fórmula de descarga planteada con la figura 3.31 se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q = bac\sqrt{2g} (H/c_1 a)$$

La abertura en compuertas para obras de toma generalmente es entre el piso de un canal y el borde inferior de éstas y su ancho coincide con el del canal; bajo estas condiciones el flujo puede considerarse bidimensional (ver figuras 3.31 y 3.32).

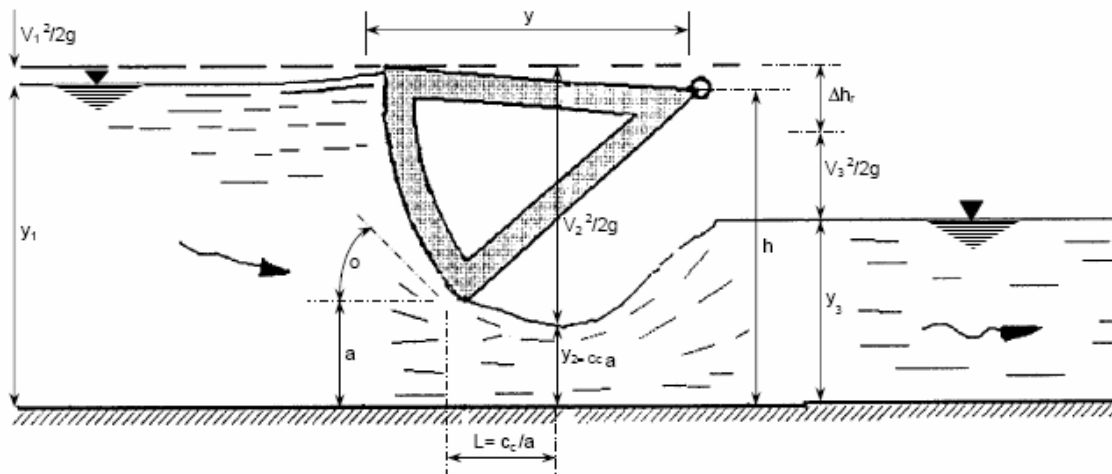


Figura 3.32 Flujo bajo una compuerta radial

orificios y compuertas

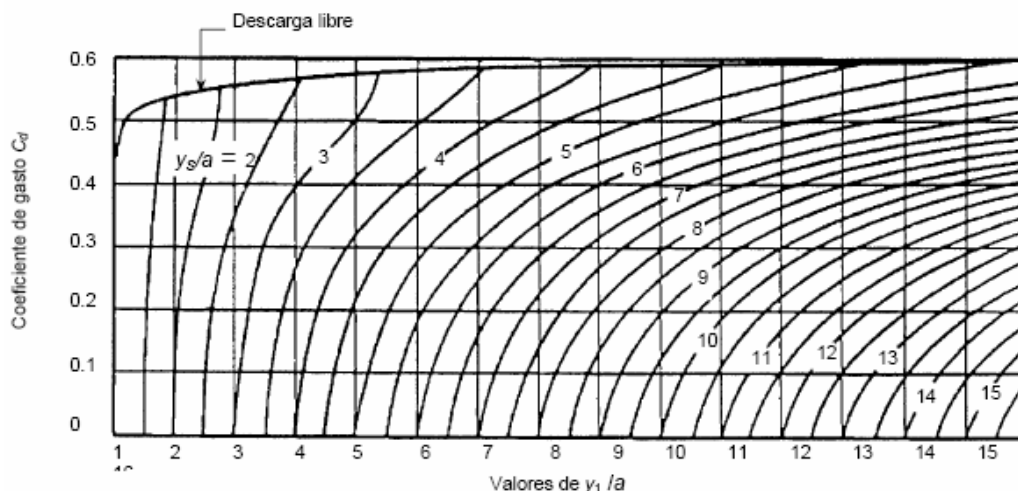


Figura 3.33 Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical

El gasto de una compuerta y sus características hidráulicas de descarga se pueden conocer a partir del estudio de una red de flujo, la cual permite conocer la contracción que experimenta el flujo descargado bajo la compuerta de altura "a", hasta alcanzar un valor " $c_1 a$ " en una distancia "L" en la que las líneas de corriente se vuelven horizontales y tienen por ello una distribución hidrostática de presiones. Debido al fenómeno de contracción y a la fricción con el piso, se produce una pérdida de carga " Δh_f " que influye en el cálculo del gasto. Asimismo la carga de velocidad " $V_1^2/2g$ " con que llega el agua en el canal, aguas arriba de la compuerta, tiene mayor importancia a medida que la relación " y_1/a " disminuye.

En el borde inferior de la compuerta las líneas de corriente tienden a unirse y es ahí donde la velocidad adquiere su máximo valor. Debido a la curvatura de las líneas de corriente una gran presión actúa sobre la línea de intersección del plano de la compuerta, razón por la cual se tiene una velocidad pequeña.

Para fines prácticos, se recomienda un valor $c_1 = 0.62$ para cualquier relación " y_1/a ", inclusive para descarga sumergida.

El régimen en un canal abierto aguas abajo de la toma puede ser subcrítico o supercrítico, según las condiciones de circulación a través de la estructura de control. En cualquier caso, los tirantes y las velocidades se pueden determinar a lo largo del canal (pendiente cero) con la ecuación de Bernoulli, que aplicada entre 2 secciones resulta:

$$E_1 = E_2 + P_{1-2}$$

donde:

E_1 es la energía en la sección 1 aguas arriba en el canal.

E_2 es la energía en la sección 2 aguas abajo en el canal.

P_{1-2} son las pérdidas de energía entre las secciones 1 y 2 del canal (fricción y locales).

con:

$$E_i = Y_i + (V_i^2 / 2g)$$

donde:

E_i es la energía en la sección i

Y_i es el tirante de agua en el canal, sección i

V_i es la velocidad media del agua en el canal, sección i

Válvulas Hidráulicas

En obras de toma es común la utilización de conducciones para realizar la descarga del caudal de demanda, en estos casos es usual la instalación de válvulas en las estructuras de emergencia y de descarga de las tomas.

Las válvulas regulan el flujo en tuberías; entre las más comúnmente utilizadas se encuentran: la de tipo mariposa (figura 3.34), la de aguja (figura 3.35), la esférica (figura 3.36) y la de chorro divergente (figura 3.37).

En el caso de las obras de toma, las válvulas se instalan a la entrada y salida de los conductos; en la práctica las válvulas de aguja y chorro divergente se usan en la descarga de las tuberías, para regulación y servicio; mientras que las de tipo mariposa y esféricas son más usadas como de emergencia y cierre para mantenimiento y como válvula de servicio. Las válvulas esféricas son apropiadas en caso de cargas muy altas.

La energía potencial en el punto de ingreso a la conducción se transforma en energía cinética en la salida, con velocidad igual a la del chorro de descarga, correspondiente a la diferencia de la carga efectiva total a la entrada y la carga estática en la salida. La cantidad de energía contenida en el chorro es muy alta, por lo cual en el diseño de válvulas de regulación o de servicio es necesario proteger las mismas y las estructuras cercanas.

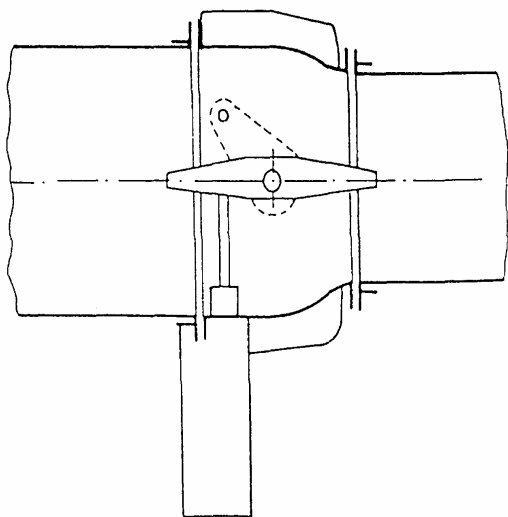


Figura 3.34 Válvula tipo mariposa

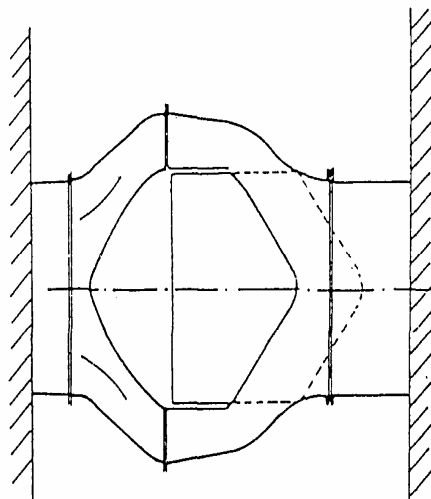


Figura 3.35 Válvula de aguja

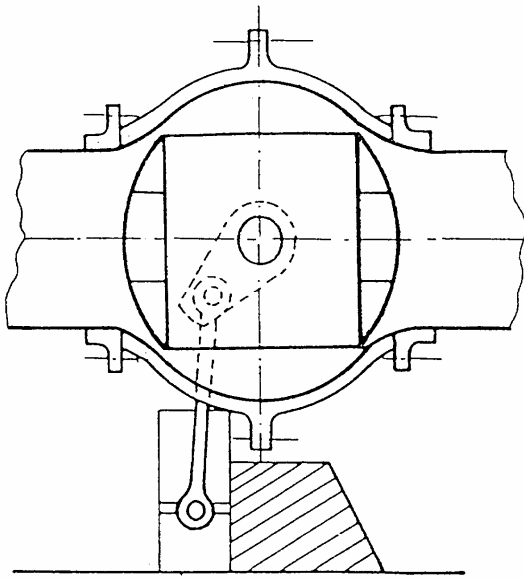


Figura. 3.36 Válvula esférica

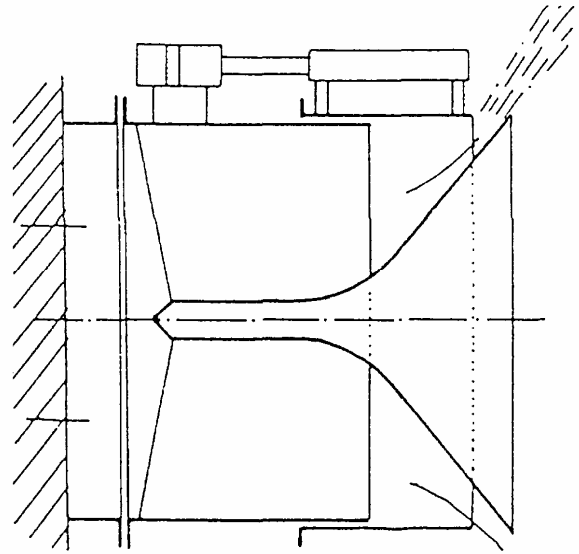


Figura 3.37 Válvula de chorro divergente

Selección

El tipo de válvula a elegir depende de las condiciones que imperarán durante el servicio de la misma. Entre los factores más importantes se tienen:

- Mantenimiento preventivo y correctivo: tomar en cuenta la facilidad de acceso a la válvula y un programa de limpieza y mantenimiento adecuado, estableciendo la frecuencia del mismo y su costo asociado. En válvulas que soportan altas cargas es necesario establecer un control del problema de la cavitación.
- Cuerpos sólidos que arrastra el agua: es posible que el agua vaya cargada de arenas y otros materiales que puedan obturar las válvulas y quedar fuera de servicio, en este caso la válvula tipo mariposa sería una de las más convenientes.
- Las válvulas de chorro divergente pueden ocasionar problemas en instalaciones eléctricas cercanas a la descarga, en este caso las válvulas de aguja pueden ser una alternativa más atractiva por su descarga concentrada. Las de tipo mariposa para aberturas parciales y de chorro divergente tienen considerable dispersión del chorro. Por lo ya mencionado, en ocasiones es necesario incorporar tanques disipadores de energía en el punto de la descarga.

Es necesario colocar válvulas adicionales de emergencias, ubicadas de tal forma que el cierre por emergencia esté asegurado para cualquier circunstancia de operación de la toma.

Si dos o más válvulas resultan adecuadas para un proyecto determinado, la elección final dependerá del costo mismo de la válvula y del mantenimiento durante su vida útil.

Para la selección y diseño adecuado de un sistema de tuberías que incluya válvulas, se requiere de la siguiente información:

- Caudal de agua que será necesario descargar
- Cargas efectivas estática y de operación en el vaso, al menos cargas mínima y máxima
- Lapsos de tiempos de operación durante un año
- Necesidades de control.
- Número de unidades (con su tipo) necesarias en el proyecto y su ubicación
- Evaluación de las emergencias que podrán presentarse
- Factores climáticos que influyen en la zona de proyecto
- Posibilidades de acceso a la válvula de control
- Posición de la válvula en la tubería

En términos generales, los factores mencionados determinan el tipo, tamaño y número de válvulas en tomas de agua y en general para instalaciones hidráulicas. Las válvulas tipo mariposa pueden ser del mismo diámetro de la tubería o un poco mayor; las válvulas esféricas se acostumbran del diámetro de la tubería.

Flujo en tuberías en Obras de Toma

El funcionamiento hidráulico de los conductos de las obras de toma que no tienen compuerta es semejante al de vertedores de demasías de alcantarillas, es decir, cuando la forma de la entrada y la pendiente del conducto son tales que el control permanece a la entrada, prevalecerá la circulación como tubo parcialmente lleno y los tirantes y velocidades cumplen el teorema de Bernoulli para circulación de agua en canales.

Cuando el gasto de un tubo a presión descarga en un conducto de circulación a superficie libre, la mayoría de las veces el régimen de este último será supercrítico con tirantes y velocidades similares a los que prevalecerían en un canal abierto.

0. Los conductos de las obras de toma que funcionan parcialmente llenos deben analizarse usando los valores máximos y mínimos supuestos de los coeficientes de rugosidad ("n" de Manning, "C" de Chezy, etc.), cuando se está determinando el tamaño necesario del conducto y la energía contenida del agua en movimiento.

Para tener la seguridad de que al calcular el tamaño del conducto se ha tomado en cuenta el aumento del volumen de agua producido por el arrastre de aire y las ondas, se tomará un valor de "n" de aproximadamente 0.018, al calcular el tirante o el área

hidráulica en conductos revestidos de concreto. Es necesario garantizar que la circulación para todos los gastos será libre, proyectando para el gasto máximo una relación de llenado del tubo (tirante/diámetro) de hasta 75% de su capacidad total.

Si se coloca una compuerta de control en algún punto aguas abajo de la entrada del conducto, el tramo que queda arriba de la compuerta de control circulará a presión. Los conductos sin compuertas pueden también funcionar llenos, lo que depende de la forma de la entrada.

Para la circulación del agua en un sistema de tubos cerrado como el que se muestra en la figura 3.38, la ecuación de Bernoulli se puede escribir como sigue:

$$H_T = h_L + h_{v2}$$

En la que:

H_T es la carga total necesaria para contrarrestar las diferentes pérdidas de energía, con el fin de obtener el caudal de descarga requerido

h_L son las pérdidas acumuladas del sistema

h_{v2} es la carga de velocidad disponible en la descarga

Se puede desarrollar la expresión anterior para que incluya una lista de cada una de las pérdidas, como sigue (figura 3.38):

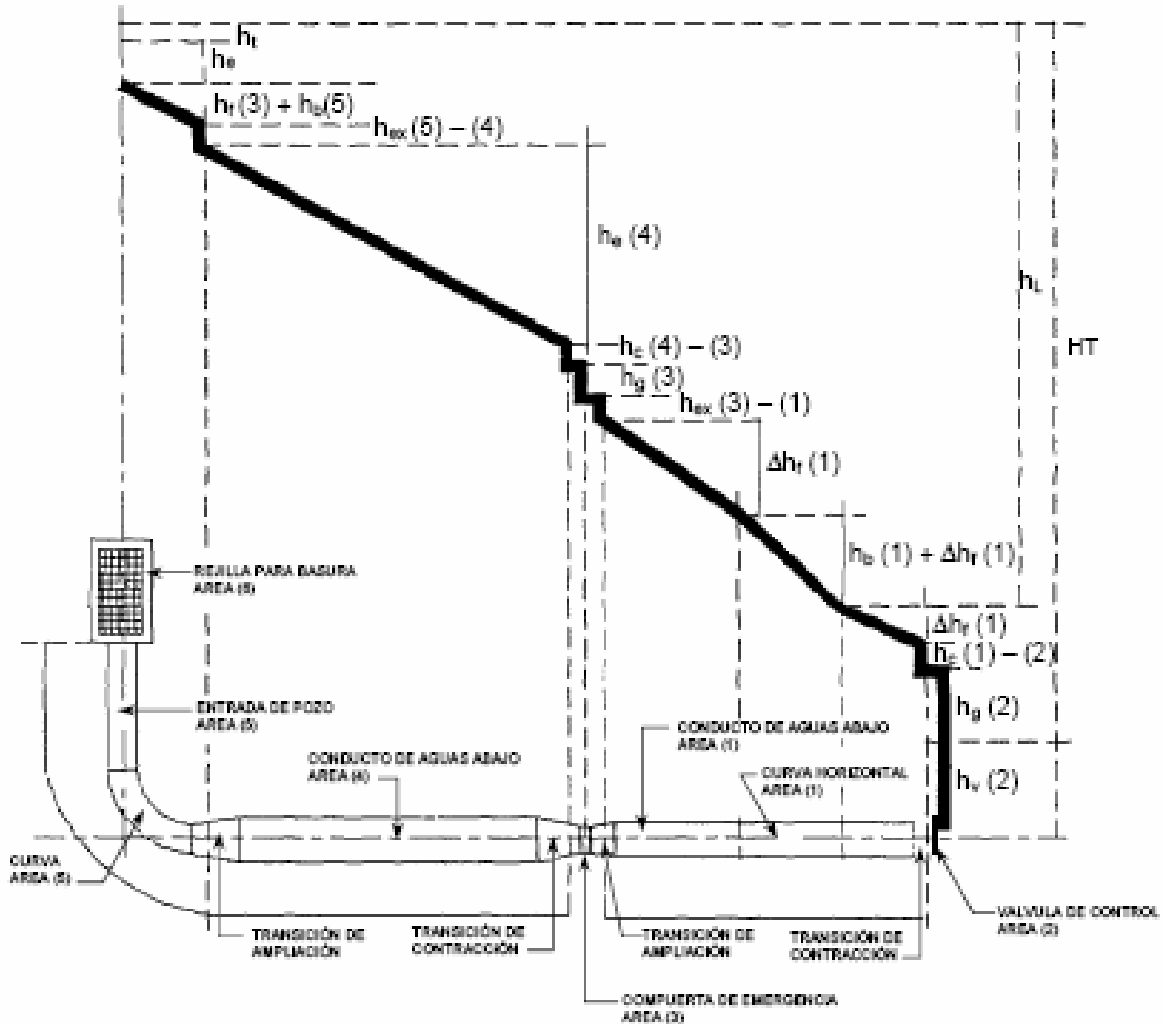


Figura 3.38 Diferentes pérdidas

$$HT = h_t + h_e + h_{b5} + h_{f5} + h_{ex(5-4)} + h_{f4} + h_{c(4-3)} + h_{g3} + h_{ex(3-1)} + h_{f1} + h_{b1} + h_{c(1-2)} + h_{g2} + h_{v2}$$

donde:

- h_t es la pérdida por las rejillas
- h_e es la pérdida por entrada
- h_b es la pérdida por cambio de dirección
- h_c es la pérdida por contracción
- h_{ex} es la pérdida por ampliación
- h_g son las pérdidas por compuertas o válvulas
- h_f es la pérdida por fricción
- h_{v2} es la pérdida por carga de velocidad a la salida

En la ecuación anterior los números en los subíndices corresponden a los componentes y tramos de la toma a los que se refiere la pérdida de carga, mostrada en la figura 3.38.

Cuando las salidas son de descarga libre, H_T se mide de la superficie del agua del vaso al centro de la compuerta de descarga o de la abertura. Si el chorro de salida se apoya en el piso de aguas abajo, la carga se mide de la parte más elevada del chorro divergente, en el punto de la mayor contracción; si el portal de salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua en la descarga.

Cuando las diferentes pérdidas se relacionan a los componentes individuales, la ecuación de pérdidas total H_T puede escribirse como:

$$\begin{aligned} H_T = & K_t (v_6^2 / 2g) + K_e (v_5^2 / 2g) + K_{b5} (v_5^2 / 2g) + (f L_5 / D_5) (v_5^2 / 2g) \\ & + K_{ex} (v_5^2 - v_4^2) / 2g + (f L_4 / D_4) (v_4^2 / 2g) + K_c (v_3^2 - v_4^2) / 2g \\ & + K_g (v_3^2 / 2g) + K_{ex} (v_3^2 - v_1^2) / 2g + (f L_1 / D_1) (v_1^2 / 2g) + K_{b1} (v_1^2 / 2g) \\ & + K_c (v_2^2 - v_1^2) / 2g + K_g (v_2^2 / 2g) + K_v (v_2^2 / 2g) \end{aligned}$$

En la cual:

K_t es el coeficiente de pérdida por la rejilla para basuras

K_e es el coeficiente de pérdida por entrada

K_b es el coeficiente de pérdida por cambio de dirección

f es el coeficiente de fricción en las tuberías

K_{ex} es el coeficiente de pérdida por ampliación

K_c es el coeficiente de pérdida por contracción

K_g es el coeficiente de pérdida en la compuerta, y

K_v es el coeficiente por carga de velocidad en la salida.

L_i es la longitud del tramo de tubería i analizado

D_i es el diámetro del tramo de tubería i analizado

v_i es la velocidad media en el tramo de tubería i analizado

Esta última expresión se puede simplificar en función de una carga de velocidad elegida arbitrariamente como una carga igual a la que exista en un tramo principal del sistema. Si las diferentes cargas de velocidad mostradas en la figura 3.25 se relacionan a la del Area (1) en el conducto de aguas abajo, la conversión para "x" se encuentra como sigue:

Como:

$$Q = a_1 v_1 = a_x v_x ; \quad a_1^2 v_1^2 = a_x^2 v_x^2 \quad \text{y} \quad a_1^2 v_1^2 / 2g = a_x^2 v_x^2 / 2g$$

Entonces:

$$v_x^2 / 2g = (a_1 / a_x)^2 \cdot (v_1^2 / 2g)$$

Por lo que la ecuación de **Pérdidas** se puede escribir como:

$$\begin{aligned} H_T = & (v_1^2 / 2g) [(a_1 / a_6)^2 K_t + (a_1 / a_5)^2 (K_e + K_{b5} + f L_5 / D_5 + K_{ex}) \\ & + (a_1 / a_4)^2 (f L_4 / D_4 - K_{ex} - K_c) + (a_1 / a_3)^2 (K_c + K_g + K_{ex}) \end{aligned}$$

$$+ (f L_1 / D_1 - K_{ex} + K_{b1} - K_c) + (a_1 / a_2)^2 (K_c + K_g + K_v)]$$

Si los términos entre los corchetes se representan por K_L , la ecuación se puede escribir como:

$$H_T = K_L (v_1^2 / 2g)$$

luego una expresión integral del gasto de descarga sería:

$$Q = a_1 (2g H_T / K_L)^{1/2}$$

Pérdidas por circulación del agua en conductos a presión

Las pérdidas de carga en los conductos de las obras de toma se deben principalmente a la resistencia o fricción producida por el agua a lo largo de la superficie interna de los conductos. Las rejillas producen pérdidas adicionales por obstrucción, lo mismo que la contracción a la entrada, los cambios de dirección y las reducciones de la sección producidas por válvulas y compuertas. Como en el caso de los conductos de circulación a superficie libre, deben suponerse coeficientes de rugosidad mayores a los promedios para calcular el tamaño del conducto necesario y de los componentes, y coeficientes menores para calcular la energía de la corriente a la salida.

Pérdidas por fricción:

Para determinar el caudal en tuberías grandes, la fórmula de *Darcy Weisbach* es la más utilizada para establecer las pérdidas de energía, h_f , debido a la fricción en conductos. Las pérdidas de carga se pueden expresar por la ecuación:

$$h_f = f L / D (v^2 / 2g)$$

en la que f es el coeficiente de pérdidas por fricción, mismo que varía con la rugosidad de la superficie del conducto y con el número de Reynolds. Este último es función del diámetro del tubo (D), de la velocidad (v), densidad y viscosidad del fluido que circula. Interviene además la longitud L , del tramo por analizar. Otra expresión muy generalizada por parte de los ingenieros para el cálculo de pérdidas por fricción es el coeficiente de rugosidad *n de Manning*; si se supone constante el coeficiente de rugosidad con relación al tamaño del tubo, la relación de f en la ecuación de Darcy-Weisbach, a n de la ecuación de Manning será:

$$f = 185 n^2 / D^{1/3}$$

La fórmula de Darcy-Weisbach es aplicable exclusivamente para conductos circulares, por lo que, para conocer las pérdidas por fricción en secciones diferentes, se debe aplicar la ecuación de Manning, que aplicada a conductos cerrados es:

$$h_f = 29.1 n^2 L v^2 / (2 g r^{4/3})$$

donde:

r es el radio hidráulico = A / P

A es el área de la sección del conducto y

P es el perímetro mojado

Los valores máximos y mínimos del coeficiente de rugosidad de Manning que pueden usarse para determinar el tamaño del conducto y la energía se tienen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Coeficiente "n" de Manning para conductos a presión

Descripción	máx.	mín.
Tubo de concreto	0.012	0.008
Conducto de concreto colado en sitio	0.014	0.008
Tubo de acero con juntas soldadas	0.012	0.008
Túneles en roca sin revestir	0.035	0.020

Pérdidas por Rejilla

Es importante considerar, en el caso de las rejillas que constan de soleras, en las cuales la separación entre estas es pequeña, las pérdidas que esta estructura genera. Cabe mencionar que las pérdidas por rejillas fueron abordadas anteriormente; se retoman para integrar en un sólo bloque la ecuación completa de pérdidas en una obra de toma y dar algunas recomendaciones adicionales. De la expresión general de pérdidas descrita en este apartado, la pérdida por rejilla, h_t , es:

$$h_t = K_t (v^2 / 2g)$$

Con:

$$K_t = b (s / b)^{4/3} \text{ sen } \alpha \quad (\text{inciso "Rejillas" de este mismo subcapítulo}).$$

Cuando se desea obtener valores máximos de las pérdidas, se supone que el 50% del área abierta de la rejilla está obstruido, con lo cual la velocidad a través de la rejilla tiende a duplicarse. Para estimar las pérdidas mínimas, se supone el funcionamiento del 100% del área abierta de la rejilla o despréciense completamente las pérdidas.

Pérdidas por entrada

Las pérdidas de carga en la entrada de un conducto son comparables a las pérdidas que se producen en un tubo corto o en un orificio. Si "H" es la carga que produce el gasto "Q", "C" el coeficiente de descarga y "a" el área, la descarga será :

$$Q = C a (2g H)^{1/2}$$

Y la velocidad podrá ser calculada con:

$$v = C(2g H)^{1/2}$$

Ahora bien:

$$H = (1/C^2 - 1)(v^2 / 2g)$$

Como "H" es la suma de la carga de velocidad " h_v " y la pérdida de carga ocurrida en la entrada " h_e ", la última ecuación se puede escribir:

$$(v^2 / 2g) + h_e = (1/C^2 - 1)(v^2 / 2g)$$

Despejando para h_e se tiene:

$$h_e = (1/C^2 - 1)(v^2 / 2g) - v^2 / 2g$$

Entonces el coeficiente de pérdidas por entrada K_e , será:

$$K_e = (1/2C^2 - 1)$$

Los *coeficientes de descarga (C)* y los *de pérdidas (K_e)*, para entradas típicas en tuberías, se tienen en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Coeficientes de descarga y de pérdida para orificios cuadrados

TÍPO DE ENTRADA	C			K _e		
	máx.	mín.	med.	máx.	mín.	med.
(a) Compuerta en pared delgada, con la contracción	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
(b) Compuerta de pared delgada, sin la contracción en los lados y el fondo	0.81	0.68	0.70	1.20	0.50	1.00
(c) Compuerta de pared delgada, aristas redondeadas	0.95	0.71	0.82	1.00	0.10	0.50
(d) Entradas con aristas rectangulares	0.85	0.77	0.82	0.70	0.40	0.50
(e) Entradas con aristas ligeramente redondeadas	0.92	0.79	0.90	0.60	0.18	0.10
(f) Entradas con aristas completamente redondeadas: r/D >= 0.15	0.96	0.88	0.95	0.27	0.08	0.10
(g) Entradas con forma de bocinas circulares	0.98	0.95	0.98	0.10	0.04	0.05
(h) Entradas con forma de bocinas rectangulares	0.97	0.91	0.93	0.20	0.07	0.16
(i) Entradas con bordos que sobresalen hacia adentro	0.80	0.72	0.75	0.93	0.56	0.80

Pérdidas en curvas o en cambios de dirección

Las pérdidas en las curvas, además de las de fricción son una función del radio, el diámetro del tubo y del ángulo central de la curva. Es poco lo que se conoce sobre pérdidas en éstas, sin embargo, es posible relacionarlas a los resultados definidos en tubos menores. En la gráfica de la figura 3.26 se ilustran los resultados obtenidos del coeficiente de pérdidas en curvas de 90°, para diferentes relaciones del radio de la curva y diámetro del conducto (R_b/D).

La gráfica de la figura 3.40 ilustra el factor de corrección que es necesario aplicar a los resultados de la figura 3.39 para obtener el coeficiente de pérdidas en curvas con ángulos diferentes a los 90°. El valor del coeficiente de pérdidas en curvas se aplica en el caso de conductos circulares; para conductos de sección rectangular, D se toma como la altura de la sección en el plano de la curva.

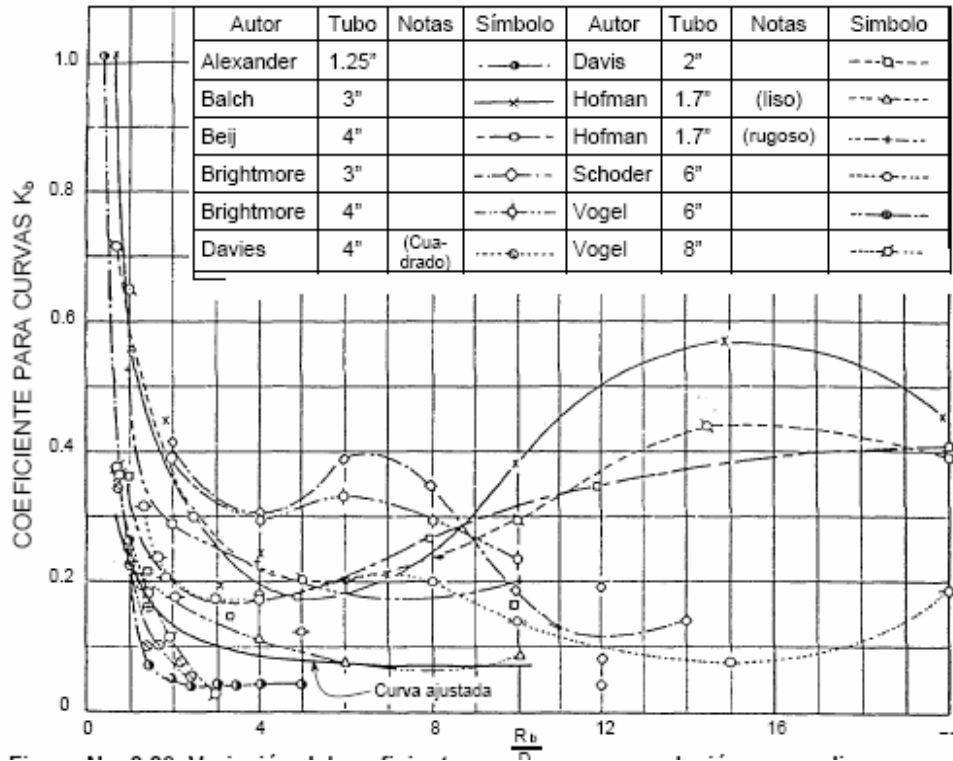


Figura 3.39 Variación del coeficiente para curvas con relación a su radio para curvas de sección circular

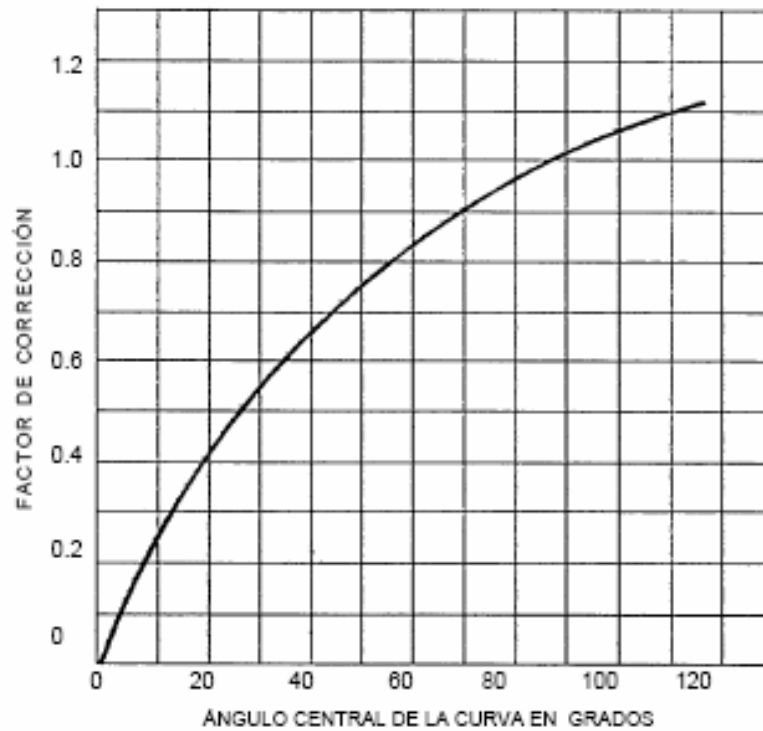


Figura 3.40 Coeficiente de pérdidas en las curvas

Pérdidas en transiciones

Las pérdidas de carga en las contracciones o en expansiones en la sección de un conducto, se pueden considerar con respecto al aumento o disminución de la carga de velocidad y variarán de acuerdo con los cambios del área de la sección transversal y la longitud de la transición. En contracciones, la pérdida de carga h_c , será aproximadamente:

$$h_c = K_c (v_2^2 - v_1^2) / 2g$$

Expresión en la que K_c varía de 0.1 para contracciones graduales, a 0.5 para las bruscas. Cuando el ángulo de la transición no excede el valor de "a" dado por la expresión:

$$\tan \alpha = (gD)^{1/2} / v$$

donde:

α es el ángulo que forman las paredes de la transición con el eje de misma (en grados)

v es la velocidad al inicio y al final de la transición (en m/s)

D es el diámetro medio al inicio y al final de la transición (en m)

g es la acción de la gravedad (en m/s²)

Se puede suponer el coeficiente de pérdida igual a 0.1. Cuando los ángulos de las transiciones rebasan el valor de "a", se puede suponer que el coeficiente de pérdidas varía de forma lineal hasta un máximo de 0.5 para las contracciones en ángulo recto.

En lo relativo a ampliaciones, la pérdida de carga h_{ex} , se calcula de manera aproximada con la expresión:

$$h_{ex} = K_{ex} (v_1^2 - v_2^2) / 2g$$

en donde K_{ex} se toma de la tabla 3.3 que lista los valores de dos autores (referencia bibliográfica 8).

Tabla 3.3 Coeficiente de pérdidas para ampliaciones

Angulo α	2°	5°	10°	12°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
K_{ex}'	0.03	0.04	0.08	0.10	0.16	0.31	0.40	0.49	0.60	0.67	0.72
K_{ex}''	0.02	0.12	0.16	-----	0.27	0.40	0.55	0.66	0.90	1.00	-----

Pérdidas en válvulas y compuertas

No es necesario suponer pérdidas cuando una compuerta está montada en la entrada de un conducto, de manera que cuando queda completamente abierta no interfiere en las condiciones de operación en dicho punto. Si una compuerta es montada en el lado de aguas arriba o de aguas abajo de un muro de cabeza delgado, de tal forma que los costados y la parte inferior del chorro no sufran contracción y solamente la parte superior se contrae, se podrán aplicar los *coeficientes de descarga (C)* y *los de pérdidas (K_e)*, que figuran en el concepto b del cuadro del subinciso “*pérdidas por entrada*”.

Cuando una compuerta está montada de tal forma que el piso, costados y techo, tanto de aguas arriba como de aguas abajo forman un conducto continuo con la abertura de la compuerta, siendo necesario considerar sólo las pérdidas en las guías de la compuerta, para lo cual se puede suponer un valor de K_g menor o igual de 0.1. En compuertas parcialmente abiertas el coeficiente de pérdidas dependerá de la contracción en la parte superior; para aberturas pequeñas tendrá valores contendencia a 1.0 (concepto b del cuadro del subinciso “*pérdidas por entrada*”). En compuertas muy abiertas K_g tendrá un valor aproximado de 0.19.

En el rubro de válvulas, al igual que en el caso de compuertas parcialmente abiertas, los valores del coeficiente de pérdidas aumentarán para válvulas con escasa abertura. Los coeficientes que se dan a las válvulas de compuerta, parcialmente abiertas son:

Tabla 3.4 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta

% de abertura	Coeficiente de pérdidas K_g
25	24
50	5.6
75	1.15

El valor de K_g para las válvulas de mariposa, con 100% de abertura, es de aproximadamente 0.15; los valores del coeficiente varían entre 0.1 y 0.5, según el espesor de la hoja de la compuerta con relación al área bruta.

Pérdidas en el punto de descarga

La carga de velocidad no puede ser recuperada en cualquiera de los siguientes casos:

- Tubería a presión con descarga libre
- Descarga sumergida
- Descarga libre no turbulenta

En cualquiera de los casos señalados, el coeficiente de pérdida de la carga de velocidad K_v es igual a 1.0. Es posible recuperar un porcentaje de la carga de velocidad si se instala en la salida un tubo difusor con descarga sumergida (ampliación de la sección circular); en este caso el coeficiente de pérdida de la carga de velocidad es inferior a 1.0 en la cantidad de carga de velocidad recuperada. En este caso el coeficiente es:

$$K_v = (a_1 / a_2)^2$$

donde:

a_1 es el área en el inicio del tubo divergente. m^2

a_2 es el área al final del tubo divergente. m^2

3.4.2 Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad

Cuando se construye una obra de toma en una presa de gravedad, comúnmente se colocan atravesando la sección de concreto, a lo largo de líneas horizontales o correspondiente hacia aguas abajo, con el objeto de que el gradiente de energía en ningún momento intercepte el eje del conducto (ver figura 3.41). La posición de la línea de energía se debe investigar para condiciones de flujo máximo y para condiciones hidráulicas extremas como el caso del golpe de ariete negativo.

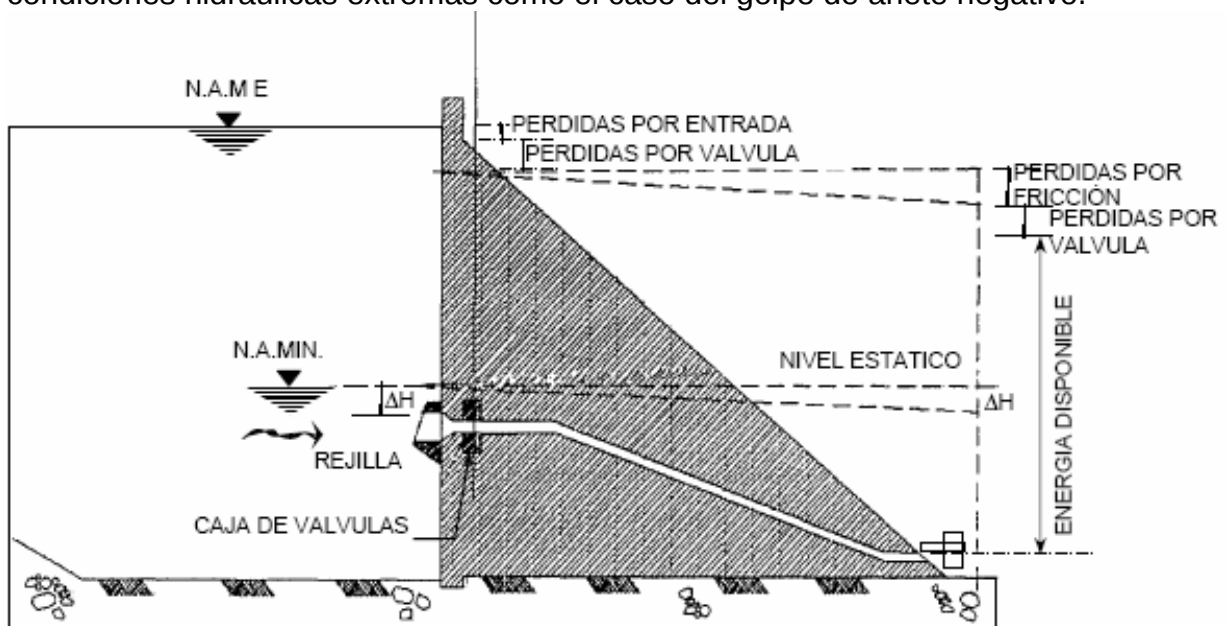


Figura 3.41 Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad

La capacidad de las obras de toma, está en función de las demandas de agua de la población (suministro de agua potable para riego y abrevadero) y de la aportación de la corriente en intervalos de tiempo razonables, lo cual es posible predecir en aquellos ríos que cuentan con registros de aforos (ver cálculo de caudales en el subinciso 3.2.1).

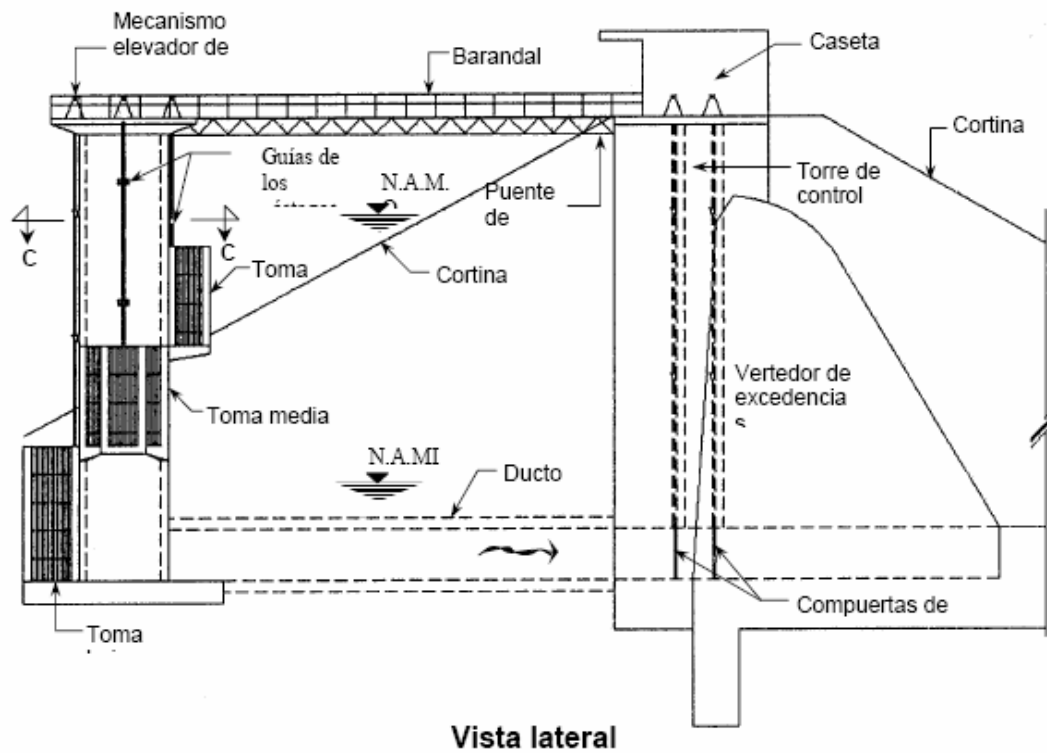
Los conductos a través del cuerpo de una cortina de concreto, normalmente son de sección circular, es posible que se requiera en algunos casos sección rectangular para la instalación de ciertos tipos de válvula o compuertas, por lo que si esto es necesario, se deberá prever la construcción de transiciones. Los conductos para descargas con nivel bajo en la presa se pueden construir con sólo el hueco en el concreto, no así cuando el nivel tiende al NAME, es decir con cargas altas, en cuyo caso se requiere el revestimiento con placa de acero en toda su longitud. En todos los casos se deben investigar los efectos de concentración de esfuerzos para diseñar el refuerzo adecuado en el concreto.

En la mayoría de ocasiones, en tomas para abastecimiento de agua para consumo humano, las descargas se ubican en los sectores no vertedores de las cortinas, por lo que es necesario, cuando esta se lleva a cabo a presión atmosférica, prever algún dispositivo para disipar energía.

Diseño geométrico

En las presas de gravedad, las instalaciones típicas de las obras de toma se muestran en las figuras 3.42 y 3.43 en las que la obra de toma se encuentra alojada en el cuerpo de la cortina la cual consiste en:

Un canal de llamada, que conecta el agua almacenada de la presa hacia la estructura de entrada, su construcción depende de la elevación del umbral de la obra de toma.



Vista lateral
Figura 3.42 Obra de toma típica para agua potable

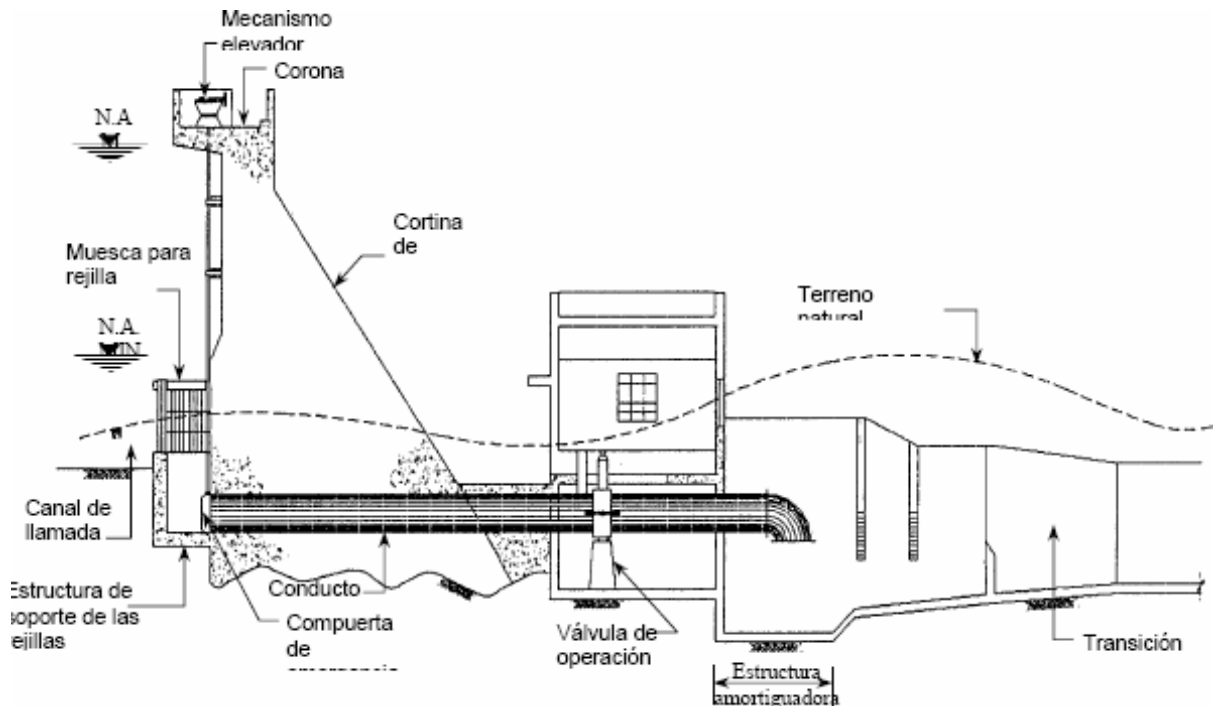


Figura 3.43 Obra de toma en cortina gravedad

En el paramento aguas arriba de la cortina se localiza la estructura de soporte de las rejillas de protección en cuyo interior se alojan las compuertas deslizantes, las cuales son operadas desde la corona de la cortina; los conductos generalmente trabajan a presión, se inician en esta estructura cruzando el cuerpo de la cortina; al final de los conductos se encuentra la estructura disipadora de energía o concentradora e incluso puede iniciar la conducción.

3.4.3 Obras de toma en cortinas de tierra o de tierra-enrocamiento

Las obras de toma con conducto de concreto en cortinas de tierra o tierra-enrocamiento (T-E) se deben proyectar y construir en la superficie de desplante, en roca firme, o en trinchera excavadas en terreno firme. Toda la obra de toma deberá estar cimentada por debajo de la superficie de desplante de la presa y no en rellenos donde pueda ser dañada por asentamiento diferencial del terreno.

En cortinas altas es conveniente que los conductos de la toma queden cimentados en roca firme; en éstas, es frecuente que las compuertas o válvulas de emergencia queden localizadas en cámaras o tiros verticales que coincidan con el eje de la cortina, para eliminar la necesidad de construir torres de toma demasiado altas al pie del talud de aguas arriba así como puentes de acceso al cuarto de control.

Las válvulas o compuertas de regulación se instalan en el extremo de aguas abajo de las de emergencias, existiendo la posibilidad de incluir dispositivos disipadores de energía en la descarga.

La forma de la sección de los conductos mayormente utilizadas son la circular y la de herradura.

En lo relativo a cortinas bajas, las cimentaciones de la toma se aceptan en terrenos suaves, después de las investigaciones de su resistencia.

Por lo que respecta a presas de materiales graduados, es posible que la construcción de la obra de toma en forma de túnel quede alojada en el cuerpo de la cortina o en la ladera. Las partes principales de una toma en presa de materiales graduados son como se muestran en las figuras 3.44 y 3.45 y consiste en:

El canal de acceso, con su plantilla a la elevación del umbral de la toma, la torre de entrada, en la cual se alojan las rejillas, las compuertas de operación y de servicio, provistas de sus mecanismos elevadores.

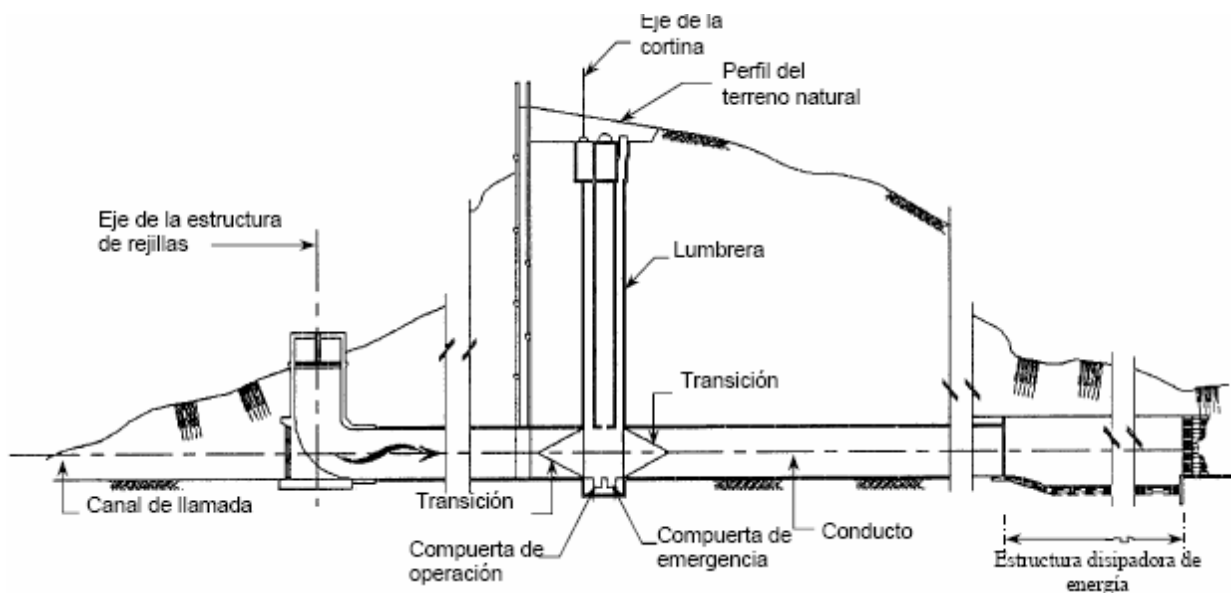


Figura 3. 44 Obra de toma en túnel

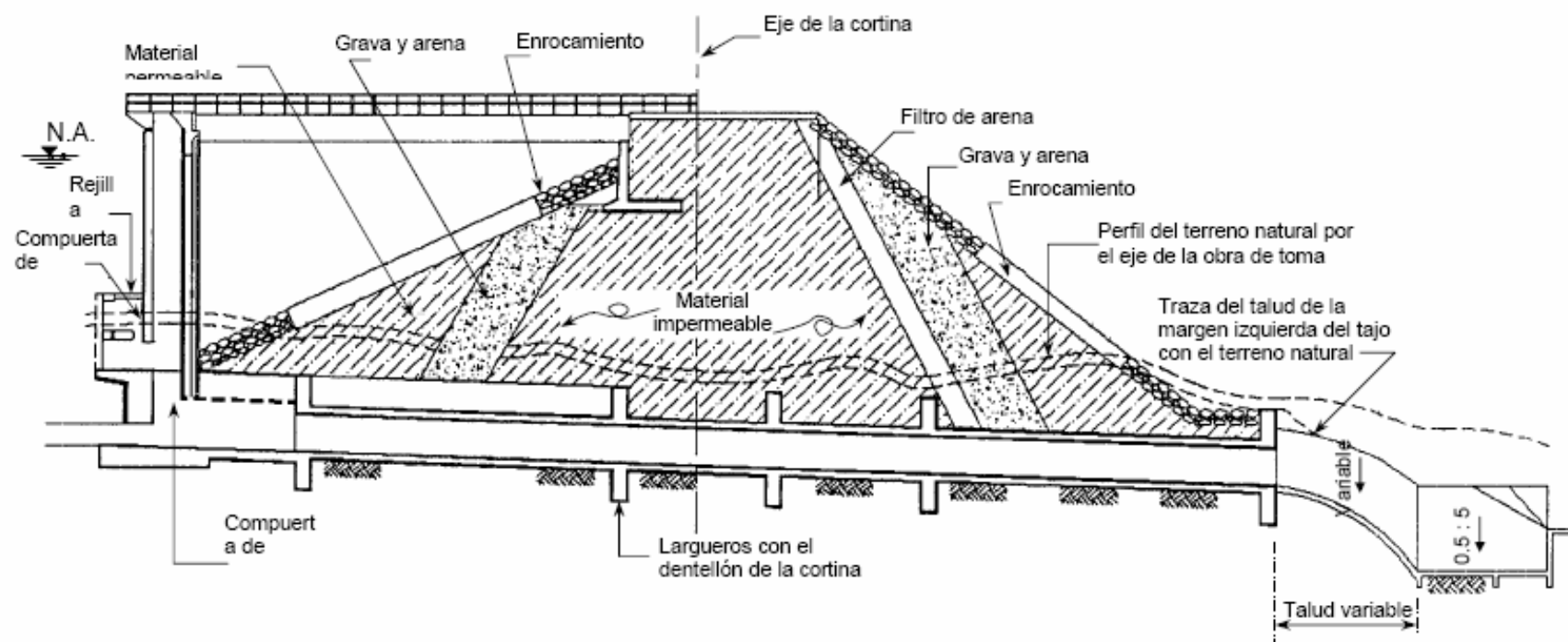


Figura 3.45 Obra de toma en cortina de materiales graduados

Las obras de toma mediante túneles en las laderas del embalse (ver figuras 3.43, 3.44 y 3.45) suelen ser las más convenientes en cortinas de tierra, tierra-enrocamiento y arcos delgados, cuando el caudal de descarga es considerable, sin embargo, se pueden combinar con cualquier tipo de presa cuando las laderas están conformadas por roca sana. La utilización de la obra de desvío (aprovechamiento de los túneles) para el diseño de la toma permite obtener diseños de bajo costo.

En las figuras 3.46 a 3.48 se observa:

- El túnel de la toma, cimentado en laderas firmes.
- La caseta y puntos de operación de compuertas y válvulas.
- Las compuertas de emergencia y de regulación o servicio (figuras 3.46 a 3.48).
- Las válvulas de emergencia y de regulación o servicio (figura 3.46)
- En los casos de compuertas deslizantes, es necesario el uso de estructuras disipadoras de energía (figuras 3.46 a 3.48) como son los tanques amortiguadores.
- Si la descarga es hacia una tubería (figura 3.48) se suele dar el caso de requerir una transición ya que la sección hidráulica del túnel es en general mayor que la del conducto. Las compuertas o válvulas de emergencia se pueden colocar en estructuras a la entrada o en cámaras cercanas a esta. En esta situación no se requiere estructura disipadora de energía.

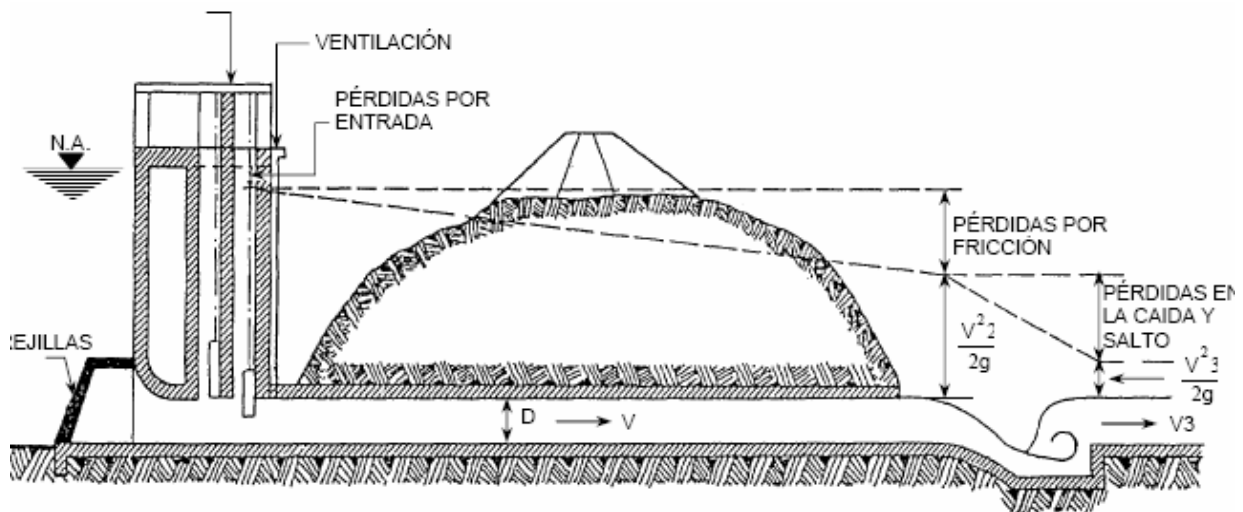


Figura 3.46 Obra de toma mediante túneles

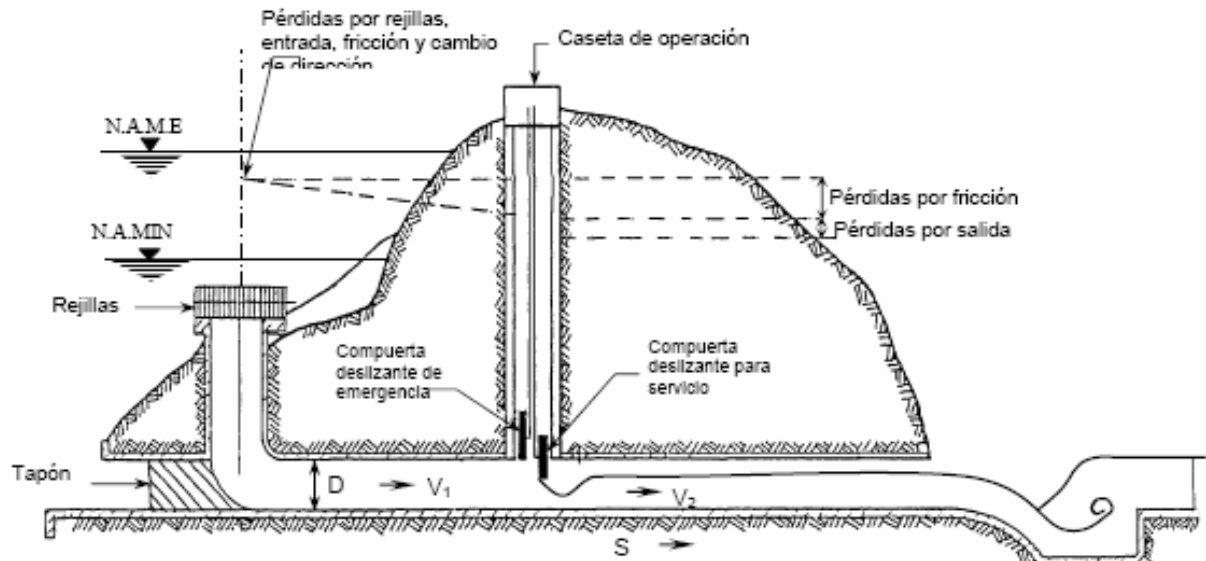


Figura 3.47 Obra de toma mediante túneles

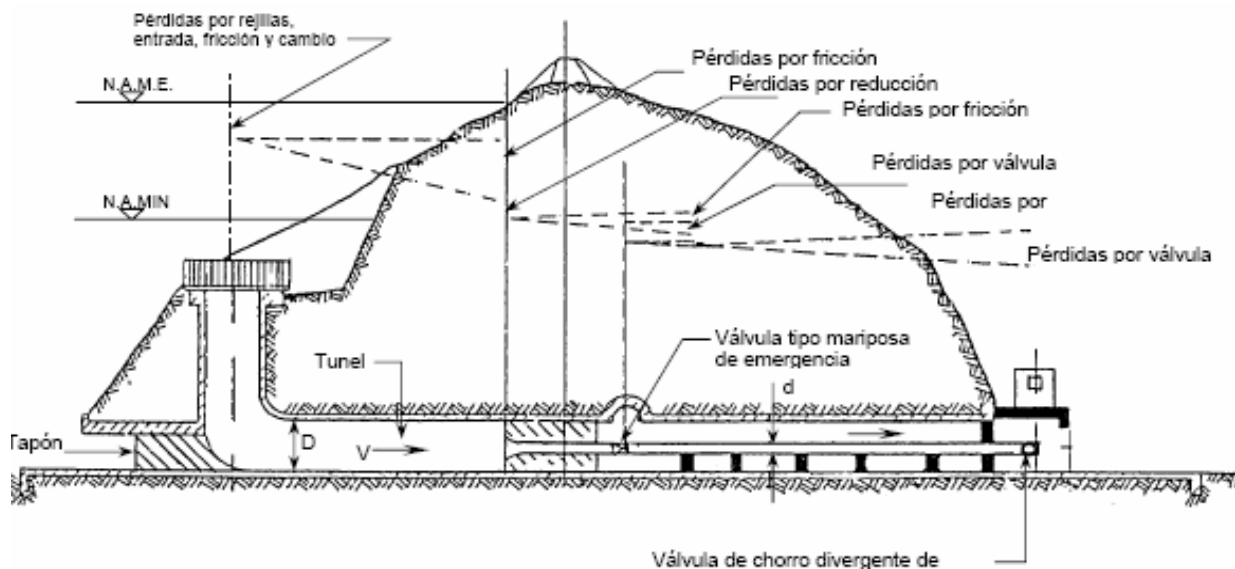


Figura 3.48 Obra de toma mediante túneles

Diseño geométrico

El conducto formado por uno o varios cuerpos, de sección transversal rectangular, circular o herradura.

La transición de salida, para unir en forma gradual la sección del conducto con el inicio de la descarga. La forma geométrica depende del caso particular de que se trate.

La estructura disipadora de energía, la cual tiene como objeto disminuir la energía que lleva el agua al salir del conducto.

El canal de salida, por el que se conduce el agua hasta su aprovechamiento.

El puente de acceso, el cual es imprescindible para la comunicación entre la corona de la torre de entrada de la cortina y para operar los mecanismos elevadores de las compuertas.

En las obras de toma alojadas en el cuerpo de la cortina se tiene mayor seguridad en su construcción que las excavadas en la ladera. En la figura 3.49 se presenta un ejemplo de este tipo de obras de toma. En la primera figura se presenta la obra de toma formada por una estructura de rejillas donde se inicia la conducción a través del cuerpo de la cortina, la conducción por medio de una tubería de acero que trabaja a presión, encamisada de concreto y provista de dentellones para reducir el paso de las filtraciones. Aguas abajo, al final de la tubería, se cuenta con una válvula de emergencia y una válvula de operación que descarga a una caja concentradora a partir de la cual inicia la conducción.

Otro ejemplo de una obra de toma en ladera y para un gasto mayor al del caso anterior se tiene en la Figura 3.50 En este tipo de obras de tomas, el conducto trabaja como un canal, es decir, se tiene la circulación libre y el conducto queda alojado en una zanja, la cual, una vez construido el conducto, se rellena con el mismo material impermeable usado en la cortina, compactado en forma especial para evitar tubificaciones en el contacto con el tubo.

En la figura 3.51 se muestra otra solución de obra de toma en la ladera, con la variante de que a partir del punto donde intersecta el eje de la cortina con el eje del túnel, se inicia una tubería a presión de un diámetro menor al túnel. La razón de esta solución es debido a que se desea que el túnel trabaje a presión únicamente en el tramo aguas arriba del sitio de cruce de los ejes, y disminuir las posibles filtraciones del túnel hacia el terreno. En este punto se cuenta con una válvula de mariposa que funciona como válvula de emergencia. En la figura se muestra una válvula de chorro hueco que se utiliza como válvula de operación. Se puede también iniciar la conducción en este punto. En presas de materiales graduados se proyectan túneles para el manejo del río en las diferentes etapas de construcción. Como un uso adicional a dichos túneles se construye en alguno de ellos la obra de toma que consiste en una torre que recibe a las rejillas de protección, donde inicia la conducción en un túnel que trabaja a presión. En el sitio donde el eje de la cortina corta al eje de la conducción se cambia de un conducto que trabaje a superficie libre y el control del gasto se tiene a través de compuertas deslizantes localizadas en una lumbrera. Al final del conducto cuenta con una estructura amortiguadora e inicia la conducción.

En la fotografía 3.52 y figuras 3.53 a 3.55 se muestra el detalle de una obra de toma típica para agua potable, la cual consiste en una torre de toma, localizada aguas arriba de la cortina, con orificios colocados a diferentes alturas y provista de rejillas y compuertas deslizantes operadas por mecanismos elevadores situados en una plataforma al nivel de la corona de la presa; el acceso a la torre es desde la cortina a través de un puente de maniobras.

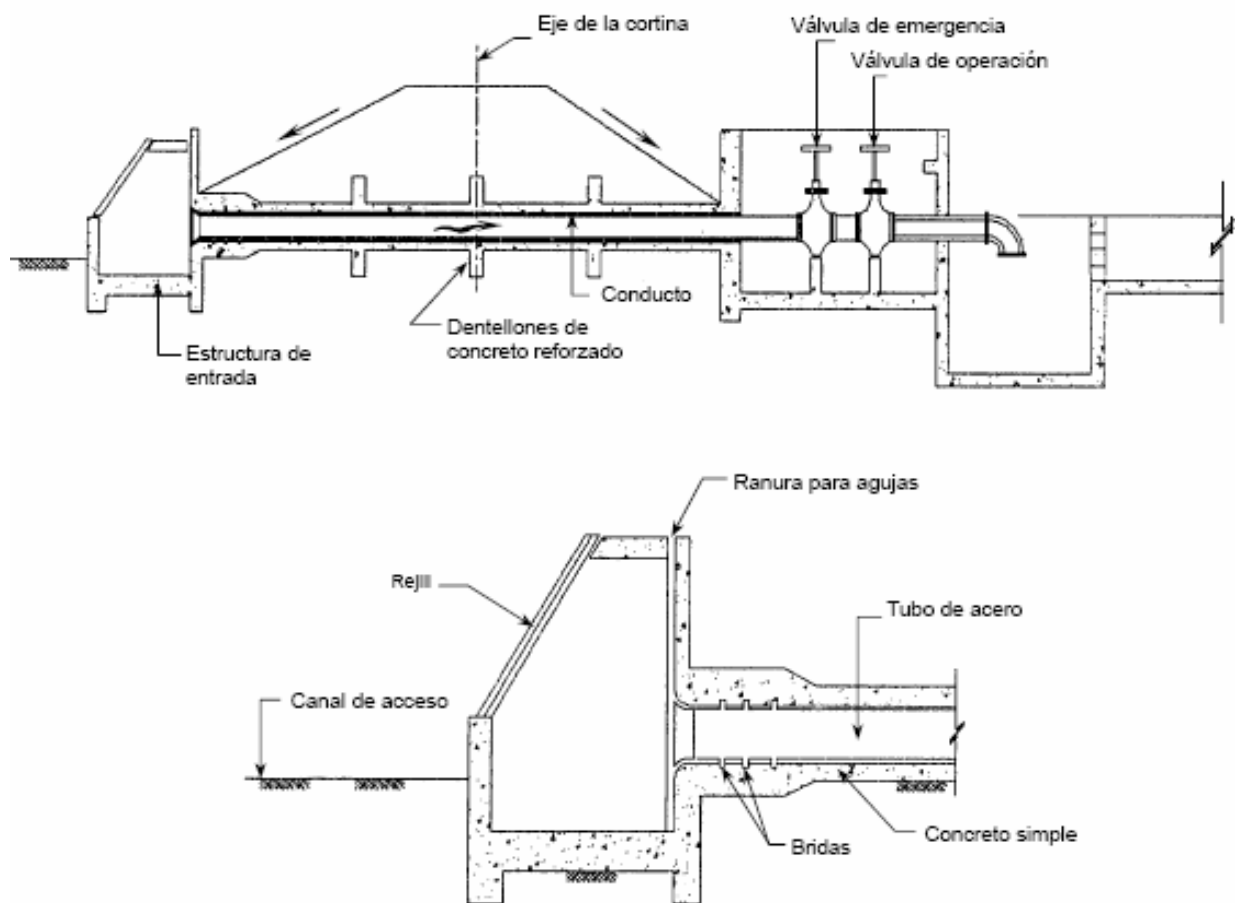


Figura 3.49 Obra de toma para presa pequeña

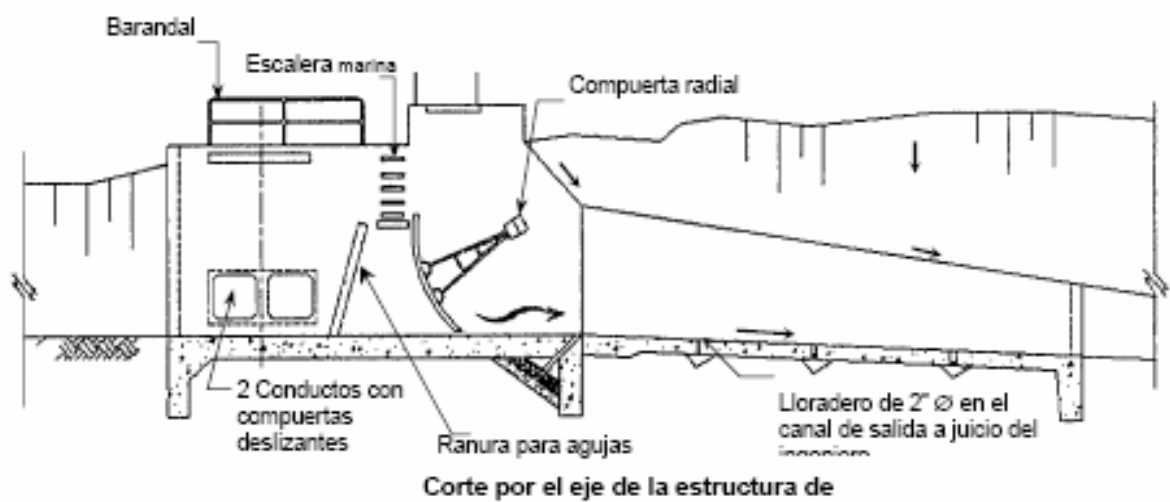
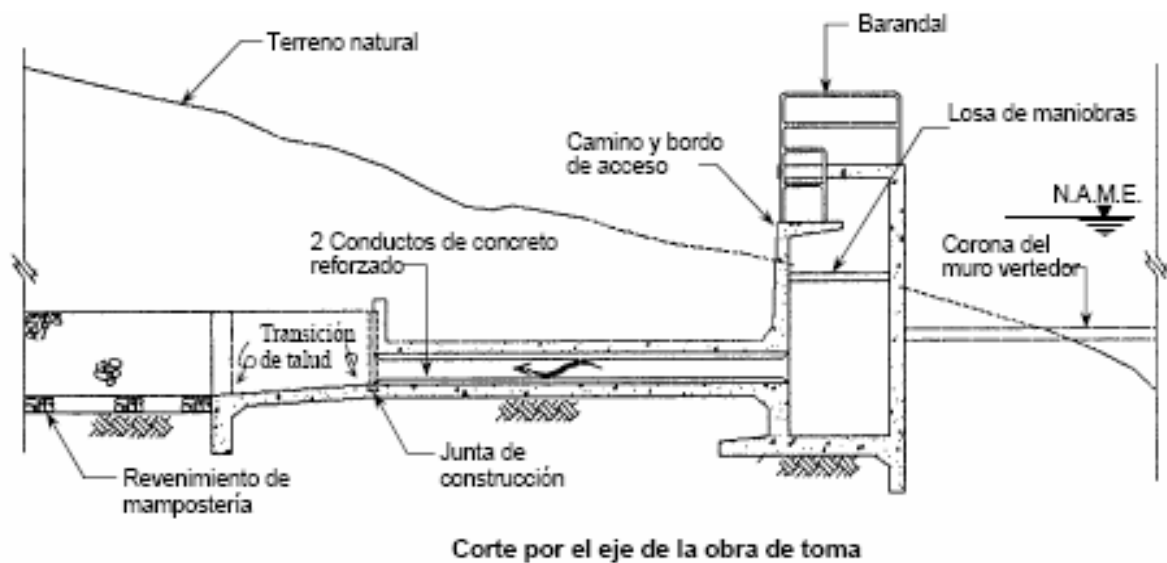


Figura 3.50 Obra de toma provista de compuertas deslizantes y conductos de concreto

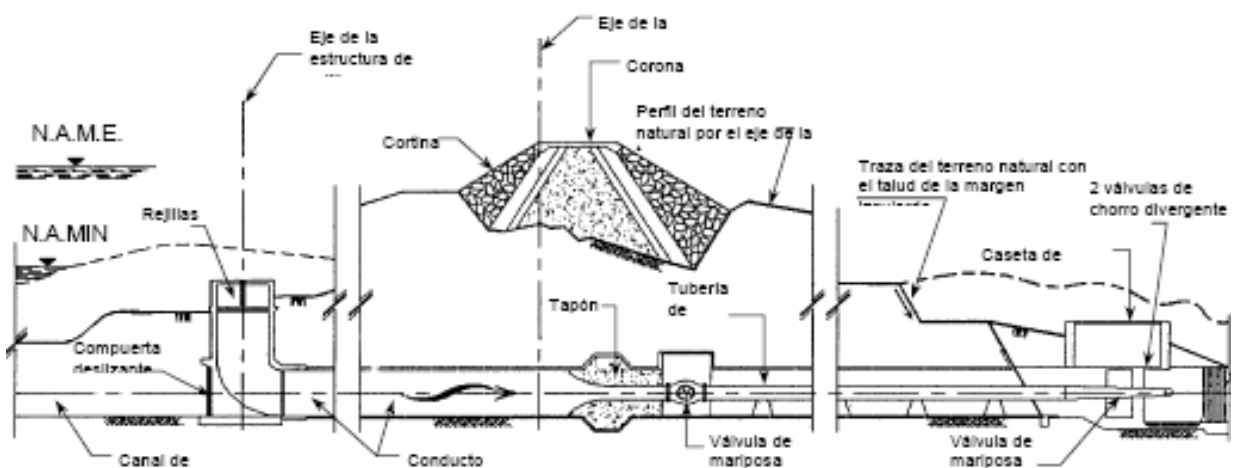


Figura 3.51 Obra de toma en túnel



Fotografía 3.52 Obra de toma para agua potable

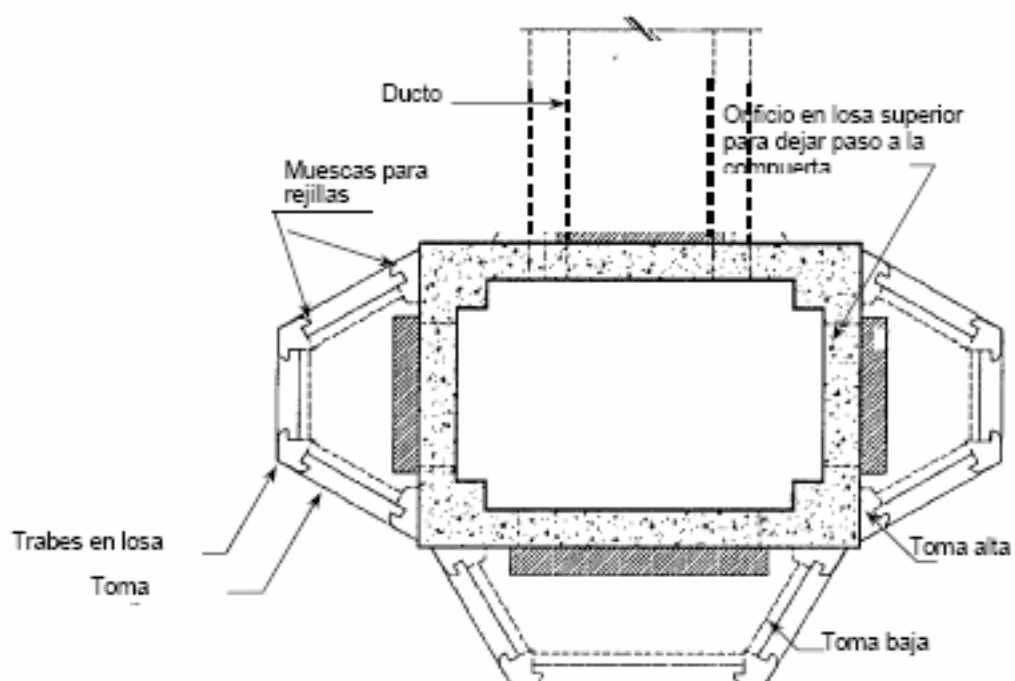


Figura 3.53 Obra de toma, corte transversal

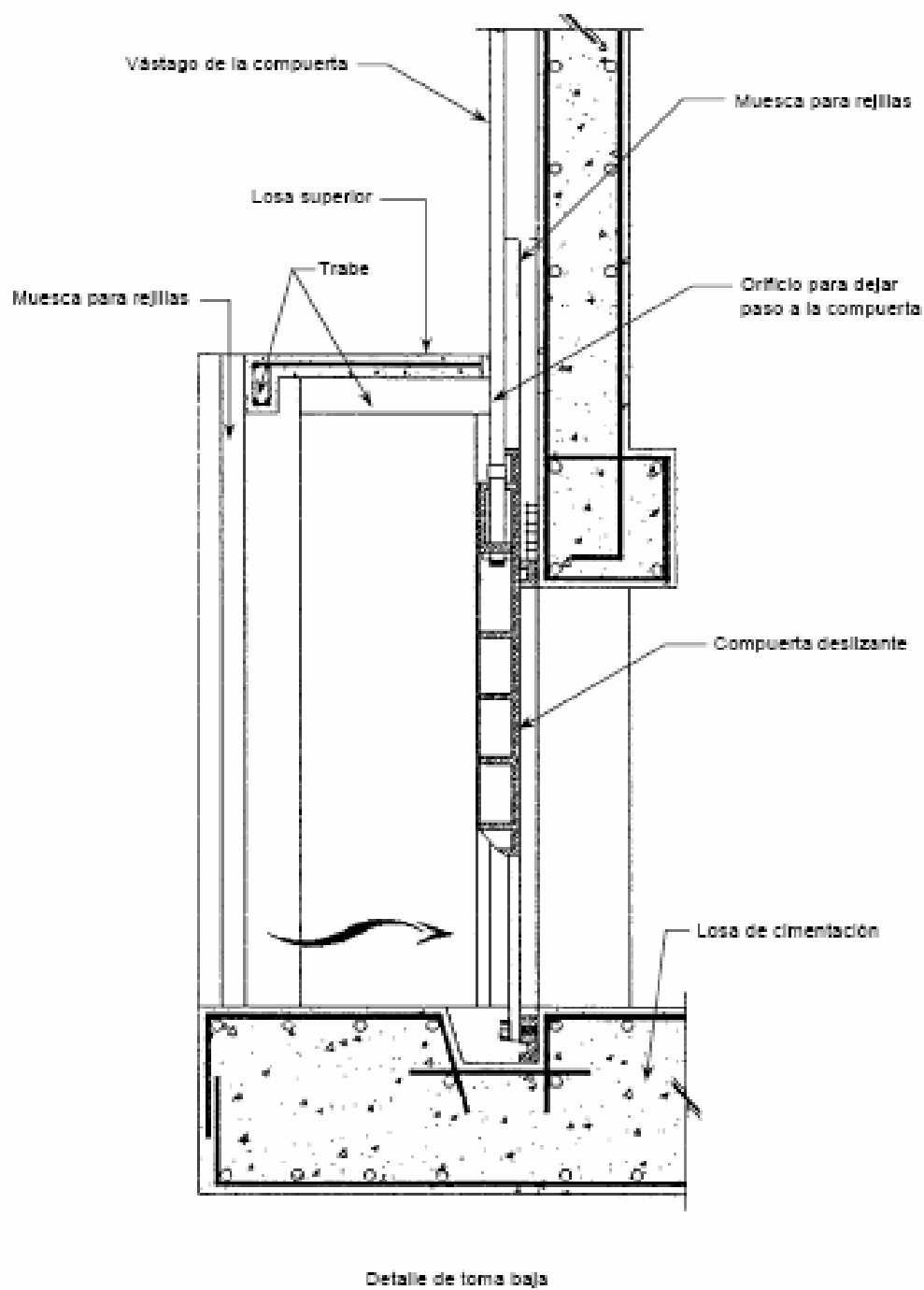
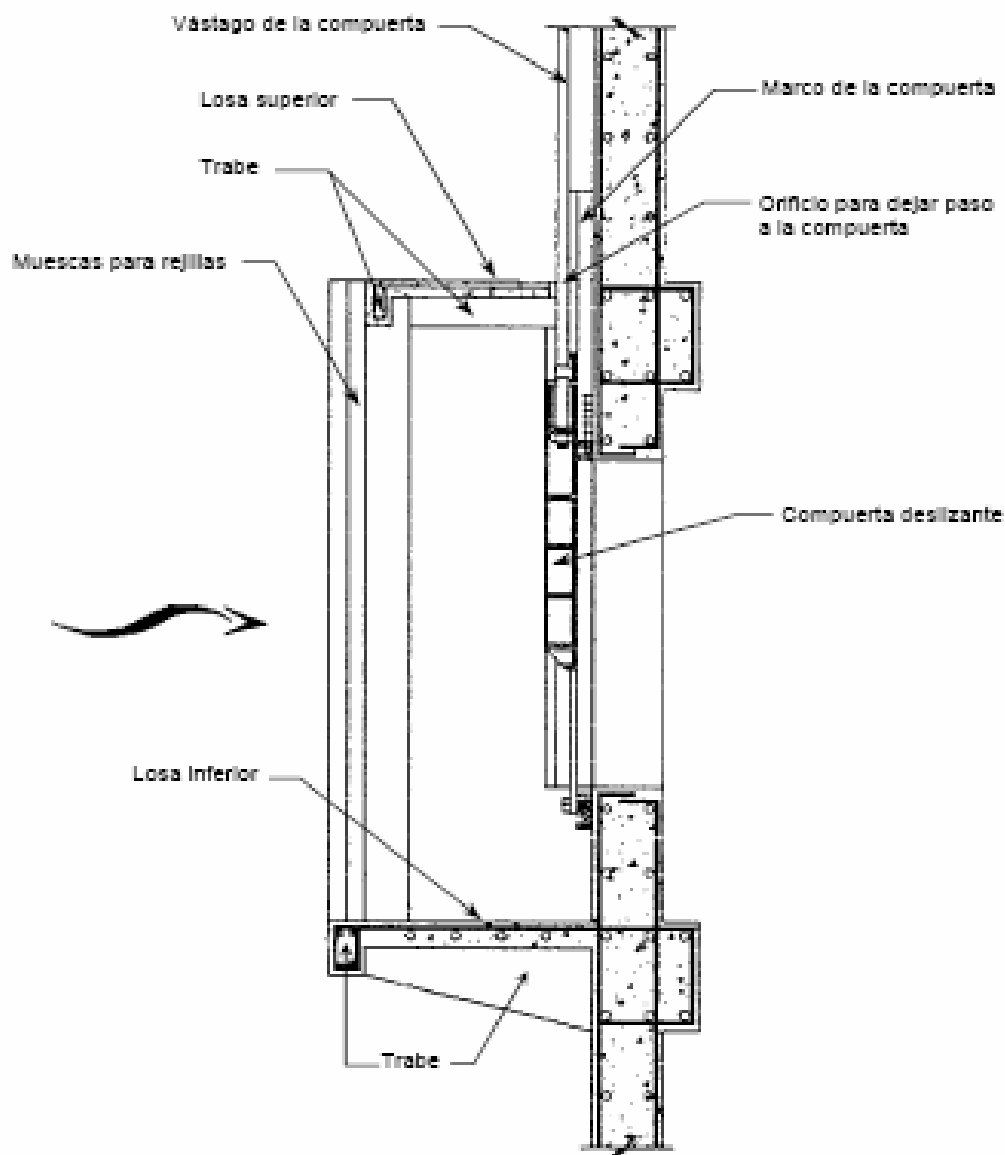


Figura 3.54 Obra de toma, detalle toma baja



Detalle de toma alta
(No aparecen rejillas)

Figura 3.55 Obra de toma, detalle toma alta

Proyecto Estructural

La estructura de entrada de la obra de toma generalmente se encuentra sumergida en el agua, las acciones a que puede estar sujeta son el peso propio, el empuje de un relleno exterior, empuje del agua, la reacción de la rejilla sobre elementos de la estructura, carga viva sobre los pasillos y losas de maniobras, y la reacción y descarga del mecanismo elevador de las compuertas.

Las estructuras de salida se encuentran sujetas al empuje del relleno y/o el empuje del agua, sin considerar el relleno externo, si es el caso.

El puente de acceso entre la cortina y la torre de la obra se debe diseñar con las acciones debidas a viento, sismo, a su peso propio, carga viva peatonal para pasillos, o con carga viva vehicular, si se proyecta para el paso de vehículos.

Una de las condiciones de operación de la obra de toma, es cuando se tienen cerradas las compuertas y el interior de la torre se encuentra vacío, por lo que se deberán diseñar los muros para el empuje exterior del agua, en sus diversos niveles. Esta condición de operación influye también en el conducto, el cual se encontrará sujeto a la presión externa del agua, además de su peso propio.

El diseño de los diversos elementos de la obra de toma se hará con el método de esfuerzos permisibles indicados en el libro "Manual de Diseño Estructural de Recipientes" del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

3.5 CAPTACIÓN EN ALMACENAMIENTOS

En un almacenamiento natural, como un lago o laguna, o dentro del vaso de una presa ya construida, la obra de toma presenta la geometría de una obra de toma directa, localizada en las orillas o dentro del lago e incluso si la orilla no presenta condiciones topográficas o geológicas adecuadas la obra de toma puede ser flotante.

En general, las obras de toma descritas son adaptables a un almacenamiento, sin embargo, existe una obra de toma que es posible instalar dentro de un lago, laguna o en el vaso de una presa de almacenamiento; a esta estructura se le denomina obra de toma selectiva.

La obra de toma selectiva permite obtener siempre agua de la mejor calidad sin importar el nivel que se presente en la captación.

Consiste en brazo rígido articulado en un extremo y provisto de una abertura o toma protegida con rejillas, a su vez el brazo rígido permite la conducción del agua hacia su destino. El mecanismo de operación del brazo rígido se encuentra alojado en una balsa y el cual soporta al brazo por medio de un cable. Con el fin de facilitar la operación, el brazo rígido cuenta con flotadores.

3.6 CAPTACIÓN DE MANANTIALES

3.6.1 Generalidades

No siempre es de buena calidad bacteriológica el agua de un manantial; en muchos casos no son más que pozos superficiales cuya agua procede de un estrato acuífero compuesto de piedra caliza fragmentada, arena o grava, situada a escasa profundidad. Debido a que no siempre es posible determinar la profundidad del estrato en que se encuentran las aguas, ni si el agua está protegida de la contaminación superficial por la impermeabilidad del terreno, es necesario tomar

precauciones rigurosas antes de aprovecharla para el consumo humano y para beber.

Los manantiales que se enturbian después de las lluvias indican que el acuífero ha recibido una carga posiblemente contaminada.

Los manantiales se clasifican según su punto y forma de brotar en la superficie en:

a) Manantial de Afloramiento Figura 3.56 o de afloramiento vertical Figura 3.57: suelen aparecer en el fondo de los valles, en las laderas de los mismos o en los afloramientos de formaciones impermeables, saliendo a través de sus discontinuidades.

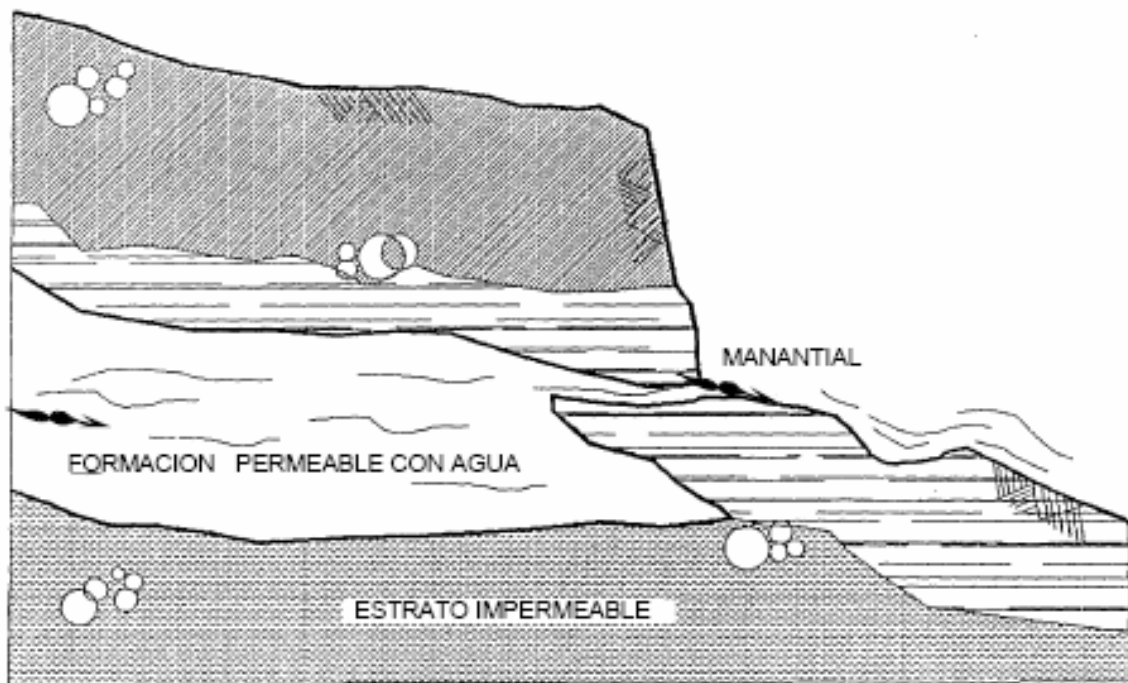


Figura 3.56 Manantial de afloramiento

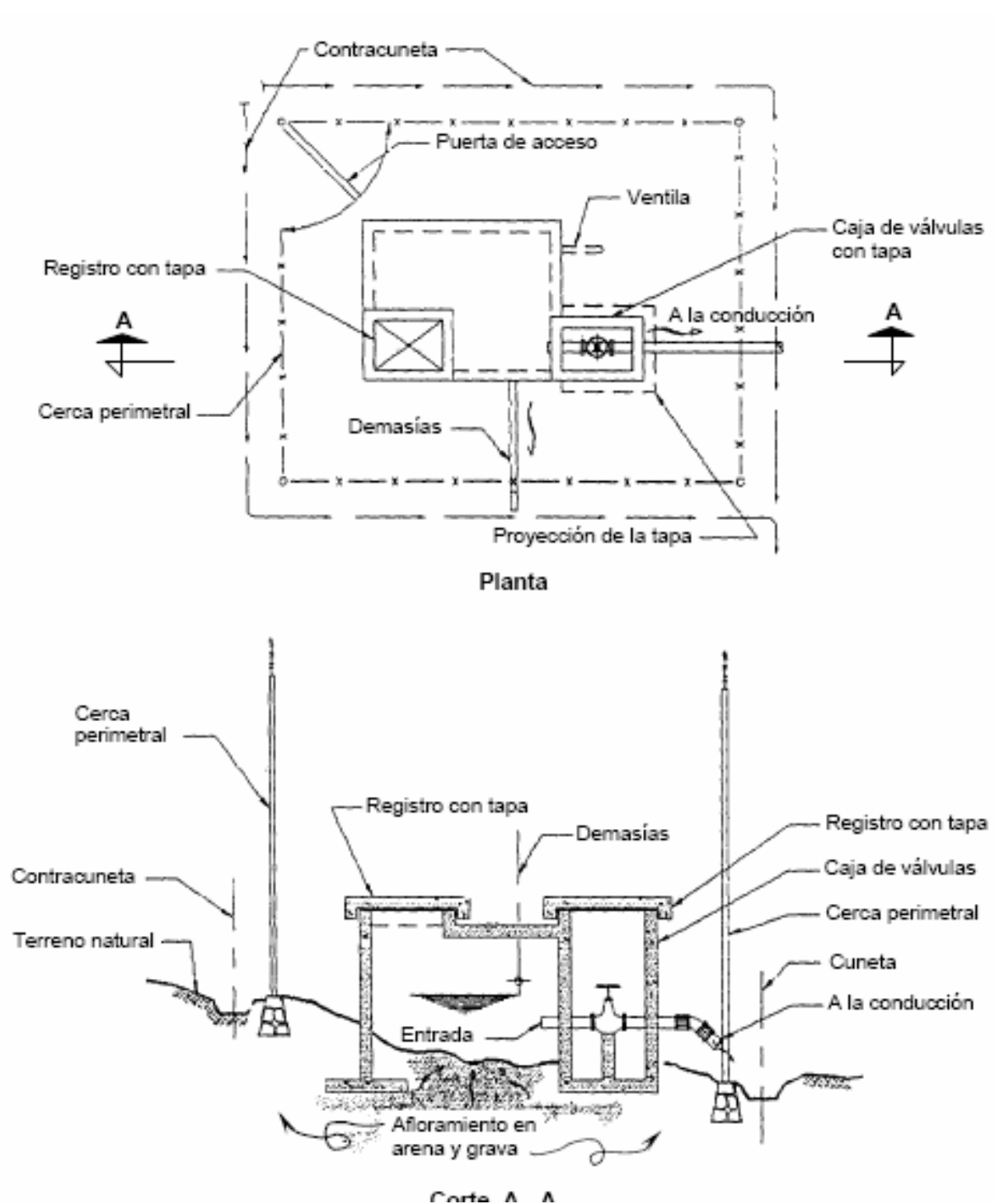


Figura 3.57 Manantial de afloramiento vertical

b) Manantial emergente (figura 3.58) o de afloramiento horizontal (figura 3.57): proceden de la elevación del nivel freático hasta alcanzar una vaguada, estando sujetos al caudal del manto y a las variaciones estacionales del nivel del agua.

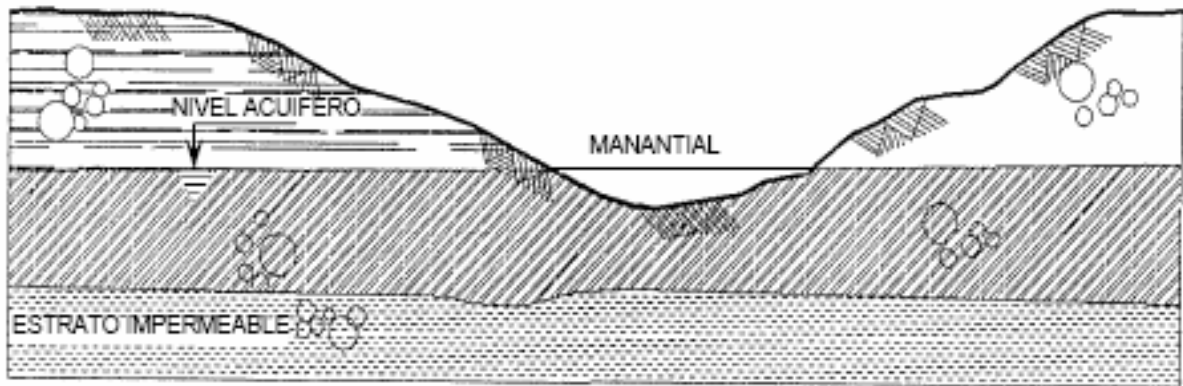


Figura 3.58 Manantial emergente

c) Manantial de Grieta o Filón (figura 3.59) o de afloramiento horizontal (3.60): surgen cuando hay veneros ascendentes que tienen carga suficiente para salir al exterior. Muchas de las fuentes termales y medicinales son de este tipo. Otro nombre dado a estas fuentes es el de “manantial ascendente”.

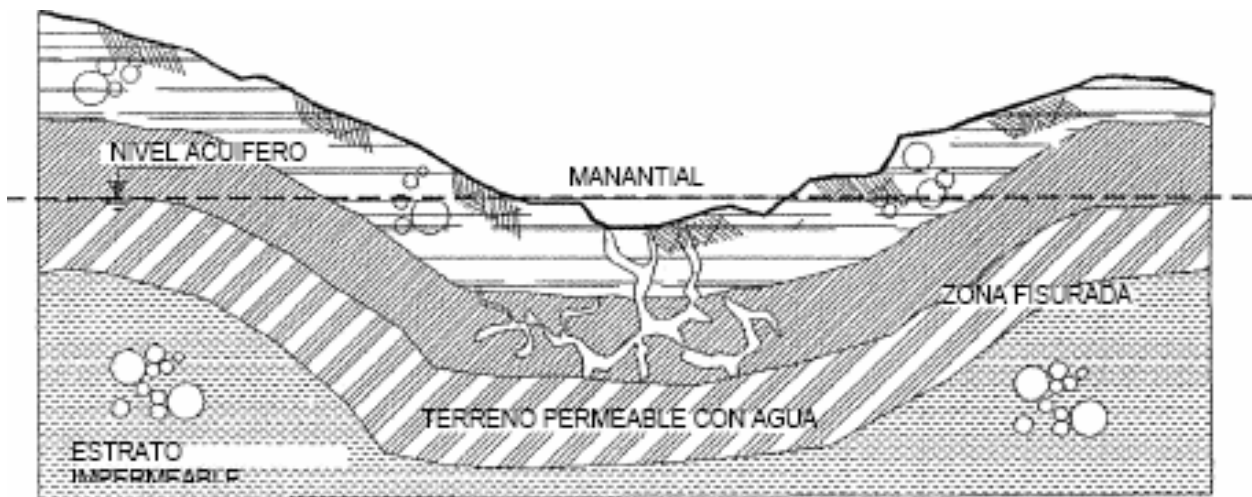


Figura 3.59 Manantial de grieta o filón

3.6.2 Análisis hidráulico

Para conocer el potencial de aprovechamiento de un manantial interesa conocer el caudal de salida y el nivel de intermitencia del mismo, mediante el registro en el tiempo de los lapsos de operación.

Para estimar el caudal de salida es posible hacerlo mediante la instalación de vertedores (triangulares o rectangulares, de cresta ancha, etc.) en la salida de un depósito sobre el cual descargue el manantial; estos son estructuras hidráulicas ideales ya que son secciones de control con las que mediante la lectura de niveles es posible establecer fácilmente el caudal.

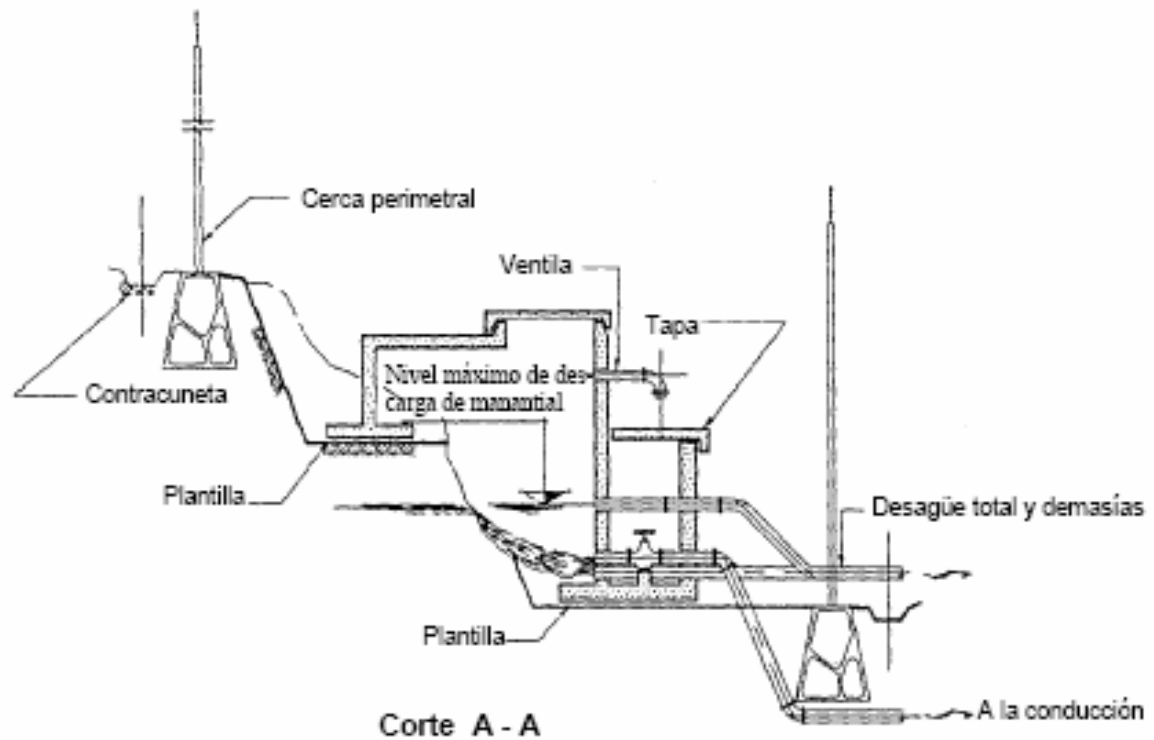
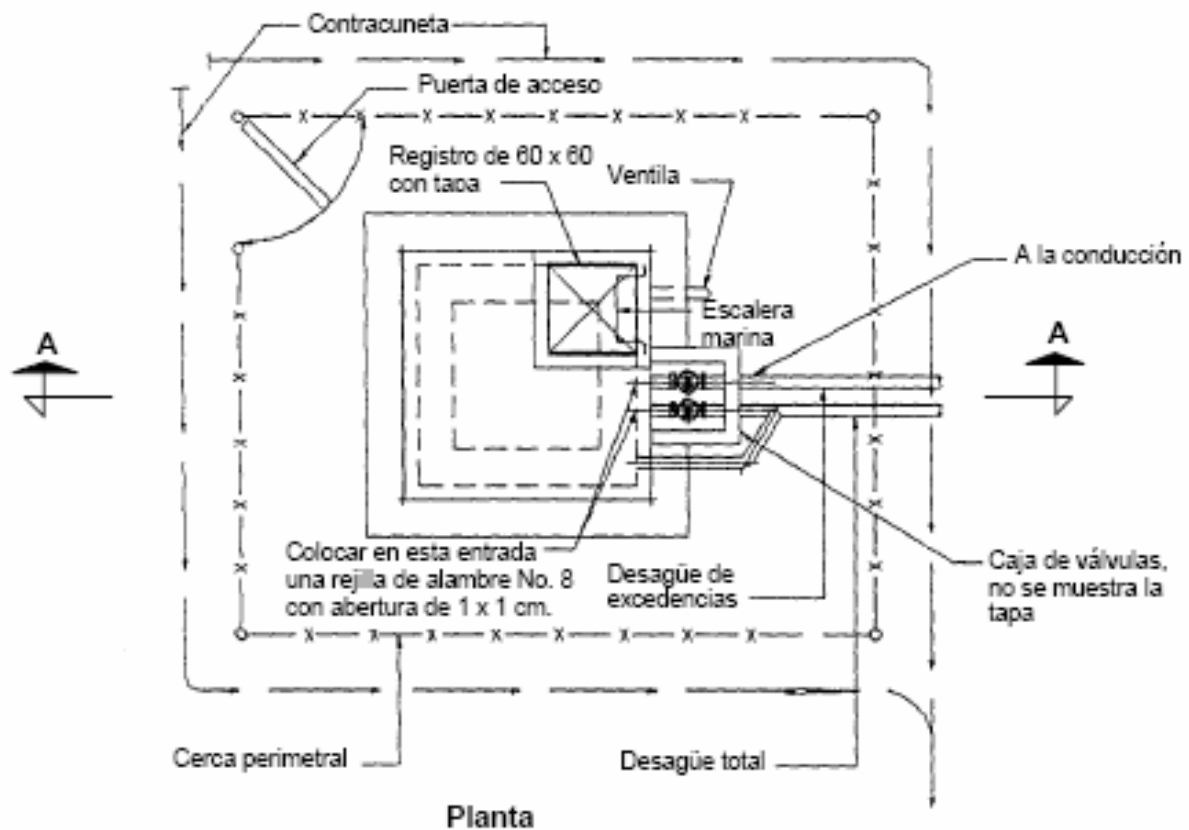


Figura 3.60 Manantial de afloramiento horizontal

Otra forma de estimar el caudal Q es mediante el registro del cambio de niveles en el cárcamo de recolección depósito durante un lapso de tiempo medido t , es decir:

donde:

A es el área del fondo del cárcamo de recolección

Dh es el cambio en el nivel de almacenamiento del cárcamo registrado durante el tiempo t cerrando la válvula de salida.

Los manantiales intermitentes son aquellos donde la salida de agua cesa periódicamente por existir depósitos subterráneos con salida en sifón, mismos que se llenan con aportaciones de grietas hasta cierta altura para luego salir el agua de forma continua hasta que cesa cuando la altura del depósito no alcanza el conducto de salida (figura 3.61).

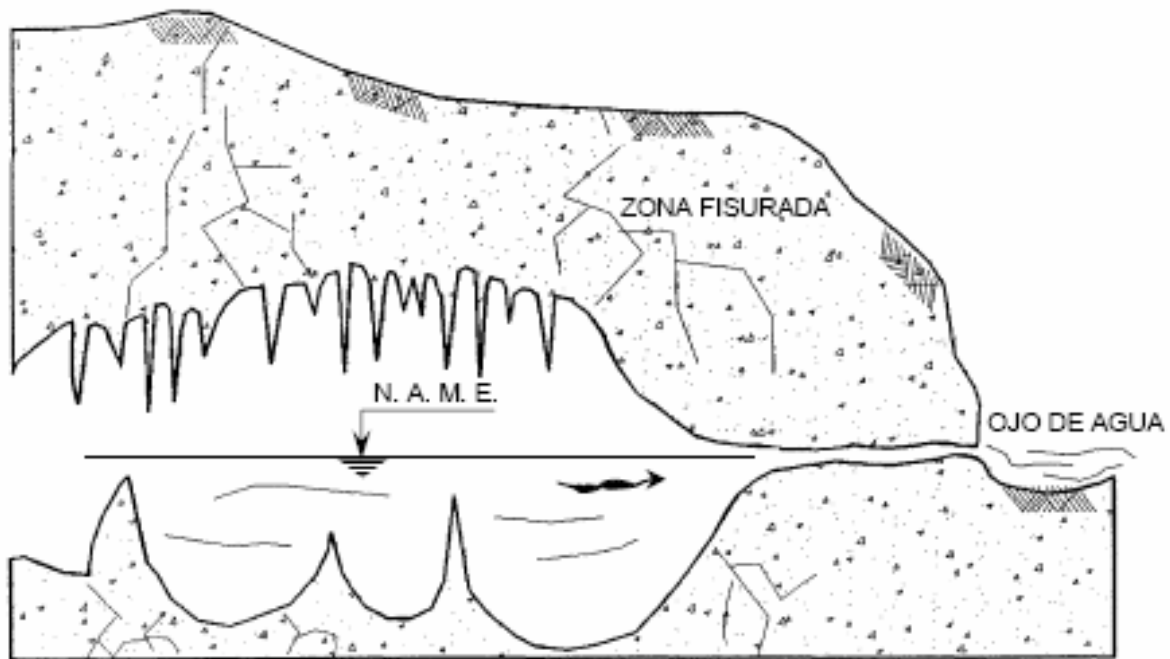


Figura 3.61 Manantiales intermitentes

No debe usarse el agua de manantial para beber hasta disponer del análisis bacteriológico que demuestre que no existe contaminación esporádica y que el agua es inocua en todo tiempo. Si el resultado del análisis bacteriológico es desfavorable, habría que tratar el agua filtrándola por arena o grava y establecer un sistema de desinfección continua, por ejemplo con cloro u otro desinfectante.

Las cajas y cámaras deben incluir su obra de excedencia y limpia y debe disponerse de escalas que permitan apreciar en cualquier momento el gasto del manantial y poder llevar a un registro de aportación.

Cuando hay varios manantiales en la zona de afloramiento se captan en forma individual y mediante conductos particulares (canales o tuberías), se unen en un cárcamo desde donde se inicia la conducción.

Un manantial se define como el lugar donde el acuífero se manifiesta en la superficie.

Las características físico-químicas y bacteriológicas de las aguas en el punto de afloramiento, son similares a las aguas provenientes de pozos profundos, por lo que las obras de toma de los manantiales deben realizarse lo más próximas al afloramiento.

El afloramiento de los manantiales se puede presentar en puntos definidos o en una zona extensa, dependiendo de los estratos en que afloren. Cuando el nacimiento de un manantial se presenta en un talud se dice que es un afloramiento horizontal en cambio, si se presenta en un terreno plano ó en el fondo de una cañada, de manera que las aguas broten de una superficie horizontal, estos se denominan afloramientos verticales. En la figura 3.60 se muestran los primeros y en la figura 3.61 los segundos.

3.6.3 Diseño Funcional

El manantial deberá protegerse de los escurrimientos superficiales, del polvo, basuras, animales, etc., y el venero debe ser perfectamente protegido por una cámara formada por un muro y estructura de cubierta (figuras 3.62 y 3.63). El muro debe desplantarse sobre el material resistente y de ser posible impermeable, pero cuidándose de no tocar los veneros para no provocar su desaparición o cambio de comportamiento hidráulico. La losa o cubierta debe protegerlo del contacto directo con el exterior. El vertedor debe estar a la altura de la superficie libre del agua para no provocar sobre descarga en el manantial, y debe ir protegido con rejillas para evitar la entrada de personas o animales. Adosado a este muro o a distancias debe ir una caja o registro en donde se instalará la toma propiamente dicha y en la que se pondrá una válvula para controlar la entrada o salida del agua en la conducción (inicio de la línea de conducción). En la cubierta de la cámara, se construirá un registro para dar acceso, con una escalera marina que servirá para la inspección de su interior. Si el agua debe ser bombeada, el equipo no debe montarse sobre la cubierta de la cámara, sino sobre un registro adosado que servirá de cárcamo.

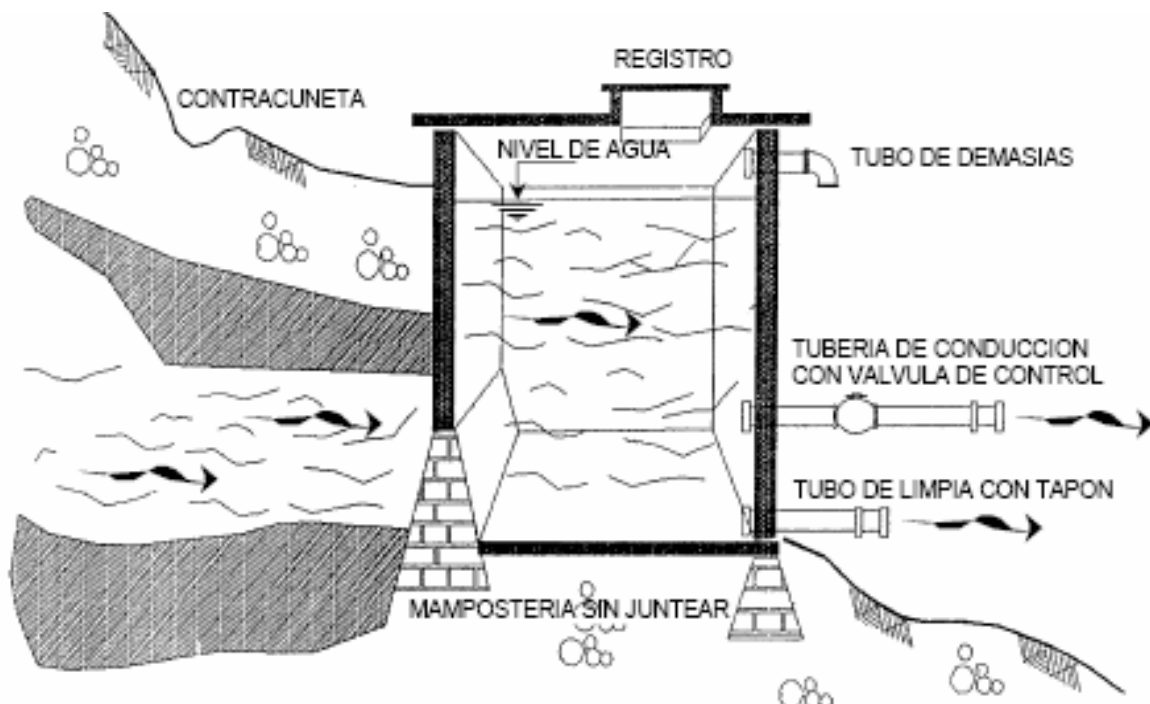


Figura 3.62 Venero protegido por una cámara, formada por muro y estructura de cubierta

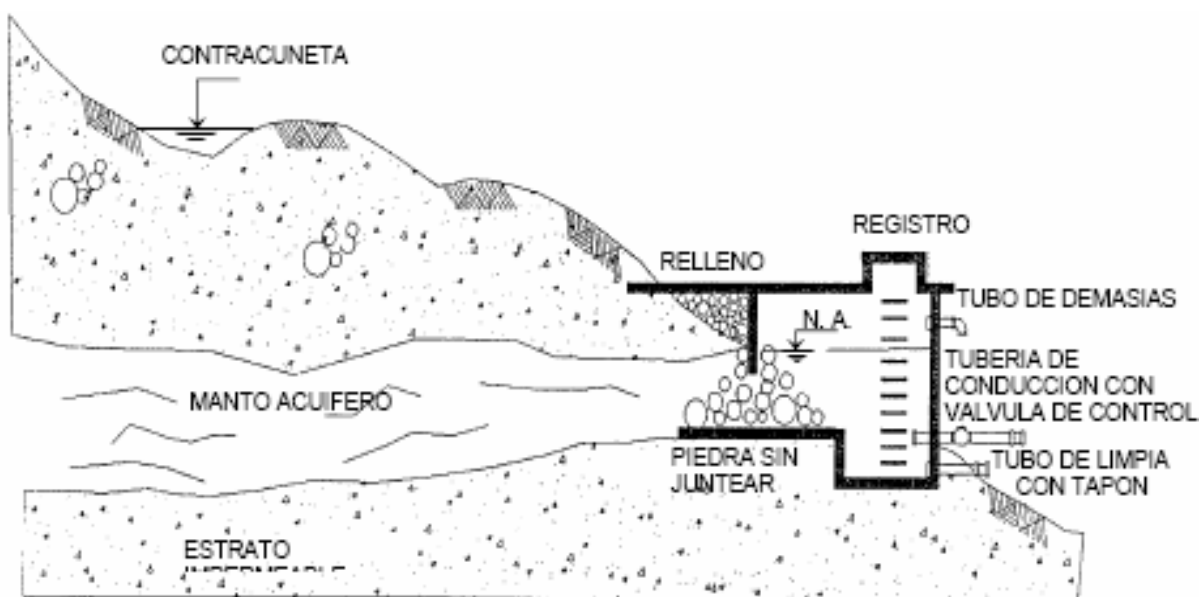


Figura 3.63 Venero protegido por una cámara, formada por muro y estructura de cubierta

Con el objeto de mantener limpia la zona de afloramiento se debe deshierbar, procurando no arrancar los árboles de raíz ni aserrándolos sino limpiar su alrededor; debe también circunvalarse la zona de afloramiento incluyendo la obra de captación, con una cerca de alambre para evitar la entrada de animales. Durante la cimentación del muro de la obra de captación no deben emplearse métodos riesgosos tal como el uso de explosivos; la excavación debe hacerse con mucho cuidado.

El diseño geométrico de la obra de toma deberá tomar en cuenta la conservación de las condiciones naturales del afloramiento, evitando excavaciones, movimientos de tierra, rellenos, carga hidrostática que pudieran afectar al flujo natural y original del agua. Por otro lado, se debe procurar dar protección física a la fuente de abastecimiento contra posibles causas de contaminación del agua.

En general, una obra de toma consta de una caja que aisle el manantial para evitar la contaminación de agentes extraños.

Con el fin de dar mantenimiento y limpieza al área interior de la caja, es conveniente que se cuente con una válvula para el vaciado de la caja. La losa de cubierta, estará provista de un registro para el acceso al interior, con tapa removible. Si la altura es grande se le instalará una escalera marina para facilitar el acceso, ya sea interior y/o exterior.

En la parte superior de los muros se colocará un sistema de ventilación que permita mantener aireado el interior pero que impida la entrada de polvo, basura y fauna nociva.

Se debe dar una protección perimetral a la obra de toma, consistente en una cuneta que desvíe, de la captación, los escurrimientos debidos a la precipitación pluvial y a los arrastres que pudiera dejar dichos escurrimientos. La cuneta consistirá en una excavación de sección cuadrada, rectangular o trapezoidal, alrededor de la captación e iniciando en la zona topográficamente más alta y partiendo en direcciones opuestas, cortando el posible escurrimiento pluvial; una vez rodeada en planta la obra de toma, se prolonga siguiendo la pendiente. En caso de requerirse, considerando el tipo de terreno natural, se podrá revestir la cuneta de piedra y/o concreto.

En algunas ocasiones, cuando el terreno alrededor de la obra de toma sea permeable y permita la infiltración del agua de lluvia al interior de la obra de toma, situación que se manifiesta enturbiándose el agua después de una lluvia, será necesario recubrirla perimetralmente con algún material impermeable, como puede ser concreto reforzado con aditivo impermeabilizante integral.

Otra protección física contra el acceso de personas o animales extraños que puedan contaminar la fuente, es la construcción de un cerco, que puede ser de mampostería, alambre de púas soportado por postes, malla ciclón o una barda de tabique con castillos, dala y cerramiento. Esta protección estará de acuerdo al sitio donde se localice la obra de toma.

3.6.4 Obra de toma directa de manantial

Obra de toma directa de manantial se consideran las que construyen en el mismo lugar de su afloramiento, independientemente que sea un manantial con afloramiento vertical u horizontal, requiriéndose que el nacimiento sea en una zona reducida.

Estas captaciones son idóneas desde el punto de vista sanitario, debido a que se reduce a un mínimo los peligros de contaminación.

Afloramiento horizontal

En los manantiales con afloramiento horizontal, el método de captación consiste en la construcción de los muros envolviendo al manantial y en la cara en la que brota, el muro permite la entrada del agua, ver figuras 3.61 y 3.62

Afloramiento vertical

En el caso de un manantial que aflora verticalmente, los muros se desplantan perimetralmente al nacimiento del manantial, ver Figura 3.58

3.6.5 Obra de toma indirecta de manantial

En una obra de toma indirecta de manantial se permite el libre escurrimiento de las aguas sobre la superficie del terreno, y el líquido es captado a cierta distancia, sin llegar a considerarse las aguas como de escurrimiento superficial.

La obra de captación puede cambiarse de directa a indirecta cuando se tiene alguno de los siguientes casos.

- En las aguas con altas temperaturas o que contiene gases, conviene aprovechar la aireación natural que se genera en los escurrimientos superficiales, dejando correr el agua una cierta distancia, sin embargo, puede verse afectada su calidad.
- Por las condiciones topográficas del terreno, se deba localizar un sitio mas bajo que el sitio de afloramiento o cuando deba evitar una carga hidrostática positiva sobre el mismo, que podría disminuir la eficiencia del manantial bajo esas condiciones.
- Cuando la saturación del terreno adyacente al nacimiento y la calidad del suelo no permita cimentar una estructura estable.
- Cuando la superficie de afloramiento es amplia, esto es que las aguas nacientes de manantiales no forman cauces superficiales definidos, sino que afloran en forma de hilos en zonas extensas infiltrándose luego en la capa vegetal.

La geometría de la caja de la obra de toma varía pues su aprovisionamiento es a través de un canal de llamada que se ensancha su plantilla hacia aguas arriba. Esta sería la única diferencia con las captaciones de manantial directa. Figura 3.64

3.6.6 Proyecto Estructural

Como se mencionó en los incisos anteriores, la caja de captación de un manantial no debe disminuir la eficiencia del manantial, por lo que se recomienda realizar un estudio de mecánica de suelos que nos indique la capacidad del terreno, posibles fallas geológicas y la estructuración y tipo de cimentación más adecuadas.

La caja de captación puede estructurarse basándose en muros de mampostería de piedra brasa, tabique aplanado o de concreto reforzado, dependiendo del material más económico que se consiga en la zona y/o de las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos. La tapa de las cajas generalmente es de concreto reforzado, ó de lámina aunque pueden utilizarse losas prefabricadas de concreto presforzado, estas tapas deben ser desmontables a fin de tener acceso a las válvulas. Las acciones a que se encuentra sujeta la caja de válvulas es su peso propio y el empuje exterior del relleno sobre los muros, en caso de existir (Ver figuras 3.60 y 3.57).

En este tipo de estructuras, las acciones que se presentan son el peso propio, la presión hidrostática sobre las paredes de la caja el empuje de tierra por la parte externa de los muros y la carga viva sobre la cubierta. Para el análisis y diseño se seguirán las recomendaciones que se dan en el Volumen I del Libro V, 2a. Sección, *“Diseño estructural de recipientes”* del MAPAS. Manual de Diseño Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento

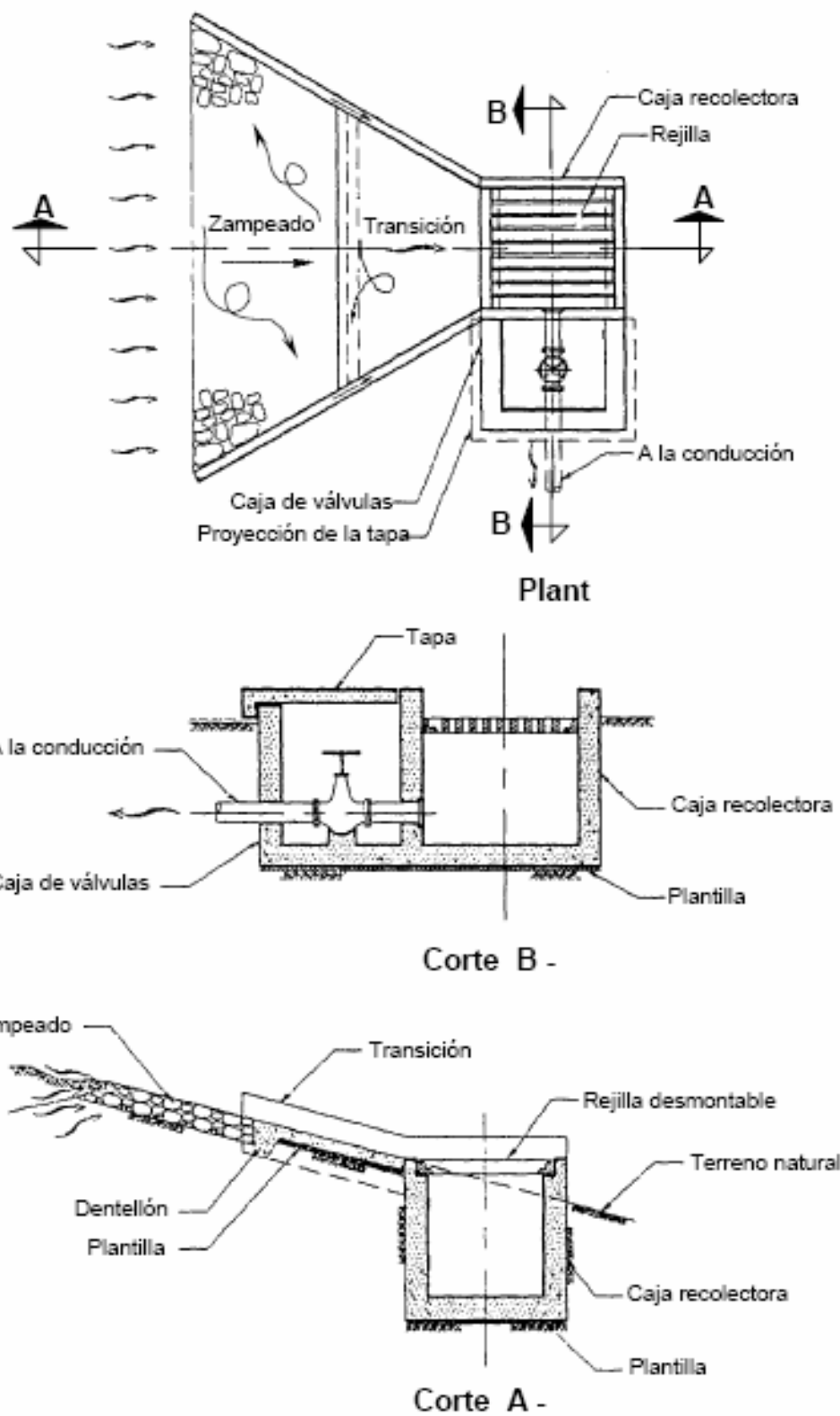


Figura 3.64 Captación indirecta de manantial

4. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBSUPERFICIALES

4.1 GENERALIDADES

Se refiere el término “subsuperficial” al agua que infiltra a escasa profundidad, como por ejemplo, en el subálveo de los ríos, que es aquella franja longitudinal entre ambas márgenes de una corriente, en la cual, por ser la interfase río-acuífero, el nivel del agua freática se encuentra a escasa profundidad. Por efecto de la infiltración del agua de la corriente en el subsuelo, ésta es de buena calidad. Siendo posible, mediante una obra de toma sencilla, extraerla con las ventajas que ofrece su filtración natural y economía de la captación.

Conviene recordar que una corriente puede alimentar un acuífero o, en caso contrario, dependiendo de las pendientes hidráulicas del nivel freático, éste puede alimentar a la corriente (corrientes perennes); en cualquiera de los casos, el nivel freático se encuentra a escasa profundidad de la superficie del terreno.

Para captar aguas subsuperficiales se pueden construir pozos excavados de poca profundidad, llamados “norias” o mediante un sistema sencillo de hincado de pozos de pequeño diámetro y profundidad si es muy somero el nivel freático de las aguas.

Para la captación más eficiente del agua subsuperficial, se utilizan pozos someros tipo Ranney, que constan de un depósito central en donde se capta el agua que recolectan tuberías radiales perforadas e inmersas en la zona saturada del acuífero.

Los puyones o pozos hincados son una alternativa económica para aquellos casos en que se tenga una fuente subsuperficial confiable.

Se utilizan además galerías filtrantes, opción adecuada cuando se desea interceptar perpendicularmente el flujo subsuperficial. En este caso, para pequeñas galerías se instalan tuberías ranuradas en el fondo de la excavación rellena de grava graduada.

4.2 CAPTACIÓN DE AGUAS SUBÁLVEAS

Estas son llamadas aguas freáticas se caracterizan por estar a presión atmosférica, a poca profundidad o relativamente baja y no estar confinadas, pues circulan a través de mantos porosos como arena, grava, tobas poco coherentes, aluviones, etc. Estas aguas se captan mediante pozos a cielo abierto, galerías filtrantes o mediante sistemas de puyones (well point), o pozos Ranney, un ejemplo claro de aprovechamiento de estas aguas son los pozos emplazados en el subálveo de cauces superficiales, sobre todo en aquellos casos en los que el acuífero es alimentado por la corriente.

4.2.1 Pozos a cielo abierto o pozos someros

Al utilizar pozos a cielo abierto o someros, se recomienda tengan un diámetro mínimo de 1.50 m, si es circular y si es rectangular debe tener también 1.50m, en el lado menor. Estos pozos tienen una profundidad generalmente comprendida entre 10

y 20 m, y raras veces podrá ir más allá de los 25 m. Si la pared del pozo, tipo indio, es de concreto, la parte situada en el estrato permeable debe llevar perforaciones de acuerdo con un previo estudio granulométrico, pero si no se dispone de estos datos, se recomienda que el diámetro de las perforaciones sea de 2.5 a 5.0 cm, colocadas a tresbolillo (ver figura 4.1) a una distancia de 15 a 25 cm centro a centro. Pozos con ademe de mampostería de piedra o tabique, se dejarán espacios sin juntear en el estrato permeable, procurando mantener el espaciamiento ya recomendado (ver figura 4.2).

En los pozos tipo indio la cimbra se forma previamente en el exterior y en el sitio de la construcción, se arma el refuerzo y se va colando el ademe o pared, mismo que por su propio peso y el auxilio de la excavación se va hincando a medida que se profundiza el pozo. El ademe se forma en anillos de un 1.00 a 1.50 m de altura, con el diámetro requerido y espesor mínimo de 0.30 m, dependiendo este último del peso que debe tener el anillo para vencer la fricción entre el concreto y el suelo. El espesor del pozo insertado en la zona de saturación del acuífero lleva orificios distribuidos en la forma indicada. El primer anillo va provisto de una cuchilla biselada para concentrar la carga del peso o del lastre que se coloca encima, con el objeto de que la estructura se hunda a medida que se calzan los anillos, profundizando el pozo a medida que el procedimiento avance.

Estos pozos se recomiendan para aprovechar acuíferos freáticos someros, de fuerte espesor y constituido por materiales fragmentarios no cementados o sin consistencia, como las capas de origen aluvial que se encuentran en las márgenes de los ríos o en el fondo de los valles.

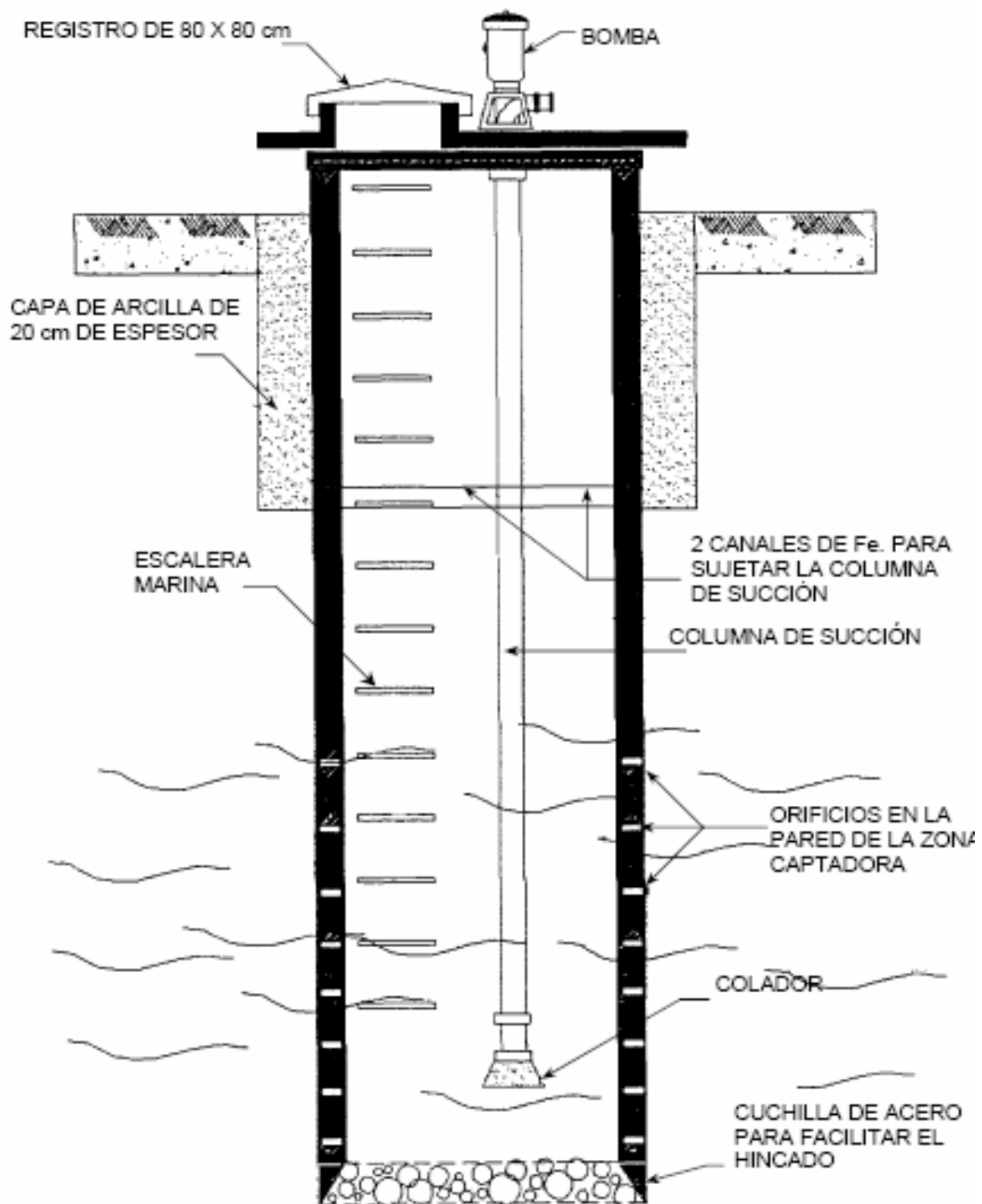


Figura 4.1 Pozo excavado

Como estas aguas están a poca profundidad, la calidad bacteriológica es deficiente ya que no reciben una buena filtración, si a esto se agrega que por lo general las corrientes subterráneas siguen la pendiente topográfica del terreno, para no empeorar su calidad deben tomarse precauciones para que no entre agua que no se haya filtrado por lo menos a través de 4.00 m de suelo. El brocal del pozo debe tener como mínimo 50 cm sobre el nivel del terreno y la tapa debe ser de concreto armado con una saliente perimetral de 50 cm. Si el pozo es de mampostería o tabique debe colocarse una capa impermeable de concreto o de arcilla compactada de 15 o 20 cm de espesor en la periferia de la pared hasta una profundidad de 4.00 m.

Si el pozo se ubica dentro o cerca de una zona poblada, debe elegirse un punto elevado con respecto a los puntos de contaminación y alejado de ellos a una distancia de al menos 25 m de su emplazamiento.

Generalmente estos pozos son de bajo e incierto rendimiento por la alimentación de la fuente misma (por lo general no más de 25 l /s. y cuando son hechos en los cauces de los ríos no más de 40 l/s, excediéndose en pocas ocasiones). En programas hidrométricos para el registro de niveles de agua en una zona productiva, suele ayudar el registro o historia de la profundidad del nivel en estas estructuras.

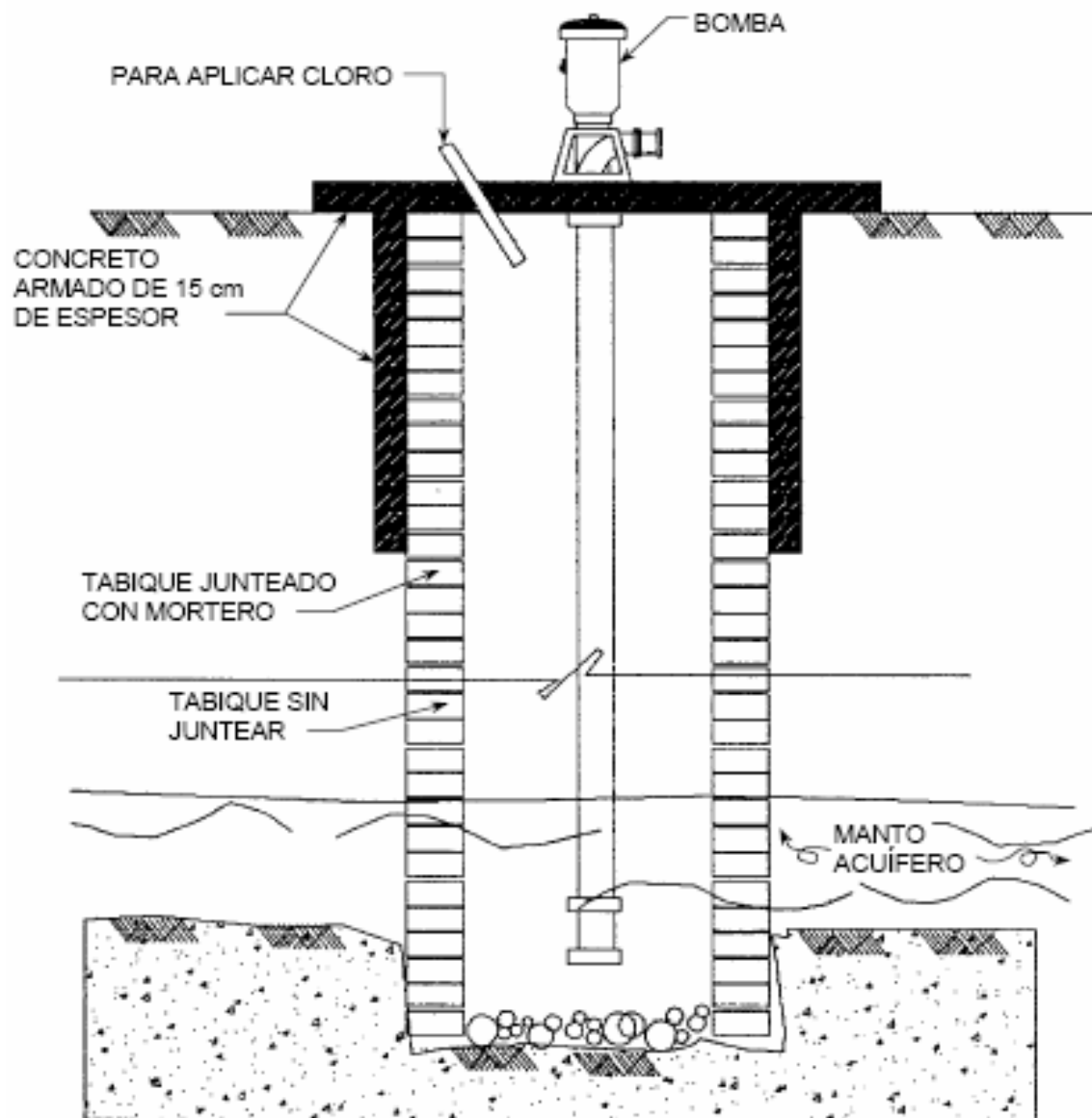


Figura 4.2 Pozo con ademe de mampostería de tabique

Las obras de captación a través de pozos someros consisten en una batería de pozos interconectados, como se muestra en la Figura 4.3, siendo las condiciones ideales tener un acuífero extenso, conectado con el cuerpo superficial de agua y requerir un gasto de extracción pequeño.

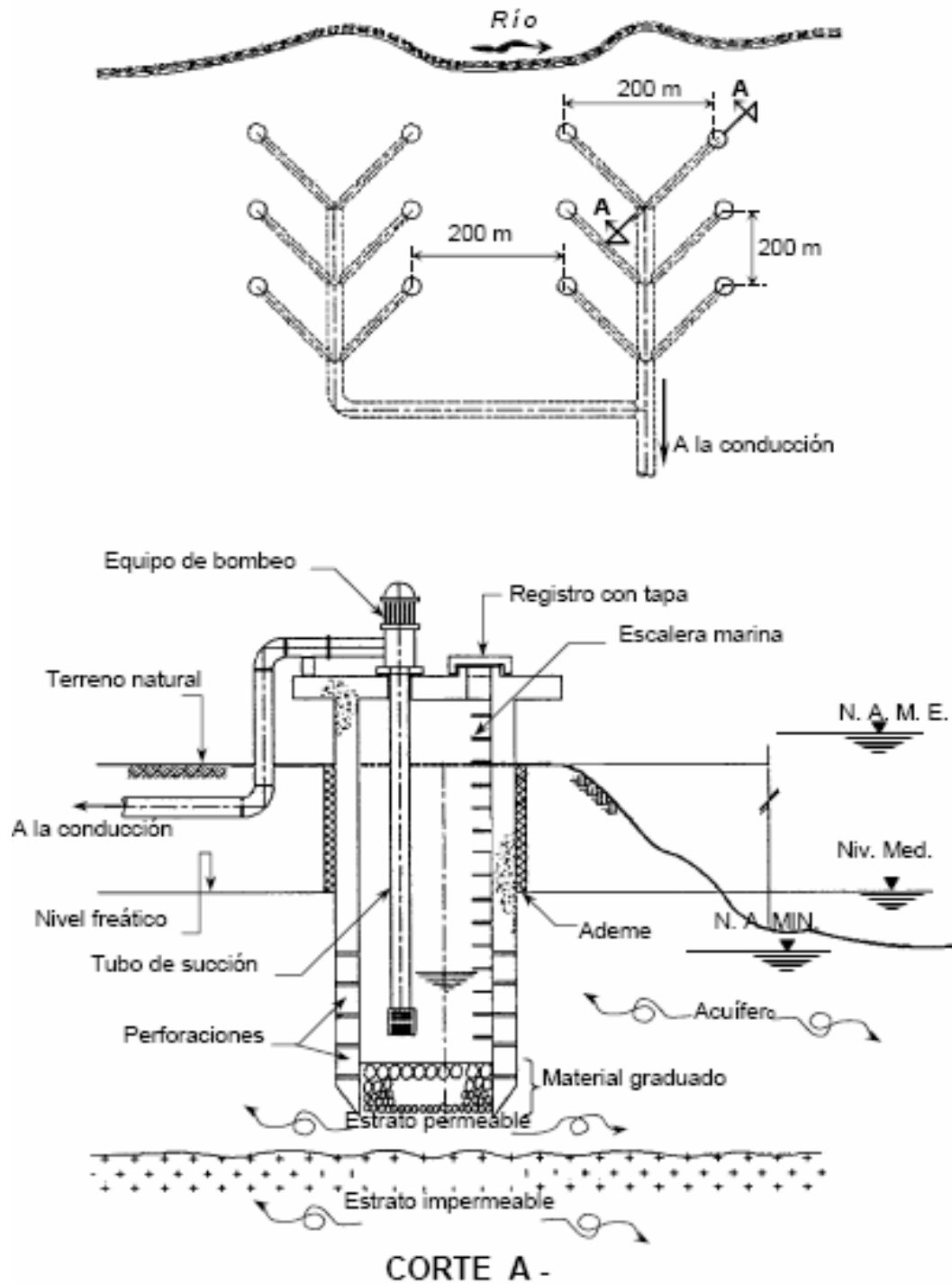


Figura 4.3 Pozos someros

La aplicación de pozos someros a un acuífero se ve limitado por el número de unidades a considerar, llegando al límite que, de requerirse un número excesivo de pozos, sea preferible la solución de una Galería Filtrante.

Diseño geométrico

Los pozos someros son excavados en el manto permeable, al cual se le coloca un ademe perforado. En la parte superior del pozo se instala el equipo de bombeo que extrae el agua y en el fondo se coloca una capa de material graduado de grueso a fino, como se muestra en la Figura 3.67

Una variante en cuanto a pozos someros, se cuentan con los puyones (well points), que reciben el nombre por el procedimiento de construcción (Figura 3.74). Se han utilizado pocas veces para el abastecimiento de agua, únicamente en localidades rurales, y consiste en introducir en el terreno, en pozo perforado o hincado, una punta coladora de pozo, denominada "puyón", hasta la formación acuífera.

Para detalles de sus características se recomienda consultar los "Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado de la CNA."

Proyecto Estructural

El diseño estructural de los pozos someros es semejante al de los pozos Ranney, a excepción de la losa o tapón inferior, el cual no existe en los pozos someros. En el 3.5.3. se describe detalladamente el procedimiento de diseño y construcción para estructuras de este tipo.

4.2.2 Captación por Galerías Filtrantes

La galería filtrante es una estructura que se construye bajo el lecho de un río, mediante el cual se capta el agua del subalveo por filtración y se extrae por gravedad o bombeo.

Para obtener el gasto deseado es necesario definir la longitud de la galería, el diámetro de la conducción con su longitud, el número y dimensiones de los orificios y la profundidad de desplante, los cuales dependen de los resultados de los estudios de permeabilidad del suelo.

Localización

Las galerías filtrantes deben orientarse de acuerdo a la dirección predominante del flujo subterráneo natural dentro del manto permeable. Se tienen dos tipos de orientaciones extremas, la primera paralela al escurrimiento superficial y la segunda en dirección perpendicular.

En el caso de que la corriente en el río alimente a un estrato de alta permeabilidad, el eje de la galería se construirá paralela al eje del río Figura 4.4. De igual manera, se construirá la galería paralela al eje del río si el manto permeable es de gran extensión y alimenta a la corriente, esto es, se presenta el flujo del acuífero hacia la corriente superficial, figura 4.4

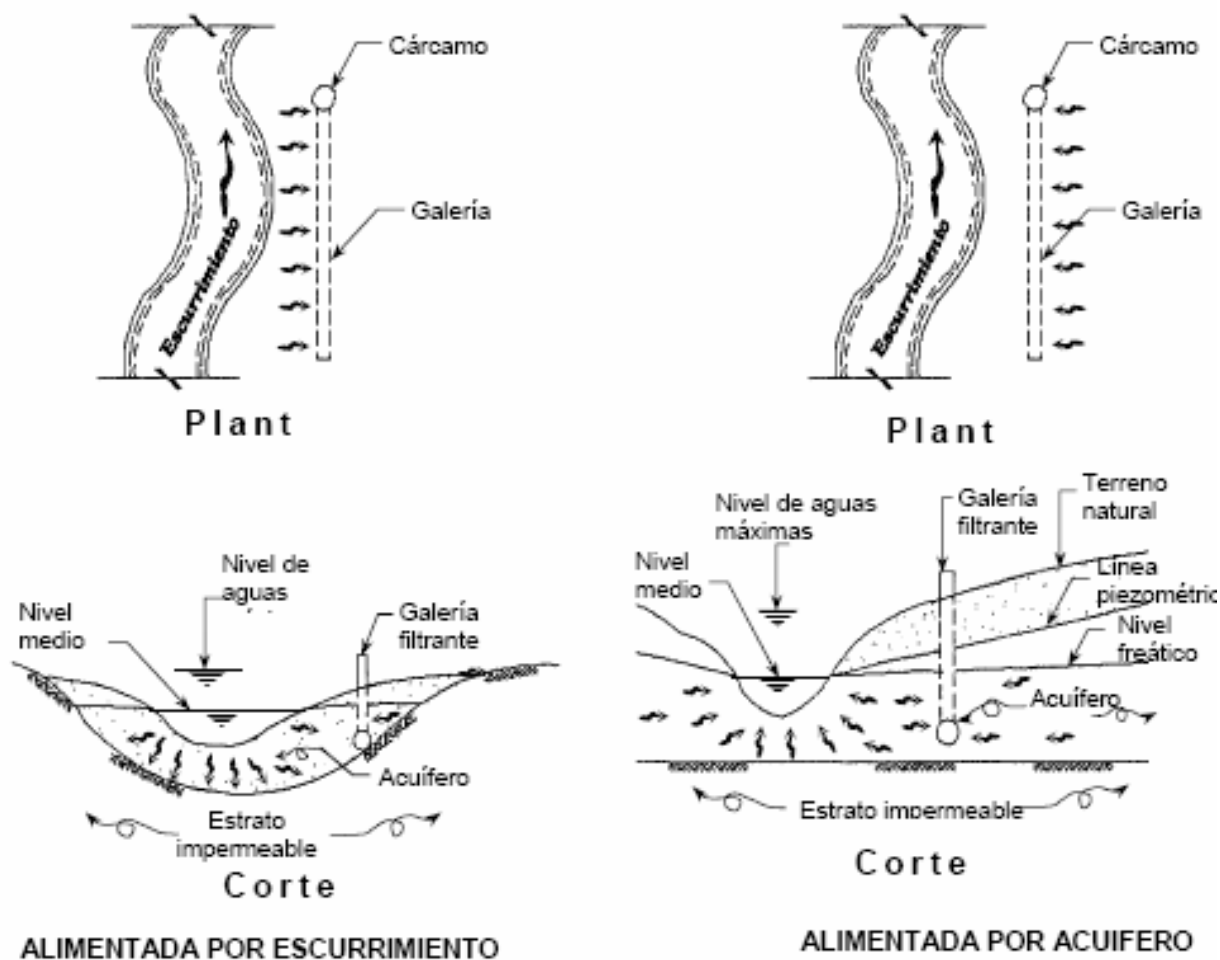


Figura 4.4 Galerías filtrantes

Cuando se presenta un escurrimiento rápido en estratos de baja permeabilidad, la galería se instalará perpendicular al eje del escurrimiento. En la Figura 4.5 se ilustra esta posición.

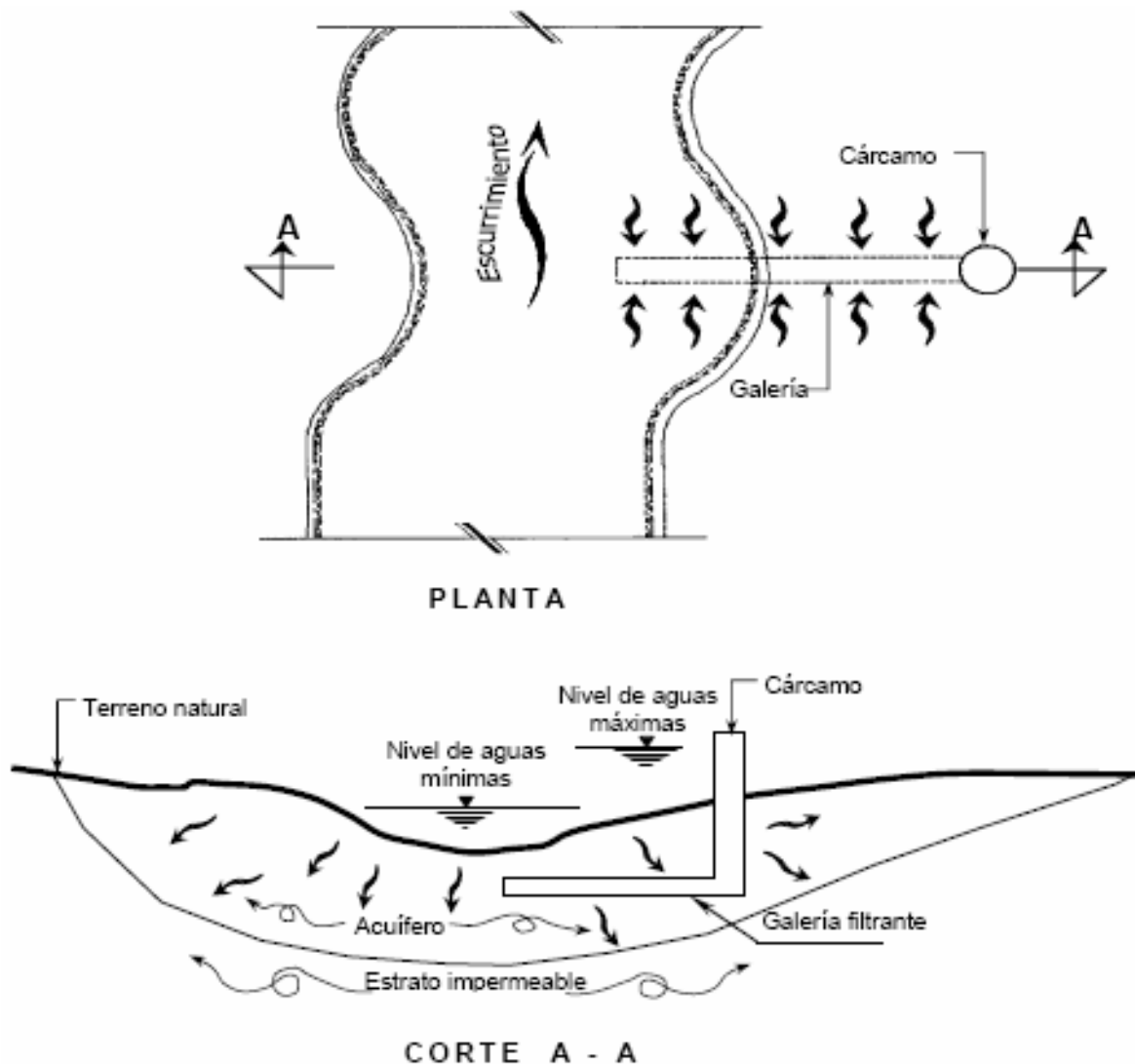


Figura 4.5 Galería filtrante, transversal al escurrimiento

Otros usos que se pueden obtener de una galería filtrante es el mejoramiento de un manantial cuando su gasto ha disminuido debido al abatimiento de los niveles freáticos o piezométricos, existiendo la posibilidad de captar estratos con una mayor carga hidráulica.

Cuando la descarga de un manantial es por fisuras, se puede interceptar con la galería un mayor número de ellas, para concentrarlas con una sola estructura.

Cuando el espesor saturado de un acuífero es pequeño, el gasto y rendimiento de pozos puede ser bajo, resultando mas conveniente el uso de una galería filtrante, pues se aprovecha la capacidad transmisora en sentido horizontal.

Diseño Hidráulico

Estas obras, en lo general, deben proyectarse de acuerdo con la posición y forma del acuífero, con el corte geológico, curvas de nivel de terreno y superficie del nivel freático, a fin de orientar la galería con la dirección de la mayor pendiente de la superficie formada por el nivel de sustracción. Esta obra de captación está formada por una tubería perforada en su parte superior (figura 4.6), colocada sin juntear, que se instala en el fondo de una zanja de sección trapecial hecha a propósito, con la pendiente adecuada, en donde para evitar que a través de las perforaciones entre arena o tierra del relleno de la zanja y para lograr filtrar el agua al mismo tiempo, se coloca sobre el tubo como material de relleno, grava clasificada generalmente en tres capas o espesores que varían (de 40 a 70 cm) según la profundidad del la zanja.

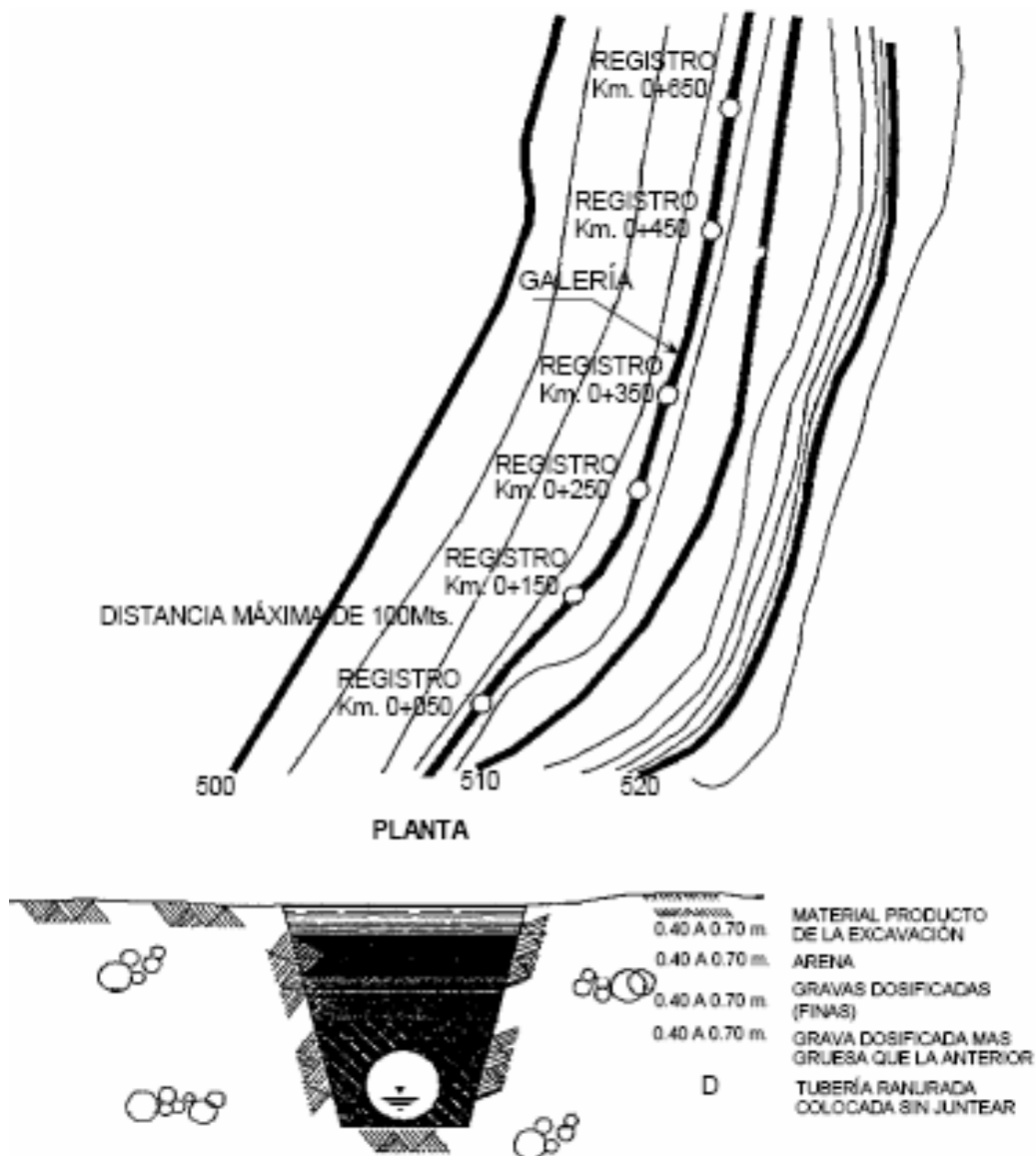


Figura 4.6 Galería filtrante

Esta zona filtrante estará constituida por material pétreo lavado con una granulometría adecuada a la del terreno natural del acuífero. La última capa estará formada por material producto de excavación. En ningún caso el diámetro del conducto será menor de 30 cm y la zanja, de preferencia, de sección trapecial. La profundidad máxima de estas obras no deben exceder de 6.00 m, salvo casos especiales.

El ancho del fondo se recomienda sea de 2 a 3 veces el diámetro de la tubería. La capacidad de una galería filtrante se puede calcular de forma empírica con la ecuación matemática siguiente (figura 4.7):

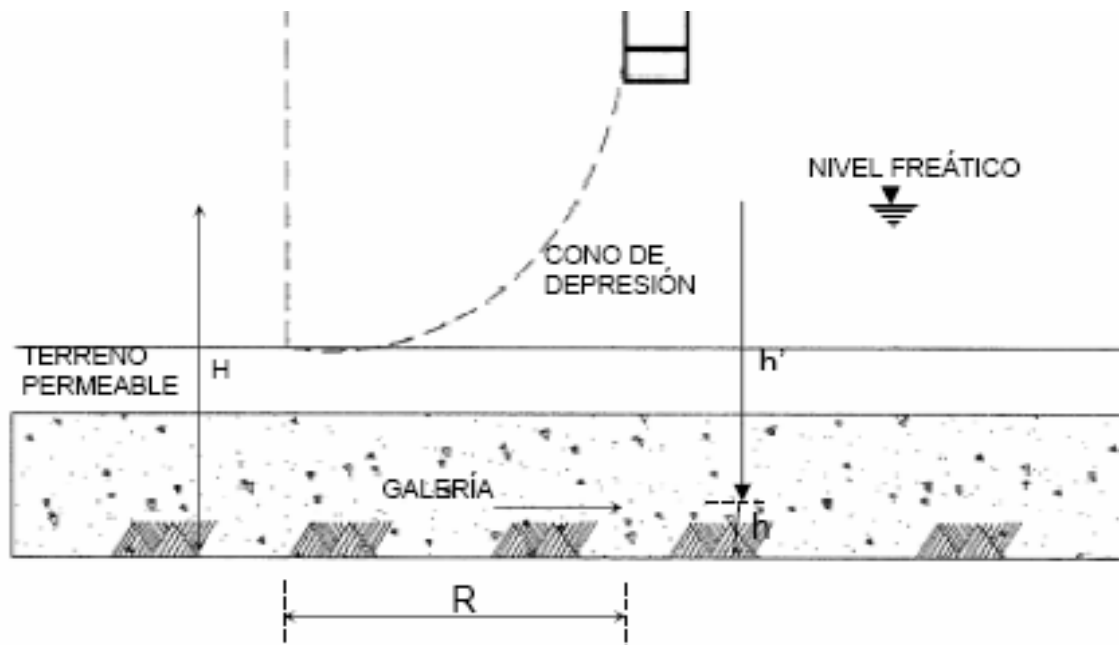


Figura 4.7 Cono de depresión en galería filtrante

$$Q = KL(2H - h')h' / 2R$$

donde:

Q es el gasto o caudal que circula, en m³/s.

K es el coeficiente de permeabilidad que depende de la granulometría y porosidad del material del acuífero, en m/s. Se puede calcular en laboratorio con un permeámetro.

R es el radio del círculo de influencia o cono de depresión de la galería, en m. (perforaciones de observación)

H es la carga estática o distancia vertical del nivel estático al estrato impermeable, en m

L es la longitud de la galería, en m

h' es el abatimiento observado (nivel estático - nivel dinámico establecido con la extracción)

Generalmente en lugar de un fondo horizontal se considera cierta pendiente S . En este caso puede calcularse previamente el gasto que escurre por el manto acuífero antes de la construcción de la galería:

$$Q = K S H L$$

Con los valores de Q y L queda definido el caudal unitario $q = Q/L$ con el cual es posible conocer caudales de diseño por tramos (cuando es muy larga la galería) de la tubería, considerando, de ser necesario, establecer diferentes diámetros (ya que se tendría un flujo espacialmente variado - ingresos a lo largo del escurrimiento); la longitud de cada tramo depende de factores locales morfológicos. En muchos casos, dada la longitud de la galería, una vez establecido el caudal de aprovechamiento único o por tramos, se calcula el diámetro de la conducción con un proceso similar al de cálculo de colectores de drenaje, estableciendo los ingresos a cada tramo de tubería mediante el producto de la longitud de tramos acumulada aguas arriba de la misma y el caudal q unitario.

Las galerías filtrantes se emplean también en la captación de manantiales cuando se presentan en las laderas o cuando afloran en una superficie y no en un punto definido. Se emplean, en general, en la captación de aguas subálveas, es decir, agua que se infiltra a poca profundidad.

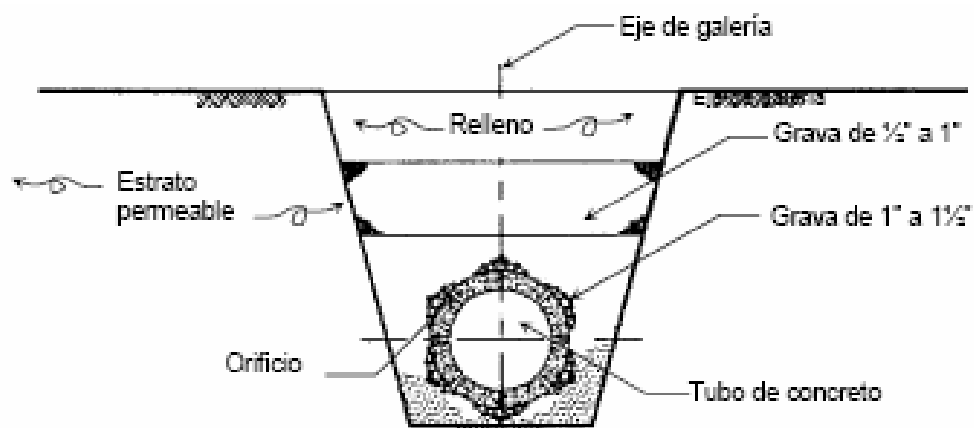
La posición de la galería en un río puede ser transversal a la corriente o paralela a ella dentro o fuera del cauce, de acuerdo con la distribución y la circulación del agua frática o subálvea, que se determinarán por observación de pozos de exploración emplazados en el área de estudio.

Las perforaciones de los conductos deben ser en forma de ranuras en vez de circular por presentar más dificultad a la obturación. Si las perforaciones se hacen circulares, su dimensión y espaciamiento será el indicado en el caso de los pozos a cielo abierto o excavados.

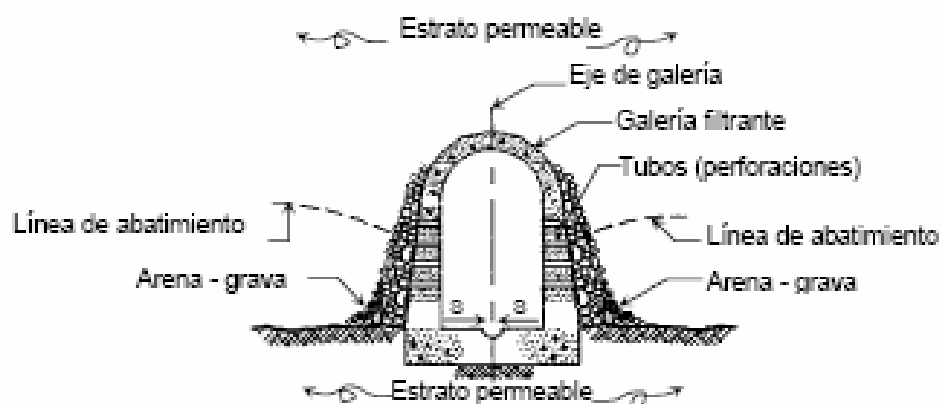
La longitud del trazo de la galería depende de análisis geológicos, geofísicos y geohidrológicos del acuífero en los cuales se definen de manera aproximada los límites de las formaciones, es decir, del conocimiento del medio acuífero dependerán las dimensiones del aprovechamiento.

Geometría

En la figura 4.8 se muestran los detalles de una galería filtrante con dos opciones, tubo precolado, ranurado, y galería colada en el sitio. Es conveniente que en los extremos de las galerías, y en longitudes aproximadas de 50 metros, se construyan pozos de visita.



IV. Solución I



V. Solución II

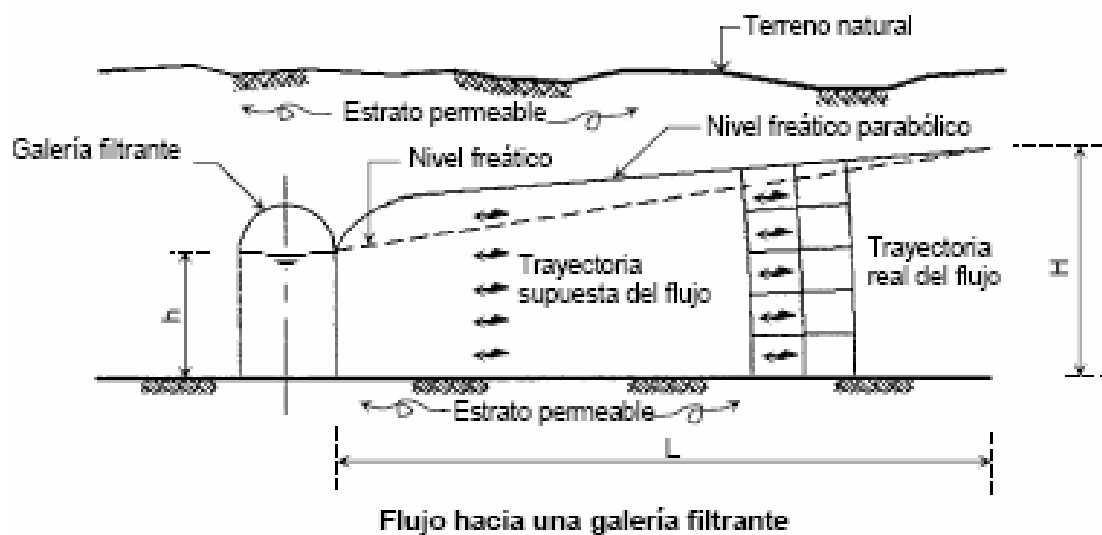


Figura 4.8 Galería filtrante (detalles)

El costo de una galería filtrante se incrementa rápidamente al aumentar las dimensiones de los conductos para obtener un mayor gasto, ya que se incrementan tanto la excavación en el material permeable, el cual se requiere utilizar tablaestacado para evitar derrumbes, el bombeo de achique, así como, las capas de material graduado que se colocan alrededor de los conductos para restituir el terreno natural.

La vida útil de la galería es limitada, ya que se disminuye rápidamente la permeabilidad del acuífero en la proximidad de la galería, siendo la limpieza sumamente difícil y en algunos casos prácticamente imposible.

En galerías con diámetros pequeños es posible efectuar una limpieza parcial, inyectando agua a contra flujo en intervalos cortos de tiempo. En los diámetros grandes o longitudes grandes no es posible esto. Sin embargo, es posible introducir, hincado dentro del acuífero, colectores horizontales, ya sea desde la propia galería, de los pozos de visita o desde el propio cárcamo de bombeo, con el fin de atravesar la zona en que se ha disminuido la permeabilidad.

Proyecto estructural

La estructura de captación de las galerías filtrantes, como se mencionó en el inciso anterior, son tubos prefabricados o galerías coladas en sitio. Estas estructuras, cuando se encuentren en operación tienen las mismas cargas hidráulicas tanto en el interior como en el exterior, por lo que su diseño se reduce en considerar las acciones producidas por su peso propio; durante la construcción, además de su peso propio a la carga del relleno del terreno y filtros, por lo que se deberá diseñar para esta condición.

4.2.3 Pozos Radiales o Ranney

Los pozos Ranney son captaciones horizontales, como las galerías filtrantes. Se diferencia de las galerías filtrantes por la localización de los colectores radiales ranurados, ver figura 4.9

El proceso constructivo contempla como primer etapa la construcción del cárcamo, que consiste en un cilindro vertical que puede ser construido mediante el procedimiento tipo pozo indio, el que se va construyendo e hincando por peso propio y efectuando la excavación dentro del cilindro. Una vez concluido y colada la losa de fondo los colectores se hincan horizontalmente mediante gatos, los que llevan los siguientes accesorios:

- Un tramo de tubo terminado en punta para facilitar su penetración en el terreno.
- Anillos que sirven de guía al tubo y un cople o manguito impermeable.
- La extremidad de cada tubo que entra al pozo central está provista de una compuerta plana accionada desde la casa de maquinas que se ubica sobre dicho pozo.

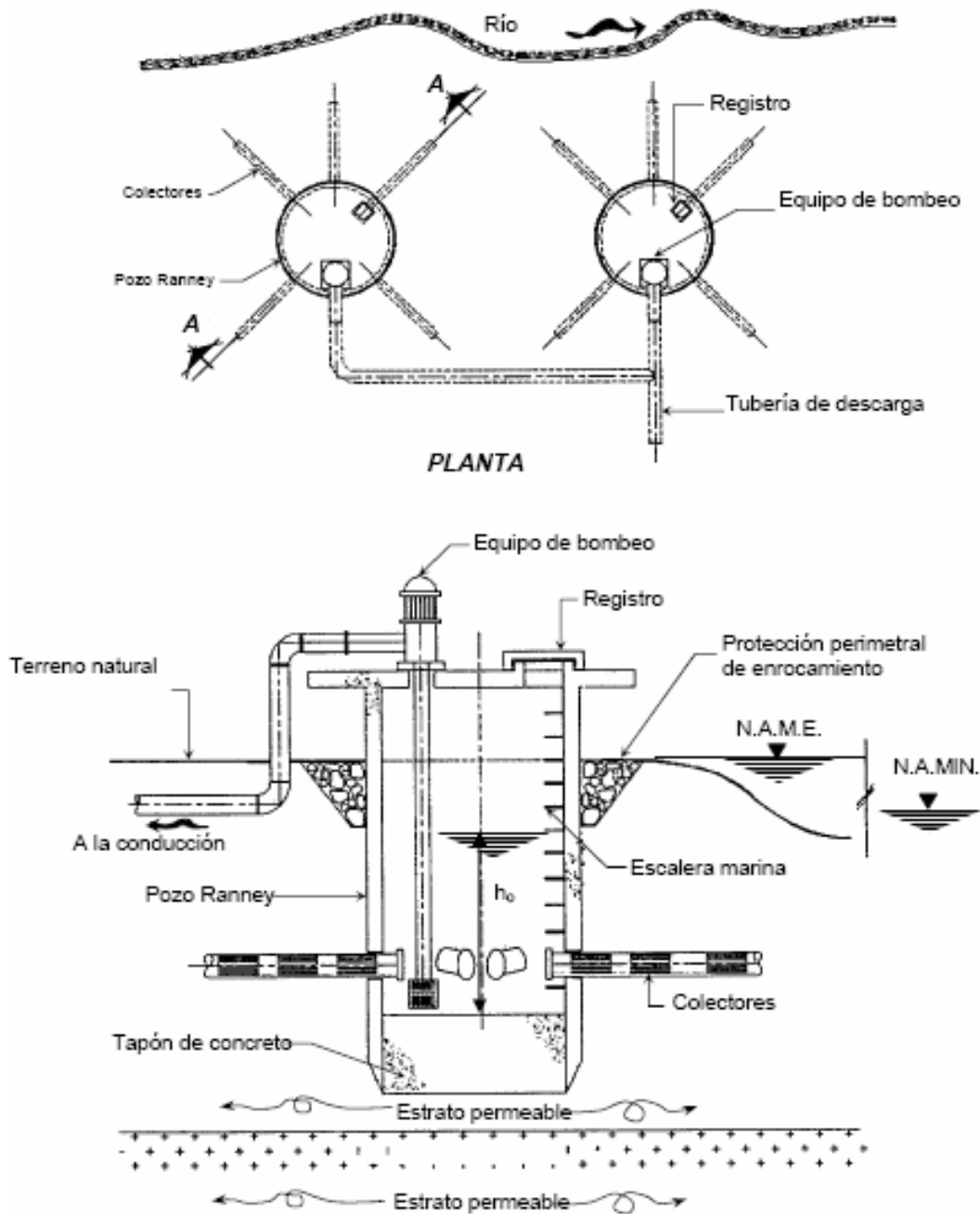


Figura 4.9 Pozo radial o Ranney

Estos pozos están basados en los principios siguientes:

- Filtración de una gran superficie de capa acuífera.
- Extracción artificial de la arena de la misma capa acuífera.
- Control del gasto o caudal del pozo cerrando las compuertas que se requieran.

d) Impermeabilidad de las paredes del pozo, pues actúan como cárcamo recolector de las aguas .

Diseño Hidráulico

La capacidad de captación en régimen permanente o de servicio normal, es dada por la siguiente expresión:

$$Q = 2\pi r h_0 (K / 15)^{1/2}$$

donde:

Q es el gasto en m³ /s.

r es el radio del pozo, en m.

h₀ es la altura del agua sobre la solera en régimen permanente (cota del agua - cota de la solera)

K es el coeficiente de permeabilidad, en m/s.

De la anterior expresión, se puede ver que el caudal depende del radio r y de la altura h₀ y como no se puede hacer mucho para aumentarla esta última diferencia, debe actuarse sobre el radio, que puede ser grande.

Al ser la velocidad de infiltración en estos pozos (0.1mm/s) hasta 30 veces inferior a la de los ordinarios (3 mm/s) el arrastre de arenas y elementos finos es menor y se reduce el peligro de azolvamiento de los tubos. Para regular esta velocidad de infiltración se maniobran las compuertas.

Al ser menor la velocidad de extracción y mayor la velocidad de captación de aguas, el descenso de la capa acuífera es menor que la de los pozos ordinarios.

El rendimiento hidráulico de la capa acuífera en estos pozos supera entre un 45% a 60% la producción de un pozo ordinario de diámetro similar, pudiendo llegar, en capas freáticas, a caudales de 200 a 400 l/s.

Si los pozos están próximos a un río, pueden dar de 750 a 1,150 l/s.

La filtración que produce la captación no es totalmente segura, pues aunque pequeño, suele haber arrastre de arenas, y la gravilla que queda en el lecho no asegura la acción bacteriológica de una adecuada filtración, por lo que, si a veces puede evitarse la turbiedad, no así la desinfección.

La velocidad de construcción de un pozo puede ser de 5 a 7 m por semana para el pozo o cárcamo y de 8 a 10 m diarios para la penetración de los tubos horizontales.

Muchas ciudades y plantas industriales favorablemente localizadas para ello, emplean los pozos Ranney en sus captaciones. El propio movimiento de las aguas de las corrientes superficiales (caso particular), cuando estos pozos son utilizados, tienden a impedir que el fango obture el área de captación en el lecho del río.

La producción de un pozo Ranney dependerá de la permeabilidad del acuífero y de la temperatura del agua.

Localización

La mejor utilización del pozo Ranney se logra en acuíferos delgados ya que se cuenta con una gran superficie de captación, a través de los colectores radiales. Son adecuados para explotar acuíferos de gran permeabilidad, que son profundos para utilizar una galería filtrante y de poco espesor para pozos verticales.

Al estar los colectores radiales distribuidos en el acuífero, se evitan fuertes abatimientos locales como el que provocaría un bombeo puntual, disminuyendo el arrastre de material o de mantos de aguas de calidad no deseable como podrían ser de agua salada o salobre que se presentan en la franja costera.

Proyecto estructural

Los pozos Ranney generalmente son estructuras cilíndricas de concreto reforzado y se construyen ya sea de una sola sección a cielo abierto en donde se efectúa la excavación para la construcción, realizando posteriormente el relleno alrededor del pozo o por medio del procedimiento denominado “pozo indio”, en el cual se van colando las secciones conforme se avanza en la construcción y el hincado del cilindro.

Al diseñar un pozo Ranney, se deben considerar las siguientes acciones:

Acciones permanentes. Estas acciones son las debidas al peso propio, incluyendo de la plataforma de operación y aleros, el empuje exterior del relleno, empuje hidrostático debido al nivel freático, incluyendo subpresión.

Acciones variables. Estas son debidas a la carga viva y a los equipos de bombeo que normalmente se encuentran sobre el pozo. Se recomienda consultar el libro *“Diseño estructural de recipientes”* del MAPAS, para las acciones que deben considerarse.

La losa de cubierta se diseña para la carga debida al peso propio y las cargas variables. Si se tiene el proyecto funcional con la posición y datos de los equipos de bombeo, como es el peso y carga dinámica, se diseñarán las losas y trabes para el apoyo de los equipos.

La losa o tapón inferior se debe diseñar para dos condiciones de operación, la primera es al término de la construcción y antes de empezar a operar, en la cual se tiene la supresión del agua y el pozo no se encuentra con agua en su interior; la segunda condición es durante la operación y la carga que actúa es la reacción neta del terreno sobre la losa de fondo.

Se debe de analizar la descarga al terreno cuando el pozo se encuentra con agua en su interior a su máxima capacidad, y el terreno donde se localiza es de baja capacidad, en cuyo caso se requiere colocar alerones en la parte inferior o superior, dependiendo si la construcción es a cielo abierto o por el procedimiento de “pozo indio”

El muro circular del pozo se debe analizar para la presión exterior del agua y del relleno considerando el pozo vacío. Este análisis se realizará como un recipiente cilíndrico de acuerdo a las recomendaciones indicadas en el libro *“Diseño estructural de recipientes”* del MAPAS.

El segundo procedimiento de construcción es el más adecuado, ya que en el primero se requiere realizar una excavación en un suelo saturado, por lo que es necesario tener un bombeo de achique continuo durante la construcción.

La construcción mediante el procedimiento de pozo indio consiste en construir la dovela inferior de aproximadamente 1.0 a 1.5 m de altura del cilindro en el sitio, y excavar en el centro de la dovela; al realizar la excavación, la dovela, por su propio peso, empieza a descender; por lo que se debe controlar dicha excavación a fin de que no se produzca una excavación desigual que cause una inclinación definitiva en la estructura.

4.2.4 Sistema de Puyones (well point)

También se puede captar el agua freática por un sistema llamado de puyones, cuando el medio permeable es arenoso y superficial.

Este sistema consiste en hincar en el terreno una serie de tubos de pequeño diámetro 38.1mm a 76.2mm (1 1/2” a 3”) y de 4 o 5 m de longitud (figura 4.10). Estos tubos se perforan y se hincan a distancias que fluctúan entre 30 y 50 m uno de otro y se conectan todos a un tubo múltiple, que a su vez está conectado a la succión de una bomba. Los tubos perforados se protegen en toda su longitud con una malla, que sirve de colador con el fin de evitar la obturación de las perforaciones y de proteger la bomba de la acción abrasiva de la arena. Con este sistema se captan pequeñas cantidades de agua, cada puyón bajo las condiciones de diseño mencionadas, no capta más de 1 l/s.

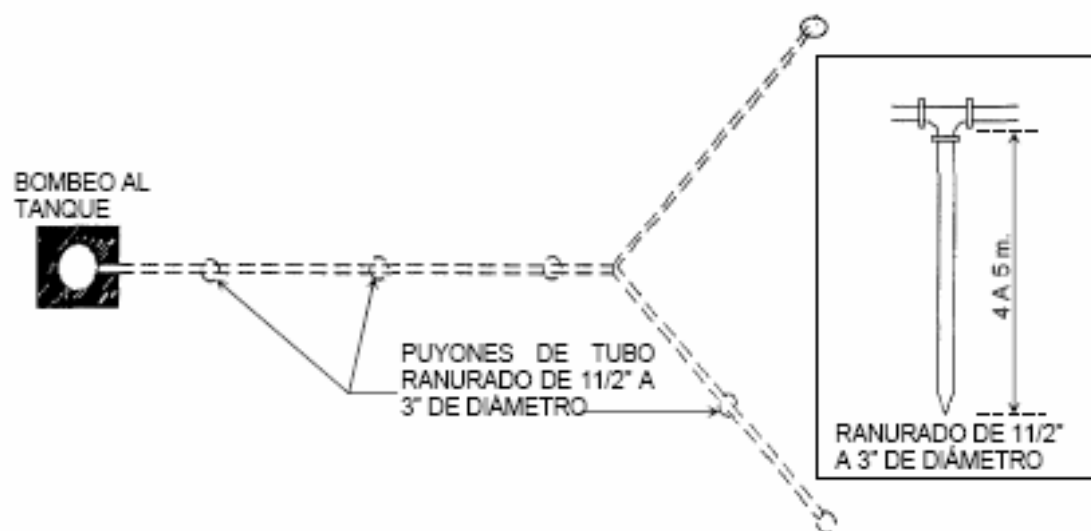
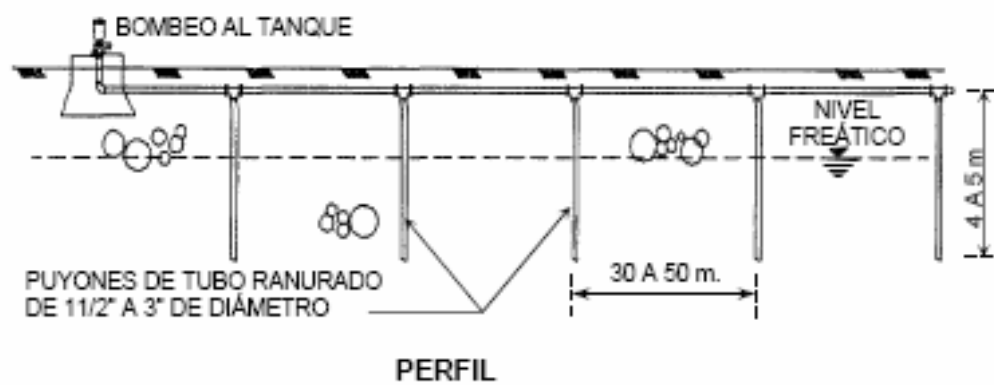


Figura 4.10 Sistema de Puyones (well point)

5. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

5.1 GENERALIDADES

Los cuerpos de agua subterránea o acuíferos se clasifican en función de sus condiciones de operación relativas a la presión a la cual está sometido el cuerpo de agua.

Un acuífero es una estructura hidráulica natural que almacena y permite el flujo de agua subterránea a través de ella. Existen en general dos tipos de acuíferos: libre y confinado. El acuífero libre se caracteriza por tener el almacenamiento bajo presión atmosférica, no así el confinado, en el cual el almacenamiento está a presión hidráulica; en este caso, la presión depende de diversos factores, entre otros, elevación de la zona de recarga, espesor del confinante, etc. (figura 2.2).

Un cuerpo de agua subterránea presenta diversas ventajas con relación a los cuerpos superficiales ya que por el lado de la calidad del agua, la filtración natural del agua hace menos costoso el tratamiento que deba darse a esta para tornarla potable; por otro lado, un acuífero puede tener una gran extensión por lo cual podrá planearse la captación lo más cercana posible a la zona de demanda, ahorrando por tanto en costos de infraestructura para la fase de conducción del sistema de suministro

Es posible que el agua subterránea atraviese estratos del subsuelo que la puedan contaminar, por lo cual en estos cuerpos de agua es muy importante el control de componentes del agua en el punto de la toma, estableciendo los parámetros permisibles en función de los usos que se vayan a dar al agua de la fuente.

La explotación de agua subterránea requiere de equipos bomba-motor y pozos que puedan ser perforados o excavados (a cielo abierto), con profundidades variables, por lo que se deben usar desde pequeñas motobombas para gastos bajos, hasta equipos de gran caballaje para grandes caudales. El caudal de explotación posible debe ser definido de los estudios previos del balance de componentes de entrada y salida al acuífero. En cualquier caso, el caudal de diseño de la captación en la fuente no deberá rebasar el caudal máximo si se va a abastecer directamente la demanda desde el pozo o campo de pozos. Si la producción máxima necesaria no puede ser entregada por la captación, es posible la utilización de tanques de regulación, con lo cual se reducen los requerimientos solicitados en la fuente.

La instalación típica de un pozo de bombeo queda definida por las siguientes estructuras:

- Columna de succión del pozo (pichancha, tazones, tubería de succión)
- Columna de descarga (tubería de descarga, válvula check de retención, válvula de compuerta, válvula de admisión y expulsión de aire, válvula de alivio contra golpe de ariete, etc.)

- Caseta de control eléctrico del equipo de bombeo (tablero de control para arranque y paro del equipo)
- Acometida eléctrica (poste, transformador, cableado)
- Depósito de descarga
- Medidor totalizador de volúmenes extraídos

Para mayor referencia, se recomienda consultar el *libro III – 2.1 Rehabilitación de pozos* y el *libro V – 3.3.1 Perforación de pozos* del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

5.2 CAPTACIÓN EN POZOS PROFUNDOS

5.2.1 Generalidades

El rendimiento uniforme y considerable de un pozo profundo, se debe a que es posible que el acuífero es extenso y sus orígenes se encuentren a grandes distancias del lugar de la captación, evitando rápidas fluctuaciones del nivel piezométrico, además de presentar una temperatura uniforme a lo largo del año. Tiene el inconveniente de un alto costo de operación y, debido a los grandes recorridos subterráneos del agua, es probable que contenga minerales disueltos.

Para mayor información de la ubicación y el equipamiento de los pozos someros y profundos consultar las secciones 3a. de Geotecnia y 4a. de Electromecánica del Libro V "Ingeniería Básica" del MAPAS "Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento"

El escurrimiento del agua a través de un medio poroso subterráneo es muy lento y puede variar de 6 m³/día en arena, cuarzo y grava con un gradiente muy inclinado, a 3 m³/año en areniscas de textura fina. La velocidad media de filtración, "V", es proporcional al gradiente hidráulico "S", relacionados según la ley de Darcy como:

$$V = KS$$

El coeficiente de permeabilidad o de proporcionalidad "K" tiene unidades correspondientes a una velocidad de filtración y suele expresarse en m/s.

Ampliación del Concepto de Acuífero

Un acuífero puede definirse como una fracción o unidad geológica que puede almacenar significativas cantidades de agua, actuando como depósito y reserva de agua subterránea.

Los acuíferos más apegados a esta definición son aquellos constituidos por rocas no consolidadas, tales como gravas y arenas, que por otra parte, representan el mayor número de las formaciones en explotación.

La mayoría de los acuíferos conforman grandes extensiones cuya alimentación puede ser natural por el aporte de aguas pluviales, corrientes superficiales, lagos y embalses o bien artificial por la contribución proveniente de agua de exceso de irrigación, pérdidas en canales, etc.

Dentro del acuífero el agua escurre por gravedad desde las zonas de recarga hacia las de descarga, como son: ríos, el mar, embalses, o bien, descarga superficialmente formando los llamados manantiales. La mayor descarga artificial tiene lugar a consecuencia del aprovechamiento que realiza el hombre mediante la explotación de pozos. Generalmente el volumen de agua removida o recargada representa una pequeña fracción de la capacidad total del almacenamiento subterráneo.

Los acuíferos se clasifican en dos grandes grupos (ver figura 5.1):

- a) Acuíferos libres
- b) Acuíferos confinados

Un acuífero libre es aquel que está a la presión atmosférica y escurre libremente bajo la fuerza que sobre el flujo ejerce la gravedad. Su nivel líquido sirve como límite superior de la zona de saturación, que como su nombre lo indica, presenta todos los intersticios del terreno ocupado por agua, a diferencia de la zona superior llamada de aireación que inicia en la superficie del terreno en donde los espacios vacíos están ocupados parcialmente por agua y aire. Este acuífero libre se encuentra pues, entre la superficie del terreno y un estrato impermeable. En un pozo construido en un acuífero de esta naturaleza el nivel del agua dentro de éste, se encuentra a presión atmosférica, por tanto, el nivel estático del agua en el pozo coincide con el nivel del agua en el acuífero para ese punto.

Los acuíferos confinados son conocidos comúnmente como artesianos. No corren libremente y están contenidos entre dos estratos impermeables por lo que están sujetos a una presión mayor que la atmosférica. Si se construye un pozo en un acuífero de este tipo, el nivel de agua se elevará sobre el lecho confinado. En este caso se tendrá un pozo artesianos.

Si el pozo se construye en un terreno cuya superficie quede por debajo del nivel piezométrico, se origina un pozo llamado "artesianos surgente", dado que existe una presión hidráulica que impulsa el agua a salir o brotar en la superficie.

Un acuífero confinado se transforma en acuífero libre cuando la superficie piezométrica cae por debajo de la superficie del techo del confinante. También es común que exista un acuífero confinado por debajo de un acuífero libre (figura 5.1).

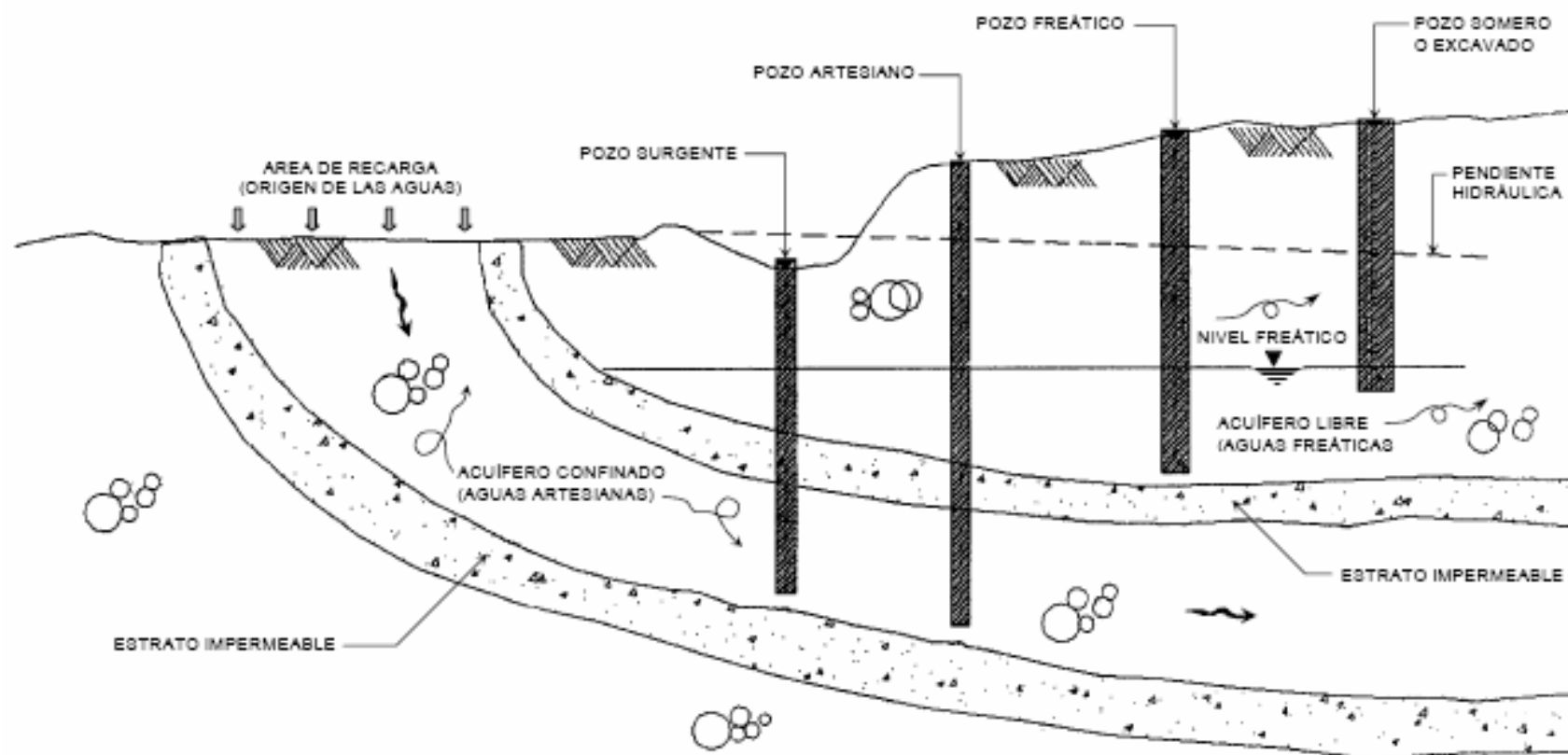


Figura 5.1 Tipos de Acuíferos

5.2.2 Hidráulica de los Pozos

Conceptos Generales

Cuando se establece la explotación de un acuífero a través del bombeo de un pozo, se producirá un descenso o abatimiento del nivel del agua o de la superficie piezométrica según se trate de acuíferos libres o confinados, respectivamente. El descenso o abatimiento producido en un punto cualquiera del acuífero es la distancia entre el nivel original de agua y el nivel que alcanza durante la extracción.

Si unimos todos los puntos correspondientes al abatimiento, se obtendrá una curva llamada curva de depresión (figura 5.2 y 5.3). Si consideramos el fenómeno en tres dimensiones resultará una superficie cónica, generada por la rotación de la curva de depresión alrededor del eje del pozo que se denomina *cono de depresión* (figura 5.4). El límite exterior del cono de depresión define la zona de influencia del pozo.

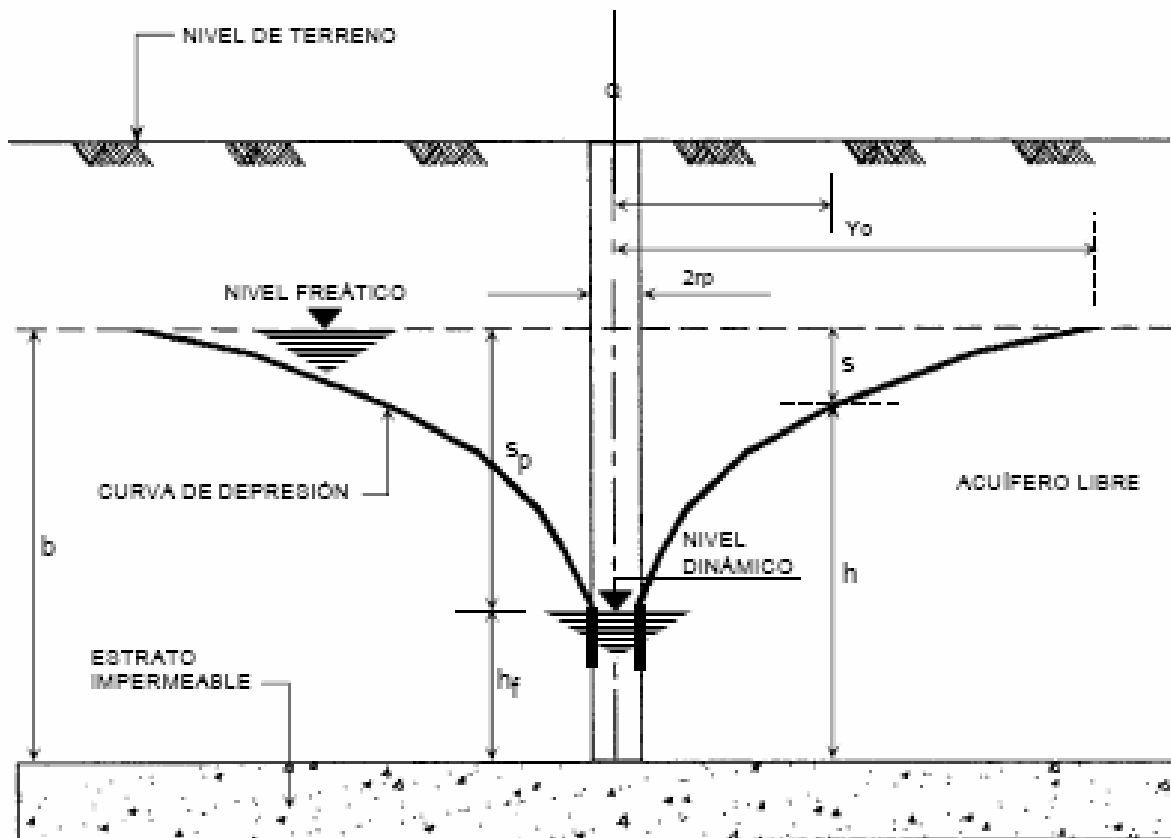


Figura 5.2 Curva de depresión

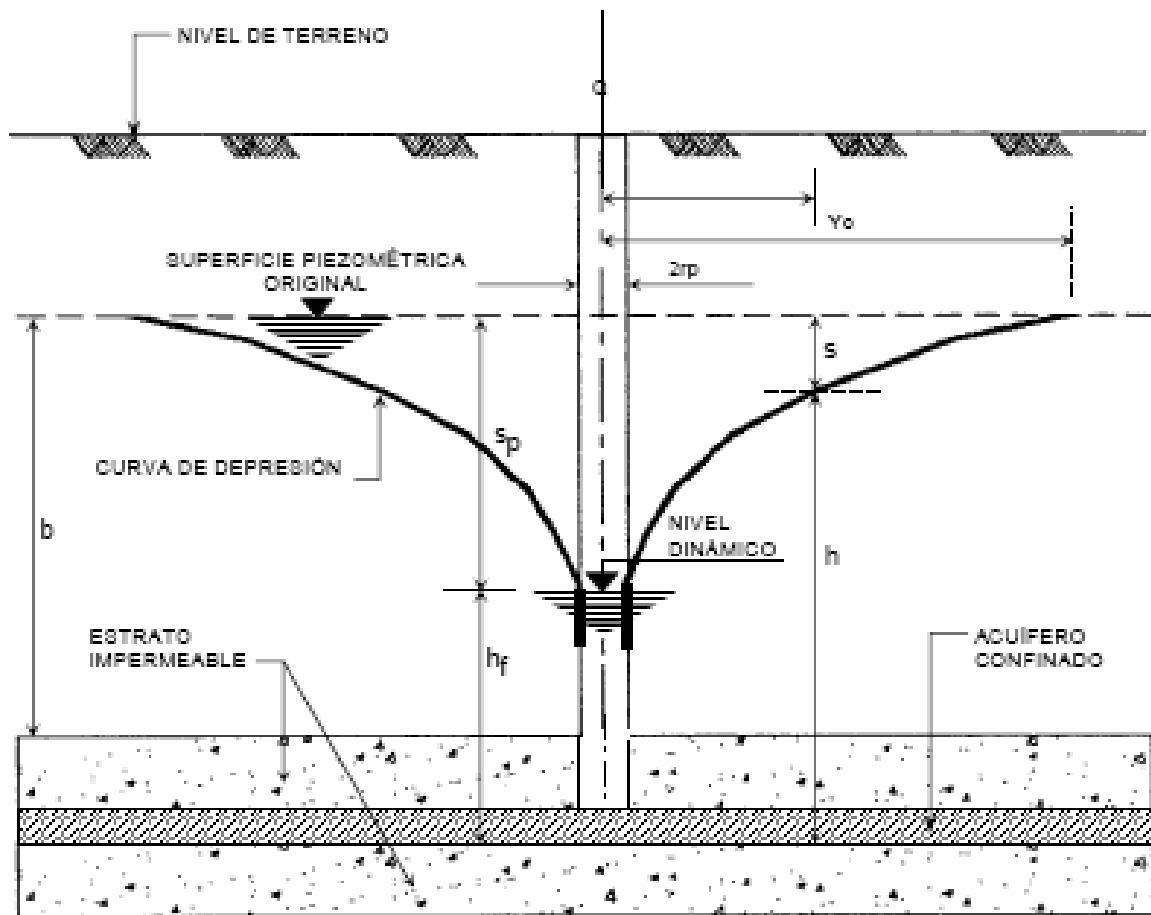


Figura 5.3 Curva de depresión

De esta forma el agua escurre a través de la formación del acuífero desde todas las direcciones hacia el pozo. A medida que el agua se mueve en la zona cada vez más cercanas al pozo, deberá atravesar secciones cilíndricas de área cada vez más pequeña. Como consecuencia de este hecho, la velocidad del agua debe incrementarse al aproximarse al pozo. En la figura 5.5 el área A_1 representa la superficie lateral de un cilindro de radio r_1 medido desde el centro del pozo. Si a una distancia $r_2 = 2 r_1$ tenemos la sección A_2 , es evidente que si por ambas secciones debe pasar el mismo caudal Q_1 la velocidad v_1 debe ser igual al doble de la v_2 es decir que $v_1 = 2 v_2$.

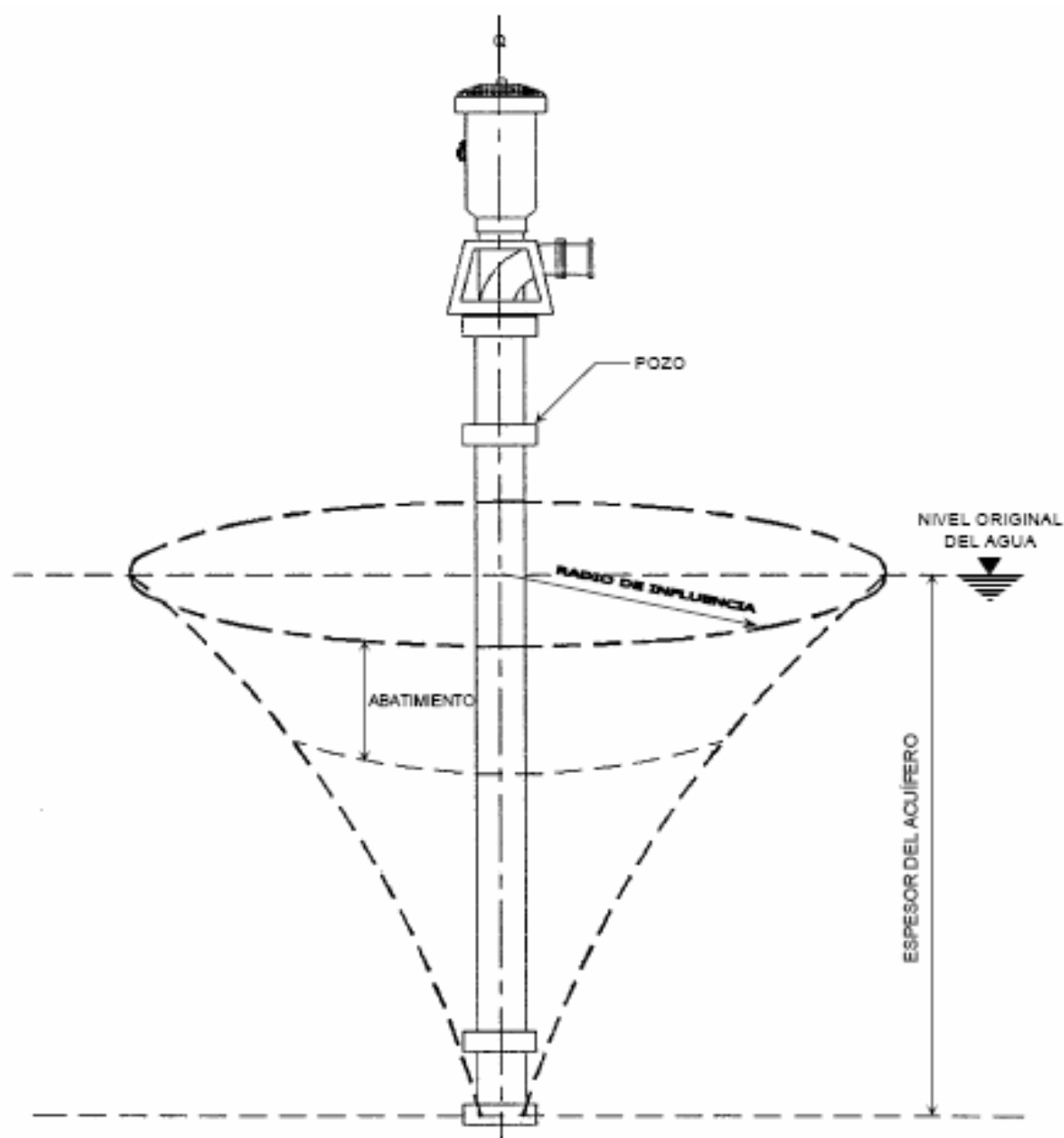


Figura 5.4 Cono de depresión

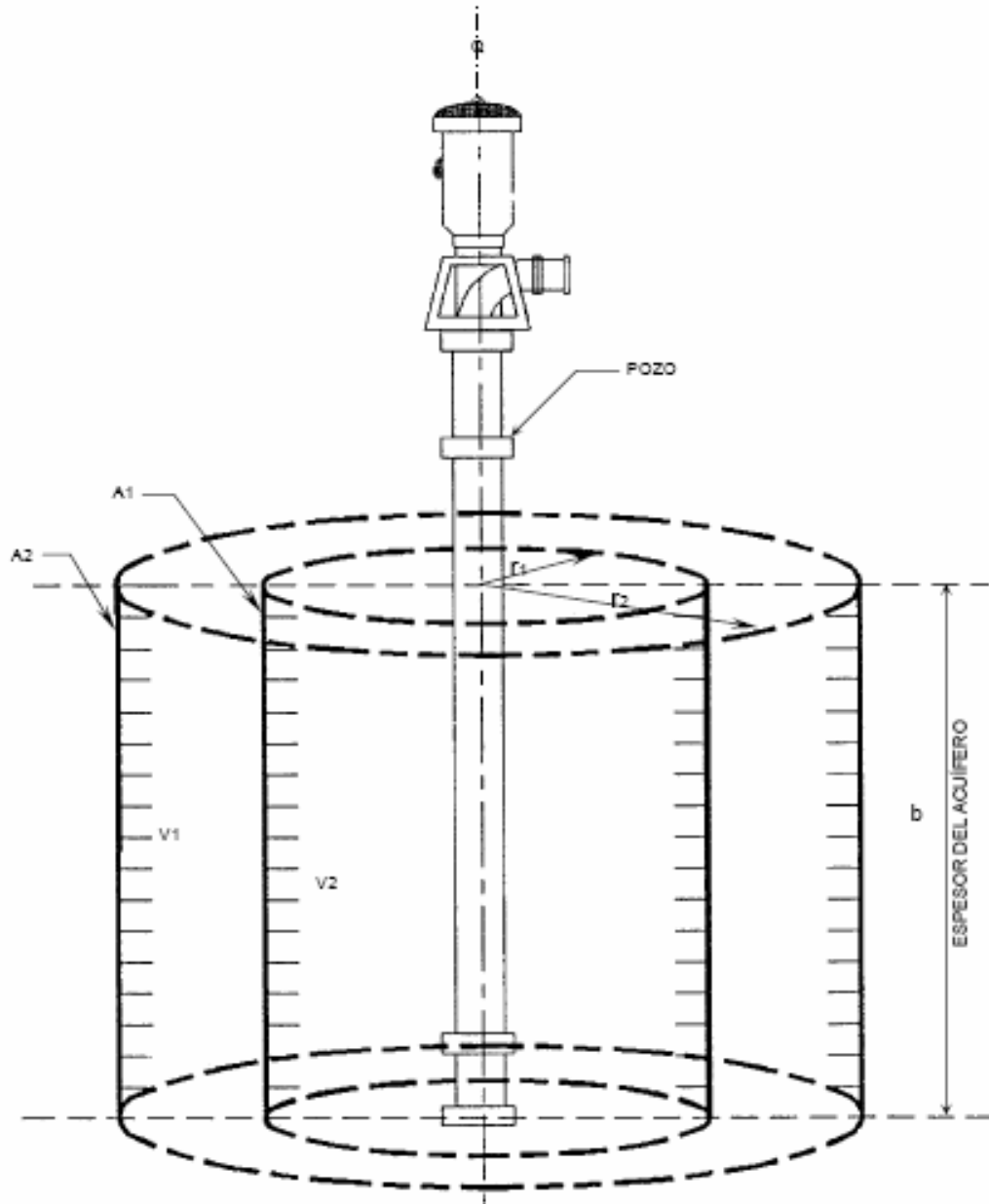


Figura 5.5 Radio de Influencia

De acuerdo con las experiencias realizadas por Darcy para el estudio del escurrimiento del agua en medios porosos, se tiene que el caudal es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud de la trayectoria del escurrimiento, por:

$$Q = AK \left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right)$$

donde:

Q es el gasto o caudal (m^3/seg)

h es la pérdida de carga (m)

L es la longitud de la trayectoria (m)

$\Delta h / \Delta L$ es el gradiente hidráulico (adimensional)

K es una constante de proporcionalidad, llamada permeabilidad ($\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$).
A es el área de la sección considerada (m^2)

La ley de Darcy tiene aplicación en los escurrimientos laminares, los que se verifican en la mayoría de los escurrimientos en medios porosos, objeto de este apartado. De acuerdo con esta ley el gradiente hidráulico varía directamente con la velocidad. Esto significa que a medida que el agua se acerca al pozo el gradiente hidráulico aumenta, lo cual es causa de que la superficie del agua tenga una pendiente descendente continua hacia el pozo, dando origen a la formación del cono de depresión.

En consecuencia el bombeo de un pozo construido en un acuífero libre se manifiesta por un descenso de nivel en el pozo, que origina un gradiente y el agua de las zonas próximas va escurriendo hacia el pozo. Luego la influencia del bombeo se extiende hacia áreas más alejadas formándose el cono de depresión.

El bombeo de un pozo construido en un acuífero confinado, presenta un fenómeno análogo al caso anterior, con la diferencia que el cono de depresión no es una superficie física real sino una imaginaria. La forma de los conos en ambos casos es similar.

En el análisis del comportamiento hidráulico de los pozos es recomendable tener en cuenta los siguientes términos:

El nivel estático, es el nivel que toma el agua en un pozo cuando éste no es bombeado o bien no es afectado por el bombeo de otros pozos. El nivel estático puede variar debido a fuertes precipitaciones, sequías, cambios de presión barométrica, etc.

El nivel dinámico, es el nivel que se establece en el pozo durante el bombeo

En un pozo, el abatimiento es la distancia que media entre el nivel estático del agua y el nivel de ésta durante el bombeo.

El radio de influencia es definido como la distancia que media desde el centro del pozo hasta el límite del cono de depresión. Es mayor para conos de depresión formados alrededor de pozos artesianos que para pozos freáticos. Es también mayor cuando mayor es la permeabilidad del acuífero.

La capacidad específica, es la relación entre el caudal extraído del pozo y su abatimiento. Sirve para medir la eficiencia de un pozo e indicar las características de transmisibilidad de la formación. En la mayoría de los pozos la capacidad decrece a medida que aumenta el tiempo de bombeo, de allí que es necesario tener en cuenta su medición después de iniciado dicho bombeo. La capacidad específica es generalmente expresada en metros cúbicos por hora por metro de abatimiento ($\text{m}^3 / \text{h} / \text{m}$). También se le llama rendimiento específico

La porosidad de un terreno se define como la relación de vacíos con respecto al volumen total de terreno que los contiene.

La porosidad depende de un gran número de factores, tales como la naturaleza físico-química del suelo, granulometría de sus componentes, grado de cementación o compactación, efectos de disolución, fisuración, etc.

La cantidad de agua contenida en un terreno será el producto del volumen del suelo saturado por su porosidad. Sin embargo, si se trata de drenar el terreno, se observa que el volumen que puede extraerse es inferior al del total de agua almacenada. El resto queda retenido en forma de películas adheridas por atracción molecular a las partículas del terreno.

Este remanente de agua no es aprovechable mediante una captación subterránea, de donde se desprende la importancia que tiene para su utilización determinar los volúmenes aprovechables.

La relación del volumen de agua de un terreno drenable por gravedad al volumen total de éste, se denomina porosidad eficaz y la cantidad de agua retenida por el material contra la fuerza de la gravedad dividida por el volumen total del terreno se denomina retención específica.

El coeficiente de permeabilidad, es una medida de la capacidad del terreno o medio hidrogeológico para permitir el paso del agua. Se le define (ver figura 3.80) como el gasto o caudal que se filtra a través de una sección unitaria de terreno bajo la carga producida por un gradiente hidráulico unitario, estando el agua a una temperatura fija determinada. Fijando unidades se puede decir que la permeabilidad es la cantidad de m^3 de agua /día que circula por $1 m^2$ de terreno a $10^\circ C$, bajo un gradiente hidráulico de 1 m (altura) por 1 m (longitud), es decir: $(m^3/día)/m^2$.

El coeficiente de transmisibilidad, se define como el gasto o caudal que se filtra a través de una faja vertical de terreno, de ancho unitario y altura igual a la del manto permeable saturado, bajo un gradiente hidráulico unitario, a una temperatura fija determinada. Tomando unidades se tendrá que la transmisibilidad será la cantidad de m^3 de agua/día que pasa a través de una sección de ancho igual a 1m y altura "b" (espesor del acuífero) a una temperatura de $10^\circ C$, bajo un gradiente hidráulico de 1 m por 1 m. Vale decir $m^3 /día m$ ($m^2 /día$). Por lo expresado se puede escribir que la transmisibilidad "T" es igual al producto de la permeabilidad "K" por el espesor "b" del acuífero.

$$T = K \bullet b$$

Para dos acuíferos que tengan igual permeabilidad, la transmisibilidad será mayor en aquel que tiene mayor espesor "b". En la figura 5.6 se puede apreciar la diferencia entre el concepto de permeabilidad y transmisibilidad. La primera se refiere al gasto que pasa a través del área cuadrículada, la segunda a través del área rayada.

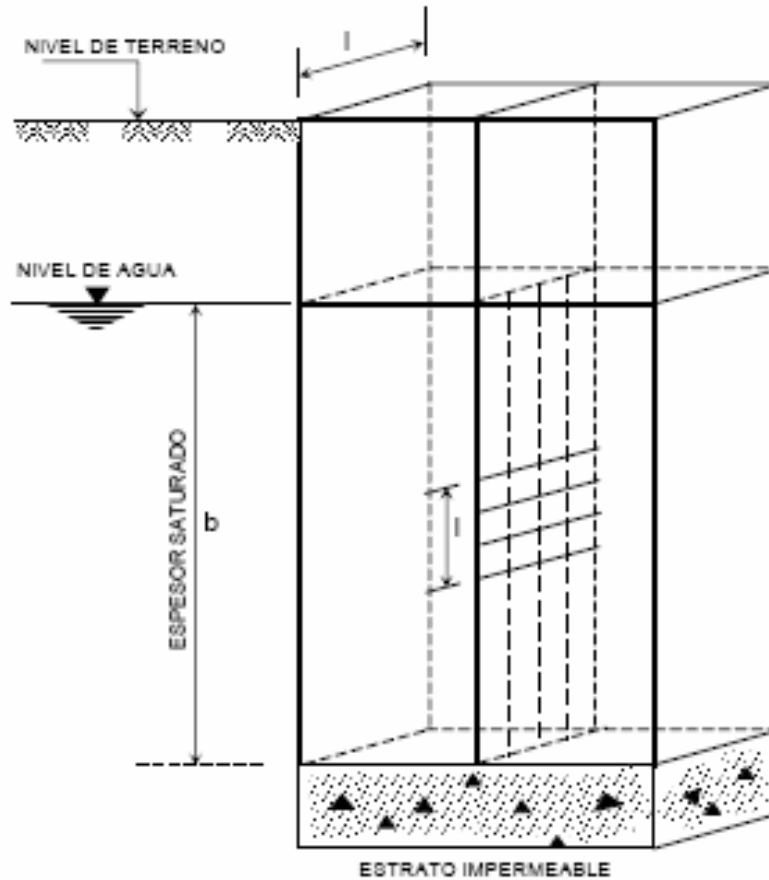


Figura 5.6 Coeficiente de permeabilidad

Los valores de transmisibilidad que se encuentran en los distintos terrenos pueden variar entre límites muy amplios, comprendidos entre $10 \text{ m}^3/\text{m}/\text{día}$ hasta valores superiores a $10,000 \text{ m}^3/\text{m}/\text{día}$.

Las formaciones con valores de transmisibilidad menores al límite inferior anteriormente expresado, no son productivas y su utilización quedaría restringida a la explotación de pozos de carácter doméstico. Las formaciones con transmisibilidades superiores a $100 \text{ m}^3/\text{m}/\text{día}$ son índices de acuíferos aptos para su aplicación en servicios de provisión de agua municipales, industriales o para fines de riego.

El coeficiente de almacenamiento, es el volumen de agua que el acuífero descarga o toma por un área de superficie unitaria por un cambio unitario de la carga normal de la superficie. Dicho en otra forma puede definirse como una medida de la cantidad de agua que la formación producirá (o tomará del almacenamiento) bajo la acción de un cambio dado de la altura piezométrica. En un acuífero libre, el coeficiente de almacenamiento es igual a la porosidad eficaz. En acuíferos artesianos este coeficiente es igual al agua obtenida del almacenamiento por la compresión de una columna vertical de la formación y de la consiguiente expansión del agua contenida en la misma. La altura de la columna es igual al espesor del acuífero y su base un área unitaria (ver figura 5.7). El coeficiente de almacenamiento es adimensional.

Los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento son dos elementos importantes para definir las características y el potencial hidráulico de una formación acuífera. El coeficiente de transmisibilidad indica la cantidad de agua almacenada que puede ser removida por bombeo o drenaje. Estos dos coeficientes pueden determinarse en cualquier formación por medio de ensayos de bombeo y su conocimiento permite realizar predicciones de gran significación.

Condiciones de Equilibrio

Si se perfora un pozo por medio del cual se extrae un gasto "Q" uniforme y continuo durante un tiempo suficiente, se aproxima a las condiciones de un movimiento permanente, es decir que las variaciones del gasto de extracción sean prácticamente despreciables con el tiempo y si el escurrimiento es radial y laminar y el pozo recibe agua de la totalidad del espesor del acuífero, que se supone homogéneo, de permeabilidad igual en cualquier dirección y de área infinita, se formará un cono de depresión que se irá extendiendo hasta llegar finalmente a una situación de equilibrio en la que dicho cono permanece invariable. Esto significa que el acuífero tiene una recarga suficiente para equilibrar el gasto extraído.

Esta recarga puede tener su origen en el hecho de que el cono de depresión haya tomado contacto con una zona de recarga alimentada directamente por infiltración de aguas superficiales o haber interceptado una corriente de agua subterránea cercana, la cual puede asimismo estar recargada suficientemente o tal vez puede alcanzar una extensión tal que tomara contacto con una zona muy permeable que reciba recarga por infiltración directa.

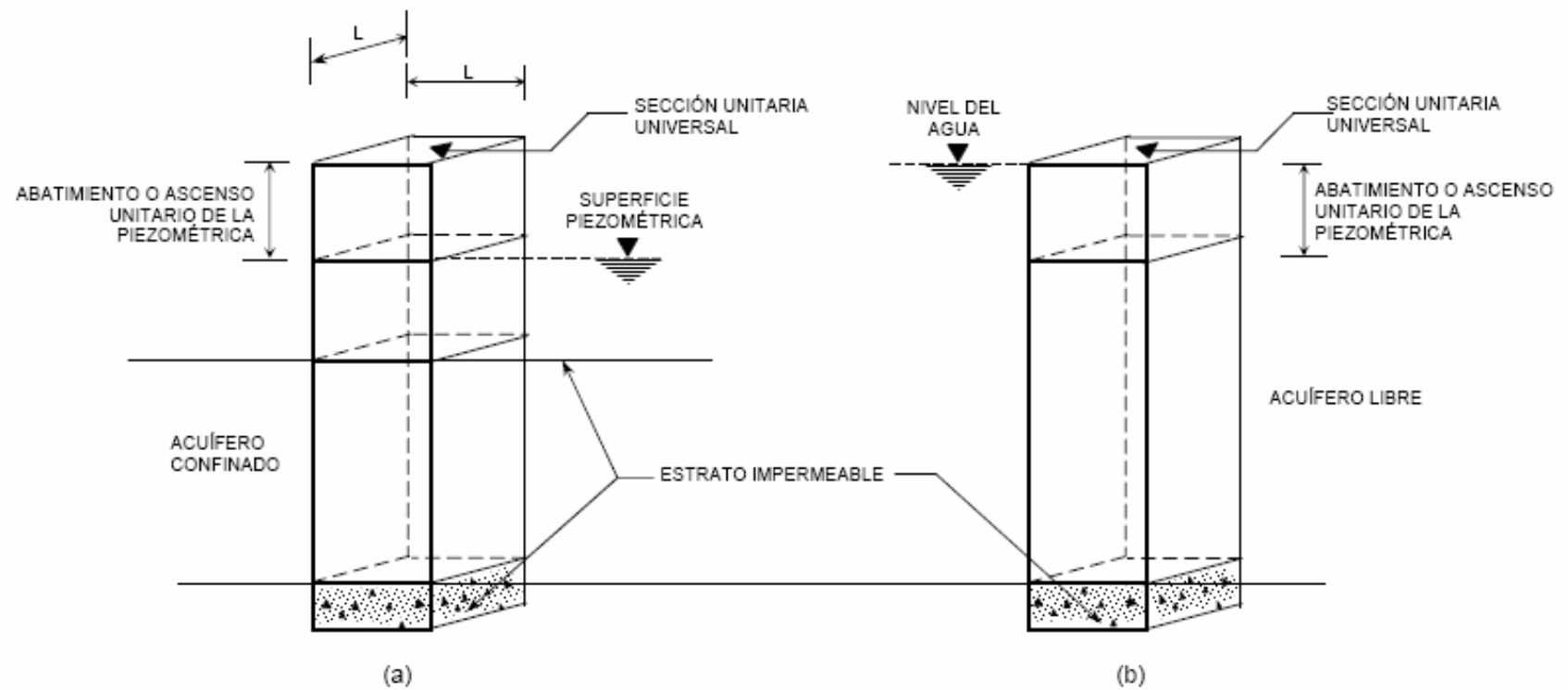


Figura 5.7 Coeficiente de almacenamiento

La determinación de la permeabilidad y del coeficiente de transmisibilidad puede realizarse por medio de ensayos de bombeo basándose en las condiciones de equilibrio, extrayendo un gasto constante y midiendo los abatimientos en pozos de observación.

A continuación se plantea el problema para acuíferos libres y confinados y la deducción de las fórmulas conocidas como de Thiem.

a) Acuífero Libre

Por aplicación de la ley de Darcy se tiene:

$$Q = AKI$$

De la que anteriormente se ha mencionado el significado de cada uno de sus términos.

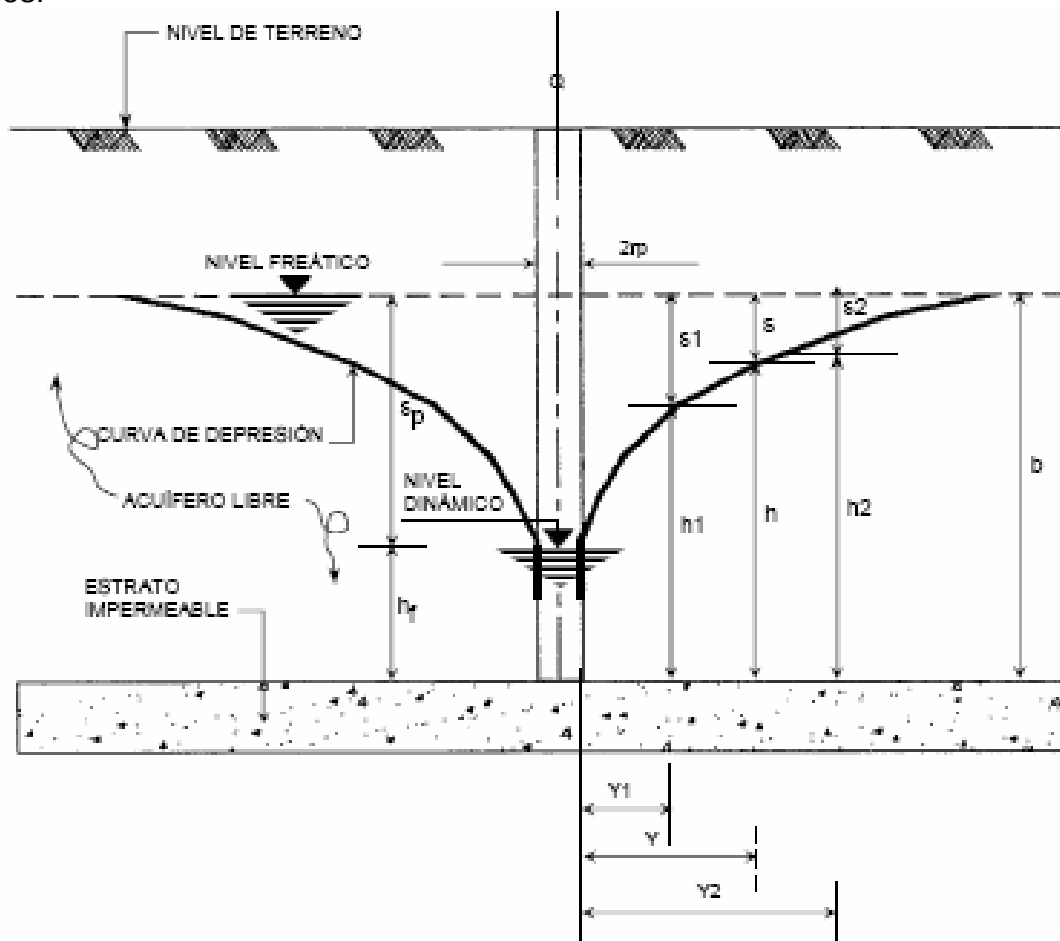


Figura 5.8 Acuífero libre

Si de la figura 3.82 se toma una sección cualquiera a una distancia r del pozo, el área lateral A del cilindro de radio r y altura h se define como:

$$A = 2\pi rh$$

$$l = \frac{dh}{dr}$$

Reemplazando valores en la fórmula de Darcy, se tiene:

$$Q = 2\pi rhK \left(\frac{dh}{dr} \right)$$

donde:

"K" es el coeficiente de permeabilidad cuyo valor se va a determinar.

Y la que se puede escribir como:

$$\frac{dr}{r} = \left(\frac{2\pi K}{Q} \right) h dh$$

Si se integra la ecuación anterior entre los límites que marcan dos secciones ubicadas a distancias r_1 y r_2 del pozo de bombeo y alturas de carga " h_1 " y " h_2 " respectivamente, ordenando se tiene:

$$Q = \pi K \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)} \quad (a)$$

En la práctica lo que se mide no son los valores de h sino los descensos del nivel del agua a partir de su posición inicial de reposo. Por lo tanto, observando la figura 5.8 se puede establecer que

$$h_1 + s_1 = h + s = b$$

Luego:

$$h_2 - h_1 = s_1 - s$$

Si los valores de " r_1 " y " r_2 " son suficientemente grandes, los descensos " s " se pueden suponer lo bastante pequeños frente al valor del espesor del acuífero " b ", por lo que se puede escribir que aproximadamente

$$h_1 = h = b$$

O bien que

$$h_1 + h = 2b$$

Luego:

$$h - h_1 = 2b(s_1 - s)$$

Entonces la ecuación (a) toma la forma

$$Q = 2\pi K b \frac{(s_1 - s)}{\ln\left(\frac{r}{r_1}\right)}$$

De donde :

$$s_1 - s = Q \ln \frac{\left(\frac{r}{r_1}\right)}{2\pi K b}$$

Y finalmente:

$$K = Q \ln \frac{\left(\frac{r}{r_1}\right)}{2\pi (s_1 - s) b}$$

b) Acuífero Confinado

El planteo es similar al caso anterior. De acuerdo con la Figura 5.9 se tiene que:

$$Q = A K S$$

$$A = 2\pi r b$$

$$S = \frac{dh}{dr}$$

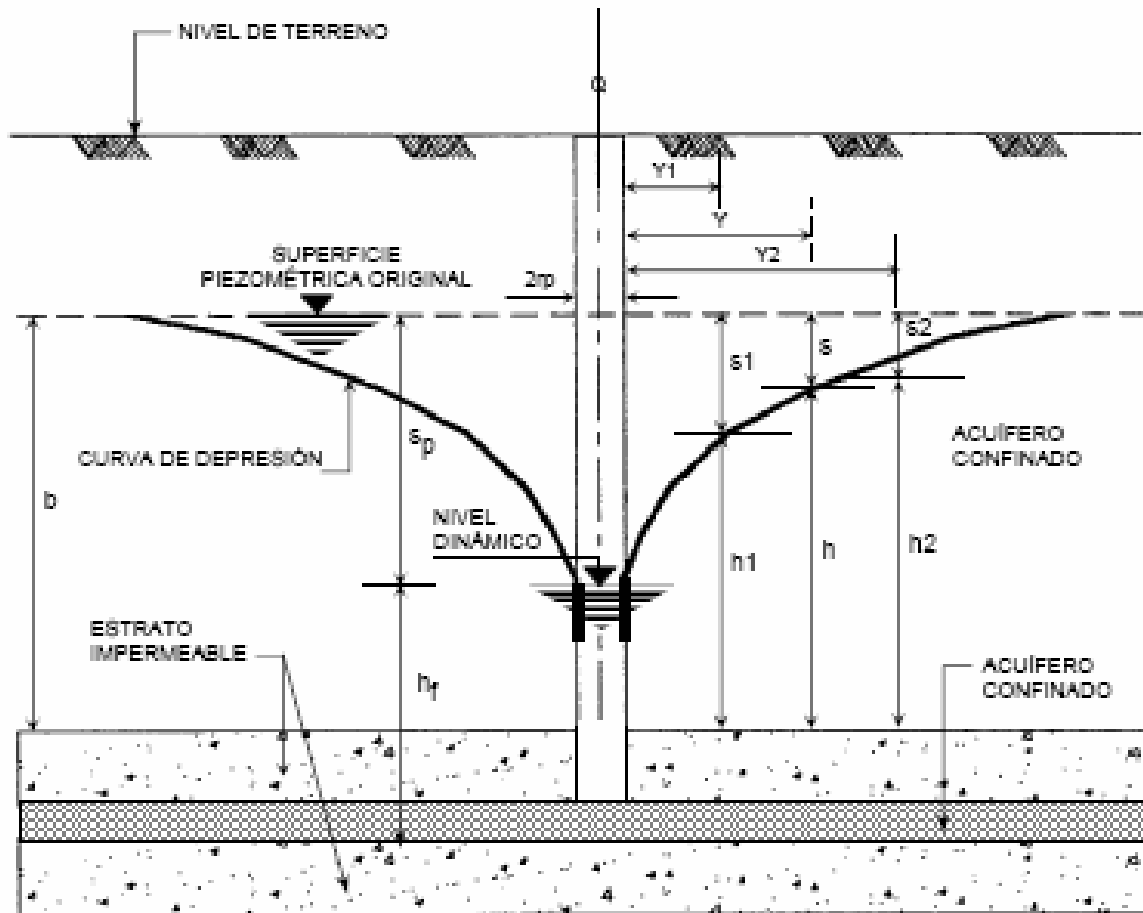


Figura 5.9 Acuífero confinado

donde:

K es el coeficiente de permeabilidad

Luego:

$$Q = 2\pi r b K \left(\frac{dh}{dr} \right)$$

Ordenando e integrando entre dos secciones a distancias " r_1 " " r_2 " y con cargas " h_1 " y " h_2 " respectivamente, se obtiene:

$$Q = 2\pi b K \frac{(h_2 - h_1)}{\ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}$$

Siendo que

$$h - h_1 = s_1 - s$$

Se obtiene:

$$Q = 2\pi b k \frac{(s_1 - s)}{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \quad (b)$$

o también

$$s_1 - s = Q \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2\pi b K}$$

y finalmente:

$$K = Q \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{2\pi b K (s_1 - s)}$$

Puede decirse que por medio de un ensayo de bombeo a un gasto constante y por medio de pozos de observación ubicados de aquél a distancia " r_1 " y " r_2 " en los que se miden los abatimientos $s_1 - s_2$ respectivamente en el momento de alcanzarse el equilibrio se obtendrá el coeficiente de permeabilidad "K" de la formación ensayada.

Si en las ecuaciones (a) y (b) se sustituye a " r_2 " por el radio de influencia "R" y a " r_1 " por el radio del pozo y $s_1 - s_2$ como el abatimiento que origina el gasto de explotación del pozo (lo que puede determinarse en el registro o gráfica de aforo del pozo), el gasto del pozo será:

$$Q = \frac{2\pi b K S}{\log_n\left(\frac{R}{r}\right)}$$

Esta fórmula puede aplicarse tanto a los pozos freáticos como a los artesianos. Esta expresión está limitada en su aplicación, debido a las muchas consideraciones que entran en su planteamiento. Con el objeto de que las líneas de corriente sean aproximadamente horizontales, el pozo debe penetrar completamente el espesor del acuífero y el abatimiento del pozo debe ser pequeño en comparación con dicho espesor. La penetración completa del pozo en el acuífero rara vez se encuentra en condiciones reales de campo; sin embargo, con la ecuación presentada se obtienen resultados razonablemente adecuados con una penetración parcial si $R > 1.5 b$; si ocurre lo contrario ($R < 1.5 b$), es necesario un análisis especial.

En el desarrollo de la ecuación anterior, se considera que las condiciones de equilibrio existen, aunque puede necesitarse que pasen muchos años para que se desarrollen condiciones exactas y constantes de equilibrio. Pruebas de bombeo han mostrado que esta ecuación general puede utilizarse con una precisión razonable, aún cuando el nivel freático tenga una pendiente inicial, en cuyo caso el gradiente hidráulico del cono de abatimiento en las cercanías del pozo "Sp" será calculado como el promedio del gradiente antes y después del pozo (sobre la misma línea), por

lo cual se deben de contar con dos pequeñas perforaciones de observación (diámetro pequeño) a cada lado del pozo y alineadas con este e igualmente en la misma dirección en la cual tenga la inclinación el nivel freático o la superficie piezométrica.

El coeficiente de permeabilidad "K" se puede determinar experimentalmente en el laboratorio con un permeámetro (figura 5.10) de la manera siguiente:

Se colocan dos recipientes en los extremos de un conducto de sección "S", que se llena del material que se desea probar (ver figura 5.10). Se llena de agua uno los recipientes hasta una altura (h_a) y se ve que en el otro después de un tiempo alcanza el nivel (h_b). Como se conoce el tiempo y el volumen que ha pasado, se puede determinar la velocidad de filtración que es el valor de "K".

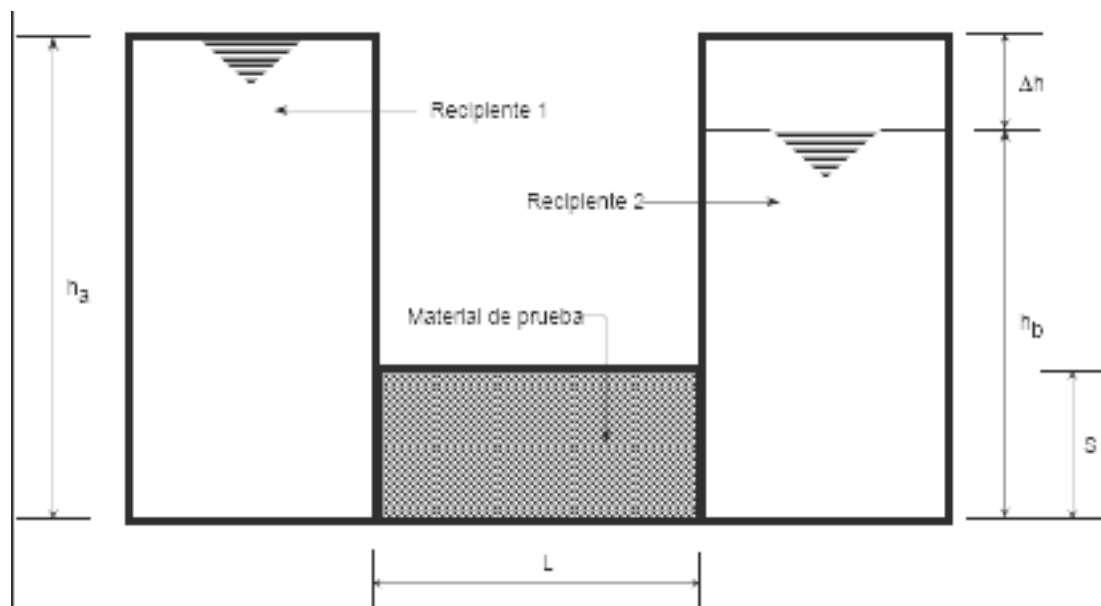


Figura 5.10 Esquema de permeámetro

5.2.3 Captación de aguas artesianas

Como se ha mencionado el agua artesisiana está a presión diferente de la atmosférica por estar confinada entre dos estratos de terreno impermeable.

De las aguas subterráneas, ésta es la captación que más agua proporciona y a la que se recurre cuando se abastece a poblaciones de fuerte concentración demográfica. Estas aguas presentan la ventaja de que por su origen mantienen casi constante su nivel piezométrico que se traduce en rendimiento constante y uniforme.

Estas aguas se captan mediante pozos profundos (figura 5.11) que son de diámetro insignificante comparado con la profundidad.

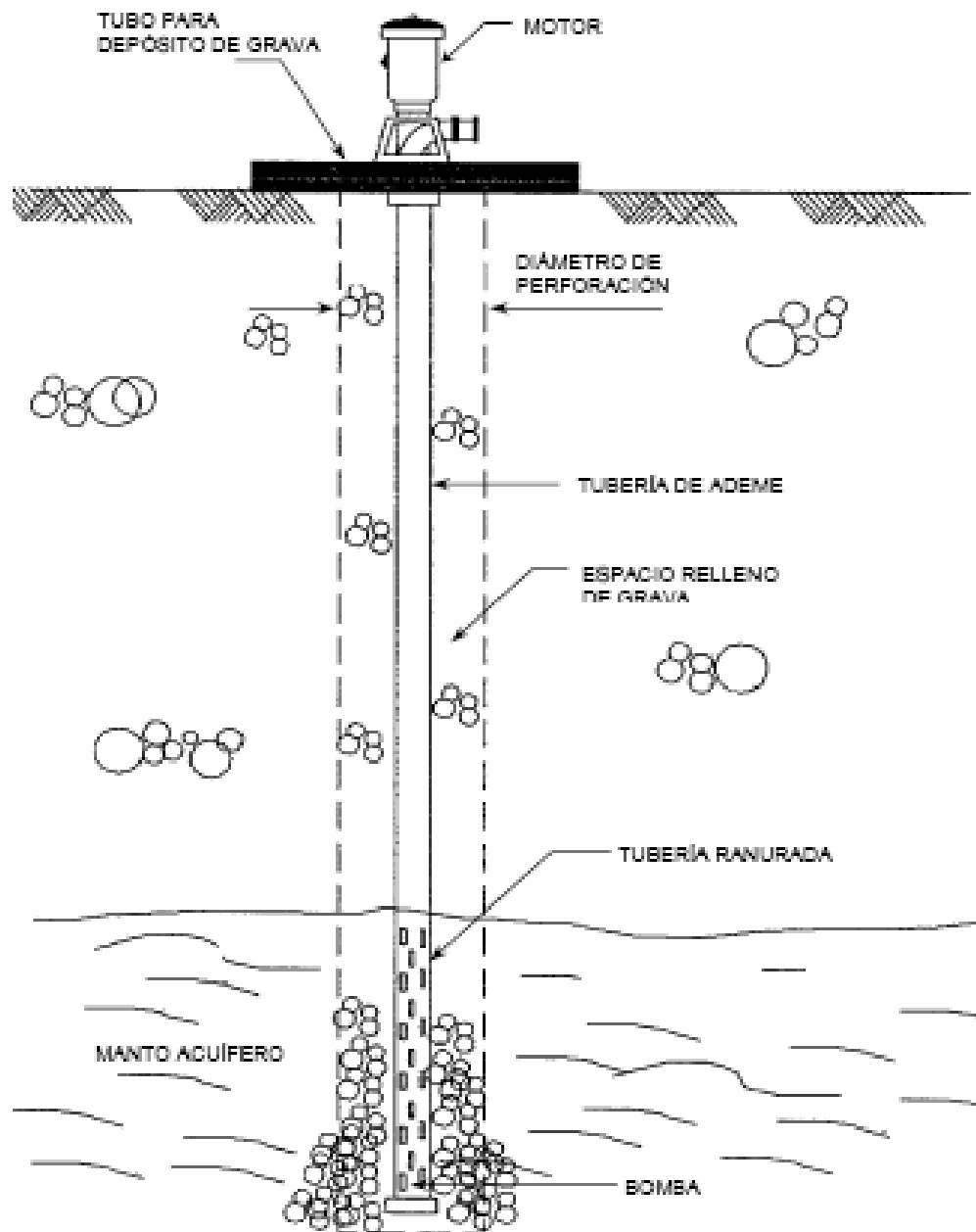


Figura 5.11 Pozos profundos

El diámetro de perforaciones de estos pozos varía de 350 a 750 mm. (14" a 30") y sus profundidades fluctúan entre 30 y 650 m y a veces más. El diámetro de ademe, que es de tubo de acero, varía de 250 a 600 mm. (10" a 24"). Generalmente el diámetro de ademe no es constante desde la superficie de la tierra hasta la capa acuífera, sino que va disminuyendo a medida que se profundiza. El diámetro de perforación es de 100 o 150 mm. (4" a 6") más grande que el diámetro del tubo de ademe con el objeto de colocar en el espacio entre los diámetros, un filtro de grava. Se ranura el tubo de ademe en el tramo que estará en contacto con el manto acuífero.

El sitio elegido para la perforación estará de acuerdo con los estudios geohidrológicos y/o geofísicos. El proyecto de entubación dependerá del corte geológico del pozo ya perforado y del registro eléctrico que se hará posterior a la perforación. Con la interpretación de este registro se obtiene la profundidad del acuífero. El diámetro del ademe (ciego y ranurado) estará en función del diámetro de los tazones del equipo de bombeo que asegure el gasto de explotación. Terminada la construcción del pozo, se procede al desarrollo y limpieza, es decir, se pone a funcionar la bomba de aforo para extraerle el barro y otros materiales caídos durante la construcción.

Una vez concluido el desarrollo y limpieza del pozo, se efectuará la prueba de bombeo o aforo mediante un bombeo continuado de por lo menos 72 h. Es importante mencionar que estas pruebas sirven para determinar la capacidad real de extracción del pozo. Los resultados se registrarán y tabularán y con ellos se formará una gráfica llamada de “gasto - abatimiento” (figura 5.12) con la que se determina el gasto de explotación. Se llama de “gasto Abatimiento” por que en uno de los ejes (el horizontal) se indican los gastos, y en el otro (el vertical) lo que baja el nivel del agua dentro del pozo (nivel dinámico) a medida que se va aumentando el gasto de extracción

Por regla general no es práctico continuar las pruebas de bombeo en un pozo nuevo, hasta que las condiciones se acerquen aproximadamente al equilibrio. En tanto que el cono de depresión o abatimiento alrededor de un pozo bombeado esté agrandándose, parte del agua es extraída del almacenamiento en la porción no humedecida del acuífero. Si el bombeo se continua con un ritmo constante, el abatimiento en el pozo debe aumentar lentamente.

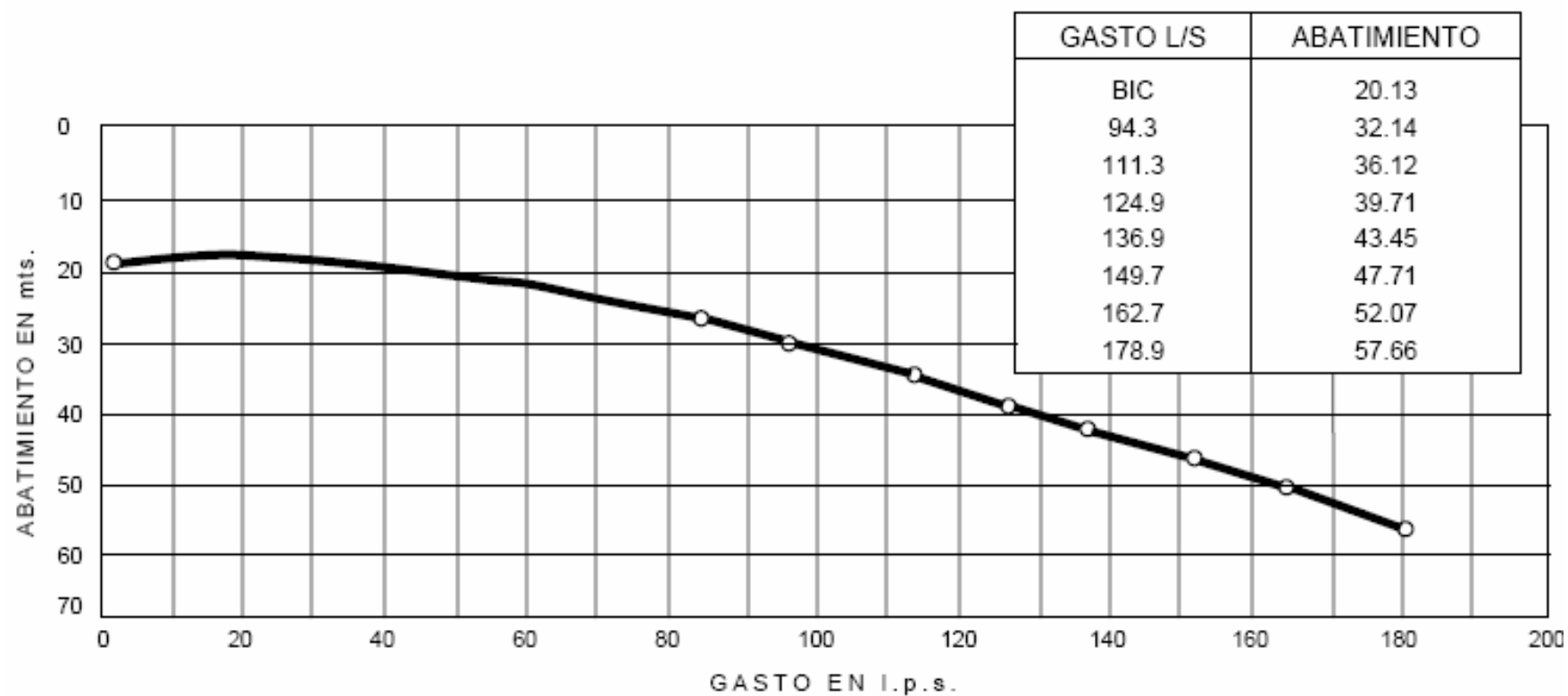


Figura 5.12 Curva Gastos / Abatimientos

Theis presentó primero, un análisis del escurrimiento del pozo en el cual tomó en cuenta el efecto del tiempo y las características del almacenamiento del acuífero. Su fórmula es:

$$Z_r = \left(\frac{Q}{4\pi T} \right) \int_u^a \left(\frac{e^{-u}}{u} \right) du \quad (c)$$

donde:

Z_r es el abatimiento en un pozo de observación a una distancia "r" desde el pozo bombeado.

Q es el gasto o ritmo de bombeo

T es la transmisibilidad

El término "u" es adimensional y está dado por:

$$u = \frac{r S_c}{4Tt} \quad (d)$$

donde:

t es el tiempo en días desde que se inició el bombeo

S_c es el coeficiente de almacenamiento del acuífero, es adimensional

En la ecuación anterior, físicamente, S_c es el volumen de agua removido en una columna unitaria del acuífero, cuyo nivel freático o superficie piezométrica es reducida en un valor unitario (coeficiente de almacenamiento) . La integral de la ecuación (c) se escribe comúnmente como $W(u)$ y se lee como "la función u del pozo". La expresión no es directamente integrable, pero puede evaluarse con la serie siguiente:

$$W_{(u)} = -0.5772 - \log_e u + \frac{u - u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} \quad (e)$$

Los valores de $W(u)$ para diversos valores de u están dados en la tabla No.5.1.

Tabla 5.1 Relación de valores u - w(u)

u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
x 1	0.219	0.049	0.013	0.003 8	0.00114	0.00036	0.00012	0.00003 8	0.00001 2
x 10 ⁻¹	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
x 10 ⁻²	4.04	3.35	2.96	2.68	2.48	2.30	2.15	2.03	1.92
x 10 ⁻³	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
x 10 ⁻⁴	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
x 10 ⁻⁵	10.95	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
x 10 ⁻⁶	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
x 10 ⁻⁷	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
x 10 ⁻⁸	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
x 10 ⁻⁹	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
x 10 ⁻¹⁰	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
x 10 ⁻¹¹	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
x 10 ⁻¹²	27.05	26.36	25.95	25.66	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
x 10 ⁻¹³	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
x 10 ⁻¹⁴	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
x 10 ⁻¹⁵	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

El método de Theis se resuelve más convenientemente por medio de un procedimiento gráfico. El primer paso, es el trazo de una “ curva tipo” de u vs $W(u)$ en un papel logarítmico (figura 5.13). De la ecuación (d), se tiene

$$\frac{r^2}{t} = \left(\frac{4T}{S_c} \right) u \quad (f)$$

Si el ritmo de bombeo es constante, es evidente por la ecuación (c) que (Z) es igual a una constante multiplicada por $(W(u))$. Por lo tanto una curva de $(r^2/t - Z)$ debe ser similar a la curva de $(u - W(u))$. Empleando valores de (r) , (t) y (Z) por observaciones de campo, una curva así, se traza en el papel logarítmico a la misma escala que la curva de $(u - W(u))$.

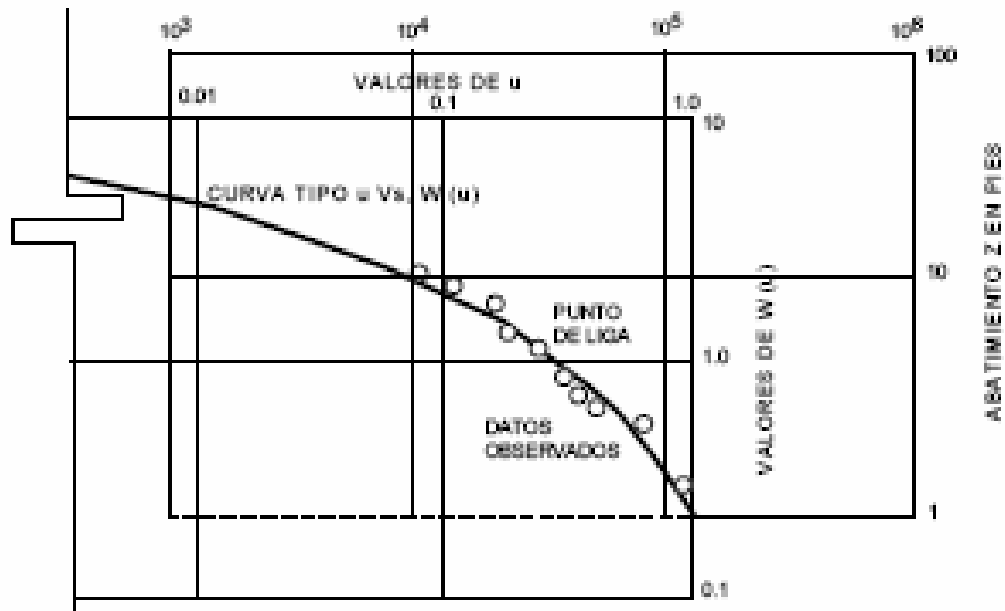


Figura 5.13 Curva tipo

Después, las dos curvas se sobreponen con sus ejes de coordenadas paralelos y las coordenadas del punto común se leen en las curvas. Estas coordenadas se utilizan en las ecuaciones (c) y (f) para resolverlas para (T) y (S_c).

Cuando (u) es pequeña, los términos de la ecuación (e) que siguen al logaritmo base "e" de (u), se vuelven pequeños y pueden despreciarse. De la ecuación (d) es evidente que (u) se vuelve más pequeña cuando (t) es grande. Para valores grandes de (t), la fórmula de Theis puede modificarse de la manera siguiente:

$$T = 2.3Q \frac{\log_{10} \left(\frac{t}{t_1} \right)}{4pDZ} \quad (g)$$

En donde (DZ) es el cambio de abatimiento entre los tiempos (t_1) y (t_2).

La solución más simple de la fórmula modificada, se encuentra trazando el abatimiento (Z) en una escala aritmética contra el tiempo (t) en una escala logarítmica (figura 5.14).

Si (DZ) se toma como el cambio en el abatimiento sobre un ciclo logarítmico, entonces $\log_{10} (t_2 / t_1) = 1$, y (T) puede calcularse con la ecuación (g). Cuando ($Z = 0$), puede demostrarse que:

$$S_c = 2.25T \frac{t_o}{r} \quad (h)$$

En donde (t_0) es el punto interceptado (en días) obtenido si la porción de línea recta en la curva de la figura 5.14 se extiende a ($Z = 0$).

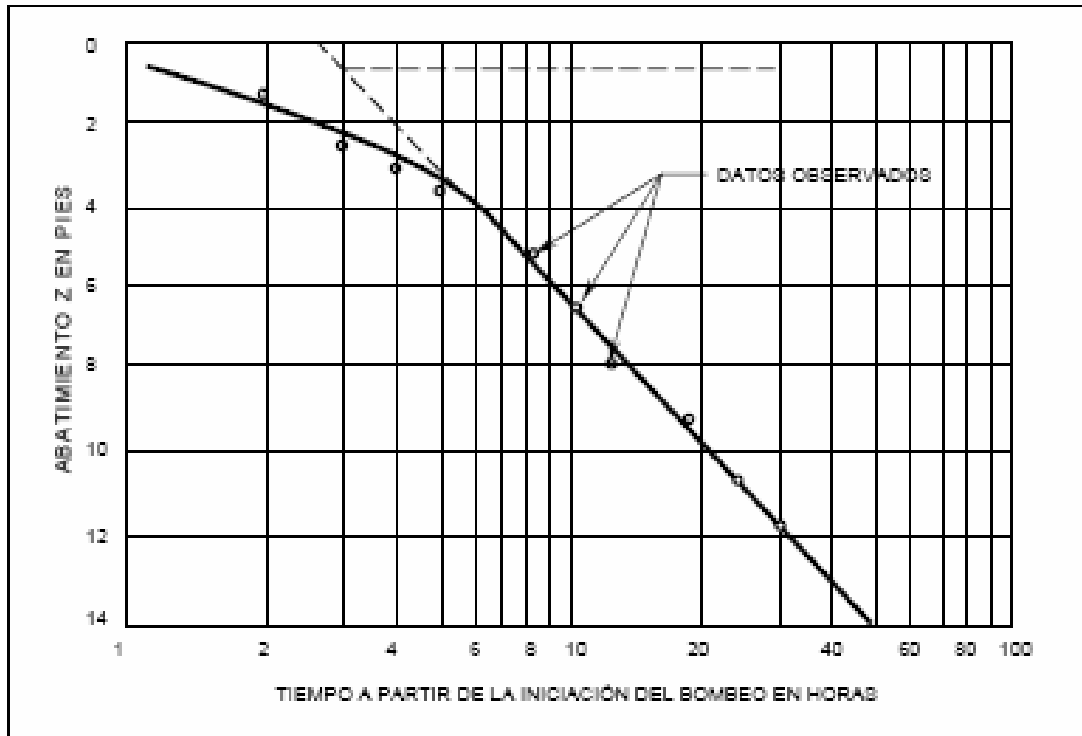


Figura 5.14 Escala Logarítmica

(u) es una constante para el tiempo (r^2 / t), para valores grandes de (t) las ecuaciones (g) y (h) pueden escribirse:

$$T = 2.3Q \frac{\log_{10} \left(\frac{r_1}{r} \right)}{4pDZ} \quad (g)$$

$$S_c = 2.25T \frac{t}{r_o}$$

Lo que indica que la transmisibilidad y la constante de almacenamiento de un acuífero pueden estimarse registrando los abatimientos en diversos pozos o perforaciones de observación en un instante particular, además del registro de abatimientos de un pozo simple durante un largo periodo.

En el método de Theis se consideran paralelas las líneas de corriente, es decir, pequeños abatimientos y perforación total del espesor del acuífero. También se supone que el abatimiento del agua en el pozo proviene solamente del almacenamiento, por lo tanto se desprecia la recarga del acuífero; condiciones que están por demás satisfechas en acuíferos artesianos, pero el método debe utilizarse con precaución en acuíferos freáticos de poco espesor y baja permeabilidad. Un análisis similar al descrito podría aplicarse a los datos de la recuperación de niveles del pozo, después que se ha detenido el bombeo.

Selección de equipo de bombeo

Para que un pozo funcione correctamente, es necesario realizar una selección adecuada del equipo de bombeo que se instalará en el mismo. Los datos base incluyen parámetros geométricos de la estructura del pozo, así como la potencia necesaria para el motor.

El equipo de bombeo a instalar en pozos en la generalidad de los casos son las bombas tipo turbina vertical, utilizándose también las tipo sumergibles (figura 5.15); estos equipos son los llamados de “varios pasos”, ya que para extraer el agua utilizan los llamados tazones, cada uno de los cuales conforma un “paso” o una “fase”.

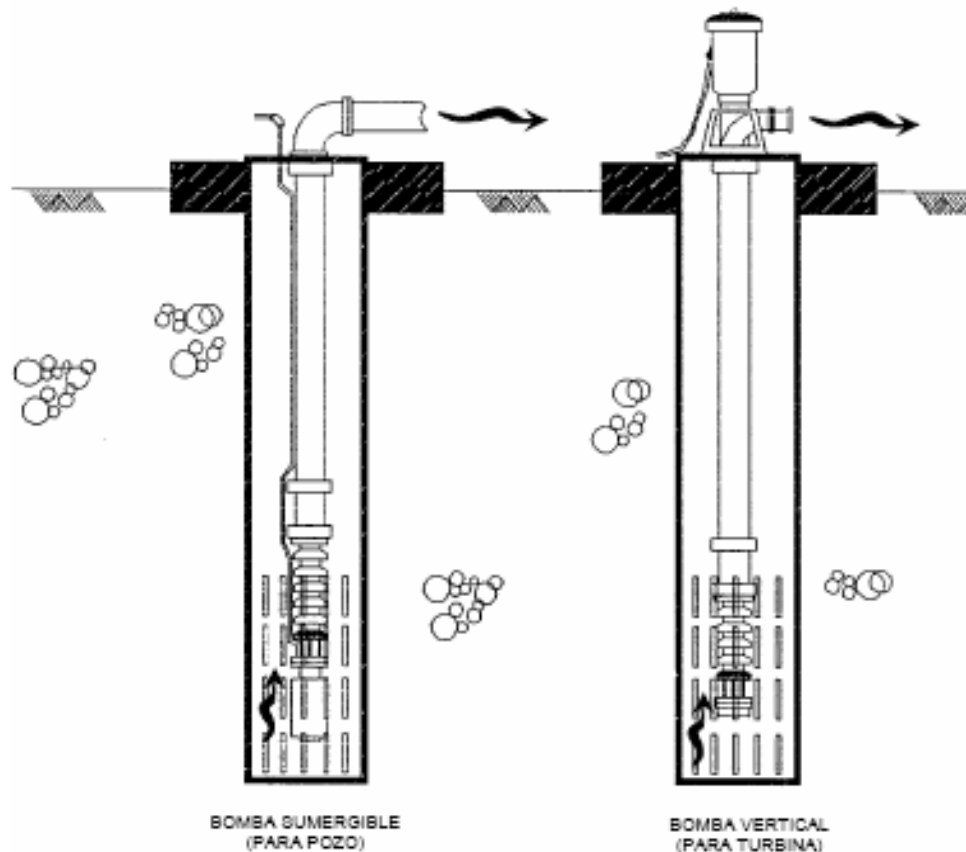


Figura 5.15 Tipo de Bombas

Para realizar la selección del equipo es necesario establecer el gasto y la carga de diseño. La definición del gasto está en función de la demanda y de las pruebas de rendimiento iniciales del pozo. La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía (H_m) (figura 5.16), comunicada al agua por la bomba. (H_m) es siempre mayor que la carga total de elevación contra la cual trabaja la bomba, para poder vencer todas las pérdidas de energía de la tubería o del proceso de descarga. De la figura 5.16, los componentes de la carga de diseño son:

$$H_m = h_f + h_s + h_i + h_a$$

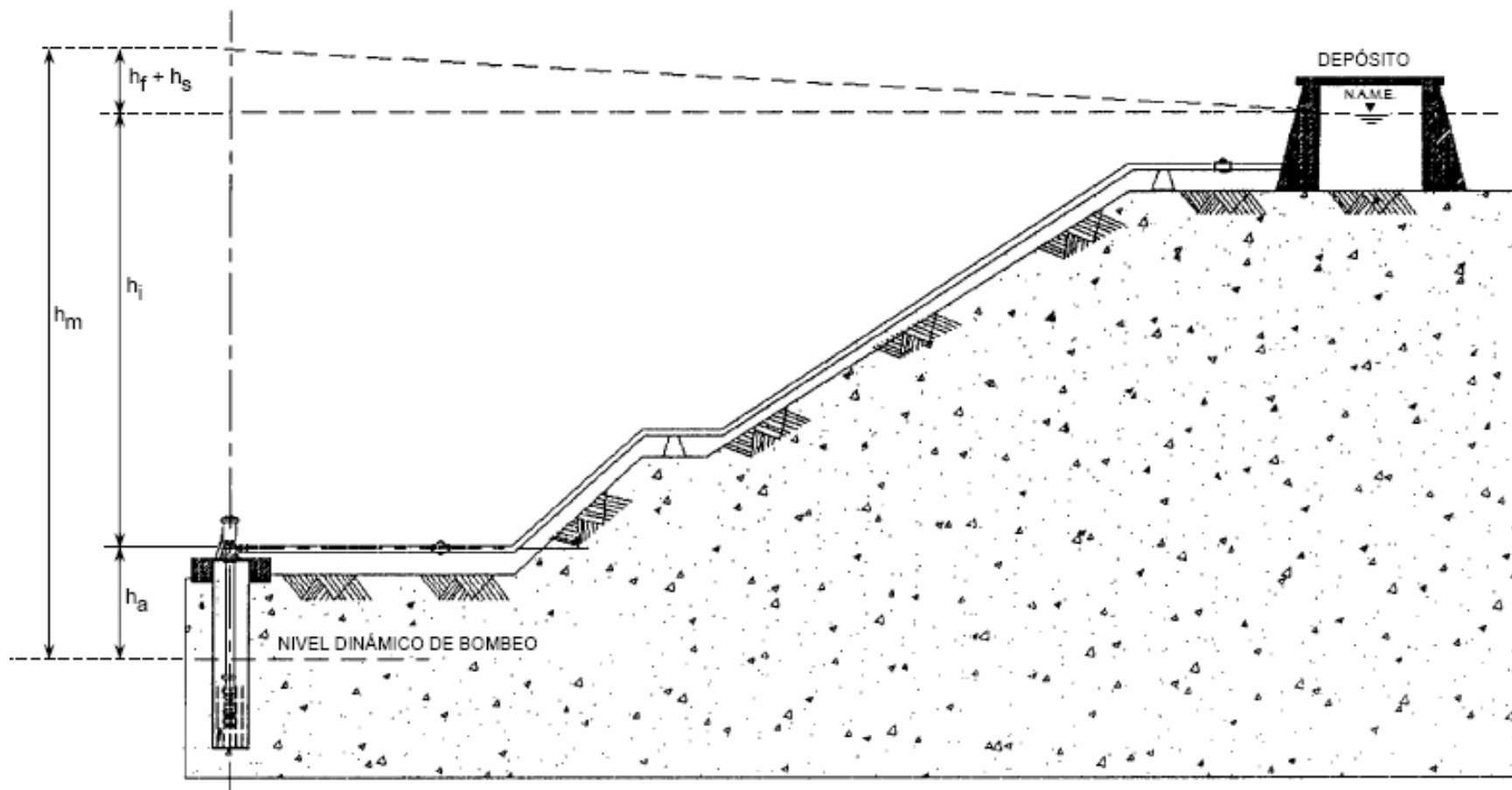


Figura 5.16 Bombeo a un tanque

Si la descarga es libre, habrá que aumentar la carga de velocidad, es decir:

$$Hm = h_f + h_s + h_i + h_a + \frac{v}{2g}$$

donde:

- v es la velocidad media del agua, en m/s
- h_f son las pérdidas por fricción en la tubería, en m
- h_s son las pérdidas secundarias o locales (5-10% de h_f), en m
- h_i es la altura de impulsión, en m
- h_a es la altura de succión, en m

La altura de succión (h_a) incluye las siguientes longitudes: cámara de bombeo (ademe ciego), abatimiento y sumergencia de los tazonos (ademe ranurado dentro de la cámara de bombeo). Una vez obtenidos los datos que solicita el fabricante, se procede a la selección de la bomba, el número de tazonos necesarios dependerá de la altura total de succión, los fabricantes proporcionan la elevación o carga suministrada al agua por paso para cada equipo en particular, por lo que el número de pasos o de tazonos necesarios n , es:

$$n = \frac{Hm}{h_{1p}}$$

donde:

h_{1p} es la carga de presión de una fase o paso.

La eficiencia de una bomba varía con (Q) y (H). Este valor es incluido en las gráficas de operación proporcionadas por el fabricante (figura 5.17) en los manuales de bombas.

La lubricación de estos equipos puede ser por aceite o agua. En las bombas lubricadas con agua, el eje de transmisión está en contacto con aquella y el motor está en la superficie; en las sumergibles el motor se encuentra emplazado debajo de la bomba, en el fondo del pozo; las curvas características de estos equipos dependen del número de tazonos. Todos los tazonos tienen la misma curva característica (relaciona (H_m vs Q) y es dada por el fabricante para un paso o fase) y la combinación del conjunto es la resultante de la suma de las curvas individuales (figura 5.18).

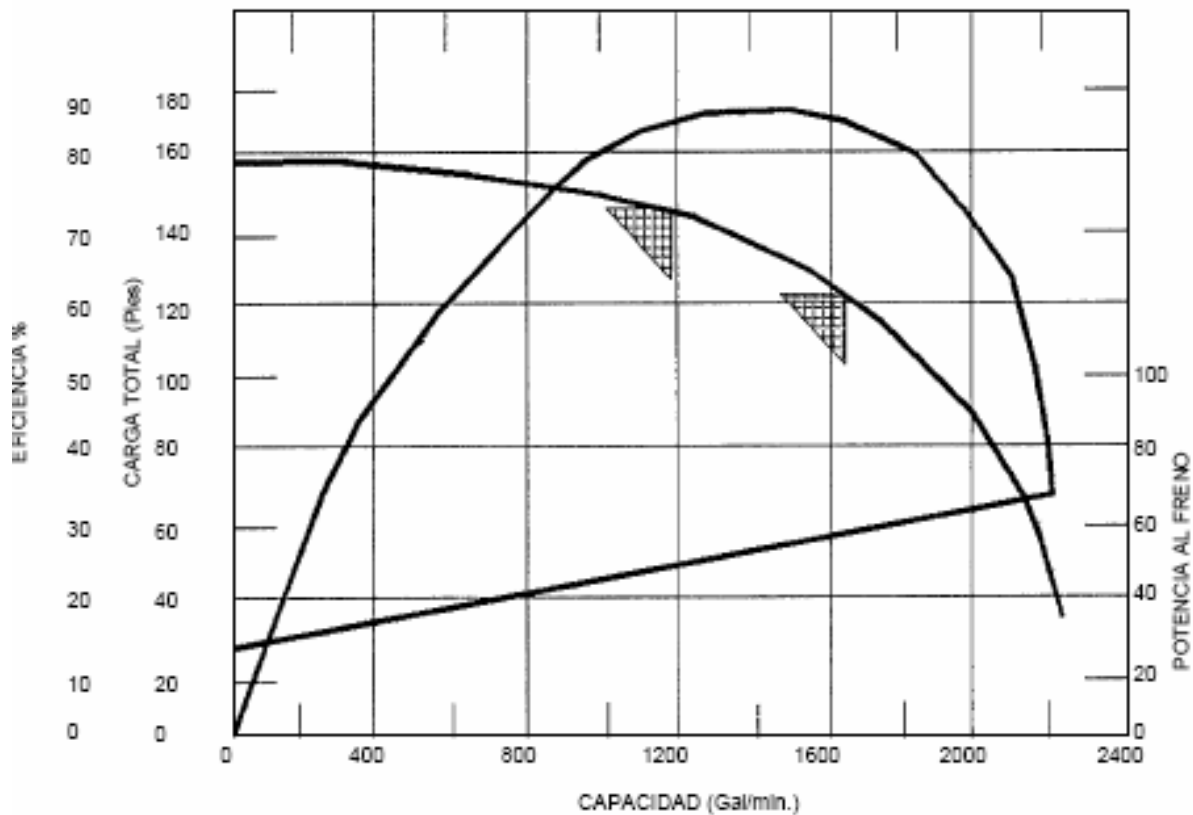


Figura 5.17 Gráficas de Operación

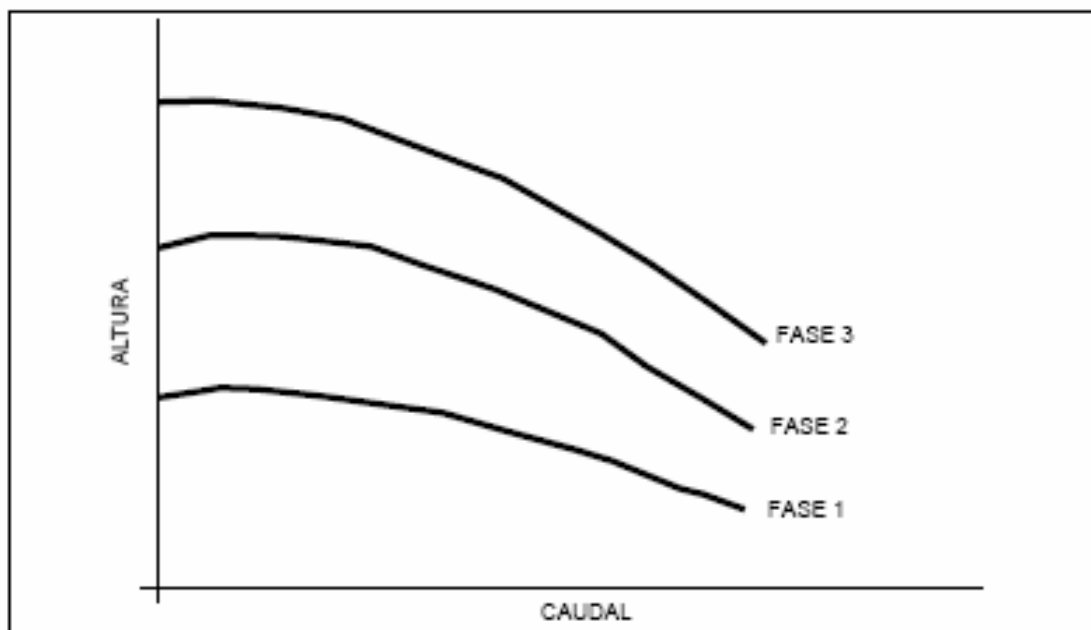


Figura 5.18 Curvas individuales

Al seleccionar el motor de una bomba y diseñar su cableado eléctrico, fusibles y dispositivos interruptores, es importante tomar en cuenta que las bombas necesitan más potencia para el arranque que para la operación continua. Como la velocidad a plena carga de un motor eléctrico se reduce de un 3 a un 5 por ciento, los requerimientos de potencia se incrementan.

La potencia requerida por una bomba se puede calcular aplicando la fórmula:

$$P = \frac{g Q H_m}{76h}$$

donde:

P es la potencia requerida por el motor (potencia al freno), en watt, kg m /s o HP;

1 HP=746 watt = 76 kg m /s.

g es el peso específico del agua, en kg/m³ o en N/m³.

h es la eficiencia del motor en la entrega o traspaso de energía al agua.

La expresión $(g \cdot Q \cdot H_m)$ equivale a la potencia que requiere el agua para ser descargada en el depósito.

Para cada bomba existe una velocidad de rotación, con la cual opera a su más alta eficiencia. Para el resto de velocidades, la eficiencia es menor. La figura 3.93 muestra un ejemplo de los cambios en las características de carga, gasto y eficiencia como una función de las velocidades de rotación; las curvas de contorno muestran eficiencias constantes.

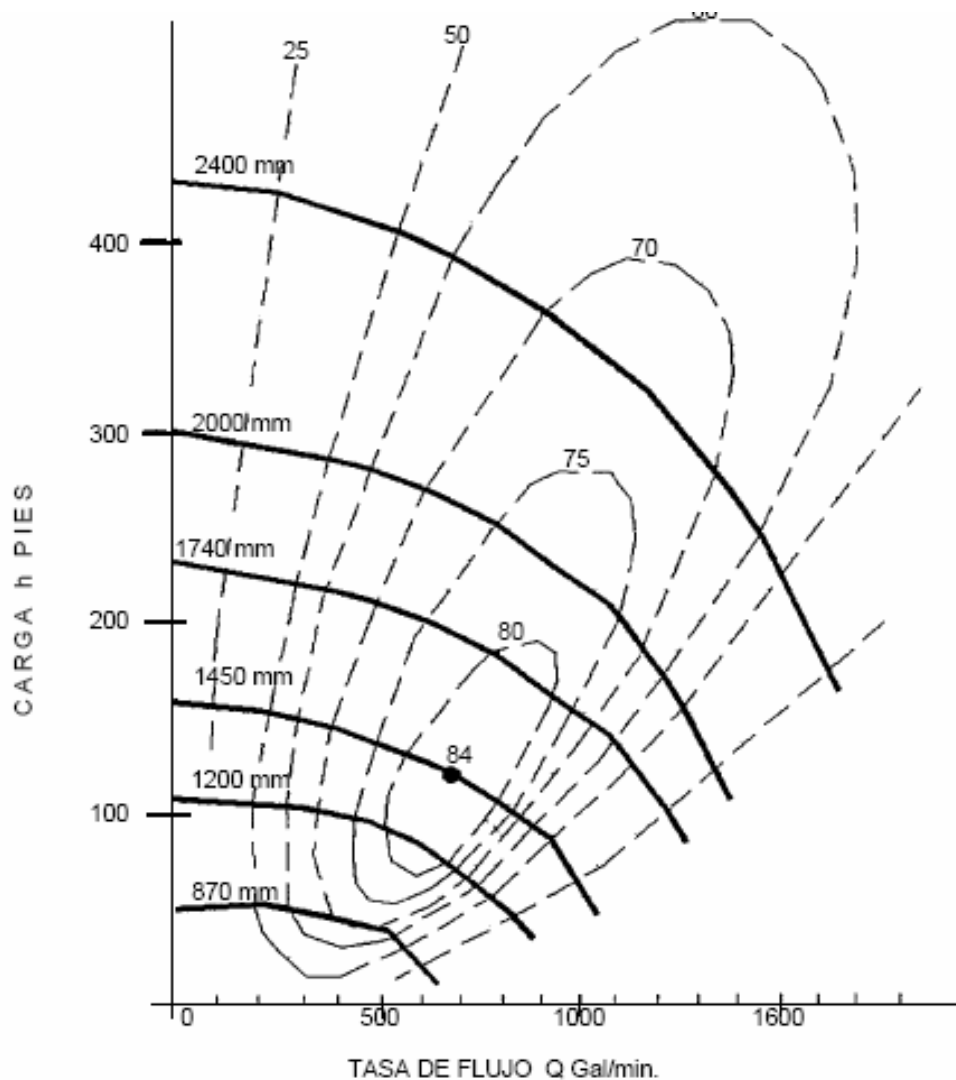


Figura 5.19 Cambios en las características de carga, gasto y eficiencia

5.2.4 Pozos en cauces de ríos

Cuando se emplazan pozos sobre el cauce de un río, se corre el riesgo de que éstos sean afectados por inundaciones durante la temporada de crecidas, trayendo en muchas ocasiones consecuencias funestas para la estructura misma del pozo. Para resolver este problema, es necesario construir una plataforma de concreto en la cual se monte el equipo de bombeo de tal manera que quede resguardado de eventuales inundaciones o desbordamientos del cauce (fotografía 5.20 y figura 5.20 a).

Una forma de definir la altura necesaria de la plataforma es mediante las marcas que han dejado inundaciones anteriores, siendo necesario en muchos casos utilizar instrumentos de nivelación topográfica para conocer la elevación en el punto de interés. Para establecer un esquema alternativo, se presenta en el apartado 3.3.1, un procedimiento hidráulico a seguir con el cual se podrá determinar la altura máxima que alcanzará el agua y por tanto, a partir de ésta, aquella que se dará a la plataforma en el cauce de un río.



Fotografía 5.20 Pozo en zona de inundación

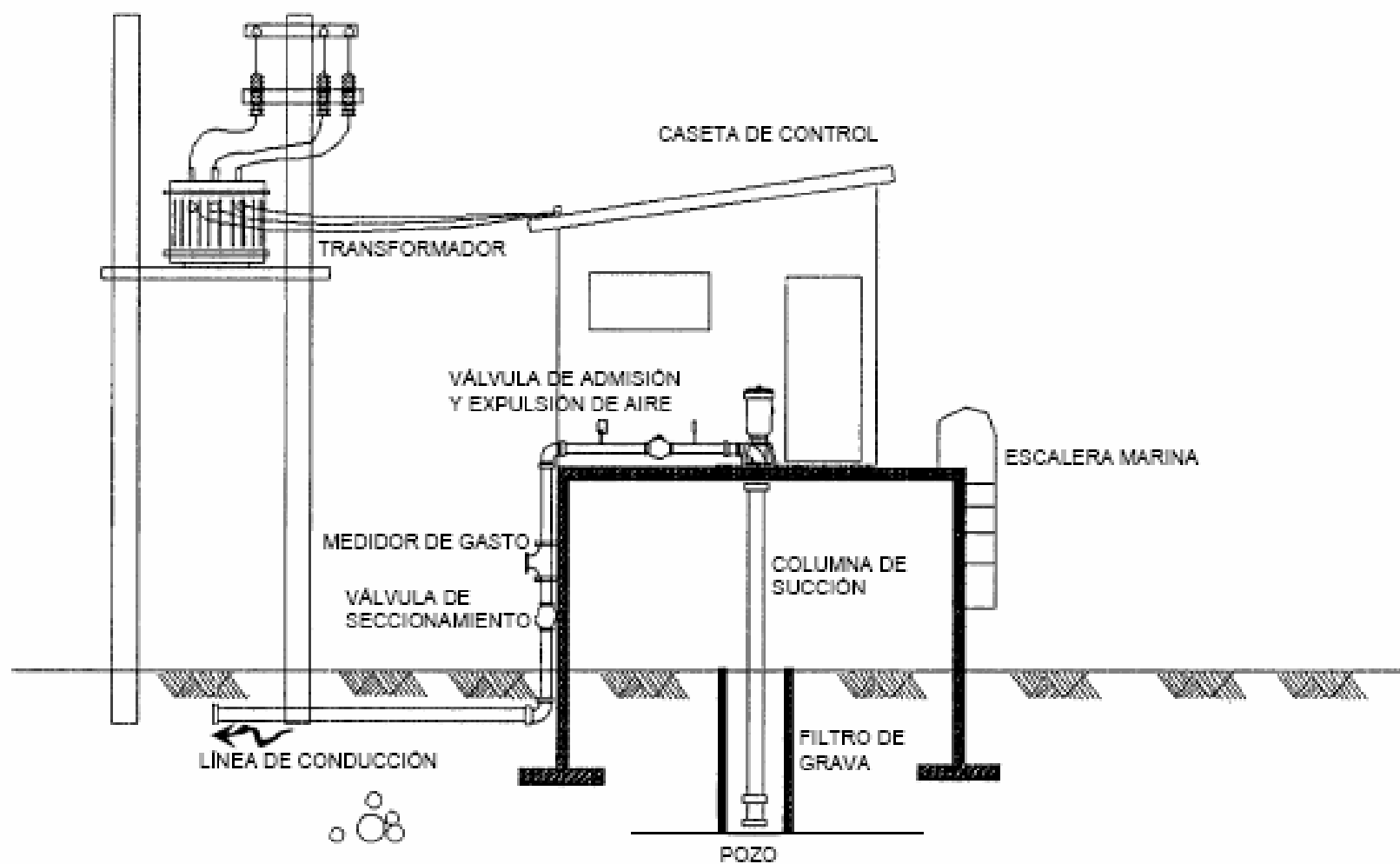


Figura 5.20 a Pozo en zona de inundación

Localización de los abastecimientos de agua del subsuelo

Debido al costo de la perforación de un pozo, es deseable tener alguna seguridad de que éste llegará al acuífero satisfactoriamente. Es posible predecir la profundidad y productividad de un acuífero por las condiciones de otros pozos en las proximidades. Los proyectos grandes justificarán una exploración más elaborada efectuada por un geólogo competente. La exploración subsuperficial, con frecuencia, se hace en pozos de prueba de diámetro pequeño de los cuales pueden obtenerse muestras del suelo y de la roca para probar su permeabilidad y rendimiento específico. Las pruebas de bombeo también pueden llevarse a cabo en estos pozos de prueba para determinar la transmisibilidad y la constante de almacenamiento para el acuífero.

Los levantamientos sísmicos se efectúan haciendo explotar una carga de explosivos cerca de la superficie del terreno y midiendo el recorrido de las ondas de choque resultantes hacia una serie de geófonos colocados lejos del punto del disparo. La velocidad de las ondas del choque depende del tipo de formación y de la presencia de agua. Por las diferencias en las velocidades indicadas en los diversos geófonos puede ser posible estimar la profundidad de la capa freática o a la interface entre la formaciones.

Los levantamientos de resistividad se basan en el hecho de que la profundidad de penetración de la corriente entre electrodos de la superficie del suelo, aumenta conforme el espaciamiento de los electrodos se incrementa. Es posible estimar la resistividad relativa de las formaciones a diferentes profundidades midiendo el escurrimiento de la corriente con varios espaciamientos de los electrodos. Como el agua aumenta la conductividad del suelo o de la roca, la presencia de agua del subsuelo puede ser señalada por una disminución en el valor de la resistividad. Tanto los levantamientos sísmicos como los de resistividad deben hacerse e interpretarse por personas capacitadas en este tipo de trabajo. Ningún método específicamente localiza el agua del subsuelo, sino que solamente indica discontinuidades, las cuales pueden deberse a un acuífero. Con unos cuantos pozos de prueba como puntos de control, pueden levantarse rápidamente grandes áreas.

Los métodos geofísicos son también útiles para registrar los pozos terminados. Los registros eléctricos incluyen la medida de la resistividad entre un par de electrodos bajados en el pozo no adorado y la medición del potencial propio (potencial de campo existente), en el pozo. Estos datos son útiles para relacionar los estratos penetrados por un pozo, con los mismos estratos en otro pozo. Los datos de resistividad también dan una indicación de la calidad química del agua del subsuelo, porque las sales disueltas reducen la resistividad del agua. Los registros eléctricos en los pozos petroleros, con frecuencia son útiles en los estudios de agua del subsuelo.

Rendimiento seguro de agua del Subsuelo

La extracción del agua del subsuelo con ritmos mayores que aquellos con los cuales es recargada, resultan en una reducción de niveles y un aumento en el costo del bombeo. En las áreas costeras, la sobreexplotación puede invertir al gradiente del nivel freático que normalmente está dirigido hacia el mar, y permitir que el agua salada se mueva hacia la parte terrestre y contamine al acuífero. Un acuífero no alterado por el bombeo está en un equilibrio aproximado; en estos casos el agua ingresa y sale del almacenamiento por recarga y descarga natural. En años de agua abundante, el nivel freático sube y en el año de sequía el nivel de agua declina, pero los ritmos de la recarga y de la descarga tienden a permanecer en un balance aproximado. Cuando se instala un pozo, su operación crea nuevas condiciones. Parte del agua puede eliminarse del almacenamiento por el acuífero o ser extraída artificialmente por pozos. La depresión en el nivel freático causada por éstos, puede inducir una carga aumentada o puede disminuir a la descarga natural. El pozo, puede incluir una recarga aumentada o puede disminuir a la descarga natural.

El concepto de rendimiento seguro ha sido utilizado por años, para expresar a la cantidad de agua del subsuelo que puede extraerse sin perjudicar el acuífero como una fuente alimentadora de agua, causar contaminación o crear problemas económicos por una altura de bombeo severamente aumentada. Prácticamente, el rendimiento seguro no puede definirse en términos generales y prácticos. La localización de pozos con respecto a áreas de carga y descarga, el carácter del acuífero, las fuentes potenciales de contaminación y muchos otros factores, están involucrados en las estimaciones de la extracción máxima factible de un acuífero. Un número determinado de pozos, estrechamente espaciados, causarán una declinación mucho más rápida en los niveles locales del agua que el mismo número de pozos, pero disperso con mayor amplitud.

La determinación del rendimiento seguro es un problema complejo en la hidrología, geología y economía, por cada acuífero exige una solución única. Los tipos generales de casos son:

1. Acuíferos en los cuales el rendimiento seguro está limitado por la disponibilidad de agua para recarga.
2. Acuíferos en los cuales el rendimiento seguro está limitado por la transmisibilidad del acuífero.
3. Acuíferos en los cuales el rendimiento seguro está limitado por la contaminación potencial.

El primer caso, comúnmente se encuentra en las regiones áridas. El agua del subsuelo puede visualizarse como un gran almacenamiento que es abatido para satisfacer necesidades de agua durante los periodos de baja recarga. El descenso del nivel freático durante el periodo de sequía no es una declinación continua durante los periodos de agua abundante, advierte sobre la existencia de extracciones

excesivas. La extracción segura de un almacén de agua del subsuelo, es igual a la recarga anual menos la descarga natural inevitable, o sea:

$$\text{Rendimiento seguro} = P - R - E_{\text{efect.}} - G_o$$

donde:

- P es la precipitación media anual
- E es la evapotranspiración para el área tributaria del acuífero.
- R es el escurrimiento medio anual del área tributaria
- G_o es la descarga subsuperficial media anual desde el acuífero.

La transmisibilidad de los acuíferos puede ser tan baja que aunque esté disponible agua adecuada para la recarga, ésta no se mueva hacia los pozos con la suficiente rapidez para permitir su utilización. El abatimiento del nivel freático puede aumentar el gradiente desde el área de recarga y permitir un mayor escurrimiento hacia los pozos. El rendimiento seguro de un acuífero así, estará determinado no por el grado de aprovechamiento del recurso, sino, más bien, por el ritmo con el cual el agua puede ingresar al pozo. Algunas veces este problema es referido como el problema de una línea de tubería, ya que es análogo a una ciudad servida por un gran abastecimiento, pero con una línea de tubería inadecuada.

En sitios donde la contaminación del agua del subsuelo sea factible, la ubicación del pozo en el campo, los ritmos de utilización y los tipos de pozos, deben planearse en forma tal, que las condiciones no permitan que la contaminación pueda desarrollarse. Los tres casos, por lo tanto, ofrecen diversos valores posibles del rendimiento seguro, dependiendo de la situación física y de los métodos empleados para recoger o colectar el agua del subsuelo. De aquí que el rendimiento seguro sea, en esencia, en la mayoría de los casos, un concepto aún con alto grado empírico y cualitativo al cual puede dársele significación cuantitativa, sólo cuando todas las condiciones de control están definidas específicamente.

Diseño geométrico

Un pozo convencional es aquél en que el equipo de bombeo y su fontanería se encuentra desplantada directamente sobre el terreno natural. En caso de que el pozo se localice en áreas que pueden estar afectadas temporalmente de agua superficial se consideran "pozo en zona de inundación".

El arreglo de conjunto que se presenta en un pozo convencional, considerando las etapas de construcción, operación y mantenimiento, consta generalmente de: el pozo con su equipamiento, la fontanería, la obra civil de soporte y la caseta de control de motores. Todos estos elementos deben estar resguardados por una protección perimetral que, de acuerdo a su ubicación, podrá ser una barda de tabique o una malla ciclón, ver la figura 5.21 y 5.22.

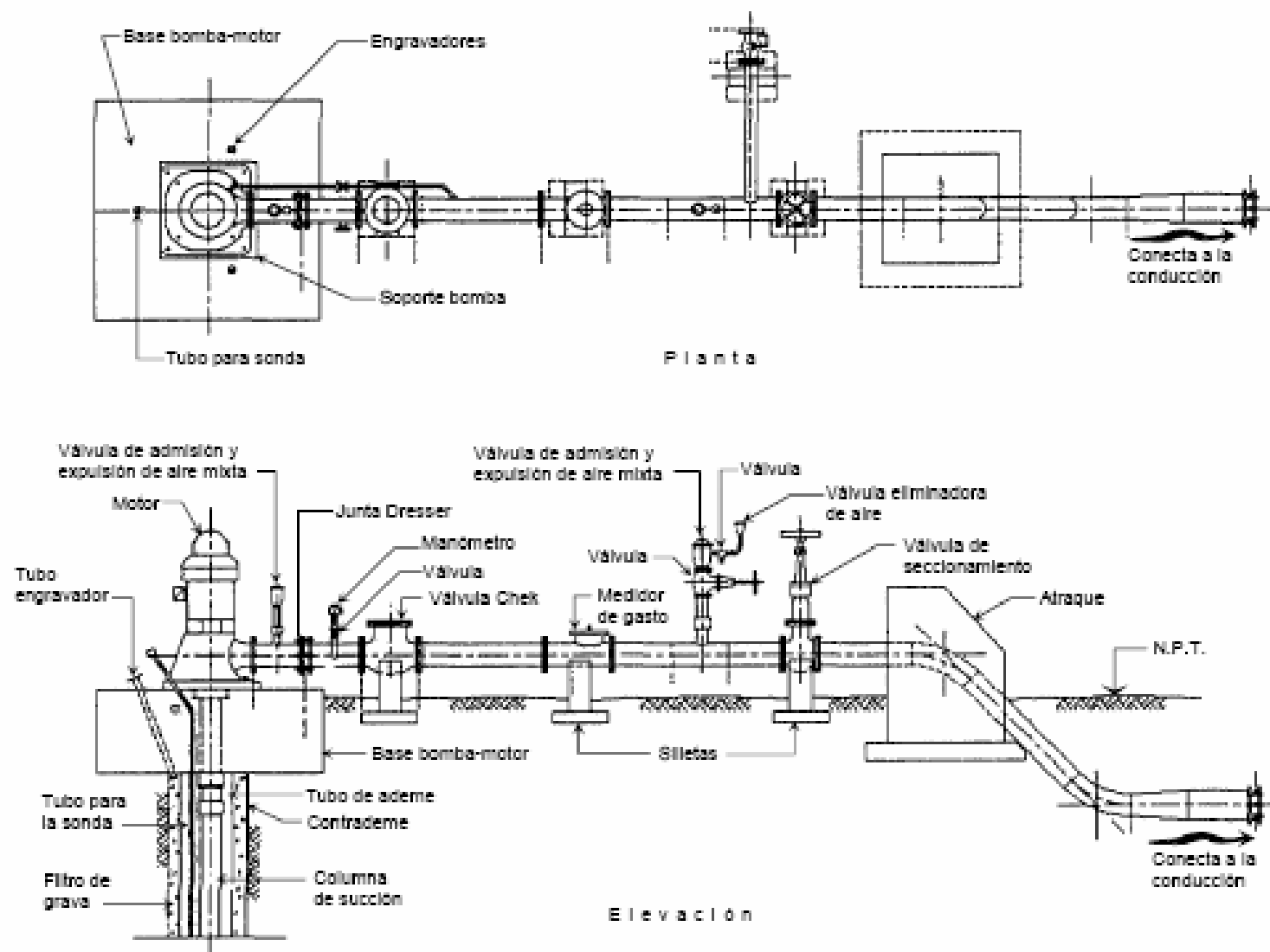


Figura 5.22 Detalles de pozo

Proyecto estructural

Las estructuras principales que componen un pozo convencional son las siguientes:

- Caseta de centro de control de motores
- Caseta de vigilancia
- Base del conjunto motor-bomba
- Silletas de apoyo a las tuberías
- Atraques en las tuberías

En este manual no se tratará el diseño de las casetas, ya que éstas no son estructuras que estén relacionadas directamente con los sistemas de agua potable y saneamiento. Para su análisis y diseño consultar las referencias 1 y 2.

a) Base bomba-motor por superficie

La base del conjunto bomba-motor es una losa de cimentación de concreto reforzado, que sirve de apoyo a la bomba y el motor, localizada exactamente encima del pozo, con una perforación que permita el paso de la tubería que conecta el motor con la columna de succión.

Las acciones a que se encuentra sujeta la base son:

- Peso propio
- Peso del conjunto bomba-motor
- Carga dinámica del conjunto bomba-motor
- Peso de la columna de succión y del agua dentro de ella
- Peso de las tuberías que descansan sobre la base
- Empuje del agua en los cambios de dirección de la tubería.

El peso del conjunto bomba-motor, de la columna de succión, así como su carga dinámica durante la operación, generalmente son obtenidos del proyecto electromecánico. Si no se tiene el dato de la carga dinámica del conjunto bomba-motor, se puede tomar conservadoramente para ésta un valor igual al 100% del peso del conjunto bomba-motor.

Cuando se tienen estructuras que soportan equipos sujetos a vibración, como es el caso del conjunto bomba-motor, se debe verificar que el período de vibración de la estructura no coincida con el período de vibración del equipo, ya que se puede presentar la resonancia del conjunto. Para evitar esto se recomienda que la relación entre la mayor y la menor frecuencia sea superior de 1.5.

En la práctica se ha visto que, considerando un peso de la base igual o mayor que 3 veces el peso del conjunto bomba-motor, se cumple la recomendación anterior y se evita el fenómeno de resonancia.

Es necesario verificar que la descarga de la base al terreno no sobrepase la capacidad de carga del terreno recomendada por los estudios de mecánica de suelos. En caso contrario, se debe ampliar el área de sustento.

b) Silletas

Las silletas son estructuras que sirven de apoyo intermedio a las tuberías de descarga del pozo. Generalmente se encuentran formadas por un muro, sobre el que se apoya la tubería el cual descansa sobre una zapata, que generalmente se encuentra desplantada directamente sobre el terreno (Figura 5.23).

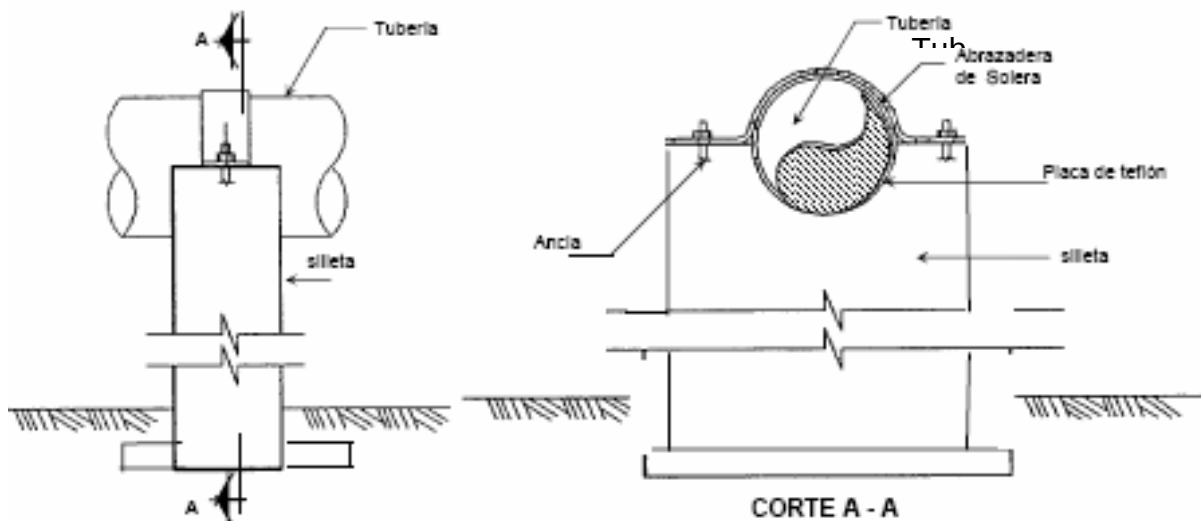


Figura 5.23 Silleta (con abrazadera)

Las cargas a que se encuentra sujeta una silleta son:

- Peso propio
- Descarga tributaria de la tubería y el peso del agua

Existe otra carga en la silleta, la cual es la fuerza de fricción que se produce entre la tubería y el concreto, produciendo por efecto del movimiento de la tubería por los cambios de temperatura. Para disminuir esta fuerza, se recomienda colocar una placa de, neopreno, o algún otro material con bajo coeficiente de fricción entre la

tubería y la silleta y/o abrazadera, para reducir, la fuerza producida es mínima, por lo que puede despreciarse en el diseño de la silleta.

Se debe revisar la descarga al terreno de todas las cargas actuantes de la silleta y dimensionar la zapata de acuerdo a la capacidad del terreno, diseñándola para los elementos mecánicos resultantes.

El muro de la silleta generalmente se encuentra sujeto a carga vertical exclusivamente, por lo que el esfuerzo a compresión es pequeño, por lo que se recomienda proporcionarle acero de refuerzo por temperatura en ambas direcciones y en ambas caras.

c) Atraveses

Los atraveses son elementos que sirven de apoyo a las tuberías para tomar las fuerzas producidas por el empuje del agua en los cambios de dirección de la tubería. Las acciones que se tienen en un atravesal son las siguientes (Figura 5.24):

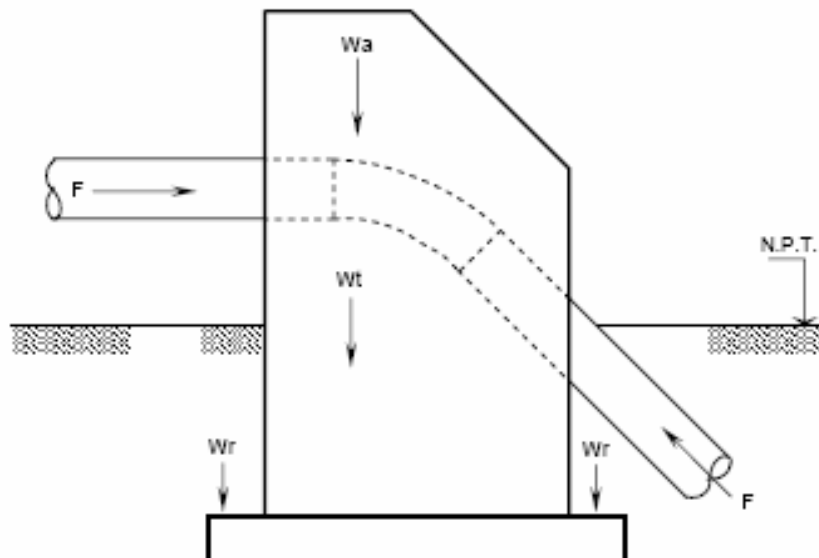


Figura 5.24 Fuerzas en el Atravesal

W_a es el peso propio en N (1ton=9803N).

W_t es la carga tributaria de la tubería, en ton.

W_r es el relleno, en ton.

F es el empuje de agua, en ton.

La fuerza del empuje del agua (F), se valúa mediante:

$$F = PA + \frac{\gamma}{g} QV$$

donde:

- P es la presión en la tubería, en Pa ($1\text{ton/m}^2=9,806.6\text{ Pa}$)
- A es el área de la sección transversal de la tubería, en m^2
- γ es el peso volumétrico del agua = $9,810\text{ N/m}^3$ (1.0 ton/m^3)
- g es la aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2
- Q es el gasto en la tubería, en m^3/seg
- V es la velocidad del agua en la tubería, en m/seg

En la mayoría de los casos, el segundo término de la ecuación es pequeño comparado con el primero y puede despreciarse.

Con la resultante de la fuerza anterior, se debe verificar que:

- 1) El peso del atraque sea mayor a la resultante vertical hacia arriba de todas las fuerzas durante la operación de la línea.
- 2) Cuando no se tiene el empuje del agua, la descarga al terreno no sobrepase la capacidad permisible de éste, obtenida mediante un estudio de mecánica de suelos.

Para el análisis y diseño se utilizarán las acciones y esfuerzos permisibles indicados en Recipientes del "MAPAS" Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

d) Base bomba-motor elevada

Cuando se tiene un pozo en una área de inundación, el conjunto bomba-motor, algunas silletas y atraques, y las casetas, se localizan sobre una plataforma de operación elevada, la cual se apoya en una estructura a base de trabes y columnas de concreto reforzado, apoyados en una cimentación (Figura 5.25).

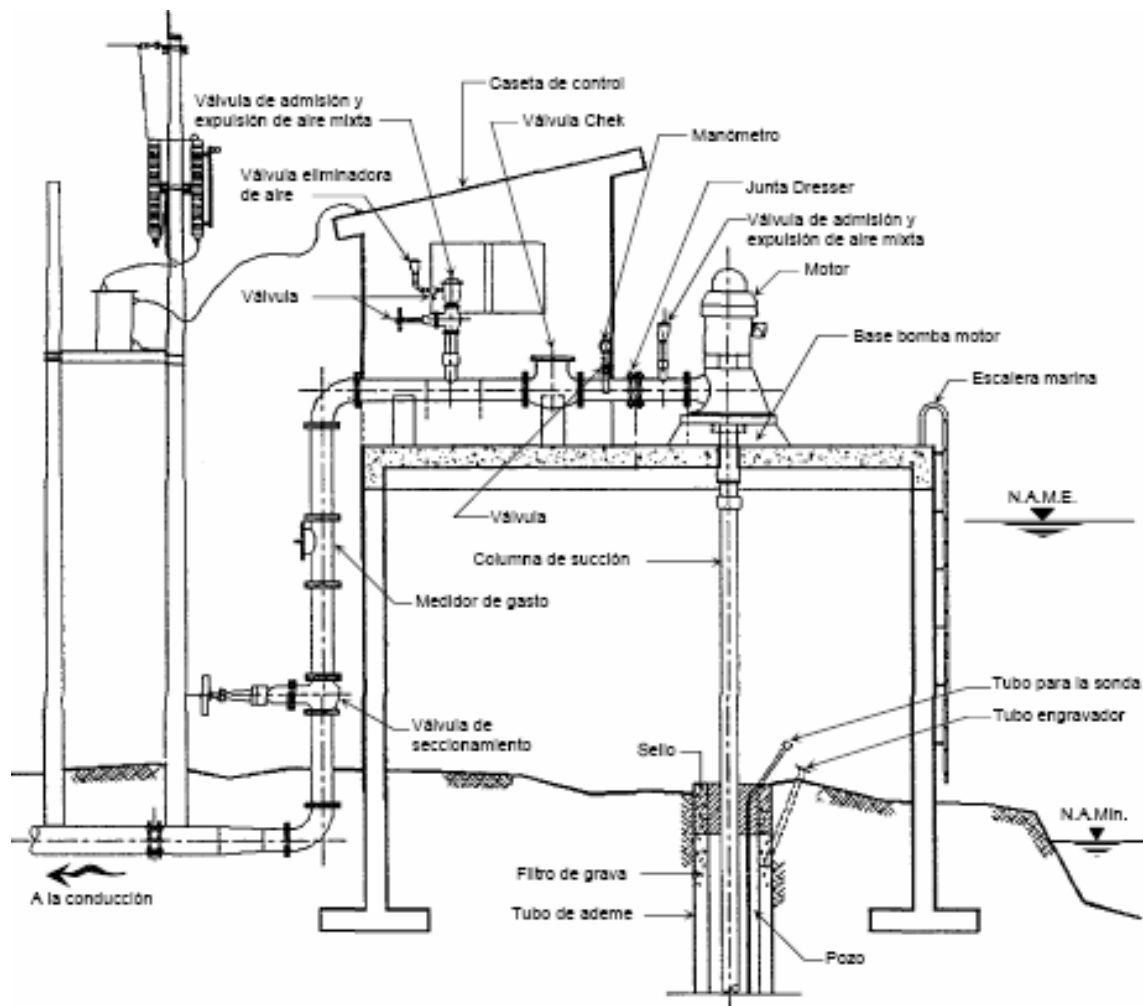


Figura 5.25 Pozo en un área de inundación

En este caso, las silletas se encuentran formadas únicamente por el muro el cual se apoya directamente sobre la losa de la plataforma, o una trabe si la descarga es de consideración. Las acciones que se tienen son las mismas del caso anterior, a excepción del relleno. El diseño de esta silleta se reduce a dimensionar el muro para las cargas verticales, y colocando, al igual que silletas desplantadas sobre el terreno, las placas de neopreno o material similar, a fin de eliminar las fuerzas de fricción entre tubería y concreto.

En el análisis de la plataforma se deberán considerar todas las cargas que se encuentran sobre la misma: peso propio, casetas, silletas, atraques, tuberías, bomba-motor y carga dinámica de este último, así como el análisis sísmico. Se debe verificar que el período de vibración de la estructura no coincida con el período de vibración del equipo. Para valuar la frecuencia natural de la estructura se pueden usar las recomendaciones de la Ref. 2.

El análisis para obtener los elementos mecánicos que forman parte de la estructura, se realizará con cualquier método reconocido para la obtención de los elementos mecánicos.

En el análisis y diseño de los elementos que forman parte de un pozo, se utilizarán las acciones y los esfuerzos permisibles y recomendaciones en las Ref. 1 y 2, así como en el de Recipientes del "MAPAS" Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

BIBLIOGRAFIA

1. SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA (SEDUE) :
"Especificaciones para proyectos de abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana"
2. ERNEST W. STEEL - TERENCE J. McGHEE: "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado".
3. ANDREW L. SIMON: "Hidráulica práctica".
4. GILBERTO SOTELO: "Hidráulica General".
5. VEN TE CHOW: "Open Channel Hydraulic "
6. U.S. BUREAU OF RECLAMATION: " Diseño de Presas Pequeñas".
7. UNAM, FACULTAD DE INGENIERIA; ENRIQUE CESAR VALDEZ:
"Abastecimiento de Agua Potable".
8. MARTINEZ APARICIO: "Hidrología de Superficie"
9. L.MIJAILOV: "Hidrogeología"
- 10.SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS: " Instructivo para Aforo de Corrientes"
- 11.STREETER: "Fluid Mechanics"
- 12.FAIR, GEYER, OKUN: "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Tomo I."
- 13.F. TORRES HERRERA: "Obras Hidráulicas"
- 14.ULRIC P. GIBSON, REXFORD D. SINGER, "Manual de Los Pozos Pequeños"
- 15.RAY K. LINSLEY: "Hydrology"

Tabla de conversión de unidades de medida al Sistema Internacional de Unidades (SI)

OTROS SISTEMAS DE UNIDADES		MULTIPLICADO POR	SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI)	
UNIDAD	SÍMBOLO		SE CONVIERTE A	
			UNIDAD	SÍMBOLO
LONGITUD				
Pie	pie, ft.,'	0.3048	metro	m
Pulgada	plg., in, "	25.4	milímetro	mm
PRESIÓN/ ESFUERZO				
Kilogramo fuerza/cm ²	kg _f /cm ²	98,066.5	Pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² ,PSI	6,894.76	Pascal	Pa
Atmósfera	atm	98,066.5	Pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9,806.65	Pascal	Pa
Mm de mercurio	mm Hg	133.322	Pascal	Pa
Bar	bar	100,000	Pascal	Pa
FUERZA/ PESO				
Kilogramo fuerza	kg _f	9.8066	Newton	N
MASA				
Libra	lb	0.453592	kilogramo	kg
Onza	oz	28.30	gramo	g
PESO VOLUMÉTRICO				
Kilogramo fuerza/m ³	kg _f /m ³	9.8066	N/m ³	N/m ³
Libra /ft ³	lb/ft ³	157.18085	N/m ³	N/m ³
POTENCIA				
Caballo de potencia, Horse Power	CP, HP	745.699	Watt	W
Caballo de vapor	CV	735	Watt	W
VISCOSIDAD DINÁMICA				
Poise	μ	0.01	Mili Pascal segundo	mPa.s
VISCOSIDAD CINEMÁTICA				
Viscosidad cinemática	v	1	Stoke	m ² /s (St)
ENERGÍA/ CANTIDAD DE CALOR				
Caloría	cal	4.1868	Joule	J
Unidad térmica británica	BTU	1,055.06	Joule	J
TEMPERATURA				
Grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	Grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²